

# СПРАВОЧНИК

ПО

ГИДРАВЛИЧЕСКИМ  
РАСЧЕТАМ

Издание четвертое,  
переработанное и дополненное

Под редакцией  
П. Г. КИСЕЛЕВА



«ЭНЕРГИЯ» • МОСКВА • 1972

*scan: The Stainless Steel Cat*

Авторы: П. Г. Киселев, А. Д. Альтшуль,  
Н. В. Данильченко, А. А. Каспарсон, Г. И. Кривченко,  
Н. Н. Пашков, С. М. Слиссский

**Справочник по гидравлическим расчетам.** Под редакцией П. Г. Киселева. Изд. 4-е, переработ. и доп. М., «Энергия», 1972.

312 с. с ил.

На обороте тит. л. авт.: П. Г. Киселев, А. Д. Альтшуль,  
Н. В. Данильченко, А. А. Каспарсон, Г. И. Кривченко,  
Н. Н. Пашков, С. М. Слиссский

Четвертое издание «Справочника по гидравлическим расчетам», как и все предыдущие, представляет собой сводку основных формул, определений, опытных коэффициентов, вспомогательных таблиц и графиков, полезных при производстве гидравлических расчетов. Текст ограничен краткими пояснениями, необходимыми для облегчения использования собранного в справочнике материала.

Книга является пособием при проектировании каналов и сооружений различных водохозяйственных систем и содержит, кроме сведений по гидравлике, краткие сведения из области гидротехнических сооружений и гидромашин.

Книга рассчитана на инженеров, техников, студентов и других лиц, работающих в области гидротехнического строительства, в частности в области использования водной энергии.

3-2-11  
54-72

6С7

*Петр Григорьевич Киселев,  
Адольф Давидович Альтшуль,  
Наталья Васильевна Данильченко,  
Август Альфредович Каспарсон,  
Георгий Израилевич Кривченко,  
Николай Николаевич Пашков,  
Сергей Митрофанович Слиссский*

**Справочник по гидравлическим расчетам**

Редакторы: **Н. В. Данильченко, Н. Н. Пашков**

Редактор издательства **Н. И. Крысько**

Переплет художника **А. М. Кувшинникова**

Технический редактор **Л. М. Кузнецова**

Корректор **В. С. Антипова**

Сдано в набор 31/1 1972 г. Подписано к печати 4/ХІ 1972 г.  
Т. 14997 Формат 84×108<sup>1/16</sup> Бумага типографская № 2  
Усл. печ. л. 32,76 Уч.-изд. л. 43,24  
Тираж 25 000 экз. Зак. 1044 Цена 2 р. 39 к.

Издательство «Энергия». Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10.

Московская типография № 10 Главполиграфпрома Комитета по печати при Совете Министров СССР. Шлюзовая наб., 10.

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Четвертое издание «Справочника по гидравлическим расчетам» под редакцией П. Г. Киселева предназначено для инженеров, техников, студентов и других лиц, работающих в области гидротехнического строительства.

Предыдущие издания Справочника (1950, 1957, 1961 гг.) составлены одним автором — П. Г. Киселевым. В четвертом издании сохранено построение, принятое в предыдущих изданиях. Справочный материал сопровождается краткими пояснениями и примерами расчета, облегчающими практическое использование книги.

Так же как и в первых изданиях, в Справочник включены не только вопросы общей гидравлики, но и ряд специальных вопросов, при этом в Справочнике приводятся не только рекомендуемые методы и формулы для гидравлического расчета, но и другие зависимости, которые могут быть полезными в проектной практике, например для целей сравнения результатов вычислений. Это предоставляет читателю некоторую свободу выбора метода расчета или формулы в соответствии с особенностями той или иной задачи расчета и требуемой точности получаемого результата.

В четвертое издание включены новые главы: гл. 10 «Гидравлика сооружений», гл. 11 «Движение наносов и гидротранспорт», гл. 16 «Гидравлическое моделирование». Вопросы о гидравлических сопротивлениях выделены в самостоятельную гл. 4. Полностью переработан раздел о волновых явлениях в открытых водоемах, что связано с новыми данными о воздействии волн на морские сооружения и разработкой новых положений для ТУиН. Весь остальной материал пересмотрен, дополнен новыми данными, полученными в результате научных исследований как в СССР, так и за рубежом, в текст внесены различные коррективы.

В составлении настоящего четвертого издания Справочника приняли участие: проф., канд. техн. наук П. Г. Киселев, которым подготовлены главы 1, 2, 3, 6, 8, 9, 12, 13, § 14-7 раздела А гл. 14, § 16-1 и частично § 16-2 гл. 16, а также проведено общее редактирование всей книги; доцент, канд. техн. наук А. Д. Альтшуль, которым значительно переработаны и подготовлены гл. 4 «Гидравлические сопротивления», гл. 5 «Истечение из отверстий», гл. 7 «Напорные трубопроводы»; доцент, канд. техн. наук Н. В. Данильченко, которая написала новую гл. 11 «Движение наносов и гидротранспорт»; доцент, канд. техн. наук А. А. Каспарсон, заново написавший раздел А гл. 14 «Ветровые волны и их воздействие на гидротехнические сооружения»; проф., доктор техн. наук Г. И. Кривченко, которым подготовлены раздел Б гл. 14 «Уравнительные резервуары» и гл. 15 «Гидравлические машины»; доцент, канд. техн. наук Н. Н. Пашков, которым написаны § 16-3—16-5, и частично § 16-2 гл. 16; проф., доктор техн. наук С. М. Слиссский, которым написана новая гл. 10 «Гидравлика сооружений».

Все соавторы выражают свою глубокую благодарность коллективу кафедры гидравлики МЭИ проф., доктору техн. наук С. В. Избашу; проф., доктору техн. наук Б. Т. Емцеву; проф., доктору техн. наук И. В. Лебедеву; доц., канд. техн. наук П. М. Слисскому и доц., канд. техн. наук Б. Э. Глезеру за их большой труд по просмотру рукописи четвертого издания «Справочника по гидравлическим расчетам», замечания и рекомендации которых были очень полезны и учтены авторами при окончательной отработке материала книги. Глубокая благодарность выражается заслуженному деятелю науки и техники РСФСР проф., доктору техн. наук Р. Р. Чугаеву за его отзывы по предыдущим изданиям, учтенные при подготовке настоящего издания.

Замечания по настоящему четвертому изданию книги «Справочник по гидравлическим расчетам» авторы просят направлять по адресу: Москва, 113114, Шлюзовая наб., 10, издательство «Энергия».

*П. Г. КИСЕЛЕВ*

## ТЕРМИНЫ, ЧАСТО ВСТРЕЧАЮЩИЕСЯ В ЛИТЕРАТУРЕ ПО ГИДРАВЛИКЕ

**Абсолютное полное гидростатическое давление** — напряжение сжатия жидкости, фактически существующее в данной точке.

**Аэрация потока жидкости** — насыщение жидкости воздухом в процессе ее движения.

**Бурное состояние потока** — состояние потока при глубине меньше критической.

**Вакуумметрическое давление (вакуум)** — разность между атмосферным давлением и полным (абсолютным) давлением в жидкости (газе).

**Вес жидкости объемный** — отношение веса данной жидкости к объему, или вес единицы объема.

**Примечание:** Этот широко распространенный термин не относится к числу «нерекомендуемых» и принят в настоящей книге. По «Терминологии механики жидкости» (АН СССР, вып. 12, 1952) вместо термина «объемный вес» принят термин «удельный вес».

**Вес жидкости удельный** (см. вес жидкости объемный).

**Вес относительный** — отношение веса тела к весу дистиллированной воды, взятой в том же объеме, при 4 °С.

**Винтовое движение жидкости** — частный случай вихревого движения, когда вектор угловой скорости совпадает по направлению с вектором линейной скорости данной частицы.

**Вихрь** (обозначают rot  $v$ ) — вектор удвоенной угловой скорости в точке потока жидкости (газа), определяемый проекциями

$$2\omega_x = \left( \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right); \quad 2\omega_y = \left( \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right)$$

и

$$2\omega_z = \left( \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right).$$

**Вихревое движение жидкости** — движение жидкости с вращением ее частиц вокруг своих центров тяжести.

**Вихревая трубка** — трубка, образованная системой вихревых линий, проходящих через точки элементарного замкнутого контура.

**Вихревая линия** — линия, касательные ко всем точкам которой являются векторами вихря в этих точках.

**Вихревой шнур** — масса движущейся жидкости, заключенная в вихревой трубке.

**Водоворотная зона** — область, занятая вращающимися массами жидкости, граничащая с основным течением данного потока.

**Водоизмещение** — объем погруженной в жидкость части плавающего тела.

**Водоупор** — водонепроницаемый слой, подстилающий область пористого водонасыщенного грунта.

**Водослив** — любая преграждающая поток стенка, через которую происходит перелив потока.

**Волны ветровые** — волны на свободной поверхности воды, обусловленные воздействием ветра.

**Вторичные (секундарные) течения** — течения, сопутствующие основному поступательному движению жидкости данного потока, например поперечная циркуляция на повороте.

**Высота приведенная** — высота столба жидкости, который соответствует абсолютному (полному) давлению в данной точке жидкости.

**Высота пьезометрическая** — высота столба жидкости, вес которой при давлении, равном нулю на его свободной поверхности, уравнивает давление в данной точке, т. е. высота столба жидкости, равная  $p/\gamma$ .

**Вязкая жидкость** — жидкость, обладающая вязкостью (термин, противоположный термину «невязкая жидкость»).

**Вязкость** — свойство жидкости оказывать сопротивление относительному движению (сдвигу) частиц жидкости.

**Гидравлика** — отдел механики жидкости, изучающий кроме общих законов равновесия и движения жидкости специальные вопросы, связанные с инженерной практикой.

**Гидравлическая крупность** — скорость осаждения твердых частиц в неподвижной жидкости.

**Гидравлический показатель русла** — степень, в которую надо возвести отношение глубин потока в данном открытом русле, чтобы получить квадрат отношения соответствующих расходных характеристик.

**Гидравлический прыжок** — форма скачкообразного перехода потока жидкости из бурного состояния в спокойное.

**Гидравлический удар** — резкое изменение давления жидкости, при напорном режиме вызываемое резким изменением скорости за весьма малый промежуток времени.

**Гидравлический уклон** (нерекомендуемый термин: «гидравлический градиент») — уменьшение удельной энергии потока, отнесенное к его длине.

**Гидродинамика** — раздел механики жидкости (гидромеханики), изучающий движение жидкости, а также взаимодействие между жидкостью и твердыми телами при их относительном движении.

**Гидродинамическая сетка** — сетка криволинейных квадратов, образованная пересечением семейства линий равного потенциала скорости и семейства линий тока (линий движения).

**Гидромеханика** — механика жидкости. Раздел механики, изучающий движение и равновесие жидкости, а также взаимодействие между жидкостью и твердыми телами, полностью или частично погруженными в жидкость.

**Градиент скорости** ( $\text{grad } v = \frac{dv}{dn}$ ) — интенсивность изменения скорости по заданному направлению, обычно по нормали к направлению скорости.

**Давление избыточное, или манометрическое** — превышение давления в жидкости (газе) над атмосферным.

**Давление жидкости на стенку** — сила, с которой жидкость давит на рассматриваемую площадь заданной плоской или криволинейной поверхности.

**Движение безвихревое** (потенциальное) — движение жидкости без вращения ее частиц вокруг своих центров тяжести.

**Движение безнапорное** — движение жидкости со свободной поверхностью.

**Движение ламинарное** — движение жидкости без пульсации скорости и, следовательно, без молярного перемешивания жидкости.

**Движение плавноизменяющееся** — неравномерное движение жидкости, при котором кривизна линий тока и угол расхождения между ними весьма малы.

**Движение плоское** (плоскопараллельное) — движение жидкости, параллельное некоторой неподвижной плоскости, при котором его характеристики (скорость, давление и др.) не зависят от расстояния частиц жидкости от этой плоскости.

**Движение потенциальное** (см. движение безвихревое).

**Движение равномерное** — движение, при котором скорости в сходственных точках двух смежных сечений равны между собой.

**Движение спокойное** — движение жидкости в открытом русле при глубинах более критической.

**Движение турбулентное** — движение жидкости с пульсацией скорости вследствие молярного перемешивания жидкости.

**Движение установившееся** — движение жидкости, при котором его характеристики в любой точке потока остаются неизменными во времени.

**Движение одномерное** — движение жидкости вдоль некоторой оси, при котором его характеристики (скорость, давление и др.) не зависят от расстояния частиц от этой оси.

**Движение осесимметричное** — движение жидкости, при котором поле скоростей движения, давлений и др. характеристик одинаково для любых плоскостей, проходящих через ось симметрии.

**Движение пробковое** — движение, при котором газовая фаза смеси периодически полностью занимает поперечное сечение трубопровода.

**Движение эмульсионное** — движение, при котором газосмесь можно приблизительно рассматривать как однородную жидкость.

**Дебит** (в вопросах движения грунтовых вод) — фильтрационный расход (в частности, приток к колодцам).

**Действительная средняя скорость фильтрации** — отношение расхода потока через элементарную площадку, выделенную в поперечном сечении фильтрующей части пористой среды, к площади пор на рассматриваемой элементарной площадке.

**Динамическая вязкость** (или коэффициент вязкости) — характеристика вязкости жидкости, выражаемая отношением касательного напряжения в точке поверхности соприкосновения слоев жидкости к градиенту скорости в данной точке по нормали к поверхности соприкосновения при движении жидкости параллельными слоями.

**Динамическая скорость** (или скорость касательного напряжения на стенке) определяется по формуле

$$u_* = \sqrt{gRi}.$$

**Дисперсия** — термин, определяющий точное значение (математическое ожидание) квадрата среднего отклонения случайной величины от ее точного значения  $\sigma^2 = M[x - M(x)]^2$  (квадрат «стандарта»).

**Жидкость** — тело, обладающее свойством текучести, т. е. способное сколь угодно сильно изменять свою форму под действием сколь угодно малых сил, но в отличие от газа весьма мало изменяющее свою плотность при изменении давления.

**Жидкость гидрофобная** — водоотталкивающая жидкость.

**Жидкость идеальная** (невязкая) — модель жидкости, наделенная свойством несопротивляемости усилиям сдвига.

**Жидкость капельная** — термин, который применяется для отличия жидкости от газа в тех случаях, когда газ рассматривают как «сжимаемую жидкость».

**Жидкость многофазная** — жидкость, представляющая собой механическую смесь капельной жидкости, влекомых ею наносов (твердая фаза) и газовых включений (в форме пузырьков).

**Жидкость ньютоновская**, вязкая жидкость, точно отвечающая закону трения жидких тел Ньютона  $\tau = \mu \frac{du}{dn}$ ; **неньютоновская** — жидкость, не отвечающая этим законам.

**Жидкость однородная** — жидкость, плотность которой во всех точках постоянна.

**Жидкость реальная** — жидкость действительная, обладающая всеми характерными для нее физическими свойствами (обычно противопоставляется термину «идеальная жидкость»).

**Зыбь** — волны, распространяющиеся после прекращения воздействия ветра.

**Инверсия струи** — изменение формы поперечного сечения струи по ее длине (при истечении жидкости из отверстия в атмосферу).

**Кавитация** — явление нарушения сплошности текущей жидкости из-за выделения внутри нее пузырьков газа или паров самой жидкости.

**Кинематическая вязкость**  $\nu$  — отношение динамической вязкости к плотности жидкости.

**Коэффициент кинетической энергии потока** (коэффициент Кориолиса) — отношение действительной удельной величины кинетической энергии потока к величине удельной кинетической энергии, вычисленной в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости.

**Примечание.** В настоящей книге этот коэффициент (обозначаемый обычно буквой  $\alpha$ ) именуется «коррективом скоростного напора» (см. § 3-3).

**Коэффициент количества движения потока** (коэффициент Буссинеска) — отношение действительной величины количества движения потока к величине количества движения, вычисленного в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости потока.

**Коэффициент сопротивления по длине** (коэффициент Дарси)  $\lambda$  — безразмерная величина, зависящая от шероховатости стенок русла и числа Рейнольдса.

**Коэффициент фильтрации** — скорость фильтрации при гидравлическом уклоне, равном единице.

**Коэффициент Шези** (или скоростной множитель) — наименование размерного коэффициента  $C$  в формуле средней скорости потока при равномерном движении, т. е. в формуле Шези  $v = C \sqrt{Ri}$ .

**Кривая депрессии** — линия, изображающая на плоскости свободную поверхность грунтового потока.

**Кривая подпора** — кривая свободной поверхности потока, в котором глубина возрастает в направлении движения.

**Кривая спада** — кривая свободной поверхности потока, в котором глубина убывает в направлении движения.

**Критическая глубина** — глубина потока, при которой удельная энергия сечения для заданного расхода достигает минимального значения.

**Критическая скорость Рейнольдса** — величина средней скорости потока, соответствующая критическому числу Рейнольдса при данных условиях.

**Критический уклон** — уклон дна, при котором нормальная глубина потока равна критической глубине.

**Линия тока** — линия, проведенная через ряд последовательно расположенных точек, скорость течения в которых направлена по касательной к этой линии.

**Математическое ожидание** — предел, к которому стремится среднеарифметическое значение ряда величин при неограниченно большом их числе.

**Маха число** — отношение действительной скорости к скорости звука.

**Местные потери напора** — затраты удельной энергии потока на преодоление местных сопротивлений.

**Метацентрическая высота** — расстояние от метacentра до центра тяжести тела.

**Метацентрический радиус** — расстояние от метacentра до центра водоизмещения в равновесном состоянии плавающего тела.

**Напор** — сумма трех высот: высоты положения, высоты давления и скоростной высоты.

**Нормальная глубина** — глубина потока при равномерном движении.

**Потери напора по длине** — затраты удельной энергии потока жидкости на преодоление сил трения, пропорциональные длине расчетного участка.

**Пульсация скорости** — колебательное отклонение местной скорости от ее среднего значения на величину  $\pm \Delta u$ .

**Пульсация давления** — колебательное отклонение давления в данной точке от его среднего значения.

**Пьезометрический уклон** — уменьшение потенциальной энергии потока, отнесенное к его длине.

**Расход** — объем жидкости, протекающий в единицу времени через поперечное сечение потока.

**Расходная характеристика** (нерекондуемые термины: «пропускная характеристика», «модуль расхода») — расход в заданном русле при гидравлическом уклоне, равном единице.

**Свободная поверхность** — поверхность раздела между жидкостью и газообразной средой с постоянным давлением.

**Скорость местная** — скорость в данной точке.

**Скорость осредненная** — средняя величина местных скоростей за достаточно большой промежуток времени.

**Скорость фильтрации** — средняя скорость потока, равная отношению фильтрационного расхода  $Q$  к поперечному сечению фильтрующей среды ( $\omega_{пор} + \omega_{скелета}$ ).

**Скоростная высота** (скоростной напор) — высота, при свободном падении с которой частица жидкости приобретает данную скорость, т. е. высота, равная  $\frac{v^2}{2g}$ .

Произведение  $\rho \frac{v^2}{2g}$  называют динамическим давлением.

**Скоростная характеристика  $W$**  — произведение двух первых множителей формулы  $v = C \sqrt{Ri}$  ( $W = C \sqrt{R}$ ); скорость при гидравлическом уклоне, равном единице.

**Сопряженные (взаимные) глубины** — глубины потока перед прыжком и за ним.

**Спокойное состояние потока** — состояние потока при глубине потока больше критической.

**Средняя скорость потока** — скорость, с которой должны были бы двигаться все частицы жидкости через живое сечение потока, чтобы расход был равен расходу, проходящему через это сечение при действительном распределении скоростей.

**Трубка тока** — трубка, образованная системой линий тока, проходящих через точки малого замкнутого контура.

**Удельный расход** — величина расхода, приходящегося в среднем на единицу ширины водослива или канала прямоугольного сечения.

**Удельная энергия** — механическая энергия жидкости, приходящаяся на единицу весового расхода, определяемая относительно произвольно выбранной горизонтальной плоскости. (Численно равна напору.)

**Примечание.** Удельная энергия в данном живом сечении потока со свободной поверхностью, отнесенная к горизонтальной плоскости, проходящей через низшую точку этого сечения (без учета удельной энергии, соответствующей давлению на свободной поверхности), называется «удельной энергией сечения».

**Уклон дна русла** — интенсивность понижения дна русла вдоль по течению жидкости; определяется по формуле  $i = -\frac{dz}{ds}$ .

**Фильтрация** — движение жидкости через пористую среду.

**МАТЕМАТИЧЕСКИЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ**

- = и  $\neq$  равно и не равно
- $\approx$  приблизительно равно
- $>$  и  $<$  больше и меньше
- $\geq$  и  $\leq$  не больше и не меньше
- $\gg$  и  $\ll$  значительно больше и значительно меньше
- lg и ln логарифм десятичный и логарифм натуральный
- $\perp$  и  $\parallel$  перпендикулярно и параллельно
- $\infty$  бесконечность
- $\rightarrow$  стремится к ...
- lim предел
- $\Sigma$  сумма

- $\Delta$  приращение
- const постоянная величина (константа)
- idem одинаковая
- $\sim$  знак подобия
- $[A]_t$  величина  $A$  постоянная относительно величины  $t$
- $f(\cdot); \varphi(\cdot); F(\cdot)$  обозначение функций
- $\angle$  угол
- dim размерность
- exp экспонента, обозначение показательного закона зависимости величины  $y$  от величины  $x$ ;  $y = e^x = \exp x$
- $\nabla$  символ дифференциальной операции над функцией

**ГРЕЧЕСКИЙ АЛФАВИТ**

Aa	Bβ	Γγ	Δδ
альфа	бэта	гамма	дэльта
Εε	Ζζ	Ηη	Θθ
эпсилон	дзэта	эта	тэта
Ιι	Κκ	Λλ	Μμ
iota	каппа	лямбда	ми
Νυ	Ξξ	Οο	Ππ
ни	кси	омикрон	пи
Ρρ	Σσ	Ττ	Υυ
ро	сигма	тау	ипсилон
Φφ	Χχ	Ψψ	Ωω
фи	хи	пси	омега

**ЛАТИНСКИЙ АЛФАВИТ**

Aa	Bb	Cc	Dd	Ee	Ff
a	бэ	цэ	дэ	e	эф
Gg	Hh	Ii	Jj	Kk	Ll
же	аш	и	жи	ка	эль
Mm	Nn	Oo	Pp	Qq	Rr
эм	эн	о	пэ	ку	эр
Ss	Tt	Uu	Vv	Ww	
эс	тэ	у	вэ	дубль-вэ	
Xx	Yy	Zz			
икс	игрек	зэт			

**П ГЛАВА ПЕРВАЯ**

**ТАБЛИЦЫ. РАЗЛИЧНЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ДАННЫЕ**

1-1. КВАДРАТНЫЕ И КУБИЧЕСКИЕ КОРНИ НЕКОТОРЫХ ЧИСЕЛ

n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$
0,01	0,100	0,215	0,06	0,245	0,391	0,20	0,447	0,585	0,70	0,837	0,888	3	1,732	1,442
0,02	0,141	0,271	0,07	0,265	0,412	0,30	0,548	0,669	0,80	0,894	0,928	4	2,000	1,587
0,03	0,173	0,311	0,08	0,283	0,431	0,40	0,632	0,737	0,90	0,949	0,965	5	2,236	1,710
0,04	0,200	0,342	0,09	0,300	0,448	0,50	0,707	0,794	1	1,000	1,000	6	2,450	1,817
0,05	0,224	0,368	0,10	0,316	0,464	0,60	0,775	0,843	2	1,414	1,260	7	2,646	1,913

1-2. ЭЛЛИПТИЧЕСКИЕ ИНТЕГРАЛЫ 1-го РОДА:  $F(\lambda, \varphi) = \int_0^\varphi \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \lambda^2 \sin^2 \varphi}}$ ;  $\lambda = \sin \theta$

φ, град	θ, град									
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,1745	0,1746	0,1746	0,1748	0,1749	0,1751	0,1752	0,1753	0,1754	0,1754
20	0,3491	0,3493	0,3499	0,3508	0,3520	0,3533	0,3545	0,3555	0,3561	0,3564
30	0,5236	0,5243	0,5263	0,5294	0,5334	0,5379	0,5422	0,5459	0,5484	0,5493
40	0,6981	0,6997	0,7043	0,7116	0,7213	0,7323	0,7436	0,7535	0,7604	0,7629
50	0,8727	0,8756	0,8842	0,8982	0,9173	0,9401	0,9647	0,9876	1,0044	1,0107
60	1,0472	1,0519	1,0666	1,0896	1,1226	1,1643	1,2125	1,2619	1,3014	1,3170
70	1,2217	1,2288	1,2495	1,2853	1,3372	1,4068	1,4944	1,5955	1,6918	1,7354
80	1,3963	1,4056	1,4344	1,4846	1,5597	1,6660	1,8125	2,0119	2,2653	2,4362
90	1,5708	1,5828	1,6200	1,6858	1,7868	1,9356	2,1565	2,5046	3,1534	

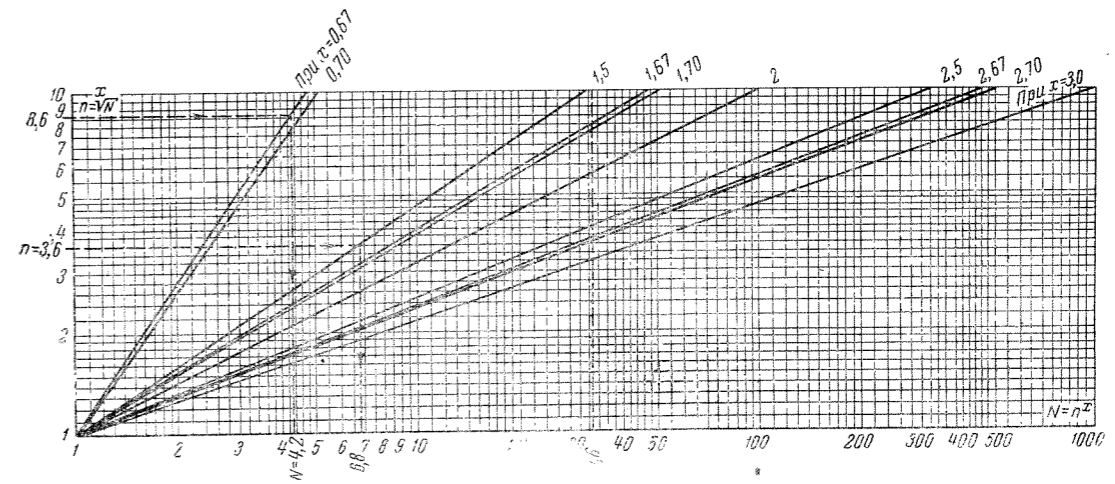


Рис. 1-1. График для приближенных определений величин  $N = n^x$  и величин  $n = \frac{x}{N}$  при различных значениях  $x$ .

**Пример.** Дано  $n = 8,6$ . Найти  $N = 8,6^{0,67}$ .

**Решение.** Пользуясь линией при  $x = 0,67$  по шкале  $N$  (по горизонтальной оси), читаем  $N = 4,2$ .  
**Примечание.** Для возведения чисел  $> 10$  в степень  $x$  надо пользоваться правилом:  $N = (n \cdot 10)^x = n^x \cdot 10^x$ . Например  $361,5^x = 3,61,5 \cdot 10^{1,5} = 6,8 \cdot 31,6 = 215$ .

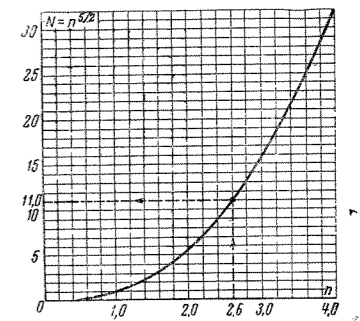


Рис. 1-2. График для определения  $N = n^{5/2}$ , а также для определения  $n = \sqrt[5]{N^2}$ .

**Пример.** Дано  $n = 2,6$ ; находим  $N = 2,6^{5/2} = 11$ .

б) ЕДИНИЦЫ ПЛОЩАДИ

Единица площади	км <sup>2</sup>	га	а	м <sup>2</sup>	кв. дюйм	кв. фут	кв. миля (морская)
1 км <sup>2</sup>	1	100	10 <sup>4</sup>	10 <sup>6</sup>	1,55·10 <sup>9</sup>	1,08·10 <sup>7</sup>	0,292
1 га	10 <sup>-2</sup>	1	10 <sup>2</sup>	10 <sup>4</sup>	1,55·10 <sup>7</sup>	1,08·10 <sup>5</sup>	2,92·10 <sup>-3</sup>
1 а	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-2</sup>	1	10 <sup>2</sup>	1,55·10 <sup>5</sup>	1,08·10 <sup>3</sup>	2,92·10 <sup>-5</sup>
1 м <sup>2</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-2</sup>	1	1,55·10 <sup>3</sup>	10,8	2,92·10 <sup>-7</sup>
1 кв. дюйм	6,45·10 <sup>-10</sup>	6,45·10 <sup>-8</sup>	6,45·10 <sup>-6</sup>	6,45·10 <sup>-4</sup>	1	6,94·10 <sup>-3</sup>	1,88·10 <sup>-10</sup>
1 кв. фут	9,29·10 <sup>-8</sup>	9,29·10 <sup>-6</sup>	9,29·10 <sup>-4</sup>	9,29·10 <sup>-2</sup>	144	1	2,71·10 <sup>-8</sup>
1 кв. миля морская	3,43	3,43·10 <sup>2</sup>	3,43·10 <sup>4</sup>	3,43·10 <sup>6</sup>	5,32·10 <sup>9</sup>	3,69·10 <sup>7</sup>	1

в) ЕДИНИЦЫ ОБЪЕМА

Единица объема	м <sup>3</sup>	л (дм <sup>3</sup> )	см <sup>3</sup>	куб. дюйм	куб. фут	американский галлон	английский галлон
1 м <sup>3</sup>	1	10 <sup>3</sup>	10 <sup>6</sup>	6,1·10	35,3	264	220
1 л (дм <sup>3</sup> )	10 <sup>-3</sup>	1	10 <sup>3</sup>	61	3,53·10 <sup>-2</sup>	0,264	0,2207
1 см <sup>3</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-3</sup>	1	6,1·10 <sup>-2</sup>	3,53·10 <sup>-5</sup>	0,264·10 <sup>-3</sup>	0,22·10 <sup>-3</sup>
1 куб. дюйм	1,64·10 <sup>-5</sup>	1,64·10 <sup>-2</sup>	16,4	1	5,79·10 <sup>-4</sup>	4,34·10 <sup>-3</sup>	3,61·10 <sup>-3</sup>
1 куб. фут	2,83·10 <sup>-2</sup>	28,3	2,83·10 <sup>4</sup>	1,73·10 <sup>3</sup>	1	7,46	6,23
1 американский галлон	3,785·10 <sup>-3</sup>	3,785	3,785·10 <sup>3</sup>	231	1,339·10 <sup>-3</sup>	1	0,833
1 английский галлон	4,544·10 <sup>-3</sup>	4,544	4,544·10 <sup>3</sup>	277	0,1603	1,200	1

г) ЕДИНИЦЫ ПЛОСКОГО УГЛА

Единица угла	рад	град	1'	1''	1 оборот (окружность)	Доля прямого угла
1 рад	1	57,3	3,44·10 <sup>3</sup>	2,06·10 <sup>5</sup>	0,159	0,637
1 град	1,75·10 <sup>-2</sup>	1	60	3,6·10 <sup>3</sup>	2,78·10 <sup>-3</sup>	1,11·10 <sup>-2</sup>
1 1'	2,91·10 <sup>-4</sup>	1,67·10 <sup>-2</sup>	1	60	4,63·10 <sup>-3</sup>	1,85·10 <sup>-4</sup>
1 1''	4,85·10 <sup>-6</sup>	2,78·10 <sup>-4</sup>	1,67·10 <sup>-2</sup>	1	7,72·10 <sup>-7</sup>	3,09·10 <sup>-6</sup>
1 оборот (окружность)	6,28	360	2,16·10 <sup>4</sup>	1,30·10 <sup>6</sup>	1	4
1 _ (прямой угол)	1,57	90	5,40·10 <sup>3</sup>	3,24·10 <sup>5</sup>	0,25	1

д) ЕДИНИЦЫ СКОРОСТИ

Единицы скорости	м/сек	м/мин	км/ч	узел
1 м/с	1	60	3,6	1,94
1 м/мин	1,67·10 <sup>-2</sup>	1	6·10 <sup>-2</sup>	3,24·10 <sup>-2</sup>
1 км/ч	0,278	16,7	1	0,540
1 узел	0,5148	30,9	1,853	1

1 узел=1 английской миле в час

ж) ЕДИНИЦЫ СИЛЫ

Единицы силы	Н	дин	кгс	английский фунт-сила
1 Н	1	10 <sup>5</sup>	0,102	0,225
1 дин	10 <sup>-5</sup>	1	1,02·10 <sup>-6</sup>	0,225·10 <sup>-5</sup>
1 кгс	9,81	9,81·10 <sup>5</sup>	1	2,21
1 английский фунт-сила	4,45	4,45·10 <sup>5</sup>	0,454	1

1 Н=7,35 английского паундаля

е) ЕДИНИЦЫ МАССЫ

Единицы массы	кг	г	кгс·сек <sup>2</sup> /м	т
1 кг	1	10 <sup>3</sup>	0,102	10 <sup>-3</sup>
1 г	10 <sup>-3</sup>	1	1,02·10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-6</sup>
1 кгс·сек <sup>2</sup> /м	9,81	9,81·10 <sup>3</sup>	1	9,81·10 <sup>-3</sup>
1 т	10 <sup>3</sup>	10 <sup>6</sup>	102	1

1 кг=2,20 английских фунта

з) ЕДИНИЦЫ ДАВЛЕНИЯ

Единицы давления	Па	дин/см <sup>2</sup>	кгс/см <sup>2</sup>	ата	мм рт. ст.
1 Па	1	10	1,02·10 <sup>-5</sup>	9,87·10 <sup>-6</sup>	7,50·10 <sup>-3</sup>
1 Н/м <sup>2</sup>	1	10	1,02·10 <sup>-5</sup>	9,87·10 <sup>-6</sup>	7,50·10 <sup>-3</sup>
1 дин/см <sup>2</sup>	0,1	1	1,02·10 <sup>-6</sup>	9,87·10 <sup>-7</sup>	7,50·10 <sup>-4</sup>
1 кгс/см <sup>2</sup> (ат)	9,81·10 <sup>4</sup>	9,81·10 <sup>5</sup>	1	0,968	7,35·10 <sup>-2</sup>
1 ата	1,01·10 <sup>5</sup>	1,01·10 <sup>6</sup>	1,03	1	7,6·10 <sup>2</sup>
1 мм рт. ст.	133	1330	1,36·10 <sup>-3</sup>	1,31·10 <sup>-3</sup>	1

и) ЕДИНИЦЫ РАБОТЫ И ЭНЕРГИИ

Единицы работы	Дж	эрг	кгс·м	кал	ккал	кВт·ч
1 Дж	1	10 <sup>7</sup>	0,102	0,239	2,39·10 <sup>-4</sup>	2,78·10 <sup>-7</sup>
1 эрг	10 <sup>-7</sup>	1	1,02·10 <sup>-8</sup>	2,39·10 <sup>-8</sup>	2,39·10 <sup>-11</sup>	2,78·10 <sup>-14</sup>
1 кгс·м	9,81	9,81·10 <sup>7</sup>	1	2,34	2,34·10 <sup>-8</sup>	2,72·10 <sup>-6</sup>
1 кал	4,19	4,19·10 <sup>7</sup>	0,427	1	10 <sup>-3</sup>	1,16·10 <sup>-6</sup>
1 ккал	4,19·10 <sup>3</sup>	4,19·10 <sup>10</sup>	427	10 <sup>3</sup>	1	1,17·10 <sup>-3</sup>
1 кВт·ч	3,6·10 <sup>6</sup>	3,6·10 <sup>13</sup>	3,67·10 <sup>5</sup>	8,6·10 <sup>5</sup>	860	1

к) ЕДИНИЦЫ МОЩНОСТИ

Единицы мощности	Вт	эрг/сек	кВт	кгс·м/сек	кал/сек	ккал/ч	л. с.
1 Вт	1	10 <sup>7</sup>	10 <sup>-3</sup>	0,102	0,239	0,860	1,36·10 <sup>-2</sup>
1 эрг/сек	10 <sup>-7</sup>	1	10 <sup>-10</sup>	1,02·10 <sup>-8</sup>	2,39·10 <sup>-8</sup>	8,60·10 <sup>-8</sup>	1,36·10 <sup>-10</sup>
1 кВт	10 <sup>3</sup>	10 <sup>10</sup>	1	1,02·10 <sup>2</sup>	239	860	1,36
1 кгс·м/сек	9,81	9,81·10 <sup>7</sup>	9,81·10 <sup>-3</sup>	1	2,34	8,43	1,33·10 <sup>-2</sup>
1 кал/сек	4,19	4,19·10 <sup>7</sup>	4,19·10 <sup>-3</sup>	0,427	1	3,60	5,60·10 <sup>-3</sup>
1 ккал/ч	1,16	1,16·10 <sup>7</sup>	1,16·10 <sup>-3</sup>	0,119	0,278	1	1,58·10 <sup>-3</sup>
1 л. с.	7,36·10 <sup>2</sup>	7,36·10 <sup>9</sup>	0,736	75	175,5	632	1

1-7. ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ВЕС ЖИДКОСТЕЙ δ

(Отношение веса жидкости при t, °C, к весу воды при t=4° C в том же объеме)

Таблица В

Наименование жидкости	δ	t, °C
Алкоголь безводный	0,8063	0
Алкоголь безводный	0,7810	30
Алкоголь водный (75% алкоголя)	0,86	—
Бензин 1 сорта	0,70—0,72	16
Бензин 2 сорта	0,74—0,75	—
Вода (чистая, пресная)	1,00	4
Вода соленая	1,02—1,03	—
Водород жидкий	0,07	—
Глицерин безводный	1,26	0
Глицерин водный:		
10% глицерина по весу	1,0245	—
30% глицерина по весу	1,0771	—
Деревянное масло	0,92	15
Древесный спирт	0,90	—
Касторовое масло	0,97	—
Керосин обыкновенный	0,82—0,83	—
Мазут обыкновенный	0,80—0,92	—
Мазут черный	0,93—0,94	—
Маковое масло	0,92	15
Молоко	1,032	—
Нефть легкая	0,85—0,88	—
Нефть тяжелая	0,92—0,93	—
Нефть в среднем	0,88—0,90	—
Ртуть	13,59593	0
	13,5586	15
	13,5341	25
	13,4731	50
	13,3524	100
Смазочные масла	0,89—0,92	15
Хлористый натрий (раствор):		
насыщенный раствор	1,21	17
5% соли по весу	1,035	18
15% соли по весу	1,109	18
25% соли по весу	1,190	18
Хлопковое масло	0,92—0,93	—
Эфир этиловый	0,74	0

Примечание. Для определения γ — веса 1 м<sup>3</sup> данной жидкости в Н/м<sup>3</sup> табличные значения надо умножить на 9 810, тогда γ=9 810 δ, например для глицерина безводного γ<sub>глиц</sub>=9 810 · 1,26=12 360 Н/м<sup>3</sup>.

1-8. ВЕС 1 м<sup>3</sup> ТВЕРДЫХ ТЕЛ

Таблица Г

Наименование	кН	тс
Антрацит куском	12,8—17,7	1,3—1,80
"  насыпанный	8,9—9,7	0,91—0,99
Бумага	6,35—11,3	0,70—1,15
Бурый уголь куском	10,8—14,1	1,10—1,44
"  "  насыпанный	7,65	0,78
Воск	9,3—9,7	0,95—0,99
Гравий сухой	17,7	1,8
"  сырой	19,62	2,0
Дерево <sup>1</sup> лиственное	10,9—6,48	1,11—0,66
"  хвойное	9,23—4,50	0,84—0,46
береза	9,62—7,16	0,98—0,73
дуб	(5—9—9,35)	от 0,6 до 0,85
ель	(7,85—8,83)—(4,9—5,9)	от 0,8 до 0,9
сосна	8,45—10,6	от 0,5 до 0,6
Каолин	21,6	2,20
Каучук	9,03—9,43	0,92—0,96
Кварц	20,2	2,66
Лед	0,63—9,02	0,88—0,92
Пробка	2,36	0,24
Резина	12,85—15,7	1,31—1,60
Свинец	111,3—112,0	11,22—11,44
Смола	10,5	1,07
Тальк	8,93—9,13	0,91—0,93
Уголь древесный (в зависимости от породы дерева)	1,18—4,9	0,12—0,50
Янтарь	9,81—10,8	1,0—1,10

<sup>1</sup> Первая цифра определяет вес 1 м<sup>3</sup> свежего дерева, вторая цифра — вес 1 м<sup>3</sup> сухого дерева.



1-9. ПЛОТНОСТЬ И ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ВЕС

Плотность как масса единицы объема равна:

$$[\rho] = \frac{[m]}{[W]} = \frac{\text{масса}}{\text{объем}}$$

В системе МКГСС  $[\rho] = \text{кгс} \cdot \text{сек}^2 / \text{м}^4$ .  
В системе СИ  $[\rho] = \text{кг} / \text{м}^3$ .  
Для воды при  $t = 4^\circ\text{C}$

$$[\rho] = 102 \frac{\text{кгс} \cdot \text{сек}^2}{\text{м}^4} = 1\,000 \text{ кг} / \text{м}^3$$

Относительный вес  $\delta$  понимается как отвлеченное число, равное отношению веса данного тела при температуре  $t$  к весу воды при  $t = 4^\circ\text{C}$  в том же объеме. Относительный вес  $\delta$  зависит от температуры и давления.

Значения относительного веса воды при различных температурах (при атмосферном давлении)

$t, ^\circ\text{C}$	$\delta$	$t, ^\circ\text{C}$	$\delta$	$t, ^\circ\text{C}$	$\delta$
0	0,99987	10	0,99975	50	0,98820
4	1,00000	20	0,99826	100	0,95865

1-10. СЖИМАЕМОСТЬ

Сжимаемость жидкостей характеризуется коэффициентом объемной сжимаемости  $\beta$ :

$$\beta = -\frac{1}{W} \frac{dW}{dp}, \text{ м}^2 / \text{кгс},$$

где  $W$  — объем,  $\text{м}^3$ ;  $dW$  — изменение объема,  $\text{м}^3$ ;  $dp$  — изменение давления,  $\text{кгс} / \text{м}^2$ .

Если  $dp = 0$ , то  $dW = 0$ .

Величина, обратная коэффициенту объемной сжимаемости, называется модулем объемной упругости жидкости  $K$ :

$$K = \frac{1}{\beta} = -W \frac{dp}{dW}$$

Значения коэффициента объемной сжимаемости  $\beta \cdot 10^6, \text{ см}^2 / \text{кгс}$

Жидкость	$\beta \cdot 10^6$ при давлении, ат		
	1—500	500—1 000	1 000—1 500
Вода	47,5	41,6	35,8
Алкоголь	76,9	56,5	45,8

При обыкновенной температуре и давлении для воды можно считать

$$\beta = 0,0000475 = \frac{1}{20\,000}, \text{ см}^2 / \text{кгс},$$

тогда уменьшение объема  $\Delta W, \text{ м}^3$ , при увеличении давления на  $\Delta p, \text{ кгс} / \text{см}^2$ , будет:

$$\Delta W = \frac{\Delta p}{20\,000} W$$

или при

$$\beta = \frac{1}{19,62 \cdot 10^8} = 5,12 \cdot 10^{-10} \text{ м}^2 / \text{кгс}$$

$$\Delta W = 5,12 \cdot 10^{-10} \Delta p W$$

1-11. ТЕМПЕРАТУРНОЕ РАСШИРЕНИЕ

Значения коэффициента температурного расширения  $\alpha \cdot 10^6$  для воды

Давление	$\alpha \cdot 10^6$ при температуре, $^\circ\text{C}$					
		0—10	10—20	20—50	60—70	90—100
ат	мПа					
1	0,0981	14	150	422	556	719
100	9,81	43	165	422	548	—
200	19,62	72	183	426	539	—
500	49,05	149	236	429	523	661
900	88,29	229	289	437	514	661

Температура, соответствующая наибольшей плотности воды, понижается с увеличением давления. Так, при нормальном барометрическом давлении (760 мм рт. ст.) наибольшая плотность соответствует  $4^\circ\text{C}$ , при давлении же  $p = 41,6 \text{ ат}$  температура наибольшей плотности будет  $3,3^\circ\text{C}$ , а при  $p = 144,9 \text{ ат}$  всего  $0,6^\circ\text{C}$ .

1-12. ВЯЗКОСТЬ

Свойство жидкости (и газа) сопротивляться усилиям сдвига называется вязкостью. Все реальные жидкости являются вязкими. Обычно вязкость жидкости оценивается так называемой динамической вязкостью  $\mu$ .

Касательное усилие, возникающее в жидкости при неравномерном распределении скоростей в данном поперечном сечении потока (рис. 1-5), определяется по формуле

$$F = \mu S \frac{du}{dn}$$

где  $F$  — касательная сила, возникающая между двумя соседними слоями (в плоскости  $a-a$ ) в пределах площади  $S$ ;  $\frac{du}{dn}$  — градиент скорости;  $\mu$  — динамическая вязкость.

Примечание. На рис. 1-5 изображена кривая распределения скорости. В системе координат  $u$  и  $n$  эта кривая выражает функцию  $u = f(n)$ . Градиент скорости  $\frac{du}{dn} = \text{tg } \alpha$  (угол  $\alpha$  указан на рис. 1-5).

В системе СГС (сантиметр-грамм-секунда) размерность динамической вязкости  $\mu$  будет:

$$[\mu] = \frac{\text{масса}}{\text{длина} \cdot \text{время}} \cdot \text{г} / (\text{см} \cdot \text{сек}); \text{ пз};$$

в системе МКГСС  $[\mu] = \text{кгс} \cdot \text{сек} / \text{м}^2$ , а в системе СИ  $[\mu] = \text{Па} \cdot \text{с}$ .

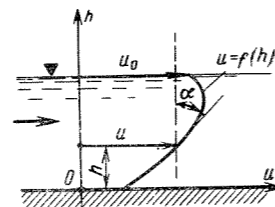


Рис. 1-5.

Кинематической вязкостью  $\nu$  называется отношение

$$[\nu] = \frac{[\mu]}{[\rho]} = \frac{\text{динамическая вязкость}}{\text{плотность}}$$

В системе СГС

$$[\nu] = \frac{[\mu]}{[\rho]} = \frac{\text{г} \cdot \text{см}^{-1} \cdot \text{сек}^{-1}}{\text{г} \cdot \text{см}^{-3}} = \text{см}^2 / \text{сек}.$$

Единицей кинематической вязкости является стокс ( $\text{см}^2 / \text{сек}$ ).  
В системе СИ

$$[\nu] = \text{м}^2 / \text{с}.$$

В системе МКГСС

$$[\nu] = \text{м}^2 / \text{сек}.$$

Значения кинематической вязкости для воды

$t, ^\circ\text{C}$	$\nu \cdot 10^{-6}, \text{ м}^2 / \text{сек}$	$t, ^\circ\text{C}$	$\nu \cdot 10^{-6}, \text{ м}^2 / \text{сек}$
0	1,78	20	1,01
5	1,52	30	0,81
10	1,31	40	0,66
12	1,24	50	0,55
15	1,14		

Динамическая вязкость зависит от температуры и для воды в системе СГС равна (рис. 1-6):

$$\mu = \frac{0,0178\rho}{1 + 0,0337t + 0,000221t^2}$$

Пример. Для воды при температуре  $10^\circ\text{C}$

$$\mu = 0,0131 \text{ г} / (\text{см} \cdot \text{сек}) = \frac{0,0131}{98,1} = 0,000134 \text{ кгс} / (\text{сек} \cdot \text{м}^2) =$$

$$= 0,00133 \text{ Н} / (\text{с} \cdot \text{м}^2);$$

$$\nu = 0,0131 \text{ см}^2 / \text{сек} = 0,00000131 \text{ м}^2 / \text{сек}.$$

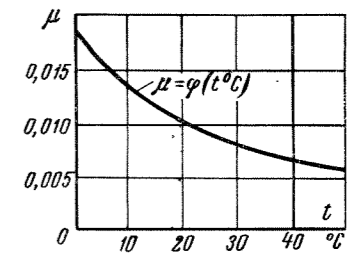


Рис. 1-6. График для определения динамической вязкости  $\mu = f(t^\circ\text{C})$  для воды.

Вязкость гелия (при температуре, близкой к «абсолютному нулю») в тысячи раз менее вязкости воды. Вязкость патоки весьма велика. По данным Н. Н. Павловского она примерно в 60 000 раз более вязкости воды.

Динамическую вязкость воздуха  $\mu$  (так же как и для реальных газов) в очень широком диапазоне изменения давлений можно считать не зависящей от давления и зависящей только от температуры. Динамическая вязкость для воздуха может определяться по формуле

$$\mu = 17,0 \sqrt{1 + 0,003665t} (1 + 0,0008t)^2 \cdot 10^{-6} \text{ Н} / (\text{с} \cdot \text{м}^2),$$

где  $t$  — температура,  $^\circ\text{C}$ .

Для приближенных расчетов можно пользоваться формулой

$$\mu = \mu_0 \left( \frac{t + 273}{273} \right)^{3/4} \text{ Н} / (\text{с} \cdot \text{м}^2),$$

где  $\mu_0$  — динамическая вязкость, при  $t = 0^\circ\text{C}$

$$\mu_0 = 17,0 \cdot 10^{-6} \text{ Н} / (\text{с} \cdot \text{м}^2).$$

Кинематическая вязкость воздуха при объемном весе  $\gamma = 12,3 \text{ Н} / \text{м}^3$  и, следовательно, при плотности

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{12,3}{9,81} = 1,25 \text{ кг} / \text{м}^3$$

равна:

$$\nu = 0,0000016 \text{ м}^2 / \text{с} = 0,16 \text{ см}^2 / \text{с}.$$

Таким образом,  $\mu_{\text{возд}} < \mu_{\text{вод}}$ , но  $\nu_{\text{возд}} > \nu_{\text{вод}}$ .

ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ

2-1. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ В ТОЧКЕ И ЕГО ИЗМЕРЕНИЕ

Основные уравнения гидростатики

$$z + \frac{p}{\gamma} = z_0 + \frac{p_0}{\gamma} = \dots = H = \text{const} \quad (2-1)$$

или

$$p = p_0 + \gamma(z_0 - z) = p_0 + \gamma h, \quad (2-2)$$

где  $p$  и  $p_0$  — гидростатическое давление в данной точке  $M$  и на свободной поверхности (давление внешней среды) (рис. 2-1);  $z$  и  $z_0$  — соответствующие этим точкам координаты, т. е. высоты над плоскостью сравнения ( $хo$ );  $\gamma$  — объемный вес жидкости, т. е. вес единицы объема жидкости, обычно в  $\text{кгс/м}^3$ ;  $h$  — глубина погружения данной точки под уровень свободной поверхности (поверхность с давлением  $p_0$ );  $H$  — координата плоскости гидростатического напора;  $p/\gamma$  — высота, соответствующая давлению в данной точке  $M$ ,  $m$ ;  $p_0/\gamma = h_{\text{прив}}$  — высота, соответствующая давлению внешней среды; в частном случае, если  $p_0 = p_{\text{ат}}$ , величина  $p_{\text{ат}}/\gamma$  определяет «приведенную высоту» атмосферного давления.

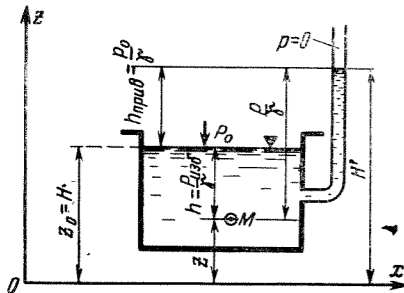


Рис. 2-1.

Гидростатическое давление измеряется или как напряжение (например, в  $\text{кгс/м}^2$ ,  $\text{Н/м}^2$  и т. д.), или высотой столба жидкости (например, в  $\text{м вод. ст.}$  или в  $\text{мм рт. ст.}$  и т. д.), или в технических атмосферах.

Полное (или абсолютное) гидростатическое давление в данной точке равно:

$$p = p_0 + \gamma h. \quad (2-3)$$

Таблица 2-1

Давление атмосферы на разных высотах

Высота над уровнем моря $H$ , м	0	100	200	250	300	500	600	700	800	1 000	1 200	1 500	2 000
Давление атмосферы, м вод. ст.	10,33	10,2	10,1	10,0	9,9	9,7	9,6	9,5	9,4	9,2	8,9	8,6	8,1

Примечание. Указанные в таблице значения давления воздуха на разных высотах соответствуют международной стандартной атмосфере.

В международной стандартной атмосфере за плоскость

Избыточное давление

$$p_{\text{изб}} = \gamma h = p - p_0 \text{ или } h_{\text{изб}} = \frac{p}{\gamma} - \frac{p_0}{\gamma}. \quad (2-4)$$

Таким образом, полное гидростатическое давление представляет собой фактическое напряжение сжатия жидкости в данной точке и равно сумме  $p_{\text{вн.сред}} + \gamma h$ , а избыточное давление представляет собой разность между полным давлением и атмосферным.

Полное давление всегда положительно:

$$p \geq 0 \text{ и } p/\gamma \geq 0.$$

Избыточное давление может быть положительным и отрицательным, т. е.

$$p_{\text{изб}} \geq 0 \text{ или } p_{\text{изб}}/\gamma \geq 0.$$

Вакуумметрическим давлением, или вакуумом, называют недостачу давления до атмосферного, т. е. разность между атмосферным давлением и полным давлением:

$$p_{\text{вак}} = p_{\text{ат}} - p$$

или

$$h_{\text{вак}} = \frac{p_{\text{ат}} - p}{\gamma}. \quad (2-5)$$

Таким образом, вакуумметрическое давление представляет собой отрицательное избыточное давление:

$$p_{\text{вак}} = -p_{\text{изб}} \text{ или } h_{\text{вак}} = -\frac{p_{\text{изб}}}{\gamma}.$$

Максимальное значение вакуума численно равно давлению атмосферы, деленному на  $\gamma$ :

$$h_{\text{вак.макс}} = p_{\text{ат}}/\gamma,$$

т. е. зависит от величины барометрического давления.

При «нормальном» барометрическом давлении (760 мм рт. ст.) наибольшее значение вакуума равно  $h_{\text{вак}} = 10,33 \text{ м вод. ст.}$  В обычных технических расчетах принимают  $h_{\text{вак.макс}} = 10,0 \text{ м вод. ст.}$ , т. е. равным одной технической атмосфере.

В табл. 2-1 приведена величина атмосферного давления для разных высот над уровнем моря.

отсчета высот ( $z=0$ ) принят уровень моря; для этого уровня приняты следующие начальные условия: температура  $t=15^\circ\text{C}$ , объемный вес воздуха  $\gamma=1,225 \text{ кгс/м}^3=12,0 \text{ н/м}^3$  (плотность воздуха  $\rho=0,125 \text{ кгс}\cdot\text{сек}^2/\text{м}^4$ ).

2-2. СХЕМЫ ПЬЕЗОМЕТРА (ЖИДКОСТНЫЙ МАНОМЕТР), ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ПРЕССА И ЦИЛИНДРА

Приводим схемы пьезометров, гидравлического пресса и гидравлического цилиндра. Принцип их действия показан на рис. 2-2—2-4.

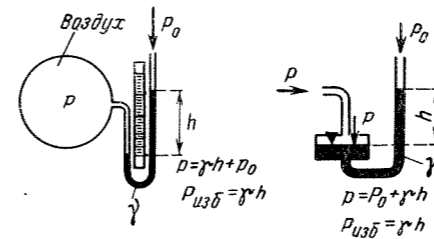


Рис. 2-2. Обыкновенный ртутный манометр.

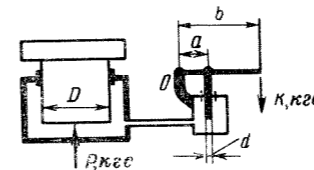


Рис. 2-3. Гидравлический пресс (схема).

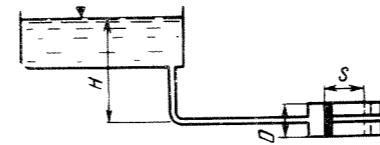


Рис. 2-4. Гидравлический цилиндр простого действия (схема).

Усилие, развиваемое прессом,

$$P = \eta K \frac{b}{a} \left(\frac{D}{d}\right)^2,$$

где  $K$  — усилие на рукоятке;  $\eta$  — к. п. д., примерно 0,85. Мощность, развиваемая двигателем цилиндра,

$$N = \eta W H \gamma \frac{n}{2} \frac{1}{60} = 0,082 \eta W H n, \text{ квт},$$

где  $\eta$  — к. п. д., примерно равный 0,7—0,8;  $W$  — рабочий объем цилиндра,  $\text{м}^3$ ;  $n$  — число двойных ходов поршня в минуту;  $H$  — напор,  $m$ ;  $\gamma$  — объемный вес жидкости,  $\text{кгс/м}^3$ .

2-3. ДАВЛЕНИЕ ЖИДКОСТИ НА ПЛОСКУЮ ФИГУРУ

Давление жидкости на плоскую фигуру равно силе  $P$  (рис. 2-5):

$$P = \gamma h_c \omega = p_c \omega, \quad (2-6)$$

где  $h_c$  — глубина погружения центра тяжести площади фигуры;  $\omega$  — площадь плоской фигуры, на которую действует сила  $P$ ;  $p_c$  — гидростатическое давление в центре тяжести площади  $\omega$ .

Точка приложения силы  $P$  (точка  $D$ ) называется центром давления. Местоположение точки  $D$  определяется координатами

$$\left. \begin{aligned} l_x &= l_c + \frac{J_0}{\omega l_c}; \\ x_D &= \frac{\int l x d\omega}{l_c \omega}. \end{aligned} \right\} \quad (2-7)$$

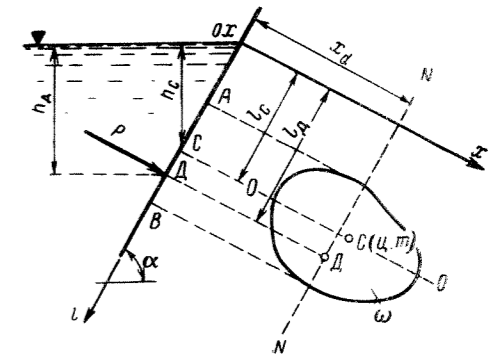


Рис. 2-5.

Для вертикальной стенки  $\alpha = 90^\circ$ ;  $l_x = h_x$  и

$$h_x = h_c + \frac{J_0}{l_c \omega}, \quad (2-7a)$$

где  $J_0$  — момент инерции площади  $\omega$  относительно оси  $O-O$ , т. е. горизонтальной оси, лежащей в плоскости фигуры и проходящей через центр тяжести площади  $\omega$ .

Если  $\omega$  имеет правильную форму и ее осью симметрии служит линия  $N-N$ , то центр давления лежит на этой оси и определяется одной координатой  $l_x$ .

Примечание. Если на свободную поверхность внешняя среда оказывает давление  $p_0$ , то полное давление на фигуру с учетом давления внешней среды (передаваемого жидкостью) будет равно силе

$$P' = P + p_0 \omega. \quad (2-8)$$

2-4. ДАВЛЕНИЕ ЖИДКОСТИ НА КРИВОЛИНЕЙНУЮ ПОВЕРХНОСТЬ

Давление на криволинейную поверхность равно силе  $P$  (рис. 2-6)

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}, \quad (2-9)$$

где  $P_x$ ,  $P_y$  и  $P_z$  — проекции силы  $P$  на координатные оси  $Ox$ ,  $Oy$  и  $Oz$ .

Если ось  $Oz$  направлена по вертикали, то проекции силы  $P$  по координатным осям будут равны:

$$\left. \begin{aligned} P_x &= \gamma h'_c \omega_x; \\ P_y &= \gamma h'_c \omega_y; \\ P_z &= \gamma W, \end{aligned} \right\} \quad (2-10)$$

где  $\omega_x$  и  $\omega_y$  — площади проекций поверхности  $S$  на пло-

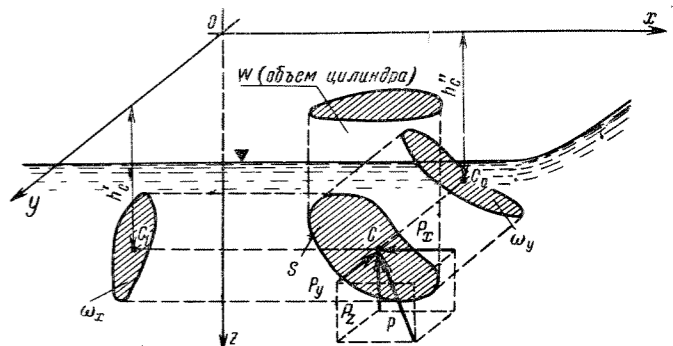


Рис. 2-6.



скости, нормальные осям  $Ox$  и  $Oy$ ;  $h'_c$  и  $h''_c$  — глубина погружения центров тяжести площадей  $\omega_x$  и  $\omega_y$ ;  $W$  — объем вертикального столба, опирающегося на заданную поверхность  $S$  и ограниченного сверху плоскостью свободной поверхности;  $\gamma$  — объемный вес данной жидкости.

Давление на цилиндрические поверхности. Если длина цилиндрической поверхности (считая перпендикулярно чертежу, рис. 2-7) равна  $b$ , то горизонтальная составляющая силы давления жидкости на эту поверхность будет равна:

$$P_x = \gamma b \frac{H^2}{2},$$

а вертикальная составляющая

$$P_z = \gamma b \omega,$$

где  $\omega$  — площадь, указанная на рис. 2-7 (вертикальная штриховка).

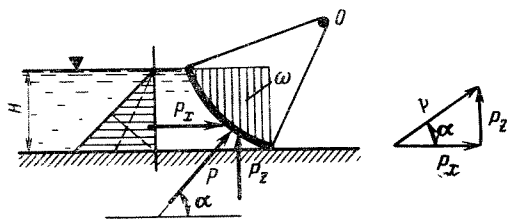


Рис. 2-7.

Равнодействующая сил  $P_x$  и  $P_z$  равна:

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}. \quad (2-11)$$

Сила  $P$  направлена под углом  $\alpha$  (рис. 2-7):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P_z}{P_x}.$$

Графический способ определения силы  $P$ . Этот способ основан на построении так называемой интегральной

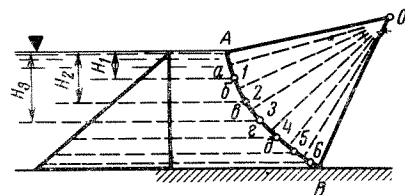


Рис. 2-8.

линии давления<sup>1</sup>. Делим линию  $AB$  (рис. 2-8) на части  $(A1)$ ;  $(12)$ ;  $(23)$ ;  $(34)$  и т. д. (можно и не на равные) и по чертежу измеряем глубины  $H_1, H_2, H_3 \dots$ , отвечающие точкам  $1, 2, 3 \dots$  (расчет производится для 1 м длины поверхности  $b$ ). Затем на горизонтальной оси  $Ox$  (рис. 2-9) откладываем от произвольной точки  $O$  отрезки

$$(O1') = \frac{H_1^2}{2}; (O2') = \frac{H_2^2}{2}; \dots; (On') = \frac{H_n^2}{2}$$

и из их концов восстанавливаем перпендикуляры  $(1'N)$ ;  $(2'N)$ ;  $(3'N) \dots$  Далее проводим прямые  $(O1'')$ ;  $(O1''2'')$ ;  $(O2''3'')$  и т. д.

<sup>1</sup> Интегральная линия давления используется в решении различных задач, например при определении положения равнонагруженных ригелей сегментных и секторных затворов.

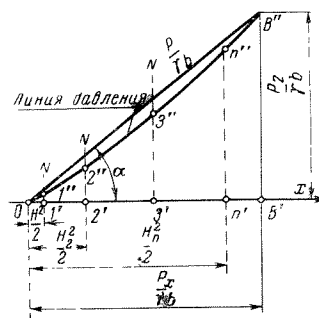


Рис. 2-9.

$(2''3'')$  ... соответственно параллельные лучам  $(aO)$ ;  $(bO)$ ;  $(cO)$ ;  $(zO) \dots$  (рис. 2-8), построенным из точек  $a, b, c, z \dots$ , т. е. из середины каждой части линии  $AB$ . Плавная кривая  $(O, 1'', 2'', 3'', \dots, n'', \dots, B'')$  называется «интегральной линией давления». Замыкающая  $(OB'')$  в масштабе чертежа определяет силу  $P$ , а отрезки  $(OB'')$  и  $(B'B'')$  равны соответственно

$$\frac{P_x}{\gamma b} \text{ и } \frac{P_z}{\gamma b}.$$

Основные свойства «интегральной линии давления». а) Любая хорда  $(a''b'')$  интегральной линии давления  $OB''$  (рис. 2-10) определяет собой по величине и направлению силу давления  $P_{ab}$  на соответствующий участок  $(ab)$  данной цилиндрической поверхности  $AB$ .

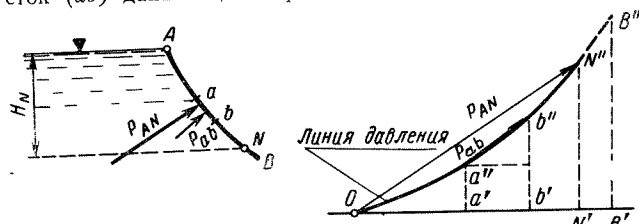


Рис. 2-10.

б) Любая  $ON''$ , построенная из точки  $O$  (начала «интегральной линии давления»), определяет собой по величине и направлению силу давления  $P_{AN}$  на заданную цилиндрическую поверхность в пределах свободной поверхности (точка  $A$ ) до соответствующей точки  $N$  (рис. 2-10).

Примечание. Точка  $N''$  в таком случае находится по ее глубине погружения:  $H_N = \sqrt{2(O N'')}$ .

## 2-5. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ НА ЗАТВОРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1. Плоский наклонный затвор (или подпорная стенка) (рис. 2-11).

Эпюрой давления служит  $\triangle ABB'$ . Сила полного давления на затвор

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2 \sin \alpha},$$

где  $b$  — ширина затвора (или длина стенки).

Координата центра давления

$$l_a = \frac{2H}{3 \sin \alpha}$$

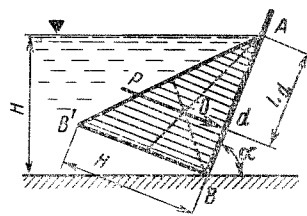


Рис. 2-11.

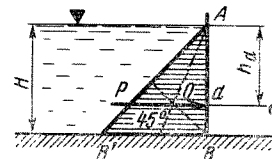


Рис. 2-12.

2. Плоский вертикальный затвор (или подпорная стенка) (рис. 2-12).

Эпюрой давления служит  $\triangle ABB'$ .

Сила полного давления

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2}.$$

Координата центра давления

$$h_a = \frac{2}{3} H.$$

3. Плоский вертикальный затвор водоспуска (рис. 2-13).

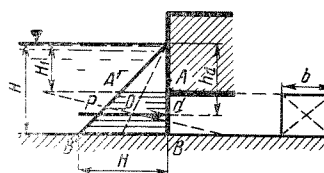


Рис. 2-13.

Эпюра давления — трапеция  $AA'B'V$ .

Сила полного давления

$$P = \gamma b \frac{H^2 - H_1^2}{2}.$$

Координата центра давления

$$h_a = \frac{2}{3} \left( H_1 + \frac{H^2}{H + H_1} \right).$$

4. Давление на балочное ограждение (рис. 2-14).

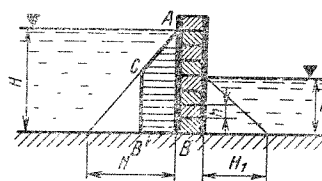


Рис. 2-14.

Эпюра давления —  $ACB'V$ .

Балки, расположенные ниже горизонта воды нижнего бьефа, находятся под одной и той же нагрузкой

$$P = \gamma b h (H - H_1).$$

5. Плоский затвор цилиндрической водоспускной трубы (или напорного водовода) (рис. 2-15).

$$P = p \frac{\pi D^2}{4} = \gamma h \frac{\pi D^2}{4}.$$

Местоположение центра давления определяется расстоянием  $k$  между точкой  $c$  (центр тяжести круга) и

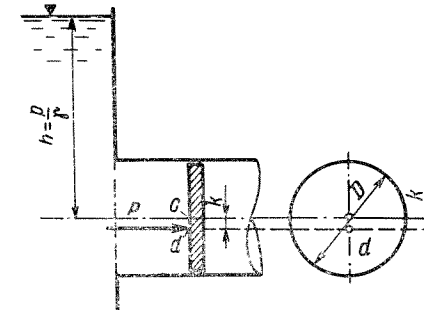


Рис. 2-15.

точкой  $d$  (центр давления) (табл. 2-2):

$$k = \frac{J_0}{h\omega} = \frac{D^2}{16h}.$$

Таблица 2-2

Значения  $k, m$  (расстояния между центром тяжести и центром давления) для труб разных диаметров  $d$  и разных напоров  $h$

$d, м$	$h, м$					
	1	2	3	5	10	30
0,5	0,016	0,008	0,005	0,003	0,002	—
1,0	0,062	0,031	0,021	0,012	0,006	0,002
1,5	—	0,070	0,047	0,028	0,014	0,005
2,0	—	0,125	0,083	0,050	0,025	0,008
2,5	—	—	0,130	0,078	0,039	0,013
3,0	—	—	0,177	0,112	0,056	0,018

6. Сложные формы плоских затворов Затвор по рис. 2-16.

Горизонтальное давление (на 1 м длины)

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2}.$$

Вертикальное давление

$$P_z = \gamma b (H - a).$$

Полное усилие, воспринимаемое затвором,

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}.$$

Размещение ригелей плоского затвора. По условию равной нагруженности каждого ригеля и отсутствия скручивающего момента делят площадь эпюры давления на равновеликие части, центры тяжести которых определяют положение ригелей.

Графически задача решается следующим образом (рис. 2-17). В координатах  $\omega$  и  $h$  строят кривую  $\omega = f(h)$  зависимости площади эпюры давления  $\omega$  от ее высоты  $h$  (интегральную кривую). Для треугольника по рис. 2-17  $\omega = H^2/2$ . Разделив затем отрезок  $MN$ , имеющий длину  $l$ , на заданное число ригелей  $n$ , т. е. на части

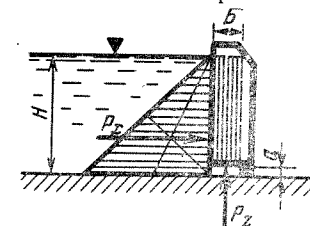


Рис. 2-16.

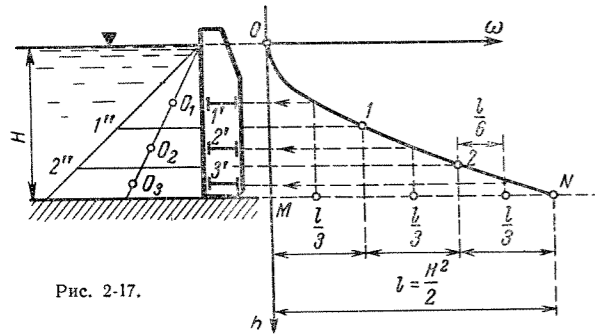


Рис. 2-17.

длиной каждая  $l/n$  (на рис. 2-17 на  $l/3$  соответственно трем ригелям), находят по точкам 1, 2 ... линии (отрезки  $1''$ ,  $2''$ ), делящие эпюру давления на соответственно равновеликие части. Центры тяжести этих частей эпюры давления (точки  $O_1, O_2, O_3, \dots$ ) определяют искомое положение каждого ригеля.

На рис. 2-18 показано решение для общего случая, т. е. для двусторонней нагрузки ригеля.

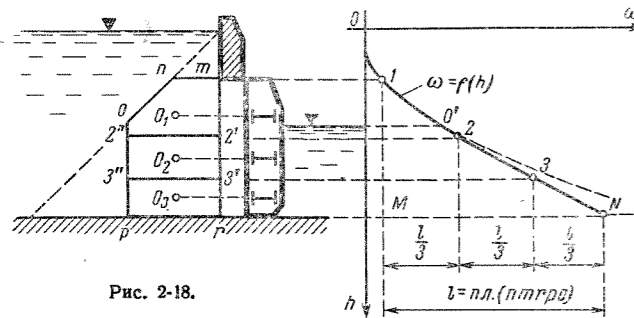


Рис. 2-18.

7. Сегментный затвор с плоской обшивкой (рис. 2-19)

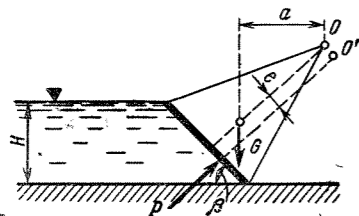


Рис. 2-19.

Давление на затвор

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2 \sin \beta}$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{H}{6 \sin \beta}$$

Момент силы  $P$  относительно центра  $O$

$$m(P) = \gamma b \frac{H^2}{12 \sin^2 \beta}$$

Для устранения момента ось затвора надо переместить из точки  $O$  в точку  $O'$ .

8. Вальцовый затвор

а) При напоре  $H=D$  (рис. 2-20).

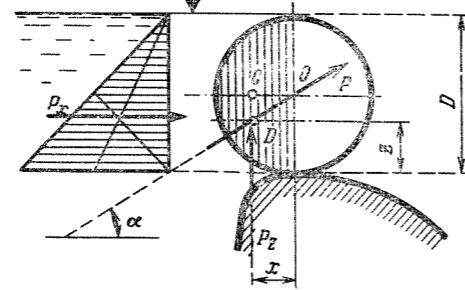


Рис. 2-20.

Горизонтальная составляющая  $P_x$  силы давления жидкости на затвор (на 1 м длины) равна:

$$P_x = \gamma \frac{D^2}{2}$$

Соответственно вертикальная составляющая

$$P_z = \gamma \frac{\pi D^2}{8} \approx 0,393 \gamma D^2$$

Полное давление (также на 1 м длины затвора)

$$P = \gamma \frac{D^2}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{4}\right)^2} \approx 0,635 \gamma D^2$$

Угол  $\alpha$  наклона силы  $P$  к горизонтальной линии определяется величиной  $P_x/P$ , т. е.  $\cos \alpha$ ; в данном случае получим:

$$\cos \alpha = 0,786, \text{ или } \alpha = 38^\circ 20'$$

Примечание. При указанном на рис. 2-20 положении напорного уровня угол  $\alpha$  не зависит от диаметра  $D$ . Координаты точки приложения силы  $P$  (полное давление), т. е. точки  $D$ :

$$x = 0,212D \text{ и } z = \frac{D}{3}$$

б) При напоре  $H < D$  (рис. 2-21).  
Горизонтальная составляющая

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2}$$

Вертикальная составляющая

$$P_z = \gamma W,$$

где  $W$  — объем, указанный вертикальной штриховкой на рис. 2-21.

Примечания: 1. Давление со стороны нижнего бьефа определяется по тем же формулам.

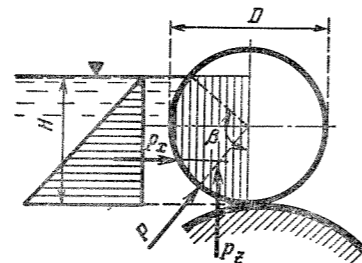


Рис. 2-21.

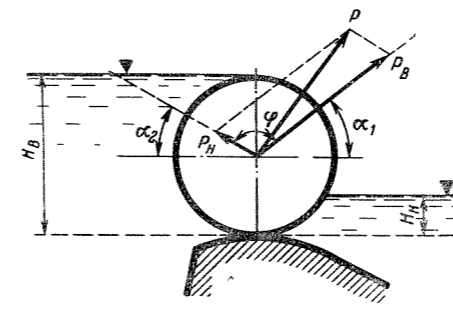


Рис. 2-22.

2. При наличии напора с двух сторон (с верхнего и нижнего бьефов) (рис. 2-22) полное давление определяется суммированием двух давлений:

$$P = \sqrt{P_H^2 + P_B^2 - 2P_H P_B \cos \varphi}$$

Угол  $\varphi = 180^\circ - (\alpha_1 + \alpha_2)$ .

9. Сегментный затвор

а) По рис. 2-23.

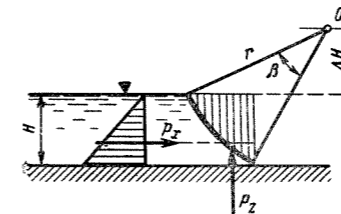


Рис. 2-23.

Горизонтальная составляющая

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b,$$

где  $b$  — ширина затвора.

Вертикальная составляющая

$$P_z = \frac{\gamma}{2} \left[ \pi r^2 \frac{\beta}{180} - \Delta H \sqrt{r^2 - \Delta H^2} - (H - \Delta H) \sqrt{r^2 - (H + \Delta H)^2} \right] b.$$

Полное давление определится по общей формуле

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}$$

б) При  $\Delta H = 0$  (рис. 2-24).

Горизонтальная составляющая

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b.$$

Вертикальная составляющая

$$P_z = \frac{\gamma}{2} \left[ \pi r^2 \frac{\beta}{180} - H \sqrt{r^2 - H^2} \right] b.$$

Полное давление

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}$$

При  $r = H$ , т. е. при  $\beta = 90^\circ$ .

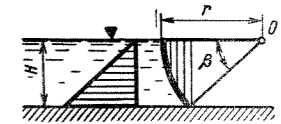


Рис. 2-24.

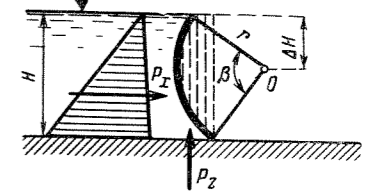


Рис. 2-25.

Горизонтальная составляющая

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b.$$

Вертикальная составляющая

$$P_z = \gamma \frac{\pi r^2}{4} b = \gamma \frac{\pi H^2}{4} b = 0,785 \gamma H^2 b.$$

Полное давление в таком случае будет:

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \gamma \frac{H^2 b}{2} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{4}} = 0,931 \gamma H^2 b.$$

Угол наклона силы  $P$  к горизонту

$$\sin \alpha = \frac{0,785 \gamma H^2}{0,931 \gamma H^2} = 0,843 \text{ и } \alpha = 57^\circ 30'.$$

в) По рис. 2-25.

Горизонтальная составляющая

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b.$$

Вертикальная составляющая

$$P_z = \gamma W,$$

где  $W$  — объем, указанный вертикальной штриховкой на рис. 2-25.

Распределение ригелей сегментного затвора (рис. 2-26). Распределение ригелей сегментного затвора производится так же как и для плоского затвора, по условию их одинаковой нагруженности и отсутствия скручивающего момента. Для решения задачи строим интегральную кривую давления (см. § 2-4).

На рис. 2-27 отрезок  $OA$  определяет собой равнодействующую силу  $P$  давления на весь щит. Разделив этот отрезок пополам (при двух ригелях) и проведя перпендикуляр к направлению силы  $P$ , найдем точку  $B_1$ . Тогда хорды  $OB_1$  и  $B_1A$  определяют собой по величине и направлению силы  $P_1$  и  $P_2$  ( $P_1 = P_2$ ) давления жидкости, воспринимаемые ригелями. Местоположение ригелей находим, проведя через точку  $O$  ось сегмент-

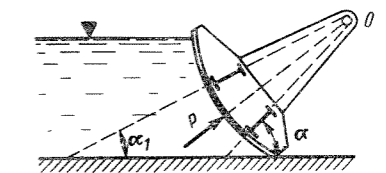


Рис. 2-26.

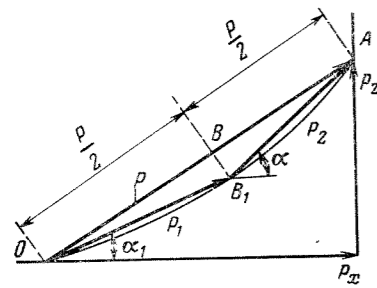


Рис. 2-27.

ного затвора (рис. 2-26)] лучи под углами  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ , определяемыми, как показано на рис. 2-27.

Примечание. При трех (и большем числе) ригелях интегральная кривая давления делится на три (или более) части так, чтобы хорды этих трех дуг были равны между собой.

2-6. СТАТИЧЕСКОЕ ВРАЩЕНИЕ ЖИДКОСТИ<sup>1</sup>

Если жидкость вращается относительно вертикальной оси  $Oz$  с постоянной и одинаковой для всех ее частей угловой скоростью (рис. 2-28), то

а) уравнение свободной поверхности будет:

$$z = h + \frac{\omega^2 r^2}{2g} = h + \frac{u^2}{2g}; \quad (2-12)$$

б) высота параболоида вращения равна скоростному напору окружающей скорости у стенки цилиндра:

$$\Delta z = \frac{\omega^2 R^2}{2g} = \frac{u^2}{2g}; \quad (2-13)$$

в) сила давления на дно

$$P = \gamma \pi R^2 \left( h + \frac{\Delta z}{2} \right), \quad (2-14)$$

т. е. равна весу жидкости в цилиндре;

г) давление по вертикали изменяется по закону прямой: например, для вертикали  $N-N$  эпюрой распределения давления будет треугольник  $abc$  и давление в точке  $b$  равно (рис. 2-28)

$$P_b = \gamma(ab) = \gamma \left( h + \frac{u^2}{2g} \right);$$

<sup>1</sup> «Статическое» вращение жидкости — вращение жидкости как твердого тела (т. е. без смещения одних частей относительно других) в отличие от вращения, например, по закону площадей.

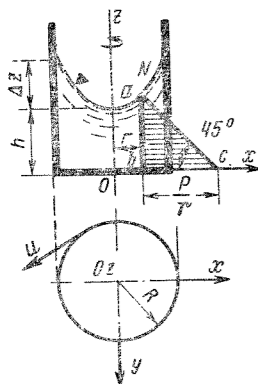


Рис. 2-28.

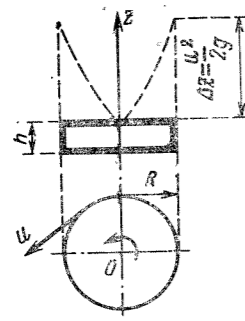


Рис. 2-29.

д) если жидкость находится в замкнутом цилиндрическом сосуде высотой  $h$  (рис. 2-29), то сила давления на дно будет равна:

$$P = \gamma \pi R^2 \left( h + \frac{\Delta z}{2} \right).$$

2-7. ПЛАВАНИЕ ТЕЛ

Обозначения (рис. 2-30):

$W$  — водоизмещение (объем погруженной части тела);  $C$  — центр тяжести плавающего тела;  $D$  — центр тяжести объема погруженной части тела, или центр водоизмещения, при положении равновесия;  $D'$  — то же при крене;  $G$  — вес тела;  $P$  — выталкивающая сила, равная весу воды в объеме водоизмещения  $W$ ;  $M$  — метacentр — точка пересечения «оси плавания» с направлением подъемной силы  $P_x$  при крене (рис. 2-30), при малых углах крена точка  $M$  сохраняет свое местоположение на оси плавания;  $\alpha$  — угол крена;  $R_m$  — метacentрический радиус (расстояние от точки  $M$  до точки  $D$ );  $h_m$  — метacentрическая высота (расстояние от точки  $M$  до точки  $C$ ).

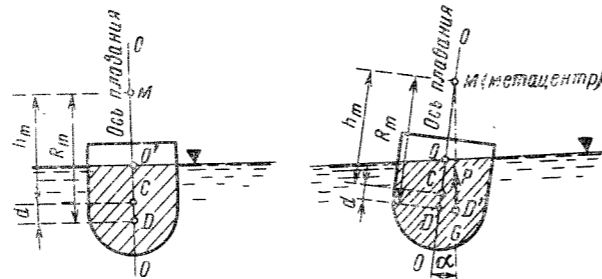


Рис. 2-30.

Осью плавания называется линия, проходящая через точки  $D$  и  $C$ .

В равновесном положении ось плавания вертикальна, при крене она наклонена к вертикали под углом  $\alpha$  (угол крена).

Ватерлинией называется линия пересечения плоскости свободной поверхности с боковой поверхностью плавающего тела (в равновесном положении).

Площадь плавания — площадь сечения тела плоскостью свободной поверхности (в равновесном положении ограничена ватерлинией).

Условия плавания. Тело плавает, если  $G = P$ . Устойчивость плавания обеспечивается, если метacentр (точка  $M$ ) расположен выше центра тяжести (точка  $C$ ) плавающего тела, считая по оси плавания. Степень устойчивости может быть оценена величиной метacentрической высоты или величиной метacentрического радиуса.

Метacentрический радиус определяется по формуле

$$R_m = \frac{J_0}{W}, \quad (2-15)$$

где  $J_0$  — момент инерции площади плавания относительно горизонтальной оси  $O-O$  (рис. 2-30), проходящей через ее центр тяжести.

Метacentрическая высота равна:

$$h_m = R_m - d = \frac{J_0}{W} - d, \quad (2-16)$$

где  $d$  — возвышение точки  $C$  над точкой  $D$ .

Для грузовых судов (баржи и пр.) величина метacentрической высоты обычно принимается равной 0,5 м.

ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ

3-1. РАСХОД, СРЕДНЯЯ СКОРОСТЬ И ЭЛЕМЕНТЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПОТОКА

Уравнение расхода  
Для элементарной струйки

$$dq = u d\omega. \quad (3-1)$$

Для струи с поперечным сечением конечных размеров (для потока) (рис. 3-1)

$$Q = \int_{\omega} u d\omega = v\omega, \quad (3-2)$$

где  $\omega$  и  $v$  — площадь поперечного сечения и средняя скорость в сечении;  $u$  — местная скорость (скорость в данной точке);  $dq$  — расход элементарной струйки.

Средняя скорость в данном сечении определяется по формуле

$$v = Q/\omega. \quad (3-3)$$

Если на протяжении данного потока  $Q = \text{const}$ , то для промежуточных сечений имеем:

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \dots = \omega v = \text{const}, \quad (3-4)$$

или иначе

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{\omega_1}{\omega_2},$$

т. е. средние скорости обратно пропорциональны площадям соответствующих поперечных сечений.

Гидравлические элементы потока (рис. 3-2) — (рис. 3-4):

$\omega$  — поперечное сечение потока (живое сечение);  $\chi$  — смоченный периметр;  $R = \omega/\chi$  — гидравлический радиус.

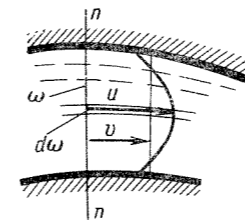


Рис. 3-1.

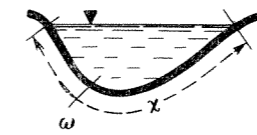


Рис. 3-2.

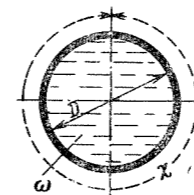


Рис. 3-3.

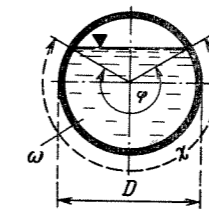


Рис. 3-4.

Для круглого поперечного сечения трубы  
а) При заполнении всей трубы (напорные водоводы) (рис. 3-3), гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}.$$

б) При частичном заполнении (рис. 3-4, табл. 3-1): площадь поперечного сечения

$$\omega = \frac{1}{8} (\varphi - \sin \varphi) D^2;$$

смоченный периметр

$$\chi = \frac{1}{2} \varphi D;$$

Таблица 3-1

Относительные значения глубины наполнения  $h$ , площади живого сечения  $\omega$ , расстояния  $y_c$  от свободной поверхности до центра тяжести живого сечения, ширины  $B$  по свободной поверхности, при различных углах  $\varphi$  частично заполненного водовода круглого сечения

Центральный угол $\varphi$ , град	Глубина наполнения $h/r$	Площадь живого сечения $\omega/r^2$	Расстояние от центра тяжести $y_c/r$	Ширина по свободной поверхности $B/r$
360	2,000	3,14	1,000	0
355	1,999	3,14	0,999	0,087
350	1,996	3,14	0,996	0,174
340	1,984	3,14	0,985	0,347
330	1,966	3,13	0,970	0,518
320	1,940	3,11	0,949	0,684
310	1,906	3,09	0,922	0,845
300	1,864	3,05	0,891	1,000
290	1,819	3,00	0,861	1,147
280	1,766	2,94	0,826	1,286
270	1,707	2,86	0,790	1,414
260	1,643	2,76	0,752	1,532
250	1,574	2,65	0,712	1,638
240	1,500	2,53	0,671	1,732
230	1,423	2,39	0,631	1,813
220	1,342	2,24	0,590	1,879
210	1,259	2,08	0,548	1,932
200	1,174	1,916	0,512	1,970
190	1,087	1,745	0,465	1,992
180	1,000	1,571	0,425	2,000
170	0,913	1,397	0,385	1,992
160	0,826	1,225	0,354	1,970
150	0,741	1,059	0,307	1,932
140	0,658	0,900	0,272	1,879
130	0,577	0,751	0,237	1,813
120	0,500	0,614	0,206	1,732
110	0,426	0,490	0,174	1,638
100	0,357	0,380	0,147	1,532
90	0,293	0,285	0,125	1,414
80	0,234	0,206	0,094	1,286
70	0,1808	0,1410	0,073	1,147
60	0,1340	0,0906	0,054	1,000
50	0,0937	0,0533	0,0377	0,845
40	0,0603	0,0477	0,0243	0,684
30	0,0341	0,01180	0,0171	0,518
20	0,0152	0,00352	0,0142	0,347

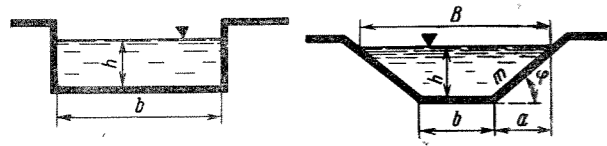


Рис. 3-5.

гидравлический радиус

$$R = \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right) D,$$

где  $\varphi$  — центральный угол в радианах.

**Пример 1.** Дано:  $r=1,5$  м. Определить глубину наполнения и площадь живого сечения при центральном угле  $\varphi=250^\circ$ .  
**Решение.** Глубина наполнения  $h=1,574$   $r=1,574 \cdot 1,5=2,36$  м. Площадь живого сечения  $\omega=2,65 \cdot 1,5^2=5,95$  м<sup>2</sup>.

**Пример 2.** Дано:  $r=1,10$  м; глубина наполнения  $h=0,91$  м. Определить площадь живого сечения.  
**Решение.** Относительная глубина наполнения  $h/r=0,91/1,10=0,83$ . Площадь живого сечения  $\omega=1,225 \cdot 1,10=1,48$  м<sup>2</sup>.

Для трапецидального сечения открытого канала

При глубине наполнения канала  $h$  (рис. 3-5) гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{bh}{b+2h}.$$

Для очень широких русл при  $b \gg h$  гидравлический радиус принимается равным глубине

$$R \approx h.$$

Для очень глубоких и узких русл (при  $h \gg b$ ) гидравлический радиус

$$R = b/2.$$

Для трапецидального сечения открытого канала

При глубине наполнения  $h$  (рис. 3-6): площадь поперечного сечения

$$\omega = (b+mh)h,$$

где  $m=a/h=\text{ctg } \varphi$  — коэффициент заложения откоса; смоченный периметр

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2};$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b+mh)h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}.$$

Если обозначить  $\beta=b/h$ , то

$$R = \frac{\beta+m}{\beta+2\sqrt{1+m^2}} h.$$

Для гидравлически наиболее выгодного сечения

$$R = h/\sqrt{2}.$$

Для очень широкого трапецидального сечения русла ( $b \gg h$ ) гидравлический радиус принимается равным глубине (так же как и для прямоугольного сечения):

$$R \approx h.$$

3-2. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ

Основными видами движения жидкости являются: движение установившееся и неустановившееся, равномерное и неравномерное, сплошное и прерывистое. Течение может быть напорное и безнапорное.

Установившимся движением называется такое движение, параметры которого не зависят от времени (не изменяется со временем).

Равномерным движением называется такое движение, при котором скорости течения в сходственных точках двух смежных сечений потока равны между собой. Это условие выполняется, когда форма русла и все гидравлические элементы: глубина потока, площадь поперечного сечения и средняя скорость — неизменны вдоль русла.

Равномерное движение в трубах может быть как установившимся, так и неустановившимся, а в открытых руслах (в реальных условиях) равномерное движение может быть только установившимся.

Неравномерное движение (ускоренное и замедленное) может быть и установившимся и неустановившимся.

При ускоренном движении в призматических руслах образуется так называемая кривая спада, а при замедленном кривая подпора. В первом случае глубина потока убывает вниз по течению ( $dh/ds < 0$ ), а во втором возрастает ( $dh/ds > 0$ ).

Сплошным (непрерывным) движением называется такое, при котором жидкость занимает все пространство своего движения без образования внутри потока пустот (разрывов).

Безнапорным движением называется течение при наличии свободной поверхности.

Примечание. Кроме того, дополнительно различают движения вихревое и безвихревое (потенциальное), а также ламинарное и турбулентное.

Вихревым движением называется такое, при котором вектор угловой скорости частиц жидкости не равен нулю ( $\omega \neq 0$ ). Если этот вектор совпадает с вектором линейной скорости, то в этом частном случае движение называется винтовым движением. Безвихревое движение называется потенциальным. При безвихревом движении существует функция координат  $\Phi(x, y, z)=0$ , частные производные которой по координатам есть компоненты полной скорости по соответствующим координатным осям, подобно тому как частные производные по координатам силовой функции определяют проекции ускорения данного силового поля.

3-3. УРАВНЕНИЕ Д. БЕРНУЛЛИ (УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ)

а) Для элементарной струйки вязкой несжимаемой жидкости уравнение имеет вид:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} = H = \text{const.} \quad (3-5)$$

То же для реальной жидкости для сечений 1-1, 2-2 и 3-3 (рис. 3-7):

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{u_2^2}{2g} + h_{w1-2} = z_3 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{u_3^2}{2g} + h_{w1-3} = \dots = H = \text{const.} \quad (3-6)$$

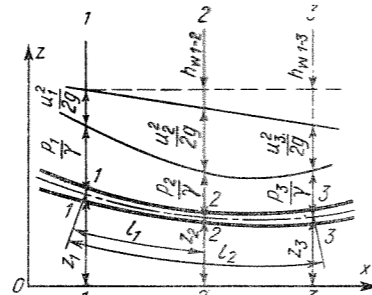


Рис. 3-7.

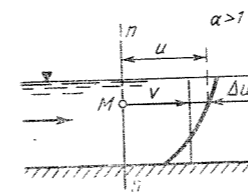


Рис. 3-8.

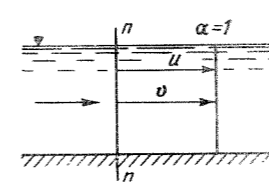


Рис. 3-9.

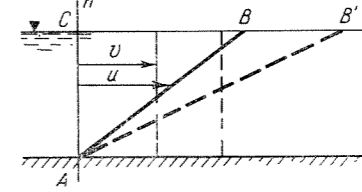


Рис. 3-10.

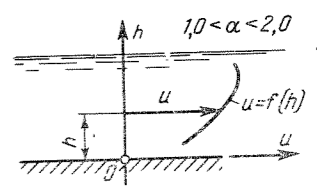


Рис. 3-11.

Здесь каждое слагаемое имеет линейную размерность, причем  $z$  — высота положения данной точки;  $p/\gamma$  — высота давления<sup>1</sup>;  $u^2/2g$  — скоростная высота или скоростной напор и  $h_w$  — потерянный напор (рис. 3-7).

В энергетическом смысле каждое слагаемое уравнения выражает собой удельную энергию, т. е. энергию, приходящуюся на единицу веса жидкости. При этом  $z$  — энергия положения (потенциальная энергия);  $p/\gamma$  — энергия давления (потенциальная энергия);  $u^2/2g$  — кинетическая энергия (живая сила);  $h_w$  — потерянная энергия, т. е. механическая энергия, израсходованная на преодоление сопротивлений на пути от начального до конечного сечения:  $h_{w1-2}$  — на пути от сечения 1-1 до сечения 2-2,  $h_{w1-3}$  — на пути от сечения 1-1 до сечения 3-3 (рис. 3-7).

Сумма  $(z+p/\gamma)$  — так называемый «гидростатический бинот» — представляет собой запас удельной потенциальной энергии в данном сечении.

Сумма  $\left( z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \right)$  представляет полный запас удельной механической энергии  $E$  в данном сечении:

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g}. \quad (3-7)$$

б) Для струи с поперечным сечением конечных размеров (целого потока реальной жидкости)

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_{w1-2}, \quad (3-8)$$

или иначе

$$E_1 = E_2 + h_w, \quad (3-9)$$

где  $v_1$  и  $v_2$  — средние скорости в сечениях 1-1 и 2-2;  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  — коэффициент кинетической энергии (коэффициент Кориолиса), представляющий собой корректив при исчислении удельной кинетической энергии по средней скорости  $v$  в сечении. Обычно принимают  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$ .

Уравнение Д. Бернулли для потока применимо в условиях плавно изменяющегося движения, когда проекциями скоростей и ускорений на плоскость, нормальную направлению потока, можно пренебречь.

Величина коэффициента  $\alpha$  зависит от распределения местных скоростей по сечению и определяется по формуле

$$\alpha = 1 + 3 \frac{\int \Delta u^2 d\omega}{v^2 \omega} + \frac{\int \Delta u^3 d\omega}{v^3 \omega} \quad (3-10)$$

или, опуская третье слагаемое по его малости в обыч-

<sup>1</sup> В данном случае, т. е. при движении жидкости,  $p$  обозначает гидродинамическое давление в точке в отличие от случая равновесия жидкости, когда  $p$  — гидростатическое давление.

ных условиях открытых русл и водоводов, по сокращенной формуле

$$\alpha \approx 1 + 3 \frac{\int \Delta u^2 d\omega}{v^2 \omega} \geq 1,0, \quad (3-10a)$$

где  $\Delta u = u - v$ , причем  $u$  — скорость в некоторой точке  $M$  поперечного сечения (местная скорость), а  $v = Q/\omega$  — средняя скорость в данном сечении (рис. 3-8).

Если скорости во всех точках поперечного сечения равны между собой и, следовательно, равны средней скорости ( $u=v$ ) (рис. 3-9), то коэффициент  $\alpha=1$ . Если движение плоскопараллельное и скорости распределены по прямой  $AB$  или  $AB'$  (рис. 3-10), то коэффициент  $\alpha=2$ . Если в том же случае скорости распределены по параболе  $ABC$  (рис. 3-11 и 3-12) соответственно уравнению  $u=ky^n$ , то  $\alpha$  определяется по формуле

$$\alpha \approx 1 + 3 \frac{\int \Delta u^2 d\omega}{v^2 \omega} = 1 + 3 \frac{n^2}{2n+1},$$

или несколько точнее

$$\alpha = 1 + 3 \frac{n^2}{3n+1} \left( 1 + \frac{n}{3} \right) \frac{(n+1)^2}{3n+1}.$$

**Пример.** Пусть  $n=0,5$ . Тогда  $\alpha' = 1 + 3 \frac{n^2}{2n+1} = 1,375$ , а по

второй формуле  $\alpha'' = \frac{(n+1)^2}{3n+1} = 1,35$ , что практически одно и то же.

При  $n < 1$  (рис. 3-11)  $\alpha < 2$ ; при  $n > 1$  (рис. 3-12)  $\alpha > 2$  (распределение скоростей, указанное на рис. 3-10 и 3-12, в обычных условиях не имеет места).

По данным В. Н. Евреинова приближенно можно считать:

$$\alpha = 1 + \frac{210}{C^2}, \quad (3-11)$$

где  $C$  — коэффициент Шези в формуле  $v = C\sqrt{Ri}$  (в метрических мерах). По формуле (3-11) получим значения  $\alpha$  для различных  $C$ :

$C$	20	40	60	80
$\alpha$	1,53	1,13	1,06	1,03

для трубы (рис. 3-13) при параболическом законе распределения скорости  $u = a(r_0^2 - r^2)$  (при ламинарном движении) коэффициент  $\alpha = 2$ .

А. Д. Альтшуль определяет коэффициент  $\alpha$  по формуле

$$\alpha = 1 + 2,65\lambda, \quad (3-11a)$$

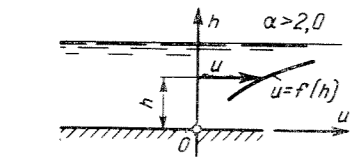


Рис. 3-12.

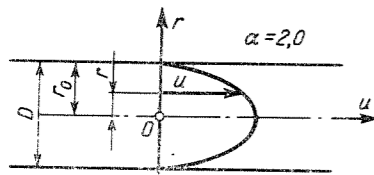


Рис. 3-13.

где  $\lambda$  — коэффициент сопротивления по длине в формуле

$$h_w = \lambda \frac{l v^2}{d 2g}$$

Примечание. Формула А. Д. Альтшуля дает тот же результат, что и формула В. Н. Евренсва (3-11), так как  $C^2 = 8g/\lambda$ , поэтому

$$\frac{210}{C^2} = \frac{210\lambda}{8 \cdot 9,81} = 2,65\lambda.$$

На практике обычно принимают для турбулентных потоков  $\alpha=1,1$ , а в тех случаях, когда  $v^2/2g$  мало по сравнению с  $h_w$ , или при менее точных расчетах принимают  $\alpha=1,0$ .

3-4. УРАВНЕНИЕ Д. БЕРНУЛЛИ ДЛЯ ЭЛЕМЕНТАРНОЙ СТРУЙКИ ПОТОКА ВО ВРАЩАЮЩЕМСЯ КАНАЛЕ

Если жидкость протекает по каналу, который вращается вокруг некоторой оси (рис. 3-14), то уравнение Бернулли (3-5), написанное относительно неподвижной системы координатных осей  $Ox, Oy$  и  $Oz$ , теряет силу.

Удельная энергия жидкости, протекающей во вращающемся канале, изменяется по пути (увеличивается или уменьшается). Жидкость может отдавать свою энергию, заставляя вращаться канал, или аккумулировать энергию того двигателя, который приводит во вращение канал вместе с протекающей жидкостью.

Если угловая скорость  $\omega$  и расход  $Q$  неизменны во времени и, кроме того, расход  $Q$  остается неизменным по пути канала, то для неподвижной координатной системы уравнение Бернулли должно быть написано так:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{w_1^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{w_2^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g} + h_w, \quad (3-12)$$

или, если пренебречь сопротивлениями (идеальная жидкость),

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{w_1^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{w_2^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g}$$

Пользуясь треугольником скоростей, по которому

$$w_1^2 = v_1^2 + u_1^2 - 2v_1 u_1 \cos \alpha_1$$

и

$$w_2^2 = v_2^2 + u_2^2 - 2v_2 u_2 \cos \alpha_2,$$

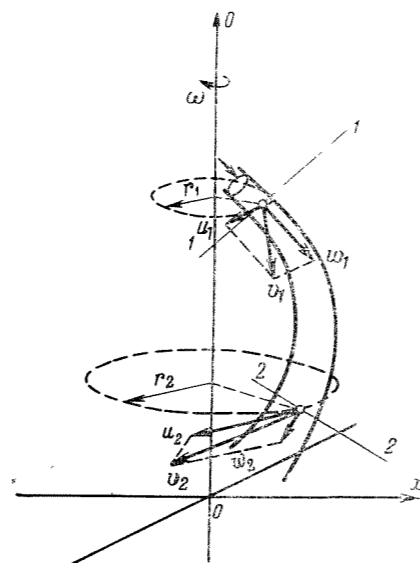


Рис. 3-14.

где  $w, u$  и  $v$  — относительная, окружная и абсолютная скорости соответственно в сечениях 1-1 и 2-2, а  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  — углы, образуемые направлениями скоростей  $v$  и  $u$ , из уравнения (3-12) получим:

$$\left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_w \right) = \frac{1}{g} (u_1 v_1 \cos \alpha_1 - u_2 v_2 \cos \alpha_2). \quad (3-12')$$

Здесь левая часть уравнения представляет собой действующий напор  $H$ , т. е.  $E_1 - E_2 - h_w = H$ , поэтому уравнение можно кратко записать и так:

$$gH = u_1 v_1 \cos \alpha_1 - u_2 v_2 \cos \alpha_2. \quad (3-12'')$$

Очевидно,  $H$  — то количество удельной энергии, которое жидкость передает рабочему механизму или которое она аккумулирует, воспринимая от него эту энергию.

3-5. ПЬЕЗОМЕТРИЧЕСКАЯ ЛИНИЯ, ЛИНИЯ ЭНЕРГИИ, ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ И ПЬЕЗОМЕТРИЧЕСКИЙ УКЛОНЫ

а) ИСТЕЧЕНИЕ ПОД УРОВЕНЬ (для напорных водоводов)

Пьезометрической линией на рис. 3-15 является линия ABCDEF.

Напорной линией (или линией энергии) на рис. 3-15 является линия A'B'C'D'E'F'.

Средним гидравлическим уклоном называется отношение потерянному напору к длине водовода. Средний гидравлический уклон на участке  $l$ :

$$i_{cp} = \frac{h_w}{l} = \frac{\left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right)}{l}, \quad (3-13)$$

где  $z, p/\gamma$  и  $\frac{\alpha v^2}{2g}$  с индексом 1 — высота положения,

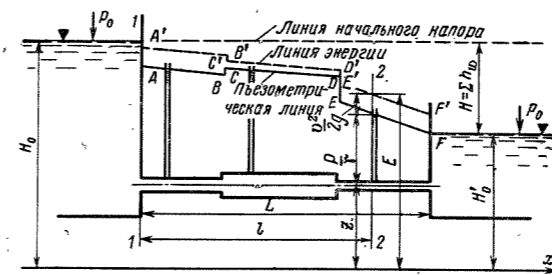


Рис. 3-15.

высота давления и скоростной напор в первом (верхнем по течению) сечении, а с индексом 2 — аналогичные величины во втором сечении (расположенном относительно первого сечения ниже по течению);  $l$  — расстояние между первым и вторым сечениями, считая по длине водовода;  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  — коэффициенты Кориолиса, обычно их принимают равными между собой  $\alpha_1 = \alpha_2$  (значение  $\alpha$  см. § 3-2);  $h_w$  — суммарный потерянный напор на участке водовода между данными сечениями.

Как видно из рис. 3-15, отношение  $H/L = \Sigma h_w/L$  представляет собой средний гидравлический уклон для всего водовода. Гидравлический уклон характеризует интенсивность уменьшения общего запаса удельной энергии потока по его длине. Если водовод на всем своем протяжении имеет один и тот же диаметр, одну и ту же шероховатость и не имеет местных сопротивлений, то линия энергии будет прямой, а гидравлический уклон постоянным и равным среднему, т. е.  $i = i_{cp}$ . В общем же случае гидравлический уклон изменяется по пути и для данного места, т. е. для данного поперечного сечения определяется формулой

$$i = \frac{dh_w}{dl} = - \frac{d \left( z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right)}{dl} = - \frac{dE}{dl}. \quad (3-14)$$

Гидравлический уклон всегда положителен:

$$i = \frac{dh_w}{dl} = - \frac{dE}{dl} \geq 0, \quad (3-14')$$

так как в направлении по течению при  $dl > 0$  потерянный напор всегда увеличивается, а удельная энергия уменьшается и, следовательно,  $dh_w > 0, dE < 0$ .

Пьезометрический уклон характеризует интенсивность изменения потенциальной удельной энергии. Для участка водовода между сечениями 1-1 и 2-2 его средняя величина определяется по формуле

$$i_{cp} = \frac{\left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right)}{l_{1-2}} = - \frac{\Delta \left( z + \frac{p}{\gamma} \right)}{l}. \quad (3-15)$$

Для водовода с плавно изменяющимся по его длине диаметром пьезометрический уклон для данного сечения равен:

$$i = - \frac{d \left( z + \frac{p}{\gamma} \right)}{dl}. \quad (3-16)$$

Пьезометрический уклон может быть положительным, отрицательным и равным нулю:

$$i \begin{matrix} > \\ = \\ < \end{matrix} 0.$$

При равномерном движении гидравлический уклон равен пьезометрическому:

$$i_{гидр} = i_{пьеэ.}$$

В этом случае «потерянный» напор равен разности гидростатических двухчленов:

$$h_w = \left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right). \quad (3-17)$$

б) СВОБОДНОЕ ИСТЕЧЕНИЕ В АТМОСФЕРУ

На рис. 3-16 указаны линия энергии и пьезометрическая линия при свободном истечении из напорного водовода в атмосферу. Здесь  $\Sigma h_w$  — сумма всех потерь напора на протяжении всего водовода;  $v^2/2g$  — скоростной напор в выходном (концевом) сечении;  $h_{фонт}$  — высота фонтанирования ( $h_{фонт}$  меньше  $v^2/2g$  на величину гидравлических сопротивлений при свободном полете фонтанирующей струи).

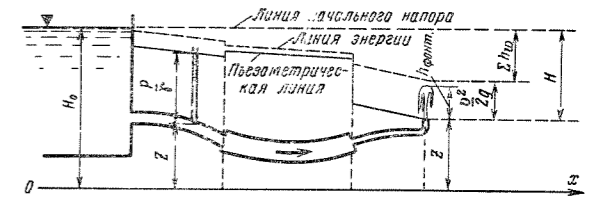


Рис. 3-16.

Примечание. При истечении в атмосферу часть общего запаса энергии, равная разности  $H - \Sigma h_w = v^2/2g$  (рис. 3-16), сохраняется в потоке (в выходном сечении) в форме кинетической энергии и может быть использована. При истечении под уровень из резервуара неограниченной емкости в резервуар неограниченной емкости (рис. 3-15) весь запас энергии расходуется на преодоление гидравлических сопротивлений.

в) РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ВДОЛЬ ТРУБОПРОВОДА

На рис. 3-17 показано распределение давления вдоль трубы. На участке от точки 1 до точки 2 имеет место вакуум. Области положительного избыточного давления на рис. 3-17 заштрихованы и отмечены знаком +, область вакуума заштрихована и отмечена знаком —. Максимум вакуума находится в сечении  $(n-n)$  и равен:

$$h_{вак. макс} = \left( \frac{v^2}{2g} + h_w \right) - \Delta z.$$

Примечание. Водоводы следует укладывать ниже пьезометрической линии, иначе в случае неплотности в стыках труб наружный воздух (или жидкость) будет засасываться в водовод.

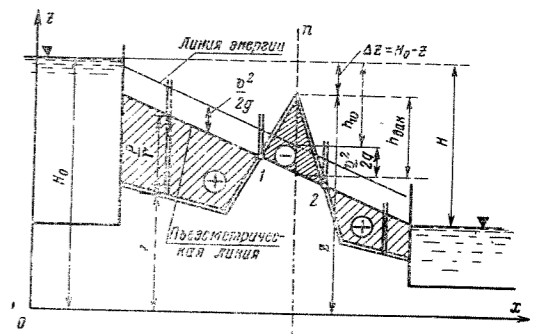


Рис. 3-17.

г) ОТКРЫТЫЕ РУСЛА

Линия свободной поверхности воды в открытых руслах совпадает с пьезометрической линией<sup>1</sup>. Уклон свободной поверхности представляет собой отношение величины снижения отметки свободной поверхности к длине данного участка:

$$i_{пов} = \frac{H_1 - H_2}{l_2 - l_1} = - \frac{H_2 - H_1}{l_2 - l_1} = - \frac{\Delta H}{\Delta l}, \quad (3-18)$$

или в дифференциальной форме

$$i_{пов} = - \frac{dH}{dl},$$

где  $H_1$  и  $H_2$  — отметки свободной поверхности в сечениях 1—1 и 2—2, а  $l_1$  и  $l_2$  — расстояния до этих створов от нулевого, считая вдоль линии дна (рис. 3-18). Уклон дна определяется аналогично по формулам

$$i_{дна} = \frac{z_1 - z_2}{l_2 - l_1} = - \frac{z_2 - z_1}{l_2 - l_1} = - \frac{\Delta z}{\Delta l},$$

или  $i_{дна} = - \frac{dz}{dl}$ , или  $i_{дна} = \sin \alpha$ ,

где  $\alpha$  — угол наклона линии дна к горизонту (рис. 3-18).

На рис. 3-18 дана линия энергии для начального участка канала при равномерном движении в канале.

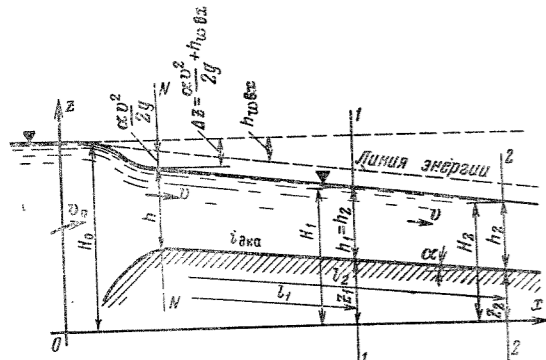


Рис. 3-18.

При равномерном движении гидравлический уклон  $i$  равен уклону свободной поверхности  $i_{пов}$  и уклону дна  $i_{дна}$  (рис. 3-18):

$$i = i_{пов} = i_{дна}.$$

Свободная поверхность во входном сечении  $N-N$  канала устанавливается ниже свободной поверхности питающего его водоема<sup>2</sup> на величину  $\Delta z$ , равную:

$$\Delta z = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{вх}, \quad (3-19)$$

где  $v$  — скорость в сечении  $N-N$ ;  $h_{вх}$  — потернный напор «на входе».

Обычно потернный напор  $h_{вх}$  оценивают по формуле  $h_{вх} = \zeta \frac{v^2}{2g}$ , где  $\zeta$  — коэффициент сопротивления на входе.

Тогда перепад на входе  $\Delta z$  будет равен:

$$\Delta z = \frac{\alpha v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g} = (\alpha + \zeta) \frac{v^2}{2g} \quad (3-19')$$

<sup>1</sup> Для избыточного давления.

<sup>2</sup> Емкость питающего водоема предполагается очень большой и  $v_0 = 0$ .

или, принимая  $\alpha = 1,0$ ,

$$\Delta z = (1 + \zeta) \frac{v^2}{2g}.$$

При неравномерном движении гидравлический уклон и уклон свободной поверхности изменяются по длине канала, будут не равны друг другу и не равны уклону дна.

3-6. ЭНЕРГИЯ И МОЩНОСТЬ ПОТОКА

Энергия потока в сечении  $N-N$  (рис. 3-19), подсчитанная в среднем на единицу веса (например на 1 кгс или 1 Н) и отнесенная к горизонтальной плоскости  $Ox$ , определяется по уравнению

$$E = z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}. \quad (3-20)$$

В зависимости от принятых единиц измерения веса (силы земного тяготения) будем иметь  $E$ , выраженным

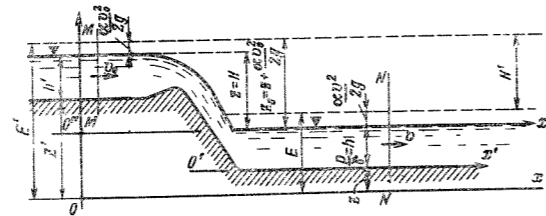


Рис. 3-19.

в килограммометрах или джоулях и пр. Эту энергию по предложению Н. Н. Павловского называют «удельной энергией потока».

Мощность потока, освобождаемая при переходе от сечения  $M-M$  к сечению  $N-N$ , обозначаемая  $N_{бр}$ , равна:

$$N_{бр} = \gamma Q (E' - E) = \gamma Q H', \quad (3-21)$$

где  $\gamma$  — объемный вес жидкости, кгс/м<sup>3</sup>;  $Q$  — расход, м<sup>3</sup>/сек;  $H'$  — разность удельных энергий верхнего и нижнего бьефов (выраженная как высота падения) (рис. 3-19).

При «сосредоточенном» падении, пренебрегая разностью скоростных напоров  $\left(\frac{\alpha v_0^2}{2g} - \frac{\alpha v^2}{2g}\right)$  и гидравлическими сопротивлениями, получаем:

$$N_{бр} = \frac{\gamma Q H}{102} = 9,81 Q H, \text{ квт.} \quad (3-21')$$

Мощность на валу турбины (случай использования энергии потока)

$$N = \eta \frac{\gamma Q H}{102} = 9,81 Q H \eta \approx 10 Q H \eta, \text{ квт.} \quad (3-22)$$

Мощность на валу насоса (случай водоподъема)

$$N = \frac{\gamma Q H}{102 \eta} = 9,81 \frac{Q H}{\eta} \approx 10 \frac{Q H}{\eta}, \text{ квт.} \quad (3-23)$$

В формулах (3-22) и (3-23)  $\eta$  — к. п. д. турбины или насоса;  $H$  — напор, м.

3-7. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОТОКЕ

При свободном полете во всех точках струи [например, в точках  $N$  и  $N'$  (рис. 3-20)] гидродинамическое давление одно и то же и равно давлению внешней



Рис. 3-20.

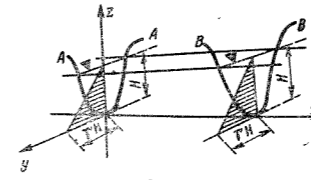


Рис. 3-21. Эпюры давления.

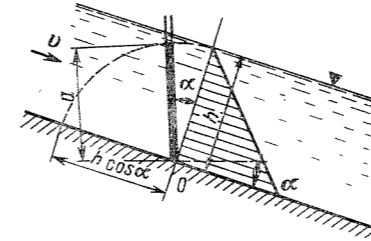


Рис. 3-22.

среды<sup>1</sup>:

$$P_N = P_{N'} = P_{ат}.$$

При плавном изменяющемся движении в открытом или закрытом русле гидродинамическое давление  $p$  распределяется по закону гидростатики в любом поперечном сечении потока [например, в сечении  $A-A$ , сечении  $B-B$  и т. д. (рис. 3-21)], т. е. по линейному закону

$$z + \frac{p}{\gamma} = H.$$

На глубине  $h$ , считая от свободной поверхности, избыточное давление

$$p = \gamma h.$$

На рис. 3-22 показана эпюра распределения давления в открытом потоке с большим уклоном. Давление у дна в точке  $O$   $p = \gamma a = \gamma h \cos \alpha$  при  $i < 0,15 \cos \alpha \approx 0,99 \approx 1,0$  и тогда  $p = \gamma h$ .

3-8. СТРУИ

а) СВОБОДНАЯ СТРУЯ

Поток, не ограниченный твердыми стенками, движущийся в непротивляющейся среде, называется свободной струей. Струю считают затопленной, если она

<sup>1</sup> Движение в струе при этом предполагается плавно изменяющимся.

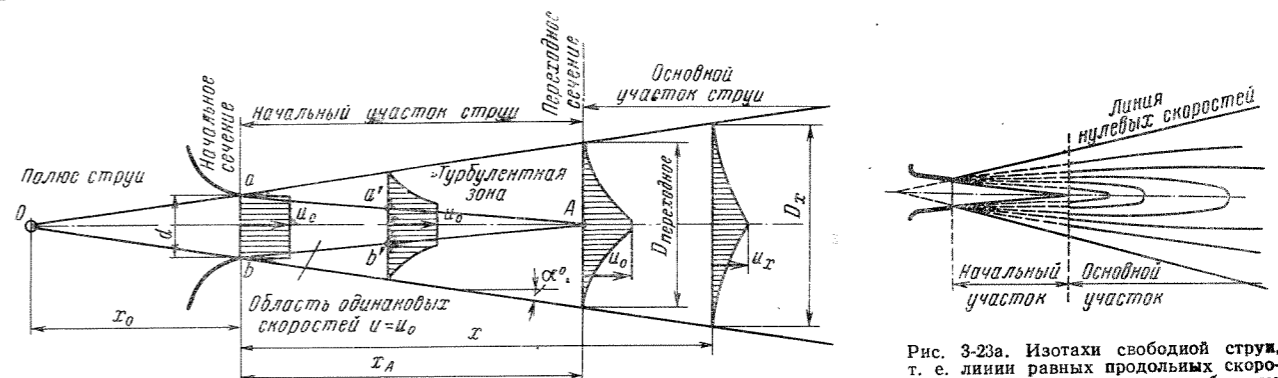


Рис. 3-23. Распределение скоростей в поперечном сечении круглой струи.

распространяется в массе жидкости, однородной с жидкостью струи (например, струя воды, выходящая из отверстия резервуара при истечении под уровень в пространство с водой). В противном случае струю считают незатопленной (например, струя, выходящая из наконечника гидромонитора в условиях свободного полета в воздухе).

б) ЗАТОПЛЕННАЯ СТРУЯ

На рис. 3-23 и 3-23а дана согласно исследованиям Г. Н. Абрамовича (1936 г.) структура турбулентной струи, выходящей из круглого отверстия и распространяющейся в неограниченном пространстве неподвижной жидкости, однородной с данной.

В начальном сечении  $a-b$  скорость во всех точках этого сечения одинакова и, следовательно, равна осевой  $u = u_0$ . Во всех других сечениях скорости распределяются в соответствии с эпюрами, указанными на рис. 3-23.

Расстояние от начального сечения до полюса струи равно:

$$x_0 \approx 0,15 d/a. \quad (3-24)$$

Длина начального участка

$$x_A = 0,335 d/a. \quad (3-25)$$

Угол расширения струи  $\alpha$  определяется из условия

$$\text{tg } \alpha \approx 3,4 a. \quad (3-26)$$

Диаметр струи в переходном сечении, а также в любом ином сечении равен соответственно:

$$\left. \begin{aligned} D_{перех} &= D + 6,8 x \alpha; \\ D_x &= D + 6,8 a x. \end{aligned} \right\} \quad (3-27)$$

Осевая скорость на протяжении начального участка (т. е. от выходного отверстия и до переходного сечения) одна и та же и равна средней в выходном сечении, а именно:

$$u_0 = v = Q/\omega.$$

Далее за переходным сечением, т. е. в пределах основного участка струи осевая скорость на любом расстоянии от выходного сечения (на расстоянии  $x > x_A$ ) равна:

$$u_x = u_0 \frac{0,48 d}{ax + 0,145 d}. \quad (3-28)$$

В приведенных здесь формулах (3-24) — (3-28) буква  $a$  обозначает так называемый «коэффициент турбулентности», который по исследованиям Г. Н. Абрамовича при круглом выходном сечении равен:

$$a \approx 0,07 \div 0,08.$$

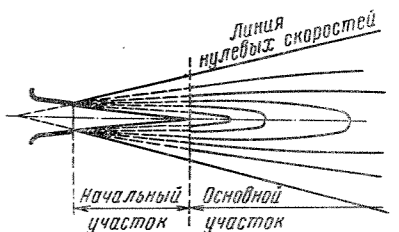


Рис. 3-23а. Изогахи свободной струи, т. е. линии равных продольных скоростей. (На основном участке образуют так называемый «факел».)

По определению Я. М. Миловича<sup>1</sup> длина начального участка, на котором сохраняется величина осевой скорости, равна  $x_A \approx 6d$ , а величина осевой скорости на основном участке равна:

$$u_x = \beta \frac{u_0 d}{x}, \quad (3-29)$$

где  $u_0$  — скорость в выходном сечении;  $d$  — диаметр выходного отверстия;  $x$  — расстояние от выходного отверстия до рассматриваемого сечения;  $\beta$  — коэффициент, по исследованиям А. Я. Миловича, равный 6.

Примечание. В своих исследованиях А. Я. Милович впервые определил длину начального участка свободной струи. Из формулы (3-29) при  $u_x = u_0$  получим  $x_A \approx 6d$ . По данным Г. Н. Абрамовича длина основного участка равна 4,8d.

Гидродинамическое давление считается внутри струи всюду одинаковым и равным давлению внешней среды.

а) НЕЗАТОПЛЕННАЯ СТРУЯ

В условиях свободного полета жидкости в воздухе в струе можно различить три части (рис. 3-24): начальную — компактную, раздробленную (с нарушенной сплошностью течения) и распыленную.

Высота вертикальной струи может приближенно определяться по формуле

$$h_a = \frac{H}{1 + \alpha H}, \quad (3-30)$$

где  $H = v^2/2g$  — скоростной напор на выходе из отверстия;  $\alpha$  — коэффициент, полученный опытным путем,  $\alpha = 0,00025 = \frac{0,00025}{d + (10d)^2}$ , здесь  $d$  — диаметр выходного отверстия, м.

Высота компактной струи может быть определена приближенно по формуле

$$h_{\text{комп}} = \beta h_a = \beta \frac{H}{1 + \alpha H}, \quad (3-31)$$

где  $\beta$  — коэффициент, зависящий от высоты струи. Значения коэффициента  $\beta$  могут быть приняты следующие:

Высота струи, м	7	12	20	25	30
Коэффициент $\beta$	0,84	0,83	0,80	0,78	0,72

Дальность полета струи зависит от размеров струи, начальной скорости и от угла наклона струи к горизонту.

<sup>1</sup> М и л о в и ч А. Я. Гидродинамические основы газовой борьбы. М., 1918.

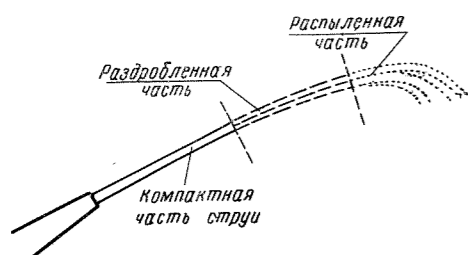


Рис. 3-24. Структура незатопленной струи в свободном полете.

зонту в начальном сечении. По исследованиям Н. П. Гавырина дальность полета гидромониторной струи  $l$  можно определить по следующей формуле:

$$l = 0,415 \sqrt{\alpha d H^2/3}, \quad (3-32)$$

где  $\alpha$  — угол наклона струи к горизонту, град;  $d$  — диаметр выходного сечения насадки гидромонитора, мм;  $H$  — напор в выходном сечении, м.

г) ДАВЛЕНИЕ СВОБОДНОЙ СТРУИ НА ТВЕРДЫЕ СТЕНКИ

При обтекании пластинки свободная струя оказывает на нее давление. Сила  $P$ , с которой свободная струя давит на неподвижную плоскую пластинку  $ab$  (рис. 3-25), равна:

$$P = \gamma \omega \frac{v^2}{g} = 2\gamma \omega \frac{v^2}{2g}, \quad (3-33)$$

где  $\omega$  — площадь поперечного сечения струи, м<sup>2</sup>;  $v$  — средняя скорость в сечении струи, м/сек;  $\gamma$  — объемный вес жидкости.

Если пластинка  $ab$  движется в направлении оси струи со скоростью  $c$  и, следовательно, относительная скорость струи равна  $w = v - c$ , то сила давления струи на ту же пластинку будет:

$$P = \gamma \omega \frac{w^2}{g} = 2\gamma \omega \frac{(v - c)^2}{2g}, \quad (3-34)$$

Если неподвижная пластинка расположена наклонно, под углом  $\alpha$  к направлению струи (рис. 3-26), то давление  $P$  в направлении оси струи будет равно:

$$P = \gamma \omega \frac{v^2}{g} \sin^2 \alpha = 2\gamma \omega \frac{v^2}{2g} \sin^2 \alpha, \quad (3-35)$$

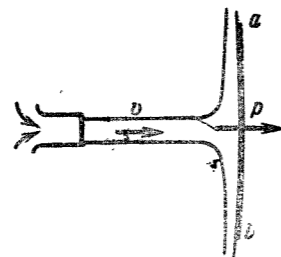


Рис. 3-25.

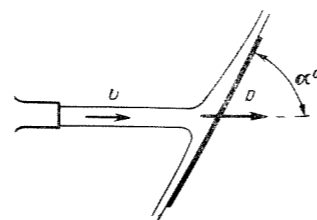


Рис. 3-26.

Соответственно при движении пластинки со скоростью  $c$  в направлении оси струи, т. е. при относительной скорости струи  $w = v - c$ , давление на пластинку в направлении оси струи будет равно:

$$P = \gamma \omega \frac{w^2}{g} \sin^2 \alpha = 2\gamma \omega \frac{w^2}{2g} \sin^2 \alpha, \quad (3-36)$$

Если пластинка будет не плоской, а изогнутой и расположенной так, как указано на рис. 3-27, т. е.

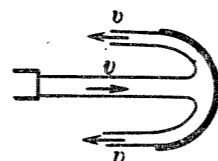


Рис. 3-27.

с поворотом на 180° (на угол  $\pi$ ), то давление будет равно:

$$P = 2\gamma \omega \frac{w^2}{g} = 4\gamma \omega \frac{v^2}{2g}, \quad (3-37)$$

для движущейся пластинки

$$P = 2\gamma \omega \frac{w^2}{g} = 4\gamma \omega \frac{(v - c)^2}{2g}. \quad (3-38)$$

а) РАБОТА СТРУИ

Если одна изолированная плоская пластинка, расположенная перпендикулярно оси струи (рис. 3-25), движется со скоростью  $c$ , то работа, совершаемая силой давления  $P$  в единицу времени, т. е. мощность, будет равна:

$$N = Pc = 2\gamma \omega \frac{(v - c)^2}{2g} c, \quad (3-39)$$

Если же мы имеем систему пластинок (как обычно в водяных двигателях), когда можно считать набегающую в единицу времени на систему пластинок массу жидкости равной  $\frac{\gamma}{g} \omega v$  (а не  $\frac{\gamma}{g} Q' = \frac{\gamma}{g} \omega (v - c)$ ,

как это имеет место для одной пластинки), то в этом случае работа струи в единицу времени, или мощность, будет равна:

$$N = P'c = 2\gamma \omega v \frac{(v - c)}{2g} c, \quad (3-40)$$

Максимум этой мощности (т. е. максимум мощности такого двигателя) получается при  $c = v/2$ :

$$N_{\text{макс}} = \frac{1}{2} \gamma \omega v \frac{v^2}{2g} = 0,5\gamma Qh, \quad (3-41)$$

т. е. составляет половину всей мощности струи ( $N_{\text{струи}} = \gamma Q \frac{v^2}{2g} = \gamma Qh$ ).

Таким образом, к. п. д. двигателя с плоскими лопатками не может быть больше 0,5 ( $\eta_{\text{макс}} = 0,5$ ).

При изогнутой пластинке по схеме рис. 3-27 соответственно получаем:

1. Мощность, передаваемая одной изолированной пластинке, движущейся со скоростью  $c$  вдоль оси струи, равна:

$$N = Pc = 4\gamma \omega \frac{w^2}{2g} c = 4\gamma \omega (v - c) \frac{(v - c)}{2g} c = 4\gamma Q' \frac{v - c}{2g} c, \quad (3-42)$$

где  $Q' = \omega(v - c) = \omega w$  — количество воды, набегающей на пластинку (используемый, действующий расход струи).

2. Мощность, передаваемая на систему пластинок, сменяющих одна другую, как в активных турбинах (когда  $Q' = Q = \omega v$ ), будет равна:

$$N = 4\gamma Q \frac{(v - c)}{2g} c = 4\gamma \omega v \frac{(v - c)}{2g} c, \quad (3-43)$$

Максимум этой мощности будет при  $c = v/2$ ; тогда

$$N_{\text{макс}} = \gamma \omega v \frac{v^2}{2g} = \gamma Q \frac{v^2}{2g} = \gamma Qh, \quad (3-44)$$

т. е. достигнет величины полной мощности самой струи. Коэффициент полезного действия двигателя с криволинейными лопатками, отклоняющими относительную скорость струи на 180°, достигнет единицы.

Примечание. Вследствие наличия гидравлических сопротивлений, а также затрат энергии на отвод воды от лопаток двигателя к. п. д. всегда меньше единицы,  $\eta < 1$ .

3-9. ЗАКОН КОЛИЧЕСТВА ДВИЖЕНИЯ ИЛИ ИМПУЛЬСА СИЛ

При решении многих задач гидравлики большую роль играет уравнение количества движения или импульса сил. Для материальной точки, движущейся под действием переменных во времени сил  $P$ , как известно из курса теоретической механики, можно написать уравнение импульсов в следующем виде:

$$m\bar{u}_2 - m\bar{u}_1 = \sum \bar{P}\Delta t = \bar{R}\Delta t,$$

где  $m$  — масса данной материальной точки;  $\bar{u}_1$  и  $\bar{u}_2$  — скорости данной точки в момент  $t$  и в момент  $t + \Delta t$ ;  $\bar{P}$  — среднее значение каждой из действующих сил в интервале времени  $\Delta t$ ;  $\bar{R}$  — равнодействующая действующих сил. Произведения  $m\bar{u}_1$  и  $m\bar{u}_2$  представляют собой количества движения в моменты  $t$  и  $t + \Delta t$  (векторные величины).

Для системы материальных точек уравнение запишется в виде:

$$\sum (m_i \bar{u}_{i2}) - \sum (m_i \bar{u}_{i1}) = \sum \bar{R}\Delta t. \quad (3-45)$$

Здесь  $\bar{R}$  — равнодействующая сил, приложенных к отдельным материальным точкам данной системы.

Закон количества движения может быть прочитан так: приращение суммы количества движения материальных точек данной системы за данный промежуток времени равно сумме импульсов всех внешних сил за тот же промежуток времени. Так как скорость  $u$  и сила  $R$  являются векторными величинами, то и количество движения  $mu$ , а также и импульсы  $P\Delta t$  будут векторными величинами, поэтому уравнение (3-45) может быть записано и в координатной форме. Для любой оси проекций, например для оси  $Ox$ , это уравнение будет иметь вид:

$$\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \bar{u}_{i,x2}) - \sum_{i=1}^{i=n} (m_i \bar{u}_{i,x1}) = \sum \bar{R} \cos \alpha \Delta t,$$

или короче в проекциях на ось  $Ox$ :

$$\Delta \sum (m\bar{u})_x = \sum \bar{R} \cos \alpha \Delta t. \quad (3-46)$$

Жидкость представляет собой материальную систему, поэтому основной закон механики о количестве движения может быть применен к любой выделенной из нее массе, но так как жидкость рассматривается как непрерывная среда, то уравнение импульсов должно быть записано в интегральной форме:

$$\Delta \int_{\omega} (mu)_x = \int_{t_1=t}^{t_2=t+\Delta t} R \cos \alpha dt = \int_{t_1=t}^{t_2=t+\Delta t} R_x dt, \quad (3-47)$$

где  $R$  — равнодействующая всех внешних сил. Ограничиваясь рассмотрением установившегося движения, отметим, что на практике при составлении уравнения импульсов обычно выделяют из данного потока некоторую массу жидкости с помощью так называемой контрольной поверхности или с помощью двух сечений  $(I-I)$  и  $(II-II)$  (рис. 3-28).

Выделенная масса (на рис. 3-28 в объеме 1 2 3 4), находясь в движении, перемещается и за промежуток времени  $\Delta t$  займет новую позицию между сечениями  $(I'-I')$  и  $(II'-II')$ . Приращение количества движения этой массы вычисляется как разность количества дви-

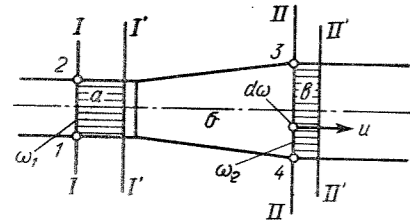


Рис. 3-28.

жения выделенной массы во второй позиции (I'-I') — (II'-II') и первой позиции (I-I') — (II-II'), т. е.

$$\Delta(mv) = [\text{к.д.}(\sigma) + \text{к.д.}(\delta)]_{t+\Delta t} - [\text{к.д.}(a) + \text{к.д.}(\sigma)]_t \quad (3-48)$$

Так как при установившемся движении к.д. области (b) в момент t и в момент (t + \Delta t) равны между собой — к.д.(b)\_t = к.д.(b)\_{t+\Delta t}, то

$$\Delta(mv) = \text{к.д.}(\sigma) - \text{к.д.}(a).$$

При вычислении к.д. области b [т. е. к.д.(b)], а также области a пользуются равенством

$$\text{к.д.}(b) = \int dm \cdot u = \int \rho(d\omega u dt) u = \rho dt \int u^2 d\omega.$$

Тогда уравнение импульса примет вид:

$$\rho dt \int_{\omega_2} u^2 d\omega - \rho dt \int_{\omega_1} u^2 d\omega = \sum P \cos \alpha dt,$$

или, вводя в расчет среднюю по сечению скорость v и относя уравнение к единице времени, получим:

$$\rho \alpha_0 (\omega_2 v_2^2 - \omega_1 v_1^2) = \sum P \cos \alpha, \quad (3-49)$$

где \alpha\_0 — коэффициент Буссинеска, равный

$$\alpha_0 = 1 + \frac{\int \Delta u^2 d\omega}{\omega v^2}. \quad (3-50)$$

Так как расход Q = \omega\_1 v\_1 = \omega\_2 v\_2, то, делая соответствующую подстановку, уравнение (3-49) можно переписать так:

$$\rho \alpha_0 Q (v_2 - v_1) = \sum P \cos \alpha,$$

а так как \rho = \gamma/g, то

$$\gamma \frac{\alpha_0 Q}{g} (v_2 - v_1) = \sum P \cos \alpha. \quad (3-51)$$

На основании уравнения импульсов решены многие задачи гидравлики, среди них такие, как определение потерь энергии при внезапном расширении, расчет гидравлического прыжка и др.

Примечание. Коэффициент Буссинеска \alpha\_0, так же как и коэффициент Кориолиса \alpha, зависит от закона распределения скорости по поперечному сечению потока, но эта зависимость существенно различна.

Если в формулах (3-10) и (3-50) обозначить

$$\frac{\int \Delta u^2 d\omega}{\omega v^2} = \eta \quad \text{и} \quad \frac{\int \Delta u^2 d\omega}{\omega v^2} = \mu.$$

то, следовательно,

$$\alpha = 1 + 3\eta + \mu \quad \text{и} \quad \alpha_0 = 1 + \eta.$$

Величины \mu и \eta не имеют между собой функциональной связи, поэтому нет функциональной связи и между коэффициентами \alpha и \alpha\_0. В тех случаях, когда величиной \mu можно пренебречь по малости, т. е. полагая, как обычно, \mu \approx 0, можно написать:

$$\alpha = 3\alpha_0 - 2$$

или

$$\alpha_0 \approx \frac{\alpha + 2}{3}.$$

## ЧЕТВЕРТАЯ ГЛАВА

### ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ И РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТЕЙ ПО СЕЧЕНИЮ ПОТОКА

#### 4-1. ЛАМИНАРНОЕ И ТУРБУЛЕНТНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ

Потери напора на преодоление гидравлических сопротивлений h\_w обычно делят на две группы:

а) потери напора по длине потока (линейные) — h\_d (потери, затрачиваемые на преодоление сопротивления трения);

б) местные потери напора — h\_m (потери, вызываемые резким изменением конфигурации границ потока).

Полные потери напора на данном участке h\_w равны сумме всех потерь:

$$h_w = \sum h_d + \sum h_m. \quad (4-1)$$

Потери напора (как по длине, так и местные), а также и распределение скоростей по сечению потока существенно различны для ламинарного и турбулентного режима течения жидкости.

Критерием, определяющим режим движения потока, служит неравенство

$$Re \leq Re_{кр}, \quad (4-2)$$

где Re — безразмерное число Рейнольдса; Re\_{кр} — его критическое значение.

Для труб круглого сечения число Рейнольдса определяется по формуле

$$Re = \frac{vd}{\nu}. \quad (4-3)$$

Для всех иных поперечных сечений (а также для открытых русл)

$$Re' = \frac{vR}{\nu} \quad (4-4)$$

или

$$Re'' = \frac{vd_0}{\nu}, \quad (4-5)$$

где v — средняя скорость; d и R — диаметр и гидравлический радиус; \nu — кинематический коэффициент вязкости жидкости; d\_0 — эквивалентный (гидравлический) диаметр (d\_0 = 4R).

Критическое значение числа Рейнольдса можно считать равным: применительно к формулам (4-3) и (4-5) Re\_{кр} = 2000 \div 2400; применительно к формуле (4-4) Re'\_{кр} = 500 \div 600; для открытых русл Re''\_{кр} = 800 \div 900.

Примечание. Приведенные значения критических чисел Рейнольдса относятся к равномерному движению в трубе или в открытом канале. При ускоренном движении критическое значение числа Рейнольдса возрастает, а при замедленном уменьшается. Шероховатость стенок русла и условия входа также оказывают влияние на критическое значение числа Рейнольдса. Уменьшение шероховатости и создание более плавного входа приводят к увеличению критического значения числа Рейнольдса.

#### 4-2. ПОТЕРИ НАПОРА ПО ДЛИНЕ И РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТЕЙ ПО СЕЧЕНИЮ ПОТОКА

Потери напора по длине как при ламинарном, так и при турбулентном течении в трубах круглого сечения определяются по формуле Дарси — Вейсбаха

$$h_d = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \quad (4-6)$$

а в открытых руслах (а также в трубах любой формы сечения) по формуле

$$h_d = \frac{v^2}{C^2 R} l. \quad (4-7)$$

Здесь \lambda — коэффициент сопротивления по длине; g — ускорение свободного падения; l, d, v, R и C — соответственно длина участка трубы или канала, диаметр трубы, средняя скорость течения, гидравлический радиус и коэффициент Шези в формуле Шези (4-29).

При ламинарном течении коэффициент \lambda в формуле (4-6) определяется из зависимости (формула Пуазейля)

$$\lambda = \frac{64}{Re}. \quad (4-8)$$

Связь между коэффициентами \lambda и C имеет вид:

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}; \quad C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}, \quad \text{м}^0,5/\text{сек}. \quad (4-9)$$

Распределение скоростей по сечению трубы при турбулентном течении описывается формулами (для напорных трубопроводов)<sup>1</sup>

$$\frac{u}{u_{\max}} = 1 - 2 \lg \frac{r_0/y}{0,975 \sqrt{\lambda} + 1,35} \quad (4-10)$$

или

$$\frac{u}{u_{\max}} = \left(\frac{y}{r_0}\right)^{0,9 \sqrt{\lambda}} = \left(1 - \frac{r}{r_0}\right)^{0,9 \sqrt{\lambda}}. \quad (4-11)$$

Здесь u — осредненная местная скорость на расстоянии y от стенки трубы; u\_{\max} — скорость по оси трубы; r\_0 — радиус трубы; \lambda — коэффициент сопротивления по длине; r — расстояние от оси трубы.

Соотношение между максимальной u\_{\max} и средней скоростью v в трубах Прандтля получил в виде:

$$\frac{u_{\max}}{v} = 1 + D \frac{u_*}{v} \quad \text{или} \quad \frac{u_{\max}}{v} = 1 + \frac{D}{\sqrt{8}} \sqrt{\lambda},$$

где D — дефицит скорости; u\_\* — динамическая скорость, u\_\* = \sqrt{g R i^\*}.

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Гидравлические потери на трение в трубопроводах. М. — Л., Госэнергоиздат. 1964.



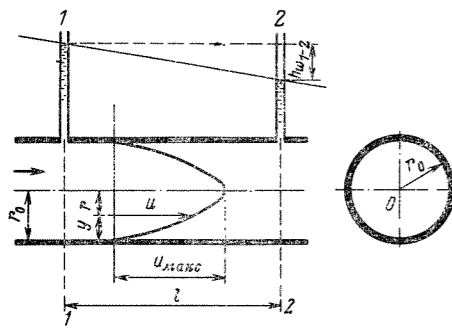


Рис. 4-1. Распределение скоростей в трубах при ламинарном течении.

По предложению А. Д. Альтшуля можно считать:

$$\frac{u_{\max}}{v} = 1 + 1,35 \sqrt{\lambda}, \quad (4-12)$$

а также

$$\alpha = 1 + 2,65 \lambda, \quad (4-12')$$

где  $\alpha$  — коэффициент Кориолиса при турбулентном течении в трубах.

Распределение скоростей по поперечному сечению ламинарного потока подчиняется параболическому закону. Для цилиндрической круглой трубы  $u$  определяется по формуле Стокса (рис. 4-1):

$$u = \frac{\gamma i}{4\mu} (r_0^2 - r^2) = \frac{\gamma h_{\text{п}}}{4\mu l} (r_0^2 - r^2), \quad (4-13)$$

где  $u$  — местная скорость на расстоянии  $r$  от оси трубы;  $r_0$  — радиус трубы;  $i = h_{\text{п}}/l$  — гидравлический уклон;  $\gamma$  — объемный вес жидкости;  $\mu$  — динамический коэффициент вязкости.

Коэффициент Кориолиса при ламинарном течении

$$\alpha = 2, \quad (4-14)$$

а отношение средней скорости к максимальной

$$\frac{v}{u_{\max}} = 0,5. \quad (4-15)$$

4-3. КОЭФФИЦИЕНТ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПО ДЛИНЕ ПРИ ТУРБУЛЕНТНОМ РЕЖИМЕ ТЕЧЕНИЯ

а) ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $\lambda$  ДЛЯ НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Коэффициент сопротивления по длине  $\lambda$ , входящий в формулу Дарси — Вейсбаха (4-6), зависит от двух параметров: числа Рейнольдса  $Re = vd/\nu$  и относительной шероховатости  $k_a/d$  (для круглых труб):

$$\lambda = f(Re; k_a/d), \quad (4-16)$$

где  $k_a$  — эквивалентная равномернозернистая абсолютная шероховатость (табл. 4-1).

Под эквивалентной равномернозернистой шероховатостью понимают такую высоту выступов шероховатости, сложенной из песчинок одинакового размера, которая дает при подсчете одинаковую с заданной шероховатостью величину  $\lambda$ .

Для определения величины коэффициента сопротивления по длине  $\lambda$  при турбулентном режиме течения в напорных трубопроводах находят применение следующие формулы:

1. Формула Колбрука — Уайта

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{2,5}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k_a}{37d} \right). \quad (4-17)$$

Таблица 4-1

Значения эквивалентной разнородной абсолютной шероховатости  $k_a$  в формулах (4-17) и (4-18)

Материал и вид трубы	Состояние трубы	$k_a$ , мм*
Тянутые трубы из стекла и цветных металлов	Новые, технически гладкие	0,001—0,01
		0,005
	Бесшовные стальные трубы	0,02—0,05
Стальные трубы сварные	Новые и чистые, тщательно уложенные	0,030
	После нескольких лет эксплуатации	0,15—0,3
		0,2
	Новые и чистые	0,03—0,10
		0,05
Клепаные стальные трубы	С незначительной коррозией после очистки	0,10—0,20
		0,15
	Умеренно заржавленные	0,30—0,70
		0,50
	Старые, заржавленные	0,80—1,5
		1,0
	Сильно заржавленные или с большими отложениями	2,0—4,0
	3,0	
Оцинкованные стальные трубы	Клепаные вдоль и поперек по одному ряду заклепок; хорошее состояние поверхности	0,30—0,40
	С двойной продольной клепкой и простой поперечной клепкой; не корродированные	0,60—0,70
		0,65
	С простой поперечной и двойной продольной клепкой; изнутри просмоленные или покрытые лаком	1,20—1,30
	С четырьмя—шестью продольными рядами клепки; длительное время находившаяся в эксплуатации	2,0
	С четырьмя поперечными и шестью продольными рядами клепки	4,0
	Новые и чистые	0,10—0,20
		0,15
	После нескольких лет эксплуатации	0,40—0,70
		0,50
Чугунные трубы	Асфальтированные	0,12—0,30
		0,18
	Новые	0,20—0,50
	0,30	
Деревянные трубы	Бывшие в употреблении	0,5—1,5
		1,0
	Очень старые	До 3,0
	Из деревянных клепок, тщательно оструганных	0,10—0,30
	0,15	
Из деревянных клепок, обычных	0,3—1,0	
	0,5	
Из неоструганных досок	1,0—2,5	
	2,0	
Асбоцементные трубы	Новые	0,05—0,10
		0,085
Бетонные трубы	Бывшие в эксплуатации	0,60
	При хорошей поверхности с затиркой	0,3—0,80
		0,50
При среднем качестве работ	2,5	
Рукава и шланги резиновые	С грубой (шероховатой) поверхностью	3,0—9,0
		0,03

\* Под чертой приведены средние значения

2. Формула А. Д. Альтшуля

$$\lambda = 0,11 \left( \frac{k_a}{d} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25}. \quad (4-18)$$

Формулы (4-17) и (4-18) получены с помощью полуэмпирических теорий турбулентности и действительны для всех однородных ньютоновских жидкостей. Значения  $\lambda$  по формуле (4-18) приведены в табл. 4-2; они могут быть определены также по номограмме (рис. 4-2).

Таблица 4-2

Значения коэффициента сопротивления по длине  $\lambda$ , полученные по формуле А. Д. Альтшуля (4-18)

$\frac{d}{k_a}$	Re	$\lambda$	$\frac{d}{k_a}$	Re	$\lambda$
100	5 000	0,0433	500	5 000	0,0375
	10 000	0,0398		50 000	0,0266
	25 000	0,0370		200 000	0,0244
120	4 000	0,044	700	8 000	0,0348
	6 000	0,0413		70 000	0,0244
	10 000	0,0386		200 000	0,0226
140	25 000	0,0358	1 000	12 000	0,0314
	4 000	0,0435		30 000	0,0264
	10 000	0,0380		70 000	0,0232
160	5 000	0,0413	2 000	400 000	0,0204
	10 000	0,0372		25 000	0,0262
	50 000	0,0327		200 000	0,0188
200	400	0,0424	3 000	900 000	0,0171
	2 000	0,0334		33 000	0,0244
	5 000	0,0312		200 000	0,0173
300	4 000	0,0415	5 000	300 000	0,0170
	10 000	0,0349		1 000 000	0,0156
	100 000	0,0278		66 000	0,0206
400	5 000	0,0392	10 000	500 000	0,0150
	10 000	0,0342		2 000 000	0,0137
	40 000	0,0280		100 000	0,0184
	150 000	0,0258		3 000 000	0,0126

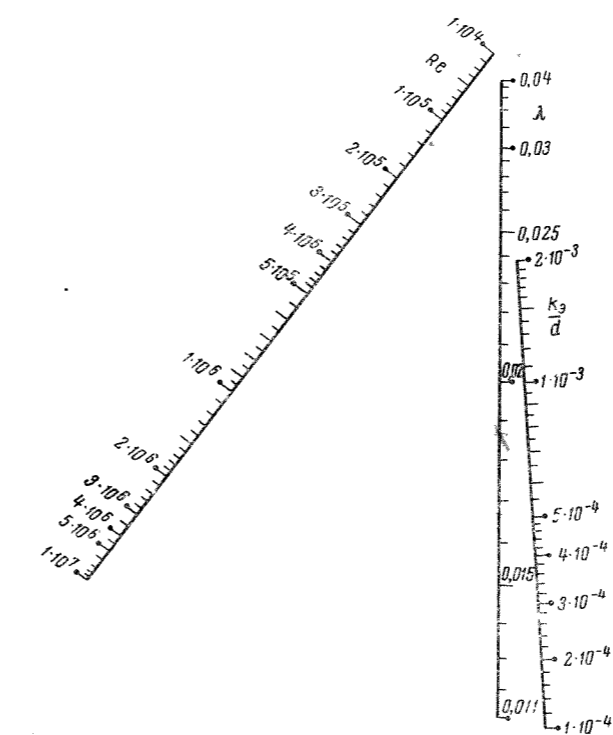


Рис. 4-2. Номограмма для определения коэффициента сопротивления по длине по формуле (4-18).

Расхождение между формулами (4-17) и (4-18) практически не превышает 2—3%. При соблюдении условия <sup>1</sup>

$$Re \frac{k_a}{d} = \frac{vk_a}{\nu} > 500 \quad (4-19)$$

формула (4-17) приводится к виду формулы Прандтля — Никурадзе

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \frac{d}{k_a} + 1,74, \quad (4-20)$$

а формула (4-18) — к виду формулы Б. Л. Шифрина

$$\lambda = 0,11 \left( \frac{k_a}{d} \right)^{0,25}. \quad (4-21)$$

Обе последние формулы справедливы для так называемых вполне шероховатых труб, сопротивление в которых не зависит от числа Рейнольдса.

При соблюдении условия <sup>1</sup>

$$Re \frac{k_a}{d} = \frac{vk_a}{\nu} < 10 \quad (4-22)$$

формула (4-17) приводится к виду формулы Прандтля — Никурадзе

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg Re \sqrt{\lambda} - 0,8, \quad (4-23)$$

а формула (4-18) к виду формулы Блазиуса

$$\lambda = 0,316/Re^{0,25}. \quad (4-23')$$

Обе последние формулы справедливы для так называемых гидравлически гладких труб, сопротивление в которых не зависит от шероховатости. Границы областей применения формул для определения  $\lambda$  приведены на рис. 4-2а.

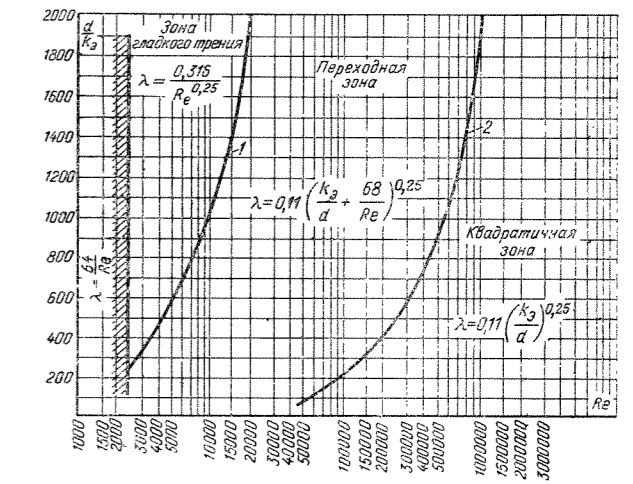


Рис. 4-2а. Границы областей применения формул для определения  $\lambda$ .

1)  $Re \frac{k_a}{d} = 10$ ; 2)  $Re \frac{k_a}{d} = 500$ .

3. Формула Н. Н. Павловского для труб диаметром  $d < 4$  м

$$\lambda = 8gn^2 \left( \frac{4}{d} \right)^3 V^n; \quad (4-24)$$

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. М., «Недра», 1970.

для труб с диаметром  $d > 4$  м

$$\lambda = 8gn^2 \left(\frac{4}{d}\right)^{2,6} V\bar{n} \quad (4-25)$$

Значения коэффициента шероховатости  $n$  см. в табл. 4-5, а коэффициента  $\lambda$  по формуле (4-24) см. в табл. 4-3.

Таблица 4-3

Значения коэффициента сопротивления по длине  $\lambda$  для вполне шероховатых труб, полученные по формуле Н. Н. Павловского (4-24)

d, мм	Коэффициент шероховатости n				
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015
200	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
300	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
400	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
500	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
600	0,015	0,019	0,024	0,028	0,034
700	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
800	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
900	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1 000	0,013	0,017	0,020	0,025	0,028
1 200	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
1 500	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2 000	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2 500	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
3 000	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

Формула Павловского действительна для расчетов движения воды при значительных шероховатостях и скоростях, т. е. для так называемой квадратичной области, когда коэффициент  $\lambda$  не зависит ни от вязкости жидкости, ни от скорости ее течения.

4. Формулы Ф. А. Шевелева<sup>1</sup>.

По опытам Ф. А. Шевелева при соблюдении условия

$$Re \geq 920\,000 d \quad (4-26)$$

( $d$  — диаметр трубы, м) коэффициент  $\lambda$  может определяться по формуле

$$\lambda = \frac{0,021}{d^{0,3}} \quad (4-27)$$

При  $Re < 920\,000 d$  коэффициент  $\lambda$  рекомендуется определять по формуле

$$\lambda = \left[ \frac{0,0000015 + \frac{v}{v}}{d} \right]^{0,3} \quad (4-28)$$

где  $v$  — кинематический коэффициент вязкости воды,  $m^2/сек.$

Формулы (4-27) и (4-28) рекомендуются для стальных и чугунных водопроводных труб больших диаметров ( $d=600-1\,200$  мм) с учетом увеличения сопротивления в процессе эксплуатации. В табл. 4-4 приведены значения  $\lambda$  по формуле (4-27).

Таблица 4-4

Значения коэффициента сопротивления по длине, полученные по формуле Ф. А. Шевелева (4-27), для стальных и чугунных труб большого диаметра

d, м	$\lambda$	d, м	$\lambda$	d, м	$\lambda$
1,00	0,0210	1,75	0,0178	3,00	0,0151
1,25	0,0196	2,00	0,0171	4,00	0,0139
1,50	0,0186	2,50	0,0161	5,00	0,0116

<sup>1</sup> Шевелев Ф. А. Исследование основных гидравлических закономерностей турбулентного движения в трубах. М. — Л., Гостройиздат, 1953.

5. Для новых стальных труб значение коэффициента  $\lambda$  может находиться также по номограмме, составленной Г. А. Муриным, которая приведена на рис. 4-3\*.

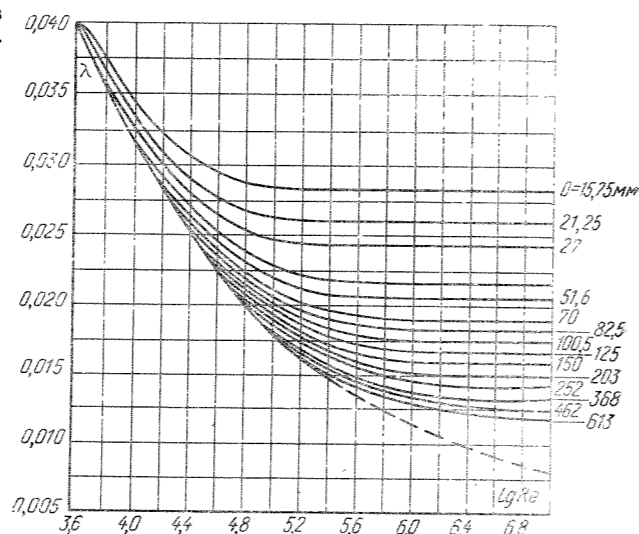


Рис. 4-3. Зависимость коэффициента  $\lambda$  от числа Рейнольдса для новых стальных труб (график Г. А. Мурина). — — — — для гладких труб.

Пример I. Найти потери напора на трение при движении воды с температурой  $t=20^\circ C$  в цельносварной стальной трубе, бывшей в употреблении, с внутренним диаметром  $d=0,5$  м. Расход воды  $Q=0,60$  м<sup>3</sup>/сек. Длина трубы  $l=500$  м.  
Решение. 1. Находим величину относительной шероховатости трубы. По табл. 4-1 значение абсолютной эквивалентной шероховатости трубы

$$k_a = 0,15 \text{ мм};$$

$$\frac{k_a}{d} = \frac{0,15}{500} = 0,0003.$$

2. Кинематический коэффициент вязкости для воды заданной температуры

$$v = 0,01007 \text{ см}^2/\text{сек.}$$

3. Средняя скорость течения воды в трубе

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,60}{\pi \cdot 0,5^2} = 3,06 \text{ м/сек.}$$

4. Число Рейнольдса для потока воды в трубе

$$Re = \frac{vd}{v} = \frac{306 \cdot 50}{0,01007} = 1,53 \cdot 10^6.$$

5. Значение коэффициента сопротивления по длине по формуле (4-18) будет равно:

$$\lambda = 0,11 \left( \frac{k_a}{d} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25} = 0,11 \left( 0,0003 + \frac{68}{1,53 \cdot 10^6} \right)^{0,25} = 0,015.$$

6. Величину потерь напора находим по формуле (4-6):

$$h_{\text{тр}} = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = 0,015 \frac{500}{0,5} \frac{3,06^2}{2 \cdot 9,81} = 7,15 \text{ м вод. ст. (при } t=20^\circ C).$$

Пример II. В двух точках живого сечения трубопровода диаметром  $d=500$  мм, транспортирующего воду, измерены скорости: на расстоянии от стенки  $y=110$  мм  $u=2,30$  м/сек и на оси трубы  $u_{\text{макс}}=2,6$  м/сек. Найти величину потерь напора на трение на 1 м длины трубопровода.

Решение. I. Определяем величину коэффициента сопротивления по длине из формулы (4-11)

$$\frac{u}{u_{\text{макс}}} = \left( \frac{y}{r_0} \right)^{0,9} V\bar{\lambda}$$

\* Мурин Г. А. Гидравлическое сопротивление стальных труб. — «Известия ВТИ», 1948, № 10.

Логарифмируя, получаем:

$$\lg \frac{u}{u_{\text{макс}}} = 0,9 V\bar{\lambda} \lg \frac{y}{r_0};$$

$$\lambda = \left[ \frac{\lg \frac{u}{u_{\text{макс}}}}{0,9 \lg \frac{y}{r_0}} \right]^2 = \left[ \frac{\lg \frac{2,3}{2,6}}{0,9 \lg \frac{110}{250}} \right]^2 = 0,0286.$$

2. Находим величину средней скорости течения из зависимости (4-12)

$$\frac{u_{\text{ср}}}{v} = 1 + 1,35 V\bar{\lambda} = 1 + 1,35 V\sqrt{0,0286} = 1,228;$$

$$v = \frac{2,60}{1,228} = 2,11 \text{ м/сек.}$$

3. Определяем величину потерь напора на трение по формуле (4-6)

$$\frac{h_{\text{тр}}}{l} = \frac{\lambda v^2}{d 2g} = \frac{0,0286 \cdot 2,11^2}{0,5 \cdot 19,6} = 0,0130 \text{ м вод. ст. на 1 м длины трубы.}$$

6) ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕЗИ  $C$  ДЛЯ ОТКРЫТЫХ РУСЛ

Средняя скорость при равномерном движении в открытых руслах определяется по формуле Шези

$$v = C V\bar{Ri}, \quad (4-29)$$

где  $v$  — средняя скорость, м/сек;  $R$  — гидравлический радиус, м;  $i$  — гидравлический уклон;  $C$  — коэффициент Шези, м<sup>0,5</sup>/сек.

Большинство предложенных формул для коэффициента Шези относится к квадратичной области сопротивления. К ним относятся:

1. Формула Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} Rv, \quad (4-30)$$

где  $R$  — гидравлический радиус, м;  $n$  — коэффициент шероховатости;

$$y = 2,5 V\bar{n} - 0,13 - 0,75 V\bar{R} (V\bar{n} - 0,10), \quad (4-31)$$

т. е. показатель  $y$  является функцией коэффициента шероховатости и гидравлического радиуса,

$$y = f(R; n).$$

По указанию Н. Н. Павловского приближенно можно считать

$$\text{при } R < 1,00 \text{ м } y = 1,5 V\bar{n};$$

$$\text{при } R > 1,00 \text{ м } y = 1,3 V\bar{n}.$$

На практике иногда удобно производить расчет при постоянном значении  $y$ . Часто принимают  $y=1/6$ , в результате чего получают формулу Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}. \quad (4-32)$$

Числовые значения коэффициента шероховатости  $n$  даны в табл. 4-5 и 4-6, а значения коэффициента  $C$  в табл. 4-7, а также на графике (рис. 4-4).

2. Формула И. И. Агроскина<sup>1</sup>

$$C = 17,72 (K + \lg R), \quad (4-33)$$

где  $R$  — гидравлический радиус, м;  $K$  — коэффициент, зависящий от шероховатости стенок канала.

Коэффициент  $K$  связан с коэффициентом шероховатости  $n$  зависимостью

$$K = \frac{0,056}{n}. \quad (4-34)$$

<sup>1</sup> Агроскин И. И. и др. Гидравлика. М., «Энергия», 1964.

Таблица 4-5

Значения коэффициента шероховатости  $n$  по Н. Н. Павловскому

Характеристика поверхности	n	1/n
Поверхности, покрытые эмалью или глазурью. Весьма тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные	0,009	111,1
Строганные доски. Штукатурка из чистого цемента	0,010	100,0
Цементная штукатурка (1/2 песка). Чистые (новые) гокарные, чугунные и железные трубы, хорошо уложенные и соединенные	0,011	90,9
Нестроганные доски, хорошо пригнанные. Водопроводные трубы в нормальных условиях, без заметной инкрустации. Весьма чистые водосточные трубы. Весьма хорошая бетонировка	0,012	83,3
Тесовая кладка. Весьма хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях. Несколько загрязненные водопроводные трубы. Нестроганные доски, не вполне тщательно пригнанные	0,013	76,9
„Загрязненные“ трубы (водопроводные и водосточные). Кирпичная кладка. Бетонировка каналов в средних условиях	0,014	71,4
Грубая кирпичная кладка. Каменная кладка (не тесовая) с чистой отделкой поверхностей, при ровном постелистом камне. Чрезвычайно загрязненные водостоки. Брезент по деревянным рейкам	0,015	66,7
Обыкновенная бутровая кладка в удовлетворительном состоянии. Старая (растертая) кирпичная кладка. Сравнительно грубая бетонировка. Гладкая, весьма хорошо разрабатанная скала	0,017	58,8
Каналы, покрытые толстым, устойчивым глистым слоем. Каналы в плотном лесе и в плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (в безукоризненном состоянии)	0,018	55,6
Очень грубая бутровая кладка. Сухая кладка из крупных камней. Булыжная мостовая. Каналы, чисто высеченные в скале. Каналы в лесе, в плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии)	0,020	50,0
Мостовая из крупного ровного камня с резко выступающими углами. Каналы в скале при посредственной обработке поверхности. Каналы в плотной глине. Каналы в лесе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой. Большие земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних	0,0225	44,4
Большие земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта и малые — в хороших. Реки и ручьи в благоприятных условиях (со свободным течением, без засорения и значительных водорослей)	0,025	40,0
Земляные каналы. Большие — в условиях ниже среднего; малые — в средних	0,0275	36,4
Каналы и реки в сравнительно плоских условиях (например, местами с водорослями и булыжником или заметной заросшей травой, с местными сбвалами откосов и т.д.)	0,030	33,3
Каналы и реки, находящиеся в весьма плоских условиях, с неправильным профилем, значительно засоренные камнями и водорослями и пр.	0,035	28,6
То же в исключительно плоских условиях (обломки скалы и крупные камни по руслу, густые корни, значительные промоины и сбвалы, заросли камыша)	0,040	25,0

Таблица 4-6  
Средние значения коэффициента шероховатости *n* для естественных русел

Характеристика русла	Значение <i>n</i>
Естественные русла в весьма благоприятных условиях (чистое, прямое в плане, совершенно незасоренное земляное русло со свободным течением)	0,025
Русла постоянных водотоков равнинного типа преимущественно больших и средних рек в благоприятных условиях состояния ложа и течения воды	0,033
Сравнительно чистые русла постоянных равнинных водотоков в обычных условиях, извилистые, с некоторыми неправильностями в направлении струй или же прямые, но с неправильностями в рельефе дна (отмели, промоины, местами камни). Правильные, хорошо разработанные галечные русла рек в нижнем течении. Земляные русла периферических водотоков (сухих логов) в благоприятных условиях	0,040
Русла (больших и средних рек), значительно засоренные, извилистые и частично заросшие, каменистые, с неспокойным течением. Периодические (ливневые и весенние) водостоки, несущие во время паводка заметное количество иланосов, с крупногалечным или покрытым растительностью, травой и пр. ложем. Поймы больших и средних рек, сравнительно разработанные, покрытые растительностью (трава, кустарники)	0,050
Русла периодических водотоков, сильно засоренные и извилистые. Значительно заросшие, неровные, плохо разработанные поймы рек (промоины, кустарники, деревья) с илличем заводей. Порожистые участки равнинных рек. Галечно-валунные русла горного типа с неправильной поверхностью водного зеркала	0,067
Реки и поймы, весьма значительно заросшие (со слабым течением), с большими глубокими промоинами. Валунные, горного типа русла с бурным, пенистым течением с изрытой поверхностью водного зеркала (с летящими вверх брызгами воды)	0,080
Поймы такие же, как и предыдущей категории, но с сильно неправильным косоуструйным течением, заводями и пр. Горно-водопадного типа русла с крупновалунным извилистым строением ложа, перепады ярко выражены, пенистость настолько сильна, что вода, потеряв прозрачность, имеет белый цвет, шум потока доминирует над всеми остальными звуками, делает разговор затруднительным	0,100
Реки болотного типа (заросли, кочки, во многих местах почти стоячая вода и пр). Поймы лесистые, с очень большими мертвыми пространствами, с местными углублениями, озерами и пр.	0,133
Потски типа селевых, состоящие из грязи, камней и т.п. Глухие поймы, сплошные, лесные, таежного типа. Склоны бассейнов в естественном состоянии	0,200

Таблица 4-7  
Значения коэффициента Шези *C* по формуле Н. Н. Павловского  $C = \frac{1}{n} R^y$ ;  $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(n - 0,10)$

Гидравлический радиус <i>R</i> , м	Коэффициент шероховатости <i>n</i>							
	0,011	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,05	61,3	48,7	33,2	26,1	18,6	13,9	10,9	8,7
0,06	62,8	50,1	34,4	27,2	19,5	14,7	11,5	9,3
0,07	64,1	51,3	35,5	28,2	20,4	15,5	12,2	9,9
0,08	65,2	52,4	36,4	29,0	21,1	16,1	12,8	10,3
0,10	67,2	54,3	38,1	30,6	22,4	17,3	13,8	11,2
0,12	68,8	55,8	39,5	32,6	23,5	18,3	14,7	12,1
0,14	70,3	57,2	40,7	33,0	24,5	19,1	15,4	12,8
0,16	71,5	58,4	41,8	34,0	25,4	19,9	16,1	13,4
0,18	72,6	59,5	42,7	34,8	26,2	20,6	16,8	14,0
0,20	73,7	60,4	43,6	35,7	26,9	21,3	17,4	14,5
0,22	74,6	61,3	44,4	36,4	27,6	21,9	17,9	15,0
0,24	75,5	62,1	45,2	37,1	28,3	22,5	18,5	15,5
0,26	76,3	62,9	45,9	37,8	28,8	23,0	18,9	16,0
0,28	77,0	63,6	46,5	38,4	29,4	23,5	19,4	16,4
0,30	77,7	64,3	47,2	39,0	29,9	24,0	19,9	16,8
0,35	79,3	65,8	48,6	40,3	31,1	25,1	20,9	17,8
0,40	80,8	67,1	49,8	41,5	32,2	26,0	21,8	18,6
0,45	82,0	68,4	50,9	42,5	33,1	26,9	22,6	19,4
0,50	83,1	69,5	51,9	43,5	34,0	27,8	23,4	20,1
0,55	84,1	70,4	52,8	44,4	34,8	28,5	24,0	20,7
0,60	85,3	71,4	53,7	45,2	35,5	29,2	24,7	21,3
0,65	86,0	72,2	54,5	45,9	36,2	29,8	25,3	21,9
0,70	86,8	73,0	55,2	46,6	36,9	30,4	25,8	22,4
0,80	88,3	74,5	56,5	47,9	38,0	31,5	26,8	23,4
0,90	89,4	75,5	57,5	48,8	38,9	32,3	27,6	24,1
1,00	90,9	76,9	58,8	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0
1,10	92,0	78,0	59,8	50,9	40,9	34,1	29,3	25,7
1,20	93,1	79,0	60,7	51,8	41,6	34,8	30,0	26,3
1,30	94,0	79,9	61,5	52,5	42,3	35,5	30,6	26,9
1,50	95,7	81,5	62,9	53,9	43,6	36,7	31,7	28,0
1,70	97,3	82,9	64,3	55,1	44,7	37,7	32,7	28,9
2,00	99,3	84,8	65,9	56,6	46,0	38,9	33,8	30,0
2,50	101,1	87,3	68,1	58,7	47,9	40,6	35,4	31,5
3,00	104,4	89,4	69,8	60,3	49,3	41,9	36,6	32,5
3,50	106,4	91,1	71,3	61,5	50,3	42,8	37,4	33,3
4,00	108,1	92,6	72,5	62,5	51,2	43,6	38,1	33,9
5,00	111,0	95,1	74,2	64,1	52,4	44,6	39,9	34,6

Формулы Павловского, Маннинга и Агроскина относятся к движению воды в области квадратичного закона сопротивления.

За последние годы появились также так называемые обобщенные формулы для коэффициента Шези, действительные для однородных ньютоновских жидкостей во всей области турбулентного движения (в том числе и в области квадратичного сопротивления). К ним относятся

3. Формула А. Д. Альтшуля

$$C = 20 \lg \frac{R}{\epsilon + \frac{0,385\nu}{\sqrt{gRi}}}, \quad (4-35)$$

где  $\epsilon$  — приведенная линейная шероховатость;  $\nu$  — кинематический коэффициент вязкости жидкости;  $g$  — ускорение свободного падения.

Для холодной воды ( $\nu = 0,01 \text{ см}^2/\text{сек}$ ) формула (4-35) принимает вид:

$$C = 20 \lg \frac{R}{\epsilon + \frac{0,004}{\sqrt{Ri}}}. \quad (4-36)$$

В последней формуле  $R$  и  $\epsilon$  — в мм,  $C$  в  $\text{м}^{0,5}/\text{сек}$ . Значения приведенной линейной шероховатости  $\epsilon$  приведены в табл. 4-8 и 4-8а, значения  $C$  по формуле

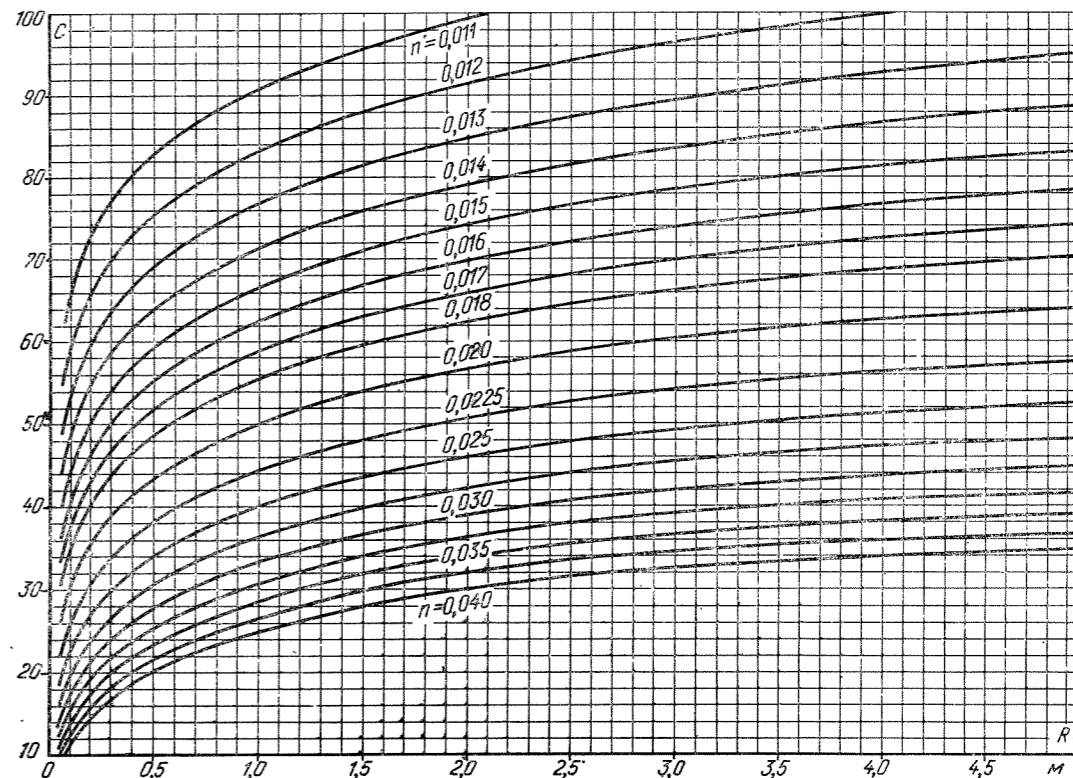


Рис. 4-4. График для определения коэффициента Шези по формуле Н. Н. Павловского.

(4-36) в табл. 4-8б (для моделей и русел малой шероховатости).

При соблюдении условия

$$\epsilon \sqrt{Ri} \geq 0,04$$

вместо формулы (4-36) можно пользоваться более простой зависимостью

$$C = 20 \lg \frac{R}{\epsilon}, \quad (4-37)$$

справедливой для вполне шероховатых русел.

Таблица 4-8

Значения приведенной линейной шероховатости  $\epsilon$  в формуле (4-36)

Характеристика поверхности	$\epsilon$ , мм
Исключительно гладкие поверхности (эмалированные, глазурованные и т. д.)	0(0—0,1)
Чистая цементная штукатурка	0,040(0,02—0,06)
Металлические лотки с гладкой внутренней поверхностью	0,10(0,02—1,00)
Деревянные лотки:	
из остроганных досок	0,30(0,03—1,50)
из неотруганных досок	0,50(0,08—2,00)
Бетонировка	0,30(0,08—1,25)
Кирпичная кладка	0,50(0,08—1,25)
Тесаный камень	0,50(0,08—1,25)
Земляные стенки	5(1—50)
Бутовая кладка	10(0,5—2)
Бульжная мостовая	20(15—30)
Каналы, высеченные в скале	30(3—80)

При мечание. Приведены наиболее вероятные значения  $\epsilon$  для средних условий; в скобках указаны возможные пределы колебаний  $\epsilon$ .

При соблюдении условия

$$\epsilon \sqrt{Ri} \leq 0,0005$$

вместо формулы (4-36) можно пользоваться более простой зависимостью

$$C = 20 \lg R \sqrt{Ri} + 48. \quad (4-38)$$

действительной для гидравлически гладких русел.

Таблица 4-8а

Значения приведенной линейной шероховатости по формуле (4-36) для лабораторных покрытий<sup>1</sup>

Характеристика стенки	$\epsilon$ , мм
Исключительно гладкие поверхности (эмалированные, глазурованные и т. д.); гладкие стенки, покрытые лаком	0—0,010
Поверхности из плит, изготовленных в промышленных фанерных формах из порландцемента и песка в соотношении 1 : 3	0,006—0,015
Поверхности из блоков, выполненных из заглаженного бетона	0,015—0,030
Чистая цементная штукатурка; пластилин	0,02—0,030
Гладкие стенки, покрытые лаком, на которые в свежем состоянии посыпан песок с диаметром зерен 0,7 мм, затем снова покрытые лаком	0,060—0,120
Гладкие стенки, покрытые масляной краской, которые в свежем состоянии посыпаны песком с диаметром зерен 0,7 мм	0,16—0,30
Гладкие стенки, покрытые масляной краской, которые в свежем состоянии посыпаны песком с диаметром зерен 2 мм	0,40—0,70

<sup>1</sup> Калицун В. И., Пальгунов П. П. Движение однородных и неоднородных жидкостей. — Сборник трудов МИСИ им. Куйбышева. 1968, вып. 11, № 55.

Таблица 4-86  
Значения коэффициента Шези, полученные по формуле (4-36)

Значение $\epsilon$ , мм	Гидравлический радиус $R$ , мм	Уклоны							
		0,00025	0,00050	0,001	0,002	0,004	0,01	0,01	
0,00	50	53,0	55,0	59,0	62,0	65,0	69,0	79,0	
	100	62,0	65,0	68,0	71,0	74,0	78,0	88,0	
	200	71,0	74,0	77,0	80,0	83,0	87,0	97,0	
	300	76,2	79,3	82,0	85,2	88,0	92,1	102,2	
	500	83,0	86,0	89,0	92,0	95,1	99,0	109,0	
	1 000	92,0	95,6	98,0	101,0	104,0	108,0	118,0	
	2 000	101,0	104,0	107,0	110,0	113,0	117,0	127,0	
	3 000	106,3	109,0	112,0	115,3	118,2	122,0	132,6	
	5 000	113,0	116,0	118,8	122,0	125,0	129,0	135,4	
0,01	50	50,3	52,4	54,2	56,0	57,2	58,7	60,8	
	100	58,5	60,3	62,0	63,4	64,4	65,5	67,1	
	200	66,3	68,0	69,4	70,5	71,4	72,2	73,4	
	300	70,8	72,3	73,6	74,6	75,2	76,0	77,0	
	500	76,4	77,7	78,8	79,6	80,2	80,9	81,5	
	1 000	83,4	84,6	85,6	86,1	86,6	87,2	87,7	
	2 000	90,9	91,8	92,1	92,6	93,0	93,4	93,8	
	3 000	94,9	95,6	96,0	96,5	96,8	97,0	97,4	
0,10	50	47,4	48,9	50,1	51,0	51,8	52,6	53,5	
	100	55,0	56,1	57,1	57,8	58,4	59,0	59,6	
	200	61,2	63,0	63,8	64,5	64,8	65,4	65,8	
	300	66,3	67,0	67,5	68,2	68,5	69,0	69,4	
	500	71,3	72,0	72,6	73,0	73,4	73,8	74,2	
	1 000	78,0	78,6	79,0	79,2	79,4	79,6	79,8	
0,30	50	41,6	42,4	42,9	43,4	43,6	43,9	44,2	
	100	48,7	49,0	49,4	49,6	49,7	49,9	50,4	
	200	55,0	55,4	55,7	56,0	56,1	56,2	56,4	
	300	58,8	59,1	59,2	59,5	59,6	59,8	60,0	
	500	63,4	63,8	64,1	64,2	64,2	64,3	64,3	
	1 000	69,9	70,0	70,3	70,3	70,3	70,3	70,4	

Формулу (4-36) для приближенных подсчетов можно представить в виде:

$$C = 25 \left[ \frac{R}{(80n)^2 + \frac{0,025}{\sqrt{Ri}}} \right]^{\frac{1}{6}} = 25 \left[ \frac{R}{k_s + \frac{0,025}{\sqrt{Ri}}} \right]^{\frac{1}{6}} \quad (4-39)$$

где  $R$  — в мм;  $C$  — в м<sup>0,5</sup>/сек;  $k_s$  — в мм.  
Если река формирует свое русло в песчано-гравелистом ложе, то для устойчивого состояния русла приближенно имеет место соотношение<sup>1</sup>

$$C = 20 \lg \frac{2}{100i} \quad (4-40)$$

4-4. МЕСТНЫЕ ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

а) МЕСТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ В НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДАХ<sup>2</sup>

Местные сопротивления создаются фасонными частями, арматурой и другим оборудованием трубопроводных сетей; они вызывают изменение величины или направления скорости движения жидкости на отдельных участках трубопровода что всегда связано с появлением дополнительных потерь напора

<sup>1</sup> Альтшульц А. Д. О формуле коэффициента Шези для рек. — Гидротехническое строительство, 1961, № 7.  
<sup>2</sup> Более подробные данные о местных сопротивлениях в напорных трубах см. Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М.—Л. Гостергоиздат, 1961.

Потери напора в местных сопротивлениях  $h_m$  определяются по формуле Вейсбаха

$$h_m = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (4-41)$$

где  $v$  — средняя скорость в сечении, расположенном ниже по течению за данным сопротивлением (в сечении 2-2, рис. 4-5);  $\zeta$  — коэффициент местного сопротивления.

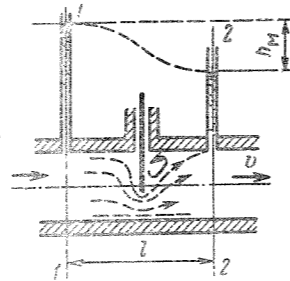


Рис. 4-5. К определению потерь напора в местных сопротивлениях.

Примечание. Если как исключение в формуле (4-41) скорость  $v$  принимается равной средней скорости перед сопротивлением, то это должно всякий раз оговариваться.

Величина коэффициентов местных сопротивлений зависит от геометрии местного сопротивления и числа Рейнольдса потока, проходящего через местное сопротивление. Влияние числа Рейнольдса при движении воды и других маловязких жидкостей проявляется лишь в некоторых случаях, характеризующихся постепенным изменением величины или направления скорости (например, закругленный поворот, плавный вход) или малыми размерами проходного сечения. Ниже приводятся значения коэффициента  $\zeta$  для важнейших встречающихся в практике инженера-гидротехника случаев.

1. Внезапное расширение трубопровода (рис. 4-6)

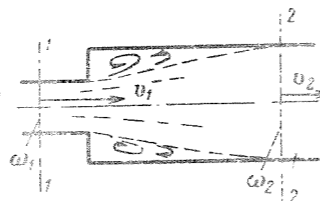


Рис. 4-6. Внезапное расширение трубопровода.

Потери напора при внезапном (резком) расширении трубопровода определяются по формуле Борда

$$h_{в.р} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \zeta_{в.р} \frac{v_1^2}{2g} \quad (4-42)$$

где

$$\zeta_{в.р} = \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2 \quad (4-43)$$

Значения коэффициента  $\zeta_{в.р}$ , полученные по формуле (4-43), приведены в табл. (4-9).

Таблица 4-9

Значения коэффициента  $\zeta_{в.р}$  при внезапном расширении трубопровода

$\omega_2/\omega_1$	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$\zeta_{в.р}$	81	64	49	36	25	16	9	4	1	0

2. Внезапное сужение трубопровода (рис. 4-7)

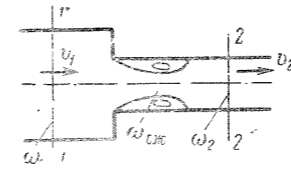


Рис. 4-7. Внезапное сужение трубопровода.

Коэффициент сопротивления при внезапном (резком) сужении трубопровода определяется по формуле

$$\zeta_{в.с} = \left( \frac{1}{\epsilon} - 1 \right)^2 \quad (4-44)$$

где  $\epsilon$  — коэффициент сжатия струи, представляющий собой отношение площади сечения сжатой струи  $\omega_{сж}$  к площади сечения узкой трубы  $\omega_2$  (рис. 4-7), т. е.

$$\epsilon = \frac{\omega_{сж}}{\omega_2} \quad (4-45)$$

Величина коэффициента сжатия струи  $\epsilon$  зависит от степени сжатия потока  $n$  (отношение площадей сечения узкой и широкой трубы):

$$n = \frac{\omega_2}{\omega_1} \quad (4-46)$$

и может быть найдена по теоретической формуле Н. Е. Жуковского

$$\epsilon = \frac{\pi}{\pi + 2 \frac{2g}{\lg 2\theta}} \quad (4-47)$$

где  $\theta$  определяется из выражения

$$\lg \theta \left( 1 + \frac{2}{\pi} \frac{2g}{\lg 2\theta} \right) = n$$

или по приближенной формуле А. Д. Альтшуля

$$\epsilon = 0,57 + \frac{0,013}{1,1 - n} \quad (4-47a)$$

Значения  $\epsilon$ , подсчитанные по формуле (4-47), приведены в табл. 4-10, а значения  $\zeta_{в.с}$  в табл. 4-11.

Таблица 4-10

Значения коэффициента сжатия струи  $\epsilon$  по формуле (4-47)

$\epsilon$	0,611	0,612	0,616	0,622	0,633	0,644	0,662	0,687	0,722	0,781	1,00
$n$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Таблица 4-11

Значения коэффициента  $\zeta_{в.с}$  при внезапном сужении трубопровода по формуле (4-44)

$\zeta_{в.с}$	0,47	0,40	0,38	0,38	0,34	0,30	0,27	0,20	0,18	0,10	0
$n = \frac{\omega_2}{\omega_1}$	3,0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,9	1,0

Для определения  $\zeta_{в.с}$  можно воспользоваться также формулой И. Е. Идельчика<sup>1</sup>

$$\zeta_{в.с} = 0,5(1 - n^2) \quad (4-48)$$

Примечание. Приведенные выше значения коэффициентов сопротивления для внезапного расширения и внезапного сужения

<sup>1</sup> Идельчик И. Е. Гидравлические сопротивления. М.—Л. Гостергоиздат, 1954.

жения трубопровода справедливы лишь в квадратичной области сопротивления. Влияние вязкости на величину местных сопротивлений рассматривается ниже в п. 12.

3. Постепенное расширение трубопровода (рис. 4-8)

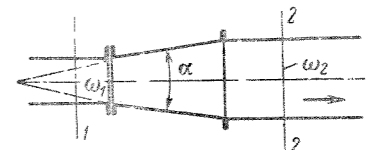


Рис. 4-8. Постепенное расширение трубопровода.

Коэффициент сопротивления для конически расширяющихся переходных конусов (диффузоров) зависит от угла конусности и соотношения диаметров. Для коротких конусов коэффициент сопротивления, отнесенный к более широкому сечению, можно найти по формуле<sup>1</sup>

$$\zeta_{п.р} = k_{п.р} \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2 \quad (4-49)$$

где  $k_{п.р}$  — коэффициент смягчения при постепенном расширении, значения которого приводятся в табл. 4-12, в зависимости от угла конусности  $\alpha$ .

Таблица 4-12

Средние значения коэффициента смягчения  $k_{п.р}$  для диффузоров

$\alpha$ , град	8	10	12	15	20	25
$k_{п.р}$	0,14	0,16	0,22	0,30	0,42	0,62

В случае длинных конусов, для которых нужно учитывать потери по длине, коэффициент сопротивления можно определять по формуле П. Г. Киселева:

$$\zeta_{п.р} = k_{п.р} \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2 + \frac{\lambda_{ср}}{8 \lg \frac{a}{2}} \times \left[ \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} \right)^2 - 1 \right] \quad (4-50)$$

где  $\lambda_{ср} = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2}$  ( $\lambda_1$  и  $\lambda_2$  — коэффициенты сопротивления по длине соответственно для узкой и широкой трубы).

4. Постепенное сужение трубопровода (рис. 4-9)



Рис. 4-9. Постепенное сужение трубопровода.

Коэффициент сопротивления для сходящихся переходных конусов (конфузоров) зависит от угла конусности и соотношения диаметров. Для коротких конусов он может быть найден по формуле<sup>2</sup>

$$\zeta_{в.с} = k_{в.с} \left( \frac{1}{\epsilon} - 1 \right)^2 \quad (4-51)$$

<sup>1</sup> Идельчик И. Е. Гидравлические сопротивления. М.—Л. Гостергоиздат, 1954.

<sup>2</sup> Альтшульц А. Д., Калмигу В. И. Гидравлические сопротивления трубопроводов. М., Стройиздат, 1964.

где  $\varepsilon$  определяется, как указано выше, а  $k_{п.с}$  — коэффициент смягчения при постепенном сужении, значения которого приводятся в табл. 4-13, в зависимости от угла конусности  $\alpha$ . В случае длинных конусов нужно учитывать также потери по длине, т. е.

$$\zeta_{п.с} = k_{п.с} \left( \frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2 + \frac{\lambda_{ср}}{8 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \left( 1 - \frac{\omega_2^2}{\omega^2} \right) \quad (4-52)$$

Таблица 4-13

Средние значения коэффициента  $k_{п.с}$  для конфузора (А. Д. Альтшуль и В. И. Калицин)

$\alpha$ , град	10	20	40	60	80	100	140
$k_{п.с}$	0,40	0,25	0,20	0,20	0,30	0,40	0,60

5. Вход в трубу из резервуара  
 а) Вход по рис. 4-10. При острых кромках  $\zeta=0,50$  (рис. 4-10,а) при закругленных кромках (рис. 4-10,б) и плавном входе  $\zeta=0,20$ , при весьма плавном входе  $\zeta=0,05 \div 0,06$ .

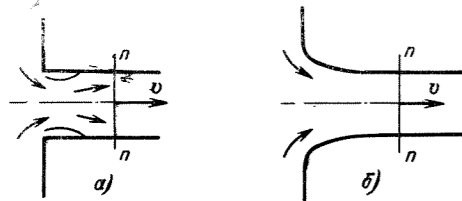


Рис. 4-10. Вход в трубу.

б) Вход по рис. 4-11. Коэффициент  $\zeta$  зависит от соотношений  $\delta/D$  и  $b/D$ , его числовые значения приведены в табл. 4-14.

Таблица 4-14

Значения коэффициента  $\zeta$  при прямом входе по рис. 4-11\*

$\frac{\delta}{D}$	$\frac{b}{D}$				
	0	0,002	0,010	0,05	0,5
0	0,5	0,57	0,63	0,80	1,00
0,008	0,5	0,53	0,58	0,74	0,88
0,016	0,5	0,51	0,53	0,58	0,77
0,024	0,5	0,50	0,51	0,53	0,68
0,030	0,5	0,50	0,51	0,52	0,61
0,050	0,5	0,50	0,50	0,50	0,53

\* Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М. — Л., Госэнергоиздат, 1961.

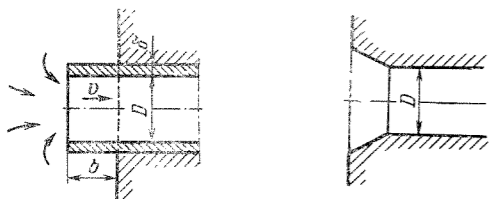


Рис. 4-11. Вход в трубу.

Рис. 4-12. Вход в трубу.

в) Вход по рис. 4-12.  $\zeta=0,15$ .  
 6. Выход из трубы в резервуар больших размеров, в реку и т. д. (рис. 4-13) Значение  $\zeta$  отнесено к сечению трубы. Принимая  $v_2=0$ , из формулы Борда (4-42) имеем:

$$h_{вых} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} \quad (4-53)$$

т. е.  $\zeta=1$ .

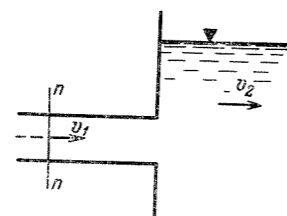


Рис. 4-13. Выход из трубы в резервуар.

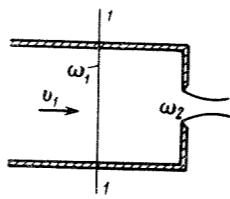


Рис. 4-14. Выход из трубы через диафрагму.

Выход из трубы через диафрагму в конце трубопровода (рис. 4-14). Величина коэффициента сопротивления зависит от отношения площади отверстия  $\omega_2$  к площади трубы  $\omega_1$  (табл. 4-15).

Таблица 4-15

Значения коэффициента  $\zeta$  при выходе из трубы через диафрагму

$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,11	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\zeta$	268	66,5	28,9	15,5	9,81	5,80	3,70	2,38	1,56

7. Поворот трубы

а) Резкий поворот трубы круглого поперечного сечения на угол  $\alpha$  (рис. 4-15) Коэффициент сопротивления определяется по рекомендации А. Д. Альтшуля из зависимости

$$\zeta_\alpha = \zeta_{90^\circ} (1 - \cos \alpha) \quad (4-54)$$

где  $\zeta_{90^\circ}$  — значения коэффициента сопротивления резкого поворота на угол  $90^\circ$ , которые даны в табл. 4-16.

Таблица 4-16

Значения коэффициента  $\zeta_{90^\circ}$  при повороте круглой трубы на  $90^\circ$ \*

$D$ , мм	20	25	34	39	49
$\zeta_{90^\circ}$	1,7	1,3	1,1	1,0	0,83

Резкий поворот на угол  $90^\circ$ , но при наличии направляющих лопаток по схеме на рис. 4-16 можно прини-

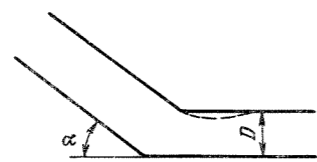


Рис. 4-15. Резкий поворот трубопровода.

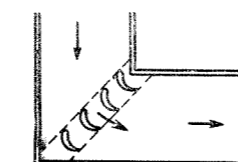


Рис. 4-16. Резкий поворот на  $90^\circ$  при наличии лопаток.

мать в среднем  $\zeta=0,25 \div 0,40$ , в зависимости от профиля лопаток и расстояния между ними.

б) Плавный поворот трубы круглого поперечного сечения (закругленное колено, отвод) (рис. 4-17)

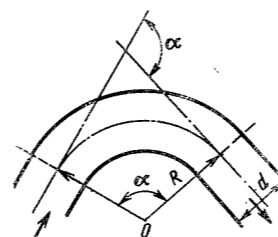


Рис. 4-17. Плавный поворот трубы круглого сечения.

Коэффициент сопротивления  $\zeta_\alpha$  рекомендуется находить из зависимости

$$\zeta_\alpha = \zeta_{90^\circ} a \quad (4-55)$$

где  $\zeta_{90^\circ}$  — коэффициент сопротивления при повороте на  $90^\circ$ ;  $a$  — коэффициент, зависящий от угла поворота.

Коэффициент  $\zeta_{90^\circ}$  зависит от  $R/d$  (отношение радиуса закругления к диаметру трубы) и коэффициента сопротивления по длине трубопровода  $\lambda$  и может быть определен из формулы А. Д. Альтшуля

$$\zeta_{90^\circ} = [0,20 + 0,001 (100\lambda)^2] \sqrt{\frac{d}{R}} \quad (4-56)$$

или из табл. 4-17.

Таблица 4-17

Значения коэффициента  $\zeta_{90^\circ}$  при плавном повороте на  $90^\circ$  (по опытным данным)

Виды труб	$R/d$				
	1	2	4	6	10
Гладкие	0,22	0,14	0,11	0,08	0,11
Шероховатые	0,52	0,28	0,23	0,18	0,20
По данным Кригера	0,80	0,48	0,30	0,32	0,42

Величина коэффициента  $a$  может определяться при  $\alpha < 90^\circ$  по формуле А. Я. Миловича

$$a = \sin \alpha \quad (4-57)$$

при  $\alpha > 90^\circ$  по формуле Б. Б. Некрасова<sup>1</sup>

$$a = 0,7 + 0,35 \frac{\alpha}{90^\circ} \quad (4-58)$$

Значения коэффициента  $a$  по опытным данным Кригера приведены в табл. 4-18 в функции от угла  $\alpha$ .

Таблица 4-18

Значения  $a$  в зависимости от центрального угла поворота трубы  $\alpha$

$\alpha$ , град	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180
$a$	0,40	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1,0	1,05	1,13	1,20	1,27	1,33

Вышеприведенными формулами [за исключением формулы (4-56)] учитываются только влияние искривления потока при движении его в пределах колена. Потери напора на трение по длине колена следует определять особо по тем же формулам, что и для прямолнейных труб, вводя в расчет длину осевой линии закругления.

<sup>1</sup> Некрасов Б. Б., Гидравлика, М., «Машиностроение», 1967.

в) Плавный поворот трубы прямоугольного сечения (рис. 4-18)

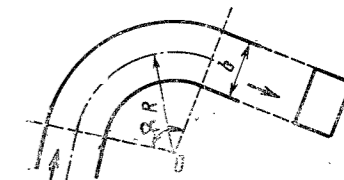


Рис. 4-18. Поворот трубы прямоугольного сечения.

Для определения коэффициента  $\zeta_\alpha$  можно пользоваться формулой (4-55), где

$$\zeta_{90^\circ} = 0,124 + 3,1 \left( \frac{b}{2R} \right)^{2,5} \quad (4-59)$$

Значения  $\zeta_{90^\circ}$  по этой формуле сведены в табл. 4-19.

Таблица 4-19

Значения коэффициента  $\zeta_{90^\circ}$  по формуле (4-59)

$\frac{b}{2R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\zeta$	0,12	0,14	0,18	0,50	0,40	0,64	1,02	1,55	2,27	3,23

8. Диафрагма на цилиндрическом трубопроводе

При диафрагме на входе в трубопровод другого диаметра (рис. 4-19)

$$\zeta_{тР} = \left( \frac{1}{n\varepsilon} - \frac{1}{m} \right)^2 \quad (4-60)$$

где  $\zeta_{тР}$  — коэффициент сопротивления, отнесенный к сечению  $\omega_2$ :

$$m = \frac{\omega_2}{\omega_1}; \quad (4-61)$$

$$n = \frac{\omega_0}{\omega_1} \quad (4-62)$$

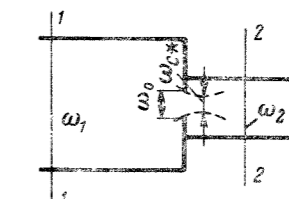


Рис. 4-19. Диафрагма на трубопроводе в месте изменения диаметра.

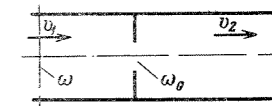


Рис. 4-20. Диафрагма на трубе постоянного диаметра.

При диафрагме в трубе постоянного диаметра (рис. 4-20) ( $m=1$ ) имеем:

$$\zeta_{тР} = \left( \frac{1}{n\varepsilon} - 1 \right)^2 = \left( \frac{\omega}{\omega_0\varepsilon} - 1 \right)^2 \quad (4-63)$$

Значение  $\zeta_{тР}$  для различных  $n$  приведены в табл. 4-20;  $\varepsilon$  определяется по формуле (4-47а).

Таблица 4-20

Значения коэффициента  $\zeta_{зр}$  при диафрагме на трубопроводе, полученные по формуле (4-63)

$n = \frac{a_0}{a}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_{зр}$	234	49,5	18,8	8,8	4,4	2,34	1,14	0,55	0,185	0

При диафрагме в конце трубопровода, т. е. при  $m \rightarrow \infty$  (рис. 4-14)

$$\zeta_{зр} = \left(\frac{1}{16}\right)^2 \quad (4-64)$$

9. Задвижка

Коэффициент сопротивления зависит от отношения  $\frac{d-h}{d} = \frac{S}{d}$  (рис. 4-21), т. е. от степени открытия (табл. 4-21).

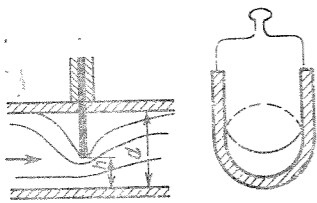


Рис. 4-21. Задвижка.

Таблица 4-21

Значения коэффициента  $\zeta$  для задвижки при различной степени открытия.  $\omega_2$  — площадь открытия задвижки,  $\omega$  — площадь сечения трубы (по опытным данным)

$\frac{d-h}{d}$	0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\frac{\omega_2}{\omega}$	1,000	0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,189
$\zeta$	0,00	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

Теоретические значения  $\zeta$  для задвижки можно найти по формуле (4-63) (см. табл. 4-20).  
Для задвижки Лудло при полном открытии  $\zeta = 0,11 \div 0,12$ .

10. Вентиль

При полном открытии в зависимости от конструкции следует принимать:

а) Для вентиля с прямым шпинделем по схеме рис. 4-22,а  $\zeta = 3 \div 5,5$ .

б) Для вентиля с наклонным шпинделем согласно рис. 4-22,б  $\zeta = 1,4 \div 1,85$ .

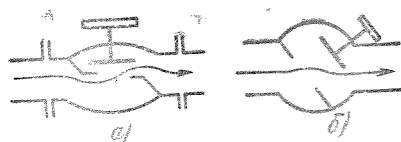


Рис. 4-22. Вентиль.

11. Дисковый (дроссельный, поворотный) клапан (рис. 4-23)

Коэффициент сопротивления  $\zeta$  для частичных закрытий зависит от угла  $\alpha$  и может быть принят по табл. 4-22.

Таблица 4-22

Значения коэффициента  $\zeta$  для дискового клапана

$\alpha$ , град	5	10	15	20	25	30	35
$\zeta$	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22

Продолжение табл. 4-22

$\alpha$ , град	40	45	50	55	60	65	70	90
$\zeta$	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	$\infty$

При полном открытии  $\zeta$  зависит от отношения наибольшей толщины клапана  $a$  к диаметру  $d$  (рис. 4-24).

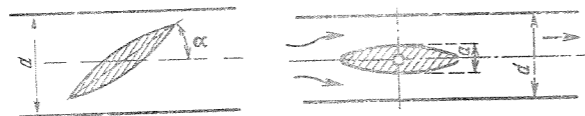


Рис. 4-23. Дисковый клапан.

Рис. 4-24. Дисковый клапан при полном открытии.

Значения коэффициента  $\zeta$  даны в табл. 4-23. Для дроссельного затвора типа «бабочка» в трубопроводах большого диаметра  $\zeta$  при полном открытии можно находить по формуле

$$\zeta = \frac{a}{d} \quad (4-65)$$

Таблица 4-23

Значения коэффициента  $\zeta$  для дискового клапана при полном открытии

$a/d$	0,10	0,15	0,20	0,25
$\zeta$	0,05—0,10	0,10—0,16	0,17—0,24	0,25—0,35

При полном открытии и отсутствии указаний на конструктивные особенности считать  $\zeta = 0,10$ .

12. Пробковый кран (рис. 4-25)

Коэффициент  $\zeta$  зависит от угла поворота  $\alpha$  и может быть взят по табл. 4-24.

Таблица 4-24

Значения коэффициента  $\zeta$  для пробкового крана

$\alpha$ , град	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
$\zeta$	0,05	0,29	0,75	1,56	3,10	5,47	9,68	17,3	31,2	52,6	106

13. Шарнирный (откидной) клапан (рис. 4-26)  
Значение  $\zeta$  можно принимать по табл. 4-25 в зависимости от угла  $\alpha$ .

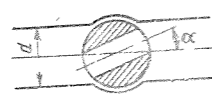


Рис. 4-25. Пробковый кран.

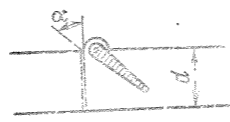


Рис. 4-26. Шарнирный клапан.

Таблица 4-25

Значения коэффициента  $\zeta$  для шарнирного клапана

$\alpha$ , град	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25	20	15
$\zeta$	1,7	2,3	3,2	4,6	6,6	9,5	14	20	30	42	62	90

14. Водопроводные всасывающие и приемные клапаны с сеткой, обратные клапаны

Значения  $\zeta$  для всасывающих клапанов с сеткой по схеме рис. 4-27 в зависимости от размеров диаметра  $d$  трубы следует принимать по табл. 4-26. При невыясненной конструкции принимать  $\zeta = 5 \div 10$ .

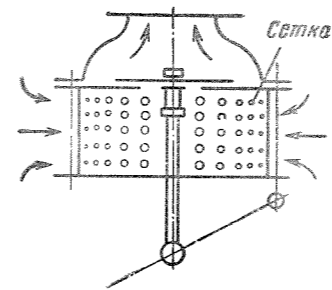


Рис. 4-27. Всасывающий клапан.

Таблица 4-26

Значения коэффициента  $\zeta$  для всасывающих клапанов

	d, мм											
	40	50	75	100	150	200	250	300	350	400	500	750
Клапаны и сетки	12	10	8,5	7,0	6,0	5,2	4,4	3,7	3,4	3,1	2,5	1,6
Обратные клапаны	—	18,0	11,9	8,0	6,5	5,5	4,5	3,5	3,0	2,5	1,8	—

15. Игольчатые затворы (затвор Джонсона)

Коэффициент  $\zeta$  можно найти по формуле

$$\zeta = \frac{0,123}{\sqrt{d}} \quad (4-66)$$

где  $d$  — диаметр у меньшего конца затвора. К этому сечению относят и скорость в формуле Вейсбаха (4-42).

Для игольчатых затворов с гидравлическим приводом значения коэффициента  $\zeta$  приведены в табл. 4-27\*.

Таблица 4-27

Значения коэффициента  $\zeta$  для игольчатых затворов (по С. И. Нализову)

	Относительное открытие							
	1	1/8	3/4	5/8	1/2	3/8	1/4	1/8
Открытие по течению	0,11	0,13	0,32	0,68	1,60	4,95	13,2	24,1
Открытие против течения	0,18	0,24	0,56	1,23	3,00	4,95	13,8	49,0

\* Мостков М. А. Гидравлический справочник, М., Гостройиздат, 1954.

16. Стыки на трубопроводах

Возрастание сопротивления, вызываемое стыками (рис. 4-28), можно определить по формуле

$$K = 1 + \frac{\zeta_{ст}}{\lambda} \frac{l}{d} \quad (4-67)$$

где  $K = \lambda_1/\lambda$  — относительное увеличение сопротивления трубопровода (отношение сопротивления трубопровода со стыками к сопротивлению трубопровода без стыков);  $l$  — расстояние между стыками (длина труб);  $d$  — диаметр труб;  $\lambda$  — коэффициент сопротивления по длине трубопровода без стыков.

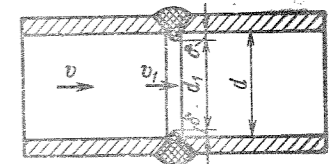


Рис. 4-28. Стыки на трубопроводах.

Значение коэффициента  $\zeta_{ст}$  в (4-67) можно определить по формуле

$$\zeta_{ст} = 13,8 \left(\frac{\delta}{d}\right)^{3/2} \quad (4-68)$$

где  $\delta$  — эквивалентная высота сварного стыка.

Значения коэффициента сопротивления сварных стыков можно принимать по табл. 4-28.

Таблица 4-28

Значения коэффициента  $\zeta_{ст}$  для различных видов сварных стыков\*

Вид сварки	Диаметры труб, мм							
	200	300	400	500	600	700	800	900
Сподкладными кольцами ( $\delta = 5$ мм)	0,06	0,05	0,018	0,013	0,009	0,007	0,006	0,005
Электродуговые и контактные ( $\delta = 3$ мм)	0,026	0,0135	0,009	0,006	0,004	0,0028	0,0023	0,002

17. Сетки

а) Сетки без обратного клапана на входных отверстиях труб в случае, если нет указания на форму ячеек:

$$\zeta = (0,675 \div 1,575) \frac{F}{F_{тр}} \quad (4-69)$$

где  $F_{тр}$  — площадь сечения трубы;  $F$  — суммарная площадь сечения отверстий. Ориентировочно  $\zeta_{ст} = 5 \div 6$ .

б) Для сеток с квадратными ячейками (см. рис. 4-29) коэффициент сопротивления можно найти по формуле\*

$$\zeta = \frac{92 - 78m}{Re_*} + 0,7 (1,05 - m) \quad (4-70)$$

где  $m$  — коэффициент скважности сетки;  $m = a^2/l^2$ ;  $a$  — размер стороны ячейки сетки;  $l$  — шаг сетки;  $Re_* = va/\nu$ ;  $v$  — средняя скорость в ячейках сетки ( $v = v_1/m$ , где  $v_1$  — средняя скорость на подходе к сетке).

\* Альтшуль А. Д., Каланди В. И. Гидравлические сопротивления трубопроводов, М., Стройиздат, 1964.  
\* Альтшуль А. Д., Краснов Н. С. Гидравлические сопротивления сеток с квадратными ячейками. — «Водоснабжение и сантехника», 1967, № 8.

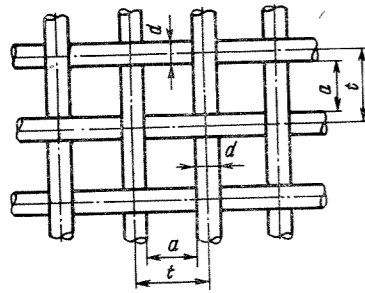


Рис. 4-29. Сетка с квадратными ячейками.

18. Потери напора при ответвлениях (рис. 4-30)

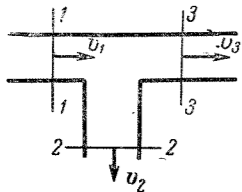


Рис. 4-30. Ответвления напорных трубопроводов.

Иногда считают приближенно, что потери напора при проходе струи от сечения 1-1 к сечению 2-2 (ответвление) равны двойному скоростному напору во втором сечении, т. е.

$$h_{1-2} = 2 \frac{v_2^2}{2g}, \quad (4-71)$$

и, следовательно, коэффициент сопротивления  $\zeta_{1-2} = 2$ .

Потери напора при этом на участке от сечения 1-1 до сечения 3-3, (т. е. по линии прямого прохода) равны:

$$h_{1-3} = \frac{v_1^2 - v_3^2}{2g}. \quad (4-72)$$

При этом гидродинамическое давление  $p_1$  в первом сечении считают равным гидродинамическому давлению  $p_3$  в третьем сечении.

На рис. 4-31 даны значения коэффициента сопротивления для различных условий отвода.

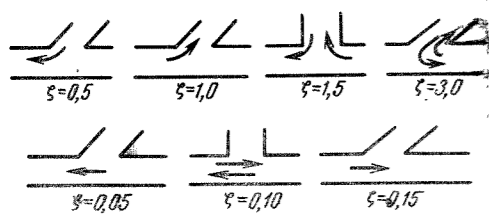


Рис. 4-31. Зависимость коэффициента сопротивления от условий отвода.

б) МЕСТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ В НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДАХ ПРИ МАЛЫХ ЧИСЛАХ РЕЙНОЛЬДСА

Приведенные выше данные о коэффициентах местных сопротивлений относятся к турбулентному течению с большими числами Рейнольдса, когда влияние вязкости проявляется в слабой степени. При движении жидкости с малыми числами Рейнольдса коэффициенты местных сопротивлений зависят не только от геометри-

ческих характеристик каждого местного сопротивления, но и от числа Рейнольдса.

При малых значениях числа Рейнольдса коэффициенты сопротивления возрастают, и их можно приближенно найти по формуле<sup>1</sup>

$$\zeta = \frac{A}{Re} + \zeta_{кв}, \quad (4-73)$$

где  $\zeta_{кв}$  — коэффициент рассматриваемого местного сопротивления в квадратичной области, а  $A$  — коэффициент, значения которого приведены в табл. 4-29.

Таблица 4-29

Значение  $A$  и  $\zeta_{кв}$  в формуле (4-73) для некоторых местных сопротивлений

Арматура	A	$\zeta_{кв}$
Пробковый край	150	0,40
Вентиль обыкновенный	3 000	6,0
Вентиль „Косва“	900	2,5
Угловой вентиль	400	0,8
Шаровой клапан	15 000	45
Угольник 90°	400	1,4
Угольник 135°	600	0,4
Колено 90°	130	0,2
Тройник	150	0,3
Задвижка (полное открытие)	75	0,15
Задвижка ( $n = 0,75$ )	350	0,2
Задвижка ( $n = 0,5$ )	1 300	2,0
Задвижка ( $n = 0,25$ )	3 000	20
Диафрагма ( $n = 0,64$ )	70	1
Диафрагма ( $n = 0,40$ )	120	7
Диафрагма ( $n = 0,16$ )	500	70
Диафрагма ( $n = 0,05$ )	3 200	800

Примечание. Для арматуры при полном открытии в отсутствии необходимых данных о влиянии  $A$  можно принимать приближенно  $A = 500 \zeta_{кв}$ .

в) ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ МЕСТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ

Простое суммирование величины коэффициентов местных сопротивлений справедливо только в том случае, если местные сопротивления расположены на таком расстоянии по длине трубы, что искажение эпюры распределения скоростей по сечению становится незначительным. Для этого необходимо, чтобы местные сопротивления отстояли друг от друга не ближе, чем<sup>2</sup>

$$l_{вл} = 0,5 \frac{d \zeta_{кв}}{\lambda}, \quad (4-74)$$

где  $l_{вл}$  — длина влияния местного сопротивления;  $\lambda$  — коэффициент сопротивления по длине трубы диаметром  $d$ , на которой расположены местные сопротивления;  $\zeta_{кв}$  — коэффициент рассматриваемого местного сопротивления.

При больших числах Рейнольдса для оценки длины влияния пользуются зависимостью

$$l_{вл} \geq (30 \div 40) d.$$

В случае, когда элементы сопротивления тесно прижимают друг к другу, простое суммирование коэффициентов сопротивления может дать неверный результат. Установление действительной суммарной величины коэффициентов сопротивлений в сложных случаях требует экспериментальной проверки.

Величина суммарного коэффициента сопротивления двух последовательно установленных сопротивлений

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Местные гидравлические сопротивления при движении вязких жидкостей. М., Гостоптехиздат, 1962.  
<sup>2</sup> Альтшуль А. Д., Киселев П. Г. Гидравлика и аэродинамика. М., Стройиздат, 1965.

(например, поворотов) может быть как значительно больше, так и значительно меньше арифметической суммы коэффициентов сопротивления отдельных поворотов, в зависимости от расстояния между ними. При малых числах Рейнольдса взаимное влияние местных сопротивлений проявляется себя значительно слабее, чем при больших числах Рейнольдса.

г) МЕСТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

1. Внезапное расширение канала (рис. 4-32)

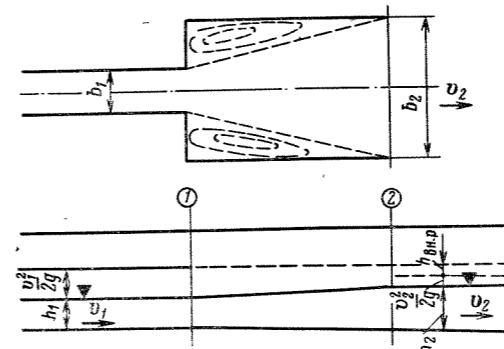


Рис. 4-32. Внезапное расширение канала.

Для каналов прямоугольного поперечного сечения потери напора можно определить по формуле А. Д. Альтшуля

$$h_{вн.р} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} - \frac{(h_2 - h_1)^2}{2h_2}. \quad (4-75)$$

Таким образом, потери напора при внезапном расширении открытого канала меньше потерь по формуле Борда, так как  $h_2 > h_1$ . При малой разнице в величинах  $h_2$  и  $h_1$  формула (4-75) сводится к формуле Борда.

Повышение горизонта воды нижнего участка относительно горизонта верхнего участка (восстановление напора) будет равно:

$$h_2 - h_1 = \frac{v_2}{g} (v_1 - v_2) + \frac{(h_2 - h_1)^2}{2h_2}.$$

2. Постепенное расширение канала (рис. 4-33)

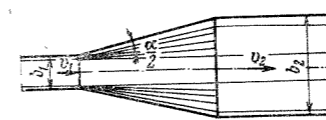


Рис. 4-33. Постепенное расширение канала.

При наличии переходного участка потери можно определять по формуле

$$h = \psi \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}, \quad (4-76)$$

где  $\psi$  — коэффициент смягчения, зависящий от плавности расширения, значения которого, рекомендуемые А. Д. Альтшулем, приведены в табл. 4-30.

Таблица 4-30

Значения коэффициента смягчения в формуле (4-76) (по опытным данным)

Угол расширения $\alpha$ , град	20	40	60 и более
Коэффициент смягчения $\psi$	0,45	0,90	1,0

3. Внезапное сужение канала (рис. 4-34)

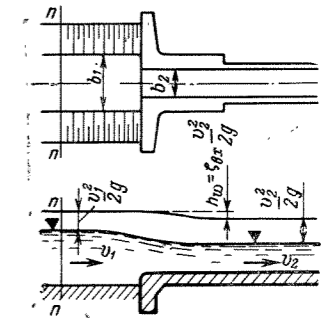


Рис. 4-34. Внезапное сужение канала.

При резком сужении (отсутствует переходный участок) потери напора можно определять по формуле Хиндса<sup>1</sup>

$$h_{вн.с} = k \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}, \quad (4-77)$$

где коэффициент  $k = 0,5 \div 0,6$  при всех значениях отношения  $b_2/b_1$  от 0,1 до 0,5.

4. Постепенное сужение канала (рис. 4-35)

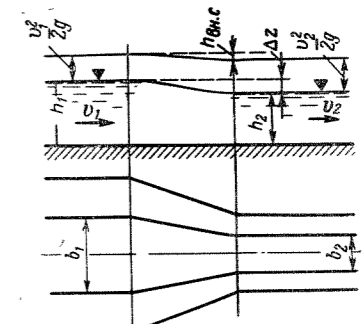


Рис. 4-35. Постепенное сужение канала.

Потери напора можно определять по формуле Хиндса, принимая  $k = 0,15$  при плавных сопряжениях и  $k = 0,05$  при очень плавных сопряжениях. Падение уровня свободной поверхности будет при этом равно:

$$\Delta z = h_1 - h_2 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} (1 + k). \quad (4-78)$$

Примечание. При плавных криволинейных переходах (на входных оголовках дюкеров и других сооружений) потери напора весьма малы, практически их трудно обнаружить. При проектировании больших каналов с глубинами  $h \geq 1$  м и скоро-

<sup>1</sup> Hinds I. Transactions ASCE, 1928.

стями, не превышающими  $v=1+5$  м/сек, сопротивлениями при плавном сужении можно пренебрегать, если таковые встречаются по пути не более одного раза на 1 км длины канала.

5. Поворот открытого канала (рис. 4-36)

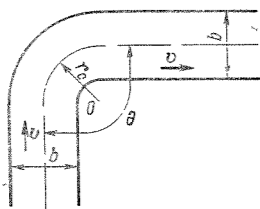


Рис. 4-36. Поворот открытого канала.

Коэффициент местного сопротивления при повороте открытого канала  $\zeta_{пов}$  зависит от нескольких безразмерных критериев:

$$\zeta_{пов} = f\left(\frac{r_c}{b}; \frac{h}{b}; \frac{vR}{v}; \frac{\theta}{180^\circ}\right), \quad (4-79)$$

где  $b$  — ширина канала;  $r_c$  — радиус закругления осевой линии канала;  $h$  — глубина наполнения канала;  $v$  — средняя скорость течения;  $\theta$  — угол поворота канала;  $R$  — гидравлический радиус.

Зависимость  $\zeta$  от отдельных критериев представлена на рис. 4-37 (по опытам А. Шаكري) <sup>1</sup>.

При определении  $\zeta_{пов}$  его величина в первом приближении выбирается в зависимости только от двух безразмерных критериев, а затем в выбранное значение вносятся поправки, учитывающие влияние остальных критериев (см. примеры расчета). При углах поворота меньше  $90^\circ$  значение коэффициента сопротивления приближенно можно находить по формуле

$$\zeta = \zeta_{90^\circ} \frac{\theta}{90^\circ} \quad (4-80)$$

**Пример I.** Определить величину потерь на повороте открытого канала трапециевидного сечения при следующих данных: ширина канала по дну  $b=0,45$  м; коэффициент откоса  $m=1$ ; радиус кривизны осевой линии канала  $r_c=1,0$  м; глубина наполнения канала  $h=0,55$  м; угол поворота оси канала  $\theta=90^\circ$ ; средняя скорость течения воды  $v=1$  м/сек.

1. Находим ширину канала поверху и среднюю ширину канала:

$$B = b + 2mh = 0,45 + 2 \cdot 0,1 \cdot 0,55 = 1,55 \text{ м};$$

$$b_{cp} = \frac{b+B}{2} = \frac{0,45+1,55}{2} = 1,0 \text{ м}.$$

2. Определяем величины характерных безразмерных соотношений:

$$\frac{h}{b_{cp}} = 0,55; \quad \frac{\theta}{180^\circ} = 0,5; \quad \frac{r_c}{b_{cp}} = 1,0.$$

3. Находим величину гидравлического радиуса:

$$\omega = (b + mh)h = (0,45 + 1 \cdot 0,55) \cdot 0,55 = 0,55 \text{ м}^2;$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 0,45 + 2 \cdot 0,55\sqrt{1+1} = 2,65 \text{ м};$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{0,55}{2,65} = 0,21 \text{ м}.$$

4. Определяем величину числа Рейнольдса:

$$Re = \frac{vR}{\nu} = \frac{100 \cdot 21}{0,01} = 210 \text{ 000}.$$

5. Из графика рис. 4-37,а при  $\theta/180^\circ=0,5$ ,  $r_c/b=1$ ,  $h/b=1,0$ ,  $Re=80 \text{ 000}$  (принимая, что при  $Re=210 \text{ 000}$  значение коэффициента сопротивления будет то же, что и при  $Re=80 \text{ 000}$ ) находим величину коэффициента сопротивления поворота в первом приближении:

$$\zeta_{пов}^I = 0,35.$$

Из графика рис. 4-37,е следует, что при уменьшении  $h/b$  от 1 до 0,55 коэффициент  $\zeta$  (при  $r_c/b=1$ ) возрастает от 0,24 до 0,31. Вводя величину поправочного множителя  $\psi=0,31/0,24=1,3$ , находим

<sup>1</sup> S h u k r y. Proc. ASCE, paper № 2411, 1950.

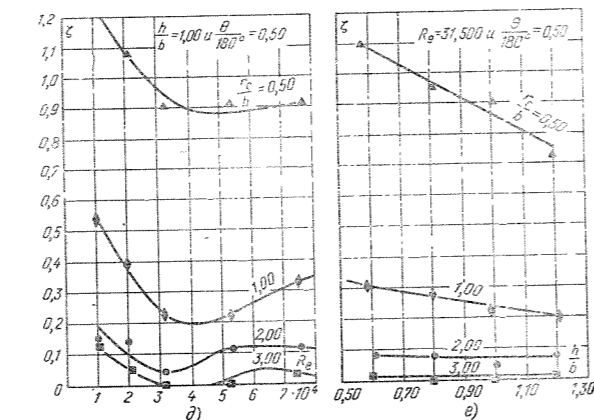
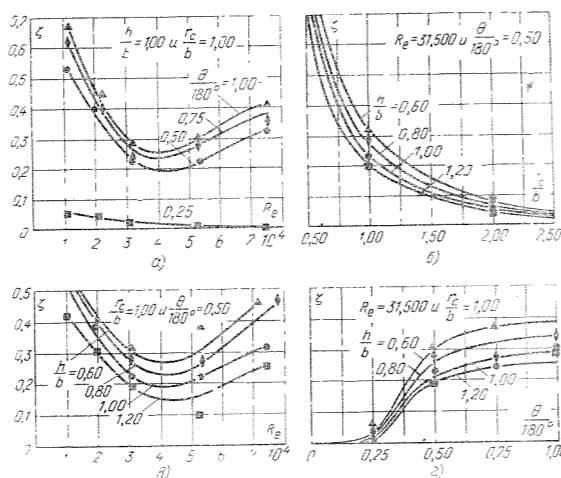


Рис. 4-37. Коэффициент сопротивления при повороте открытого канала.

величину коэффициента сопротивления поворота во втором приближении:

$$\zeta_{пов}^{II} = 0,35 \cdot 1,3 = 0,455.$$

6. Определяем величину потеряннного напора на повороте канала:

$$h = \zeta_{пов} \frac{v^2}{2g} = 0,455 \frac{1,0^2}{19,62} = 0,023 \text{ м} = 2,3 \text{ см}.$$

**Пример II.** Определить величину потерь на повороте открытого канала прямоугольного сечения, если ширина канала  $b=1$  м; радиус кривизны осевой линии канала  $r_c=1,5$  м; глубина наполнения канала  $h=0,7$  м; угол поворота оси канала  $\theta=120^\circ$ ; средняя скорость течения воды  $v=80$  см/сек.

1. Находим величину безразмерных параметров:

$$\frac{h}{b} = \frac{0,7}{1,0} = 0,7; \quad \frac{\theta}{180^\circ} = 0,667; \quad \frac{r_c}{b} = 1,5.$$

2. Гидравлический радиус сечения канала равен:

$$R = \frac{bh}{b+2h} = 0,292 \text{ м} \approx 0,3 \text{ м}.$$

3. Число Рейнольдса для потока воды в канале (при  $\nu=0,01$  см<sup>2</sup>/сек)

$$Re = \frac{vR}{\nu} = \frac{80 \cdot 30}{0,01} = 240 \text{ 000}.$$

4. По рис. 4-37,б при  $r_c/b=1,5$  и  $h/b=0,7$  находим значение коэффициента сопротивления в первом приближении:

$$\zeta_{пов}^I = 0,15.$$

5. Найденное значение  $\zeta_{пов}^I=0,15$  относится к углу  $\theta/180^\circ=0,5$ . Из рис. 4-37,г при  $h/b=0,7$  имеем для  $\theta/180^\circ=0,5$ ,  $\zeta=0,28$ , а для  $\theta/180^\circ=0,667$   $\zeta=0,33$ . Определяем величину поправочного множителя  $\psi=0,33/0,28=1,18$  и находим величину коэффициента сопротивления во втором приближении:

$$\zeta_{пов}^{II} = 1,18 \zeta_{пов}^I = 1,18 \cdot 0,15 = 0,177 \approx 0,18.$$

6. Определяем величину потерь на повороте канала:

$$h = \zeta_{пов} \frac{v^2}{2g} = 0,18 \frac{0,8^2}{19,6} = 0,0090 \text{ м} \approx 1 \text{ см}.$$

6. Решетки (рис. 4-38)

Потери напора в решетках определяются по формуле Вейсбаха (4-42):

$$h = \zeta_{реш} \frac{v^2}{2g},$$

где  $v$  — средняя скорость перед решеткой, а  $\zeta_{реш}$  — коэффициент местного сопротивления решетки.

По исследованиям ВОДГЕО <sup>1</sup> коэффициент сопротивления  $\zeta_{реш}$  определяется по формуле

$$\zeta_{реш} = k \left( \frac{\omega_{реш} + \omega_{загр}}{\omega} \right)^{1,8} \times \left( 2,3 \frac{l}{b} + 8 + 2,4 \frac{b}{l} \right) \sin \alpha, \quad (4-81)$$

где  $k=0,504$  для прямоугольных стержней;  $k=0,318$  для прямоугольных стержней с закругленными входными кромками;  $k=0,182$  для клиновидных стержней с закругленными кромками;  $l$  — ширина стержней (рис. 4-39);  $b$  — величина просвета между стержнями;  $\alpha$  — угол наклона решетки к горизонту (рис. 4-38);  $\omega_{реш}$  — площадь просветов между элементами решетки;  $\omega_{загр}$  — площадь загрязнения просветов между элементами решетки;  $\omega$  — площадь отверстия без решетки.

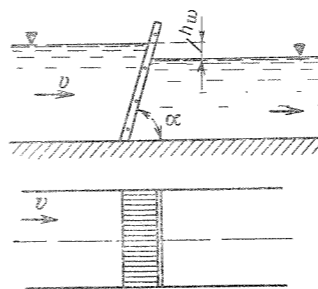


рис. 4-38. Прямое расположение решеток.

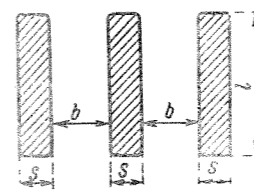


Рис. 4-39. Сечение и размеры стержней решетки.

Для упрощения вычислений коэффициента  $\zeta_{реш}$  могут служить графики, приведенные на рис. 4-40, а при других сечениях стержней (рис. 4-41) и косом расположении решетки (рис. 4-42) коэффициент  $\zeta_{реш}$  определяют следующим образом (по Киршмеру).

При прямом расположении решетки по отношению к набегающему потоку (рис. 4-38)

$$\zeta_{реш} = \beta \left( \frac{s}{b} \right)^{4/3} \sin \alpha, \quad (4-82)$$

<sup>1</sup> Березинский А. Р. — «Гидротехническое строительство», 1958, № 5, стр. 46.

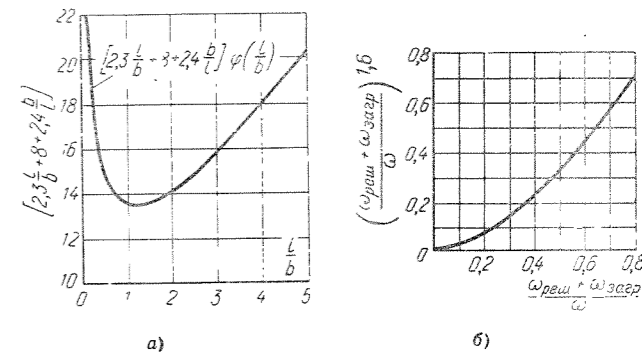


Рис. 4-40. Вспомогательные графики для расчета коэффициента сопротивления решетки по формуле (4-81).

где  $s$  — толщина стержня;  $b$  — величина просвета между стержнями (рис. 4-39);  $\beta$  — коэффициент, величина которого зависит от формы стержней и может приниматься по табл. 4-31 и рис. 4-41;  $\alpha$  — угол наклона решетки к горизонту.

Таблица 4-31  
Значения коэффициента  $\beta$  в формуле Киршмера (4-82)

Форма стержня	a	b	c	d	e	f	g
$\beta$	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,79

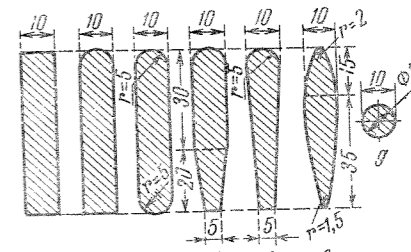


Рис. 4-41. Форма стержней решеток.

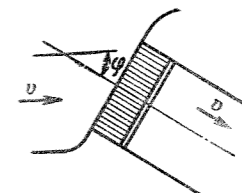


Рис. 4-42. Косое расположение решеток.

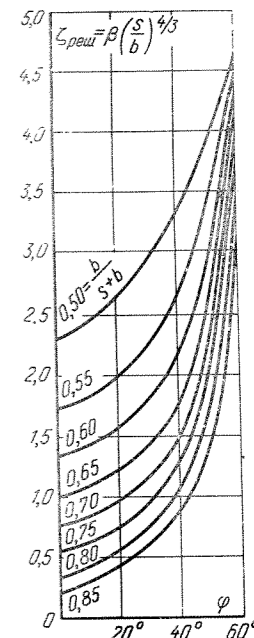


Рис. 4-43. График для расчета решеток при косом расположении решетки.



При косом расположении решетки (рис. 4-42) коэффициент  $\zeta_{реш}$  для прямоугольных стержней сечением  $10 \times 70$  мм можно найти по графику рис. 4-43 (в зависимости от угла  $\varphi$  набегающего потока на решетку).

При проектировании сороудерживающих решеток скорости течения в решетках должны назначаться достаточно малыми, чтобы не препятствовать их очистке в эксплуатационных условиях.

Ф. Ф. Губин рекомендует допускать следующие скорости в решетках:

1. При входе в турбинные камеры непосредственно из верхнего бьефа от 0,9 до 1,2 м/сек.

2. При входе в напорные водоприемники от 0,25 до 1 м/сек в зависимости от доступности и глубины заложения решетки.

Величина коэффициента  $\zeta_{реш}$  может быть найдена также по формуле<sup>1</sup>

$$\zeta_{реш} = \frac{1}{M^2} \left[ \left( \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} \right)^2 + (1-M)^2 \right] \sin \alpha, \quad (4-83)$$

где  $M = \frac{b}{b+s}$ ;  $s$  — толщина стержней прямоугольного сечения;  $b$  — расстояние между стержнями;  $\alpha$  — угол наклона решетки к горизонту;  $\varepsilon$  — коэффициент сжатия струи при проходе через решетку, который для стержней прямоугольного сечения может быть найден по формуле (4-47а), которая для случая решеток принимает вид:

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1-M}. \quad (4-84)$$

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. М., «Недра», 1970.

#### 4-5. КОЭФФИЦИЕНТЫ СОПРОТИВЛЕНИЯ В КВАДРАТИЧНОЙ ОБЛАСТИ ДЛЯ ОРИЕНТИРОВАННЫХ РАСЧЕТОВ (ПО РЕКОМЕНДАЦИИ П. Г. КИСЕЛЕВА)

Вход в трубу при острых кромках  $\zeta = 0,50$   
 Плавный вход в трубу  $\zeta = 0,05 \div 0,20$

Внезапное расширение ( $\omega_2 > \omega_1$ ) при  $h = \zeta \frac{v_2^2}{2g}$   $\zeta = \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2$

Внезапное сужение ( $\omega_2 < \omega_1$ ) при  $h = \zeta \frac{v_2^2}{2g}$   $\zeta = 0,50 \left( 1 - \frac{\omega_2}{\omega_1} \right)$

Переходный конус (при  $d_2 = 2d_1$ )  $\zeta = 5,0$   
 Переходный конус (при  $d_2 \approx 0,5d_1$ )  $\zeta = 0,20$   
 Резкий поворот на  $90^\circ$   $\zeta = 1,20$   
 Плавный поворот на  $90^\circ$   $\zeta = 0,15$

Выход из трубы под уровень при  $h = \zeta \frac{v^2}{2g}$   $\zeta = 1,0$

( $v$  — скорость в трубе)  
 Дисковый клапан при полном открытии  $\zeta = 0,10$   
 Задвижка при полном открытии  $\zeta = 0,11 \div 0,12$   
 Различные краны при полном открытии  $\zeta = 5$   
 Всасывающий клапан с сеткой при насосах  $\zeta = 10$   
 Плавный вход в канал  $\zeta = 0,10$   
 Вход в канал при острых входных кромках (бюкковое сжатие)  $\zeta = 0,40$

Плавное расширение канала ( $\omega_2 > \omega_1$ )  $\zeta = \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2$   
 Плавное сужение канала ( $\omega_2 < \omega_1$ )  $\zeta = 0,10$

При проектировании в зависимости от стадии проекта коэффициенты  $\zeta$  должны быть уточнены, а в ответственных случаях определены испытанием модели в лаборатории.

## П Я Т А Я

### ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ И НАСАДКОВ

#### 5-1. СВОБОДНОЕ ИСТЕЧЕНИЕ В АТМОСФЕРУ

а) ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ МАЛЫХ ОТВЕРСТИЙ В ТОНКОЙ СТЕНКЕ

Отверстие можно считать малым, если высота отверстия не превосходит  $0,1H$ . При этом условии скорость в любой точке сжатого сечения  $n-n$  (рис. 5-1) практически одна и та же.

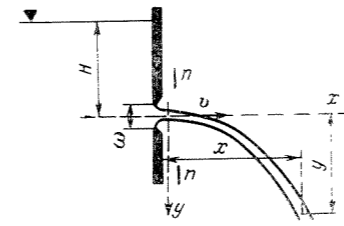


Рис. 5-1.

Скорость истечения в сжатом сечении  $n-n$  может быть определена по формуле

$$v = \varphi \sqrt{2gH}, \quad (5-1)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости;  $H$  — напор над центром тяжести отверстия.

Площадь сжатого сечения струи (сечение  $n-n$  рис. 5-1) равна:

$$\omega_c = \varepsilon \omega, \quad (5-2)$$

где  $\varepsilon$  — коэффициент сжатия струи.

Расход жидкости равен:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH}, \quad (5-3)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода;  $\omega$  — площадь отверстия.

Коэффициенты  $\mu$ ,  $\varphi$ ,  $\varepsilon$  в формулах (5-1) — (5-3) связаны между собой, а также с коэффициентом сопротивления  $\zeta$  следующими соотношениями:

$$\mu = \varepsilon \varphi; \quad (5-4)$$

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}} \quad (5-5)$$

или

$$\zeta = \frac{1}{\varphi^2} - 1. \quad (5-6)$$

Все коэффициенты истечения изменяются в зависимости от числа Рейнольдса, которое для случая истечения из круглых отверстий А. Д. Альтшуль<sup>1</sup> рекомендует

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. М., «Недра», 1970.

записывать в виде:

$$Re_H = \frac{V \sqrt{2gH} d}{\nu} \quad (5-7)$$

Тогда коэффициенты  $\mu$ ,  $\varphi$  и  $\varepsilon$  в зависимости от  $Re_H$  могут быть определены по графику на рис. 5-2.

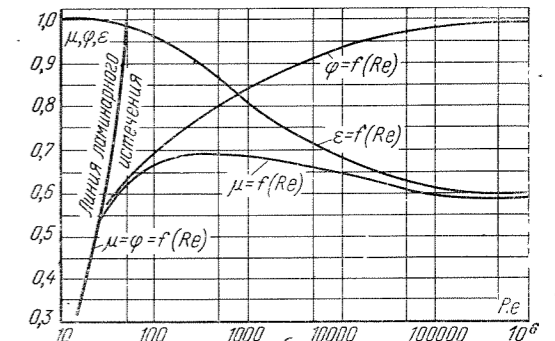


Рис. 5-2. Зависимость коэффициентов истечения из отверстия в тонкой стенке от числа Рейнольдса  $Re_H$ .

При  $Re_H > 10\,000$  коэффициент расхода может быть определен по формуле А. Д. Альтшуля

$$\mu = 0,592 + \frac{5,5}{\sqrt{Re_H}} \quad (5-8)$$

Для большинства случаев истечения воды из круглых и других форм отверстий при  $d > 1$  см приближенно можно принимать:

$$\begin{aligned} \varepsilon &= 0,61 \div 0,63; \\ \varphi &= 0,97 \div 0,98; \\ \mu &= 0,60 \div 0,62; \\ \zeta &= 0,04 \div 0,06. \end{aligned}$$

Уравнение осевой линии струи (рис. 5-1)

$$y = \frac{x^2}{4\varphi^2 H}. \quad (5-9)$$

Расстояние  $x$  называется дальностью полета струи и определяется из формулы (5-9)

$$x = 2\varphi \sqrt{Hy}. \quad (5-10)$$

Величина потеряннного напора определяется по формуле

$$h_w = \frac{\zeta}{1+\zeta} H. \quad (5-11)$$

При истечении воды в атмосферу  $\zeta \approx 0,06$ , т. е. потери напора составляют около 5% напора  $H$ .

6) ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ БОЛЬШИХ ОТВЕРСТИЙ

Для отверстий любой формы можно приближенно определять расход по формуле

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0}, \quad (5-12)$$

где

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g},$$

причем  $v_0$  — скорость подхода;  $H$  — напор над центром тяжести отверстия;  $\omega$  — площадь отверстия (рис. 5-3).

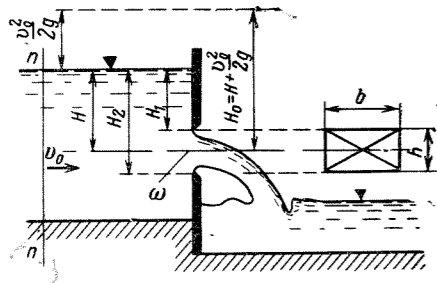


Рис. 5-3.

Примечание. Скорость подхода  $v_0$  представляет собой среднюю скорость потока выше отверстия и вычисляется по формуле  $v_0 = Q/\Omega$ , где  $\Omega$  — площадь поперечного сечения потока перед отверстием (сечение  $n-n$ , рис. 5-3).

Таблица 5-1

Значения коэффициента сжатия струи  $\epsilon$  для разных  $n$ , полученные по формуле (5-15)

$n$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\epsilon$	0,609	0,613	0,618	0,623	0,631	0,642	0,656	0,678	0,713	0,785	1,0

Для прямоугольного отверстия в вертикальной стенке расход можно также найти по формуле

$$Q = 2/3 \mu' b \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}), \quad (5-13)$$

а при наклоне стенки к горизонту под углом  $\alpha$  по формуле

$$Q = 2/3 \mu' b \frac{\sqrt{2g}}{\sin \alpha} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}), \quad (5-14)$$

где  $\mu'$  имеет примерно те же значения, что и для малых отверстий.

5-2. ВЛИЯНИЕ СЖАТИЯ СТРУИ

Различают совершенное (т. е. максимально возможное) и несовершенное сжатие; полное (т. е. всестороннее) и неполное сжатие (рис. 5-4).

Совершенное сжатие имеет место в том случае, когда направляющие стенки так удалены от кромок отверстия, что практически не оказывают влияния на истечение, т. е. соблюдаются условия:  $s \geq 3b$  и  $m \geq 3a$  (рис. 5-4). В противном случае (например, для отверстия 2) сжатие будет несовершенное. При несовершен-

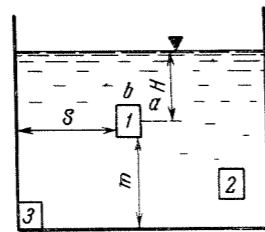


Рис. 5-4.

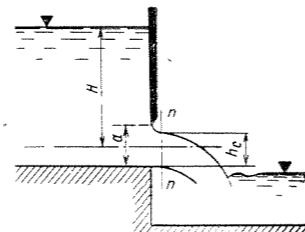


Рис. 5-5.

ном сжатии коэффициент сжатия определяется по формуле<sup>1</sup>

$$\epsilon_{\text{нес}} = \frac{0,043}{1,1-n} + 0,57, \quad (5-15)$$

где  $n = \omega/\Omega$  — отношение площади отверстия к площади поперечного сечения потока перед отверстием.

Числовые значения  $\epsilon$  для различных  $n$  приведены в табл. 5-1.

Полное сжатие имеет место в том случае, когда направляющие стенки не совпадают ни с одной из кромок отверстия (отверстие 1 на рис. 5-4).

При истечении воды приближенно можно принимать  $\mu_{\text{нес.сж}} \approx \epsilon_{\text{нес}}$ .

При неполном сжатии коэффициент расхода  $\mu_{\text{неп.сж}}$  по Н. Н. Павловскому равен:

$$\frac{\mu_{\text{неп.сж}}}{\mu_{\text{полн.сж}}} \approx 1 + 0,4n', \quad (5-16)$$

причем  $n' = p'/p$ , где  $p$  — полный периметр отверстия, а  $p'$  — та часть периметра, по которой сжатие устранено направляющей стенкой.

Значения коэффициента  $\mu$  в случае свободного истечения в атмосферу для отверстий по рис. 5-3 и 5-5 приведены в табл. 5-2.

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Местные гидравлические сопротивления при движении вязких жидкостей. М., Госэнергоиздат, 1962.

Таблица 5-2

Значения коэффициента расхода  $\mu$  для предварительного расчета гидросооружений (по Н. Н. Павловскому)

Тип отверстия	$\mu$
Малые отверстия с полным сжатием	0,60
Отверстия средних размеров со сжатием струи со всех сторон при отсутствии направляющих стенок в среднем	0,65
Отверстия больших размеров с несовершенным, но всесторонним сжатием, без более точного определения условий подхода воды к отверстию в среднем	0,70
Донные отверстия (т. е. не имеющие сжатия по дну) со значительным влиянием бокового сжатия	0,65—0,70
Донные отверстия с умеренным влиянием бокового сжатия	0,70—0,75
Донные отверстия с плавными боковыми подходами	0,80—0,85
Исключительные случаи весьма плавных подходов воды к отверстию со всех сторон (при условии обязательной лабораторной проверки)	0,90

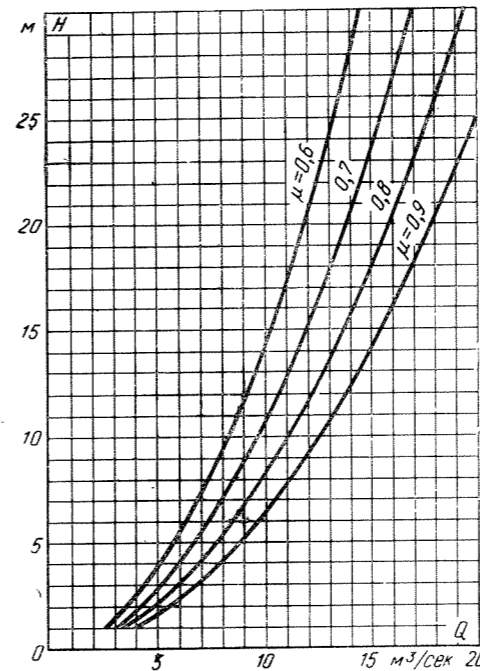


Рис. 5-6. Графики для определения расхода  $Q$  при истечении жидкости из отверстия площадью  $\omega = 1 \text{ м}^2$  при различных коэффициентах расхода  $\mu$  (т. е. по формуле  $Q = \mu \sqrt{2gH}$ ).

Примечание. При расчете донных отверстий по схеме рис. 5-5 надо иметь в виду, что формула расхода для истечения в атмосферу применима лишь в условиях, когда высота открытия  $a < h_{кр}$  (критической глубины).

Значения расхода  $Q$  для единичного отверстия площадью  $\omega = 1 \text{ м}^2$  приведены на рис. 5-6.

5-3. ИСТЕЧЕНИЕ ПОД УРОВЕНЬ

а) ЗАТОПЛЕННЫЕ ОТВЕРСТИЯ

Расход через затопленное отверстие определяется по формуле (рис. 5-7)

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gz_0}, \quad (5-17)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода;  $\omega$  — площадь отверстия;  $z_0$  — перепад с учетом скоростного напора скорости подхода,

$$z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}. \quad (5-18)$$

Скорость подхода  $v_0 = Q/\Omega$ , где  $\Omega$  — площадь поперечного сечения потока перед отверстием (сечение  $N-N'$ , рис. 5-7). Коэффициенты  $\mu$ ,  $\phi$ ,  $\epsilon$  и  $\zeta$  — расхода, скоро-

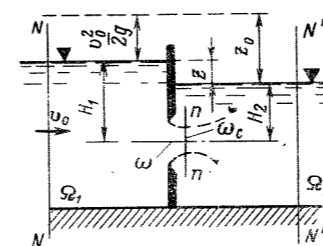


Рис. 5-7. Истечение из затопленного отверстия

сти, сжатия и сопротивления — в практических расчетах приближенно принимаются теми же, что и при истечении в атмосферу.

Расход через затопленное отверстие может быть также найден по формуле

$$Q = \mu_3 \omega \sqrt{2g(H_1 - H_2)} = \mu_3 \omega \sqrt{2gz}, \quad (5-19)$$

где  $\mu_3$  — коэффициент расхода, который определяется по формуле<sup>1</sup>

$$\mu_3 = \frac{\epsilon}{\sqrt{2\epsilon^2 m^2 - \epsilon^2 n^2 + \zeta_0 + 1 - 2\epsilon m}}, \quad (5-20)$$

здесь  $n$  — отношение площади отверстия к площади сечения потока выше отверстия, т. е.  $n = \omega/\Omega_1$ , а  $m$  — отношение площади сечения отверстия к площади сечения потока ниже отверстия (т. е.  $m = \omega/\Omega_2$ ). Коэффициент сжатия струи  $\epsilon$  при затопленном истечении практически не отличается от коэффициента сжатия струи при истечении через незатопленное отверстие.

В случае отверстия малых размеров по сравнению с размерами резервуаров ( $n \rightarrow 0$ ;  $m \rightarrow 0$ )

$$\mu_3 = \frac{\epsilon}{\sqrt{1 + \zeta_0}}, \quad (5-21)$$

т. е. совпадает со значением коэффициента расхода при незатопленном истечении (истечение в атмосферу).

б) ПОЛУЗАТОПЛЕННЫЕ ОТВЕРСТИЯ (рис. 5-8)

Расход через полузатопленное отверстие прямоугольного сечения (по предложению Н. Н. Павловского) определяется по формуле

$$Q = \sigma \mu b h \sqrt{2gH_{cp}}, \quad (5-22)$$

где  $H_{cp} = \frac{H_2 + H_1}{2}$  — напор над центром тяжести от-

верстия;  $\sigma$  — поправка на затопление. Коэффициент расхода  $\mu$  принимается, как для случая истечения в атмосферу. Значения  $\sigma$  берутся по табл. 5-3, составленной

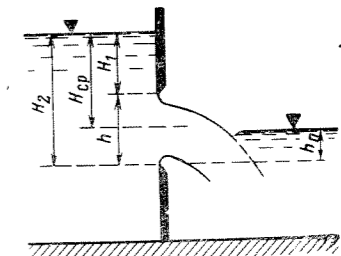


Рис. 5-8. Истечение из полузатопленного отверстия.

Н. Н. Павловским в зависимости от  $\eta = h_n/H_2$  и  $\phi = H_1/H_2$  (рис. 5-8).

Когда  $h_n \ll \left(\frac{H_2 - H_1}{2}\right)$  без большой погрешности

можно вести расчет, пренебрегая затоплением, т. е. принимая  $\sigma \approx 1$ .

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. О коэффициенте расхода при истечении через затопленное отверстие. — «Гидротехника и мелиорация», 1951, № 12.

Таблица 5-3  
Значения  $\varphi$  для полустопленных отверстий (по Н. Н. Павловскому)

$\eta = \frac{h_{\text{н}}}{H_2}$	$\varphi = \frac{H_1}{H_2}$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,991	0,989	0,987	0,985	0,983	0,981	0,979	0,977	0,975	0,973	—
0,2	0,981	0,977	0,973	0,968	0,963	0,958	0,953	0,948	0,943	—	—
0,3	0,970	0,963	0,956	0,945	0,934	0,922	0,914	0,907	—	—	—
0,4	0,956	0,947	0,932	0,917	0,898	0,879	0,866	—	—	—	—
0,5	0,937	0,923	0,901	0,874	0,840	0,816	—	—	—	—	—
0,6	0,907	0,885	0,845	0,803	0,756	—	—	—	—	—	—
0,7	0,856	0,817	0,762	0,679	—	—	—	—	—	—	—
0,8	0,776	0,712	0,577	—	—	—	—	—	—	—	—
0,9	0,612	0,426	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

5-4. ИСТЕЧЕНИЕ ПРИ ПЕРЕМЕННОМ УРОВНЕ

Определяем время понижения (или повышения) свободной поверхности от уровня  $H_1$  до уровня  $H_2$  при истечении в атмосферу (рис. 5-9).

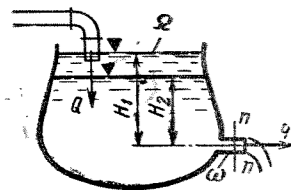


Рис. 5-9. Истечение при переменном уровне.

1. При переменной площади свободной поверхности  $\Omega = f(H)$

$$t = \int_{H_1}^{H_2} \frac{\Omega dH}{Q - \mu \omega \sqrt{2gH}} = \int_{H_1}^{H_2} \frac{f(H) dH}{Q - \mu \omega \sqrt{2gH}}, \quad (5-23)$$

где  $Q$  — приток в резервуар [в общем случае изменяющийся во времени  $Q = f_1(t)$ ];  $\omega$  — площадь поперечного сечения отверстия;  $\mu$  — коэффициент расхода отверстия.

Во всех случаях, если  $Q = f_1(t)$ , задача решается методом суммирования.

2. При  $\Omega = \text{const}$  и при постоянном притоке ( $Q = \text{const}$ ) время опорожнения или наполнения определяется по формуле

$$t = \frac{2\Omega}{\mu \omega \sqrt{2gH'}} \left[ \sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_{\text{ст}}} \ln \frac{\sqrt{H_{\text{ст}}} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_{\text{ст}}} - \sqrt{H_2}} \right], \quad (5-24)$$

где  $H_{\text{ст}}$  — напор, при котором через отверстие  $\omega$  проходит расход, равный притоку  $Q$ , т. е. при котором  $Q = \mu \omega \sqrt{2gH_{\text{ст}}}$ , откуда  $H_{\text{ст}} = \frac{Q^2}{2g\mu^2\omega^2}$ .

Если начальный напор  $H_1 > H_{\text{ст}}$ , то происходит опорожнение, а если  $H_1 < H_{\text{ст}}$  — наполнение резервуара. В обоих случаях для достижения свободной поверхностью уровня, отвечающего напору  $H_{\text{ст}}$ , т. е.  $H_2 = H_{\text{ст}}$ , требуется время  $t = \infty$ .

Примечание. Если  $H > H_{\text{ст}}$ , то и  $H_2 > H_{\text{ст}}$  (в пределе  $H_2 = H_{\text{ст}}$ ). Если  $H_1 < H_{\text{ст}}$ , то и  $H_2 < H_{\text{ст}}$  (в пределе  $H_2 = H_{\text{ст}}$ ).

Если приток отсутствует ( $Q=0$ ), то время опорожнения находим по формуле

$$t = \frac{2\Omega}{\mu \omega \sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}). \quad (5-25)$$

Время полного опорожнения (при  $H_2 = 0$ ) будет равно:

$$t = \frac{2\Omega \sqrt{H_1}}{\mu \omega \sqrt{2g}} = \frac{2\Omega H_1}{\mu \omega \sqrt{2gH_1}} = \frac{2W}{q_{\text{нач}}}, \quad (5-26)$$

т. д.

$$t = \frac{(\text{двойной начальный объем в резервуаре})}{(\text{начальный расход отверстия})}$$

3. Наполнение и опорожнение водохранилищ при  $\Omega = f(H)$ .

а) В общем случае, если приток  $Q$  задан гидрографом (рис. 5-10), площадь зеркала водохранилища — графиком  $\Omega = f(H)$  (рис. 5-11), то время опорожнения

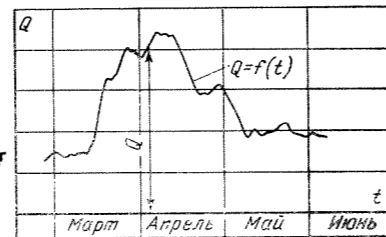


Рис. 5-10. Гидрограф — кривая расхода реки в бытовых условиях.

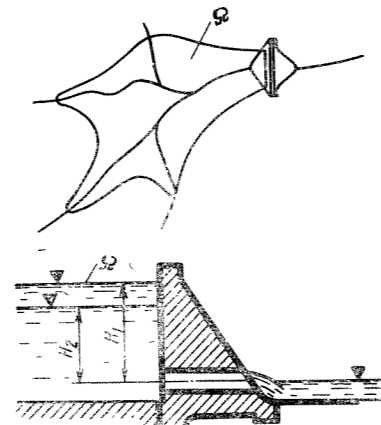


Рис. 5-11.

или наполнения водохранилища определяется методом приближенного интегрирования по формуле

$$\Delta t = \Sigma \frac{0,5(\Omega_i + \Omega_{i-1}) \Delta H}{0,5(Q_i + Q_{i-1}) - \mu \omega \sqrt{2gH_{\text{ср}}}}, \quad (5-27)$$

где

$$H_{\text{ср}} = \frac{H_i + H_{i-1}}{2}.$$

б) Если притока нет ( $Q = 0$ ), то время опорожнения

$$t = \frac{1}{\mu \omega \sqrt{2g}} \int_{H_2}^{H_1} \frac{\Omega dH}{\sqrt{H}} = \frac{1}{\mu \omega \sqrt{2g}} \int_{H_2}^{H_1} \frac{f(H) dH}{\sqrt{H}}. \quad (5-28)$$

Если известен график изменения площади зеркала водохранилища в зависимости от уровня, можно в пределах от  $A$  до  $B$  (рис. 5-12) принять приближенно  $\Omega = f(H) = cH^n$ . Тогда время понижения свободной поверхности от уровня  $H_1$  до  $H_2$  будет равно:

$$t = \frac{2c}{\mu \omega \sqrt{2g}(2n+1)} \left[ \sqrt{H_1^{2n+1}} - \sqrt{H_2^{2n+1}} \right]. \quad (5-29)$$

Показатель степени  $n$  и коэффициент  $c$  в уравнении  $\Omega = cH^n$  определяются по формулам

$$n = \frac{\lg \frac{\Omega_2}{\Omega_1}}{\lg \frac{H_2}{H_1}} \quad \text{и} \quad c = \frac{\Omega}{H^n},$$

где  $\Omega_1$  и  $\Omega_2$  находятся непосредственно по графику (рис. 5-12) для напоров  $H_1$  и  $H_2$ .

Коэффициент расхода  $\mu$  должен быть вычислен предварительно для данного водоспуска диаметром  $D$  с учетом всех сопротивлений — местных и по длине:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta + \lambda \frac{l}{D}}}.$$

При определении полного времени опорожнения водохранилища  $t$  по методу трапеций получают:

$$t = t_1 + t_2 + t_3 + \dots + t_i,$$

где  $t_1, t_2, t_3, \dots$  время, в течение которого уровень воды падает соответственно от  $H_1$  до  $H^I$ ; от  $H^I$  до  $H^{II}$ , от  $H^{II}$  до  $H^{III}$  и т. д.

При этом каждый отдельный период

$$t_i = \frac{2\Omega_{\text{ср}}}{\mu \omega \sqrt{2g}} (\sqrt{H_i} - \sqrt{H_{i-1}}), \quad (5-30)$$

где

$$\Omega_{\text{ср}} = \frac{\Omega_i + \Omega_{i-1}}{2}.$$

Индексы  $i$  и  $(i-1)$  соответствуют номерам конечных и начальных напоров  $H$  и площадей  $\Omega$  зеркала водохранилища для данного периода  $t_i$ .

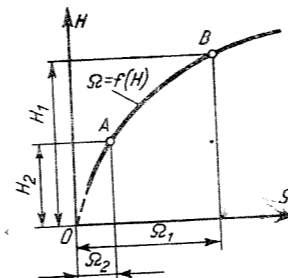


Рис. 5-12. Кривая площади зеркала водохранилища.

5-5. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ ЗАТВОРОВ (ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ-ПОД ЗАТВОРА В ЛОТКЕ)

При отсутствии бокового сжатия и при ширине лотка  $b$  скорость в сжатом сечении ( $n-n$ ) (рис. 5-13) равна <sup>1</sup>:

$$v = \frac{\varphi}{\sqrt{1 + \epsilon}} \sqrt{2gH}, \quad (5-31)$$

а расход

$$Q = \varphi \frac{b \epsilon a}{\sqrt{1 + \epsilon}} \sqrt{2gH}. \quad (5-32)$$

где  $\varphi$  — поправочный коэффициент, учитывающий влияние потерь напора. Значения  $\varphi$  при истечении из-под затвора в горизонтальный лоток приведены в табл. 5-4. Таблица 5-4

Зависимость  $\varphi = f(Fr)$  при истечении из-под вертикального затвора в горизонтальный лоток (по А. Д. Альтшулю)

$Fr = \frac{v_0^2}{gH}$	0	0,01	0,025	0,06	0,10 и выше
$\varphi$	1,06	1,0	0,97	0,96	0,96

Величина коэффициента сжатия струи  $\epsilon$  при истечении из-под вертикального плоского затвора дана в табл. 5-5.

Таблица 5-5

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

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

При наклонном расположении плоского затвора под углом  $\beta$  к горизонту (рис. 5-14) расход определяется по формуле

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)}, \quad (5-33)$$

где

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

Коэффициент  $\mu$  (по опытным данным) равен:

$$\begin{aligned} \text{при } \beta = 63^\circ 20' & \quad \mu = 0,74; \\ \text{при } \beta = 45^\circ & \quad \mu = 0,84. \end{aligned}$$

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. О коэффициенте расхода при истечении из-под щита. — «Санитарная техника», 1957, № 6.

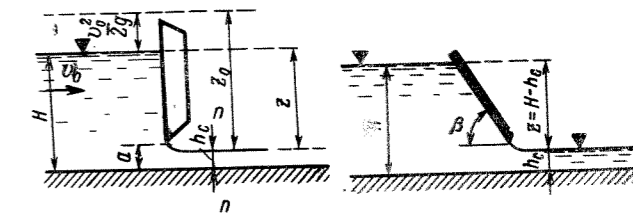


Рис. 5-13.

Рис. 5-14.

Значения коэффициента сжатия  $\epsilon$  и коэффициента расхода  $\mu = \epsilon\varphi$  (при коэффициенте скорости  $\varphi = 0,97$ ) в зависимости от угла  $\beta$  даны в табл. 5-6.

Таблица 5-6

Зависимость коэффициента сжатия струи  $\epsilon$  и коэффициента расхода  $\mu$  от угла  $\beta$

Коэффициенты	$\beta$ , град				
	0	30	70	90	110
$\epsilon$	1,0	0,80	0,65	0,61	0,588
$\mu$	0,97	0,78	0,63	0,59	0,57

Примечание. По предложению П. Г. Киселева скоростью подхода  $v_0$  можно пренебречь, если

$$v_0 \leq 0,885 \sqrt{2z}, \quad (5-34)$$

принимая

$$v_0 = \varphi \sqrt{2g(H - \epsilon a)}. \quad (5-35)$$

Погрешность, возникающая при этом, составляет около 2%.

Для донных отверстий, закрываемых криволинейными затворами с гладкой поверхностью, можно приближенно принять (рис. 5-15): для схемы рис. 5-15,а

$$\begin{aligned} \text{при } \beta = 45^\circ & \mu = 0,80 \div 0,85; \\ > \beta = 60^\circ & \mu = 0,85 \div 0,90; \\ > \beta = 90^\circ & \mu = 0,90 \div 0,95; \end{aligned}$$

для схемы рис. 5-15,б при  $a/r \leq 1,0$

$$\mu = 0,9.$$

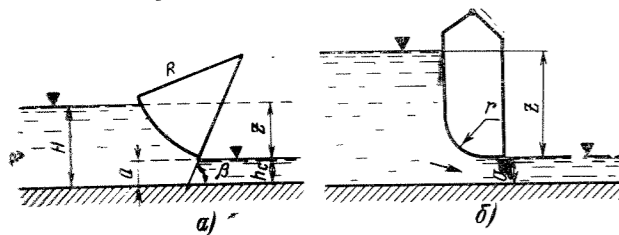


Рис. 5-15.

Коэффициент вертикального сжатия струи  $\epsilon = h_c/a$  при истечении из-под вертикального (криволинейного в плане) затвора (обращенного выпуклостью по течению) можно принимать<sup>1</sup>

$$\epsilon = \frac{\epsilon_{пл}}{1 + 1,05 \frac{a}{R}}, \quad (5-36)$$

где  $a$  — открытие затвора;  $R$  — радиус изгиба затвора в плане;  $\epsilon_{пл}$  — коэффициент вертикального сжатия струи при истечении из-под плоского (прямого в плане) затвора (см. табл. 5-5);  $h_c$  — глубина потока на расстоянии, равном величине открытия затвора  $a$ .

Пример. Определить расход воды  $Q$ , свободно вытекающей из-под затвора, если напор перед затвором  $H = 2$  м; открытие  $a = 0,70$  м; ширина отверстия  $b = 3,0$  м.

Решение. 1. Находим степень сжатия потока:

$$n = \frac{a}{H} = \frac{0,7}{2,0} = 0,35.$$

2. Определяем коэффициент сжатия струи по формуле (5-15) (см. также табл. 5-5):

$$\epsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1-n} = 0,57 + \frac{0,043}{1,1-0,35} = 0,627.$$

<sup>1</sup> Васильев О. Ф. — «ДАН СССР», 1956, т. 106, № 5.

3. При свободном (незатопленном) истечении определяем расход по формуле (5-32), принимая в первом приближении  $\varphi = 1$ :

$$\begin{aligned} Q &= \varphi \frac{\epsilon}{\sqrt{1+\epsilon n}} b a \sqrt{2gH} = \\ &= \frac{0,627}{\sqrt{1+0,627 \cdot 0,35}} \cdot 3 \cdot 0,70 \cdot 4,43 \sqrt{2} = 7,45 \text{ м}^3/\text{сек}. \end{aligned}$$

4. Для более точных расчетов необходимо определить скорость подхода

$$v_0 = \frac{Q}{bH} = \frac{7,45}{3 \cdot 2} = 1,24 \text{ м/сек}$$

и число Фруда для подходящего потока

$$Fr = \frac{v_0^2}{gH} = \frac{1,24^2}{9,81 \cdot 2} = 0,078,$$

а затем из табл. 5-4 находим, что этому числу Фруда соответствует коэффициент  $\varphi = 0,96$ .

5. Во втором приближении расход

$$Q' = 0,96Q = 0,96 \cdot 7,45 = 7,15 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

5-6. НАСАДКИ И КОРОТКИЕ ТРУБЫ (ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ В ТОЛСТОЙ СТЕНКЕ)

Расход определяется по общей для всех насадок и коротких труб формуле

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH}, \quad (5-37)$$

где  $\omega$  — площадь выходного отверстия;  $H$  — напор над центром тяжести выходного отверстия, или разность уровней верхнего и нижнего горизонтов воды при затопленном насадке;  $\mu$  — коэффициент расхода, отнесенный к выходному сечению.

Насадок внешний (наружный) цилиндрический

Длина насадка  $l$  при острой входной кромке должна быть  $l \geq 3d$ . При этом коэффициенты расхода, скорости, сжатия и сопротивления имеют следующие значения (в квадратичной области сопротивления):

$$\varphi = \mu = 0,82; \quad \epsilon = 1,0; \quad \zeta = 0,50.$$

Величина потерь энергии во внешнем цилиндрическом насадке составляет (в процентах от напора):

$$p = \frac{\zeta}{1+\zeta} 100 = \frac{0,5}{1+0,5} 100 = 33\%.$$

Таким образом, потери энергии в насадке значительно больше, чем при истечении из отверстий в тонкой стенке.

В насадке образуется вакуум. В сжатом сечении (сечение  $n-n$  на рис. 5-16) вакуум достигает своего наибольшего значения:

$$h_{\text{вак. макс}} = 0,75 \div 0,8H. \quad (5-38)$$

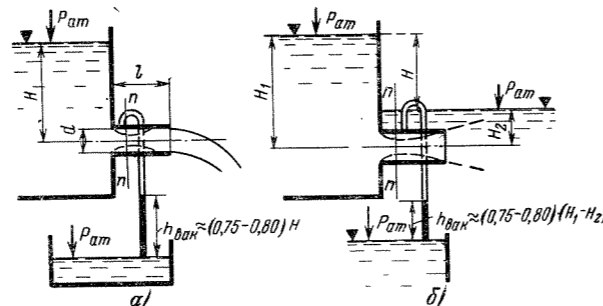


Рис. 5-16.

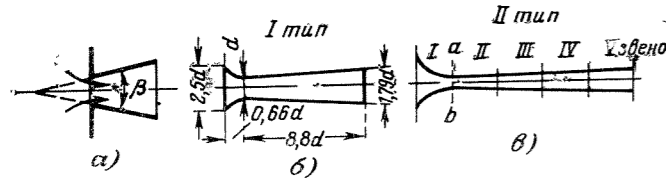
Таблица 5-7

Значения коэффициентов истечения для насадков (в квадратичной области сопротивления)

Наименование насадков и условия истечения	Коэффициенты			
	$\mu$	$\varphi$	$\epsilon$	$\zeta$
<b>Насадок цилиндрический</b>				
а) Острая входная кромка ( $l \geq 3d$ )	0,82	0,82	1,00	0,50
б) Плавный вход, входная кромка скругленная, в среднем	0,95	0,95	1,00	0,06
в) При наклоне оси насадка с острой входной кромкой к плоскости напорной грани под углом				
$\beta = 0^\circ$	0,82	—	—	—
$\beta = 10^\circ$	0,80	—	—	—
$\beta = 20^\circ$	0,78	—	—	—
$\beta = 30^\circ$	0,76	—	—	—
$\beta = 40^\circ$	0,75	—	—	—
$\beta = 50^\circ$	0,73	—	—	—
$\beta = 60^\circ$	0,72	—	—	—
г) При длине насадка $l \geq 3d$ (по В. Д. Журигу), если $l' = l/d$				
$l' = 1$	0,62	—	—	—
$l' = 3$	0,82	—	—	—
$l' = 5$	0,79	—	—	—
$l' = 10$	0,77	—	—	—
$l' = 25$	0,78	—	—	—
$l' = 50$	0,64	—	—	—
$l' = 75$	0,58	—	—	—
$l' = 100$	0,55	—	—	—
<b>Насадок внутренний цилиндрический</b>				
а) при $l > 3d$	0,71	0,71	1,00	1,00
б) при $l < 3d$	0,51	0,97	0,53	0,06
<b>Насадок, конически сходящийся</b>				
В среднем при угле конусности $\beta = 12 \div 15^\circ$	0,94	0,96	0,98	0,09
Зависимость $\mu$ и $\varphi$ от угла конусности $\beta$ представлена на графике б)				
<b>Насадок конический (по форме струи)</b>				
а) При очертании, указанном на чертеже	0,97	0,97	1,00	0,06
б) При ином, но сходном с предыдущим очертании, в зависимости от напора	0,959—0,994	0,959—0,994	1,00	От 0,08 до 0,01
<b>Насадок по типу наконечников пожарных рукавов</b>				
В зависимости от формы наконечника	0,97—0,99	—	—	—

Продолжение табл. 5-7

Наименование насадков и условия истечения	Коэффициенты			
	$\mu$	$\varphi$	$\epsilon$	$\zeta$
<b>Насадки, конически расходящиеся</b> а) При угле конусности 5—7° в среднем б) По типу I при $\beta = 5^\circ$ в) По типу II (I звено по циклоиде, II, III, IV и V — на конус, $\beta = 5^\circ$ )	0,45—0,50 0,483	0,45—0,50 0,483	1,00 1,00	3,94—3,00 3,3
Для различных условий конструирования насадка а) Насадок состоит из звена I б) Насадок состоит из звеньев I и II в) Насадок состоит из звеньев I, II и III г) Насадок состоит из звеньев I, II, III и IV д) Насадок состоит из звеньев I, II, III, IV и V	0,927—0,994 1,481—1,595 0,726—0,782 1,893—2,123 0,359—0,402 0,209—0,244 2,055—2,261 0,128—0,140	— — — — — — — —	— — — — — — — —	— — — — — — — —



Для различных условий конструирования насадка

Примечание. Первые цифры относятся к сечению а-а, а вторые к выходному сечению. Значения коэффициента  $\mu$  даны при длине звена 0,305 м, диаметре в сечении а-б  $d = 0,305$  м и  $d = 0,125$  м в выходном сечении звена V.

Предельный напор  $H_{пр}$  для истечения через насадок без нарушения сплошности в сжатом сечении равен:

$$H_{пр} = \frac{P_{ат}}{\gamma} \cdot (0,75 - 0,80) \quad (5-39)$$

Например, при нормальном барометрическом давлении (760 мм рт. ст.)  $H_{пр} = 13 \div 14$  м вод. ст.

На практике рекомендуется не допускать  $h_{вак} > 9$  м вод. ст.

Значения коэффициентов  $\mu$ ,  $\varphi$ ,  $\epsilon$  и  $\zeta$  для разных форм насадков указаны в табл. 5-7.

5-7. РАСЧЕТ ВОДОСПУСКА ПЛОТИНЫ

а) Водоспуск с постоянным по длине трубы диаметром (рис. 5-17).

Формулы расхода: при истечении в атмосферу (рис. 10-37)

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH_0} \quad (5-40)$$

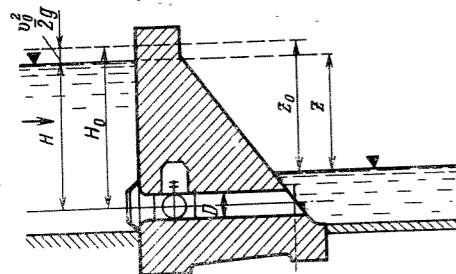


Рис. 5-17. Водоспуск с постоянным диаметром.

при истечении под уровень (без учета перепада восстановления см. § 10-17, что допустимо в случае значительного затопления отверстия и ширине нижнего бьефа  $B \gg D$ )

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gz_0} \quad (5-41)$$

Коэффициент расхода  $\mu$  определяется по формуле

$$\mu = \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta + \lambda l/D}} \quad (5-42)$$

где  $\Sigma \zeta$  — сумма коэффициентов всех местных сопротивлений.

Для затопленного водоспуска в формуле (5-42)  $\Sigma \zeta$  включает в себя все местные сопротивления, за исключением сопротивления при выходе, которое оценивается стоящей впереди единицей; таким образом, для этого случая сумма коэффициентов местных сопротивлений равна  $(1 + \Sigma \zeta)$ .

Для предварительных расчетов можно принять следующие значения коэффициентов сопротивлений.

Коэффициент местных сопротивлений  $\zeta$

1. Решетки при входе (если таковые предполагаются по проекту) <sup>1</sup>

$$\zeta'_{реш} = \zeta_{реш} \left( \frac{\omega}{\Omega} \right)^2 \cong 1,5 \left( \frac{\omega}{\Omega} \right)^2 \cong 1,5 \left( \frac{D}{D_1} \right)^4$$

где  $\omega = \pi D^2/4$  — площадь сечения водоспуска;  $\Omega$  — площадь во входной камере (рис. 5-17).

2. Входное отверстие (плавный вход)  $\zeta_{вх} = 0,05$ .

3. Затвор водоспуска в зависимости от его конструкции:  
 дисковый затвор при полном открытии  $\zeta = 0,10$ ;  
 при неизвестной конструкции затвора  $\zeta = 0,20$ .

<sup>1</sup> Точнее см. главу 4.

Коэффициент сопротивления по длине  $\lambda$

Для больших диаметров независимо от материала стенок трубы  $\lambda \approx 0,025$ . Для более точных расчетов и при большой длине  $L$  трубы коэффициент  $\lambda$  определяется по приведенным выше формулам (гл. 4).

Для очень приближенных ориентировочных расчетов при невыясненной схеме конструкций водоспуска, но плавном входе можно принять значение коэффициента  $\mu$  по графику рис. 5-18.

Задачи гидравлического расчета водоспуска

1. Определить расход  $Q$  при заданном диаметре трубы  $D$ , длине  $L$  и напоре  $H$ .

2. Определить напор  $H$  при заданном диаметре трубы  $D$ , длине  $L$  и расходе  $Q$ .

Эти две задачи решаются прямым вычислением искомой величины по основной формуле (5-40).

3. Определить диаметр водоспуска  $D$  при заданном расходе  $Q$ , напоре  $H$  и длине водоспускной трубы  $L$ .

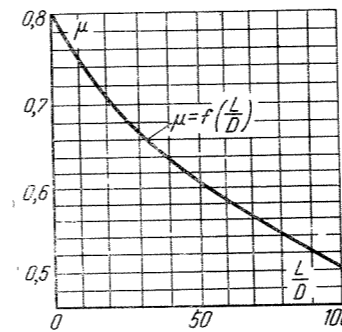


Рис. 5-18.

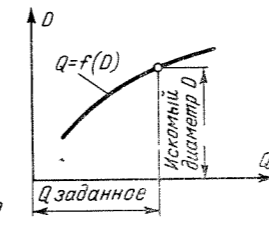


Рис. 5-19.

Задачу удобнее решать графическим способом, вычерчивая кривую  $Q = f(D)$  (рис. 5-19), вычисляя расходы  $Q_1, Q_2, Q_3 \dots$  для ряда произвольно выбранных значений диаметра  $D_1, D_2, D_3 \dots$

Для очень грубого, но быстрого определения диаметра при предварительных расчетах может служить график рис. 5-20.

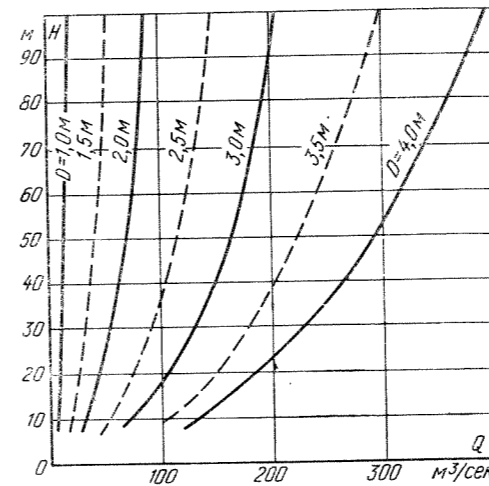


Рис. 5-20. График для определения расхода цилиндрического водоспуска.

б) Водоспуск с переменным по длине трубы диаметром (рис. 5-21)

Формулы расхода:

при истечении в атмосферу (рис. 10-37)

$$Q = \mu \omega_{вых} \sqrt{2gH_0} \quad (5-43)$$

при истечении под уровень (затопленный водоспуск при незначительном перепаде восстановления, § 10-17)

$$Q = \mu \omega_{вых} \sqrt{2gz_0} \quad (5-44)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода, равный:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta}} \quad (5-45)$$

$\omega_{вых}$  — площадь выходного сечения трубы, равная  $\pi D^2/4$ .

Если у входа устанавливается сороудерживающая решетка, а выходная часть трубы устраивается по типу расходящегося насадка, то

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{реш} \left( \frac{D_2}{D_1} \right)^4 + (\zeta_{вх} + \zeta_{затв}) \left( \frac{D_2}{D} \right)^4 + \zeta_{диф}}} \quad (5-46)$$

где  $D, D_1$  и  $D_2$  указаны на рис. 5-21.

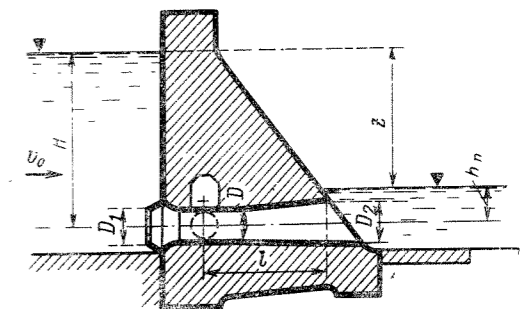


Рис. 5-21 Водоспуск переменного сечения.

Коэффициенты сопротивления  $\zeta$  имеют те же значения, что и для водоспуска с постоянным диаметром.

При ориентировочных расчетах можно принимать следующие значения коэффициента расхода  $\mu$  (в предположении плавных очертаний конструктивных элементов, водоспуска и угле расширения трубы  $\beta = 5 \div 6$ ):

$l/D$	20	30	40	50
$\mu$	0,32	0,17	0,10	0,07

При других  $l/D$  значения  $\mu$  см. на рис. 5-22.

Пример. Дано  $H_0 = 10$  м; диаметр горловины  $D_1 = 0,5$  м; диаметр выходного отверстия  $D_2 = 1$  м; длина расширяющейся части водоспуска  $l = 10$  м. Определить расход воды  $Q$ .

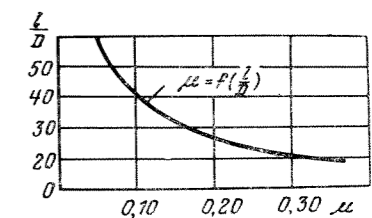


Рис. 5-22. График для определения приближенных значений коэффициента расхода  $\mu$  для водоспуска переменного сечения (угол расширения  $\beta = 5 \div 6^\circ$ ).

Принимаем (при  $l/D_1=20$ ) приближенно  $\mu=0,32$ , получим:

$$Q = 0,32 \cdot 0,785 \sqrt{2g \cdot 10} = 3,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

При тех же условиях расход цилиндрического водоспуска диаметром  $D=0,5$  м будет равен:

$$Q' \approx 0,71 \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \sqrt{2g \cdot 10} \approx 1,95 \text{ м}^3/\text{сек} < 3,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

На входном участке водоспуска, работающего как насадок, образуется вакуум, величина которого  $h_{\text{вак}} = p_{\text{вак}}/\gamma$  может быть определена при помощи уравнения Бернулли. Допустимая величина вакуума определяется специальным расчетом (см. § 10-19,в).

5-8. ОБРАЗОВАНИЕ ВОРОНОК ПРИ ИСТЕЧЕНИИ ИЗ ОТВЕРСТИЙ

Образование воронок при истечении через большие отверстия наиболее часто наблюдается при малых напорах и всегда при опорожнении резервуаров. Процесс истечения при этом оказывается сложным, связанным с вращением жидкости относительно осевой линии воронки. Интенсивность вращения может быть так велика, что воздушная полость (ядро) воронки пронизывает всю толщину жидкости, проникая в сливное отверстие (рис. 5-23). При этом уменьшается рабочая площадь отверстия и его пропускная способность.

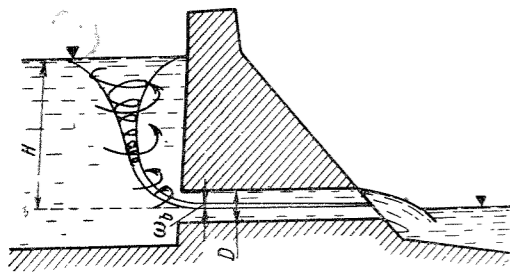


Рис. 5-23.

Явление воронкообразования в настоящее время изучено очень мало<sup>1</sup>. Приводим некоторые расчетные зависимости по данным В. И. Поликовского и Р. Г. Перельмана<sup>2</sup>.

Критический напор  $H_{\text{кр}}$ , при котором происходит прорыв воздушного ядра воронки в донное отверстие, можно определить по формуле Р. Г. Перельмана

$$H_{\text{кр}} = 0,5D \left( \frac{v_0}{\sqrt{gD}} \right)^{0,55} \quad (5-47)$$

где  $D$  — диаметр отверстия;  $v_0$  — средняя скорость истечения в сжатом сечении  $n-n$  (рис. 5-24), т. е. на расстоянии примерно  $0,5D$  ниже плоскости отверстия.

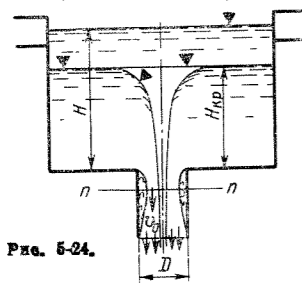


Рис. 5-24.

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д., Марголин М. Ш. Влияние вихревых воронок на коэффициент расхода при истечении жидкости из отверстий. — «Гидротехническое строительство», 1968, № 6.

<sup>2</sup> Полинковский В. И., Перельман Р. Г. Воронкообразование в жидкости с открытой поверхностью. М., Госэнергоиздат, 1959.

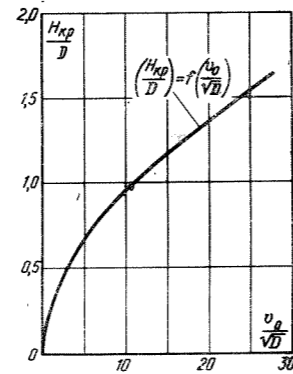


Рис. 5-25. График для определения критического напора (горизонтальные отверстия).

Для расчета по этой формуле удобно пользоваться графиком рис. 5-25. Вычисленный по формуле (5-47) критический напор характеризует истечение с неустойчивой воронкой. Устойчивая воронка возникает при напоре

$$H_{\text{кр}} \leq 0,36D \left( \frac{v_0}{\sqrt{gD}} \right)^{0,67} \quad (5-48)$$

При известных скорости  $v_0$  и диаметре отверстия  $D$ , можно, вычислив отношение  $v_0/\sqrt{gD}$ , найти по графику отношение  $H_{\text{кр}}/D$ . Если окажется, что напор  $H < H_{\text{кр}}$ , то воздушная воронка прорвется в отверстие.

Пример. Диаметр донного отверстия  $D=1$  м, а расход воды  $Q=3$  м<sup>3</sup>/сек. Определить, при каком напоре  $H_{\text{кр}}$  произойдет прорыв воздуха в отверстие и возможен ли прорыв при заданном расходе, если истечение происходит непосредственно в атмосферу.

Решение. 1. Определяем скорость истечения в сжатом сечении  $n-n$  (рис. 5-24):

$$v_0 = \frac{Q}{\omega_c} = \frac{Q}{\epsilon \frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4 \cdot 3}{0,64 \pi \cdot 1^2} = 6 \text{ м/сек.}$$

2. Находим критический напор:

$$H_{\text{кр}} = 0,5D \left( \frac{v_0}{\sqrt{gD}} \right)^{0,55} = 0,5 \cdot 1 \left( \frac{6}{\sqrt{9,81 \cdot 1}} \right)^{0,55} = 0,72 \text{ м.}$$

3. Определяем далее напор, необходимый для пропуска через отверстие заданного расхода  $Q=3$  м<sup>3</sup>/сек:

$$H = \frac{Q^2}{\mu^2 \omega^2 2g} = \frac{3^2}{(0,62 \cdot 0,785)^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 1,92 \text{ м} > 0,72 \text{ м.}$$

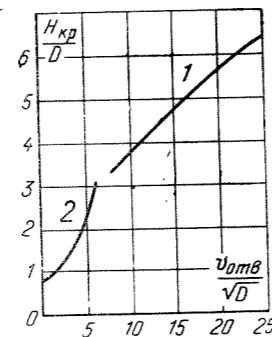


Рис. 5-26. График для определения критического напора (вертикальные отверстия).

Таким образом,  $H > H_{\text{кр}}$ ; действительный напор  $H$  больше  $H_{\text{кр}}$  и прорыва воронки в отверстие не произойдет. Отверстие заглублено в достаточной мере.

Если отверстие расположено в вертикальной стенке в непосредственной близости к дну, то проверка возможности прорыва воздушной воронки в отверстие производится аналогично предыдущему случаю, но с использованием графика на рис. 5-26. В том же случае, если отверстие расположено далеко от дна, расчет производится аналогично расчету донного отверстия, по графику на рис. 5-25.

При истечении из-под гидротехнических затворов возможно образование воронок в углах между затвором и бычками (рис. 5-27)\*. Наиболее интенсивные воронки образуются при коротких бычках, длина которых не превышает 0,5—0,8 ширины пролета.

При длинных бычках интенсивных воронок не возникает; воронки образуются при этом лишь перед затвором.

Возникнув первоначально на расстоянии  $l=0,2h$  от верховой грани затвора, воронка перемещается вверх по течению; расстояние вертикальной оси устойчивой воронки от затвора составляет  $l=0,8 \pm 0,85h$  ( $h$  — глубина погружения нижней кромки затвора под уровень свободной поверхности).

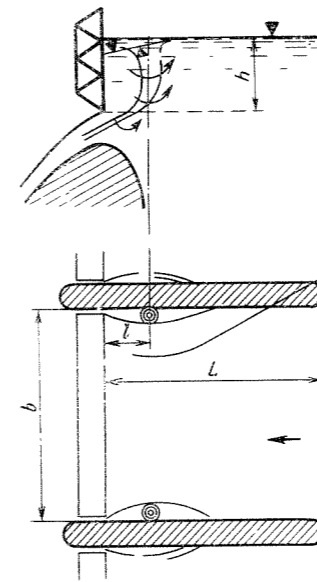


Рис. 5-27.

\* Исаакян С. М. — «Известия АН Армянской ССР», 1955, т. 8, № 2.

ВОДОСЛИВЫ

6-1. ОБОЗНАЧЕНИЯ И ОСНОВНАЯ РАСЧЕТНАЯ ФОРМУЛА

$H$  и  $z$  — напор и перепад на водосливе;  
 $H_0$  и  $z_0$  — напор и перепад на водосливе с учетом скорости подхода:

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad \text{и} \quad z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g};$$

$v_0$  — скорость подхода, определяется как средняя скорость перед сооружением, т. е. по формуле  $v_0 = Q/\omega$ , где  $\omega$  — площадь живого сечения всего потока (в сечении А—А, рис. 6-1);  
 $p_v$  и  $p_n$  — высота водосливной стенки со стороны верхнего и нижнего бьефов;  
 $b$  — ширина водослива (длина его порога).

Водосливы делятся на три основных типа:

- 1) водослив с острым гребнем;
- 2) водослив практического профиля (водосливные стенки) с различной формой поперечного сечения;
- 3) водослив с широким порогом.

Каждый водослив в зависимости от очертания в плане и расположения относительно подводящего русла может быть прямолинейным или криволинейным (в частности, кольцевым); прямым, перпендикулярным к подводящему руслу; косым, т. е. расположенным под углом к этому руслу, или боковым. Кроме того, в зависимости от формы отверстия каждый водослив может быть прямоугольным, трапециевидным, треугольным и криволинейной формы (в частности, параболической).

Основная формула для расчета водосливов всех типов имеет вид:

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (6-1)$$

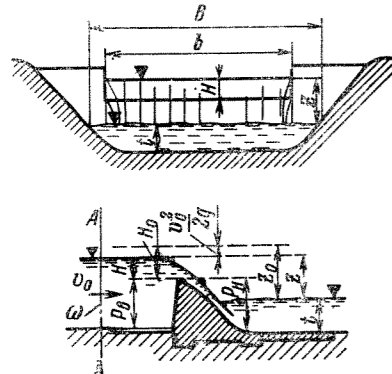


Рис. 6-1.

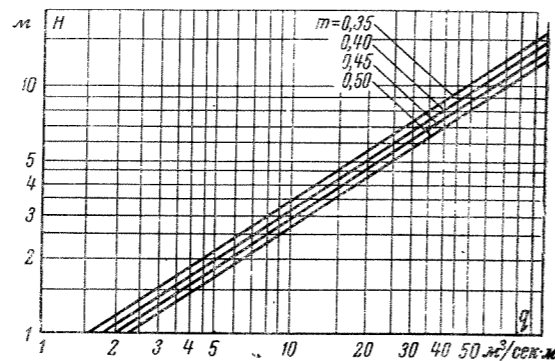


Рис. 6-2. График для определения расхода  $q = Q/b = m \sqrt{2g} H^{3/2}$ .

или

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (6-2)$$

где  $m$  — безразмерный коэффициент расхода, различный для разных типов водосливов и для различных условий их работы.

На величину расхода  $Q$  оказывают существенное влияние скорость подхода, боковое сжатие и подтопление с нижнего бьефа. Водослив называется неподтопленным, если низкие уровни свободной поверхности воды нижнего бьефа не оказывают влияния на истечение. В формуле (6-1) влияние скорости подхода  $v_0$  учитывается величиной  $H_0$ .

Для предварительных расчетов могут быть приняты следующие значения коэффициента  $m$  для неподтопленных водосливов:

- водослив с острым гребнем  $m=0,42$ ;
- водослив безвакуумный практического профиля  $m=0,45$ ;
- водослив вакуумный практического профиля  $m=0,50$ ;
- водослив с широким порогом  $m=0,35$ .

Уточненные значения коэффициента  $m$  указаны ниже для каждого типа водослива в отдельности.

Величина удельного расхода, приходящегося на 1 м длины порога водослива, рассчитанная по формуле

$$q = \frac{Q}{b} = m \sqrt{2g} H^{3/2}$$

для различных  $m$ , приведена на рис. 6-2 и в табл. 6-1.

Таблица 6-1

Удельный расход (на 1 м длины) водослива при различных напорах  $H$  и различных коэффициентах расхода

$$q = \frac{Q}{b} = m \sqrt{2g} H^{3/2}, \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$$

H, м	m			
	0,35	0,40	0,45	0,50
0,10	0,049	0,056	0,063	0,070
0,20	0,139	0,158	0,178	0,198
0,30	0,255	0,291	0,328	0,364
0,40	0,395	0,452	0,508	0,565
0,50	0,549	0,628	0,706	0,785
0,60	0,721	0,824	0,927	1,030
0,70	0,906	1,060	1,165	1,295
0,80	1,109	1,268	1,426	1,585
0,90	1,323	1,512	1,701	1,840
1,00	1,550	1,772	1,993	2,215
1,10	1,778	2,044	2,299	2,555
1,30	2,296	2,624	2,952	3,280
1,50	2,849	3,256	3,663	4,070
1,70	3,457	3,928	4,419	4,910
2,00	4,382	5,008	5,634	6,230
2,50	6,127	7,005	7,878	8,756
3,00	8,053	9,273	10,36	11,51
3,50	10,15	11,60	13,25	14,50
4,00	12,40	14,18	15,94	17,72
5,00	17,33	19,81	22,28	24,76
6,00	22,78	26,05	29,30	32,56
7,00	28,71	32,82	36,91	41,02
8,00	35,08	40,10	45,10	50,13
9,00	41,85	47,84	53,79	59,81
10,00	49,01	56,03	63,02	70,04

Примечания: 1. Для определения расхода водослива  $Q$  при заданной его ширине  $b$  табличные значения надо умножить на  $b$ . Например, при  $b = 15$  м,  $m = 0,40$ ,  $H = 2,5$  м находим  $Q = 7,005 \times 15 = 105,07$  м<sup>3</sup>/сек.

2. Для определения  $q$  при других значениях коэффициента расхода  $m$  табличные значения  $q$  надо умножить на отношение  $m_{задан}/m_{табл}$ . Например, определить  $q$  при  $m=0,38$  и при  $H=2,5$  м.

$$\text{Находим } q = q_{табл} \frac{m_{задан}}{m_{табл}} = 7,005 \frac{0,38}{0,40} = 6,66 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}.$$

6-2. ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ СТРУИ

Свободная струя образуется при подаче воздуха под струю, т. е.  $p = p_{ат}$  (рис. 6-3,а).

Отжатая и подтопленная струи образуются в том случае, если пространство под струей не сообщается с атмосферой. Струя увлекает (отсасывает) воздух и создает вакуум, так что давление под струей  $p < p_{ат}$  (рис. 6-3,б и в).

Прилившая струя образуется в особых случаях, например при постепенном нарастании напора от нуля и при отсутствии доступа воздуха под струю (рис. 6-3,г).

Устойчивость этих форм струи различна. Наименьшей устойчивостью обладает «прилившая струя», которая в случае ее отрыва от водосливной стенки переходит в «отжатую» и не возвращается в начальное положение. Наиболее устойчивой является свободная при обеспеченной подаче воздуха под струю.

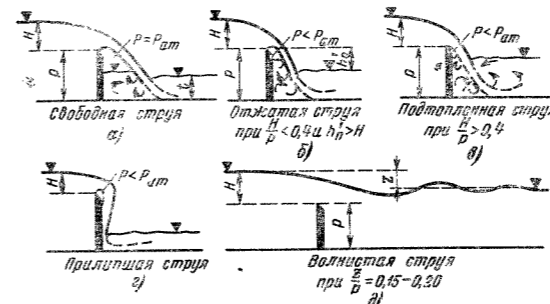


Рис. 6-3.

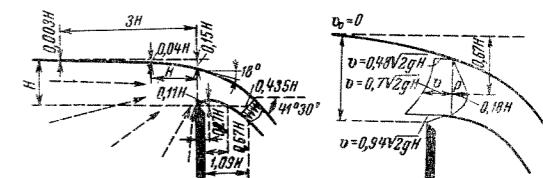


Рис. 6-4.

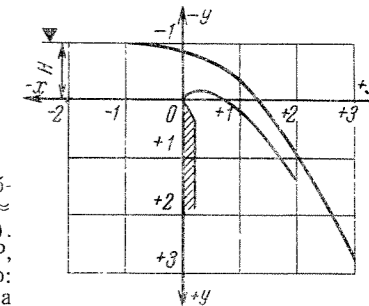


Рис. 6-5.

Волнистая струя образуется при  $z/p \approx 0,15 \div 0,20$  (рис. 6-3,д). По ТУиН МЭС СССР, 1951 г. принимается, что: при  $z/p \approx 0,15$  всегда устанавливается так называемый «поверхностный режим»;

при  $z/p > 0,30$  всегда устанавливается «донный режим», при котором «волнистая струя» уже никогда не образуется;

при  $0,15 < z/p < 0,30$  движение становится неустойчивым и в таком случае возможен как поверхностный режим с волнистой струей, так и донный режим.

Форма свободной струи, распределение скоростей и давлений в сжатом сечении указаны на рис. 6-4.

Для построения профиля свободной струи в табл. 6-2 приведены значения координат  $x$  и  $y$  верхней и нижней ее поверхностей при напоре, равном  $H=1$  (рис. 6-5).

Таблица 6-2

Значения координат  $x$  и  $y$  для построения профиля свободной струи (при  $H=1$ ) по ТУиН МЭС СССР, 1951 г.

x	y		x	y	
	Нижняя поверхность струи	Верхняя поверхность струи		Нижняя поверхность струи	Верхняя поверхность струи
-3,00	—	-0,997	0,70	+0,009	-0,569
-2,00	—	-0,987	0,75	0,035	-0,538
-1,50	—	-0,980	0,80	0,063	-0,506
-1,00	—	-0,963	0,85	0,094	-0,472
-0,75	—	-0,951	0,90	0,129	-0,436
-0,50	—	-0,932	0,95	0,165	-0,398
-0,25	—	-0,896	1,00	0,202	-0,357
-0,00	-0,000	-0,851	1,10	0,290	-0,27
+0,05	-0,059	-0,839	1,20	0,38	-0,18
0,10	-0,085	-0,826	1,30	0,47	-0,08
0,15	-0,101	-0,811	1,40	0,58	+0,03
0,20	-0,109	-0,795	1,50	0,69	0,14
0,25	-0,112	-0,779	1,60	0,82	0,27
0,30	-0,111	-0,762	1,70	0,95	0,41
0,35	-0,106	-0,744	1,80	1,09	0,55
0,40	-0,097	-0,724	1,90	1,25	0,70
0,45	-0,085	-0,703	2,00	1,41	0,87
0,50	-0,071	-0,680	2,25	1,84	1,30
0,55	-0,054	-0,654	2,50	2,34	1,80
0,60	-0,035	-0,627	2,75	2,86	2,32
0,65	-0,013	-0,599	3,00	3,40	2,86

Примечание. Координаты даны для напора  $H=1$  (в любых единицах измерения). Для построения профиля свободной струи при другом напоре все числа таблицы надо умножить на величину этого напора.

6-3. ВОДОСЛИВ С ТОНКОЙ СТЕНКОЙ (С ОСТРЫМ ГРЕБНЕМ)

Расчетной формулой является формула (6-2)

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

а) неподтопленный водослив

Для неподтопленного водослива без бокового сжатия при свободной струе и пренебрежимо малой скорости подхода по данным опыта коэффициент расхода определяется по формуле Базена с поправкой Эгли

$$m = m_0 = 0,405 + \frac{0,0027}{H} \quad (6-3)$$

или по ТУиН МЭС СССР, 1951 г. при условии  $H \geq 0,10$  м и  $H \leq 2p$ :

$$m = m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{p_n} \quad (6-3a)$$

где  $H$  — напор, м;  $p_n$  — высота водосливной стенки, м. При наличии заметной скорости подхода коэффициент расхода увеличивается и его можно определить по формуле Базена:

$$m = m_0 m_1 = \left( 0,405 + \frac{0,027}{H} \right) \left( 1 + 0,55 \frac{H^2}{(H+p)^2} \right) \quad (6-3б)$$

где, следовательно, коэффициент

$$m_1 = 1 + 0,55 \frac{H^2}{(H+p)^2}$$

Таким образом, влияние скорости подхода учитывает дополнительный коэффициент  $m_1$ .

Числовые значения коэффициента расхода, определенные по формуле (6-3б), даны в табл. 6-3.

Таблица 6-3

Значения коэффициента расхода  $m$  для неподтопленного водослива с тонкой стенкой без бокового сжатия, полученные по формуле (6-3б)

Напор $H$ , м	Высота водосливной стенки $p$ , м					
	0,2	0,3	0,5	0,8	1,5	$\infty$
0,05	0,469	0,464	0,461	0,460	0,459	0,459
0,06	0,463	0,457	0,453	0,451	0,450	0,450
0,08	0,458	0,449	0,443	0,441	0,439	0,439
0,10	0,458	0,447	0,439	0,435	0,433	0,432
0,12	0,461	0,447	0,436	0,432	0,429	0,428
0,14	0,464	0,448	0,436	0,430	0,426	0,424
0,18	0,472	0,453	0,436	0,428	0,423	0,420
0,22	0,480	0,459	0,439	0,428	0,421	0,417
0,26	0,488	0,467	0,442	0,429	0,420	0,415
0,30	0,496	0,471	0,446	0,431	0,420	0,414
0,40	—	0,486	0,457	0,437	0,422	0,412
0,50	—	0,499	0,467	0,444	0,425	0,410
0,70	—	—	0,485	0,453	0,432	0,409

При наличии бокового сжатия коэффициент расхода можно определять по формуле

$$m = m'_0 m'_1 = \left[ 0,405 + \frac{0,0027}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right] \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{b}{B} \right)^2 \left( \frac{H}{H+p_0} \right)^2 \right] \quad (6-4)$$

При определении коэффициента расхода по формуле (6-4) учитывается одновременно как влияние бокового сжатия, так и влияние скорости подхода, где  $b$  — ширина всех работающих отверстий.

б) подтопленный водослив

Водослив становится подтопленным при условиях: 1) уровень нижнего бьефа расположен выше порога водослива, т. е. перепад  $z$  меньше напора  $H$ :

$$z < H;$$

2) сопряжение падающей с водослива струи с нижним бьефом происходит при затопленном прыжке. В этом случае относительный перепад  $(z/p_n)$  должен быть меньше его критического значения  $(z/p_n)_{кр}$ :

$$z/p_n < (z/p_n)_{кр}$$

Критическое значение относительного перепада  $(z/p_n)$  зависит от коэффициента расхода  $m_0$  и величины относительного напора  $H/p_n$ . Значения  $(z/p_n)_{кр}$  приведены в табл. 6-4.

Таблица 6-4

Критическое значение относительного перепада  $(z/p_n)_{кр} = f(H/p_n)$

$m_0$	$H/p_n$								
	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

Для предварительных определений можно считать в среднем  $(z/p_n)_{кр} \approx 0,75$ .

Коэффициент расхода для затопленного водослива с острым ребром обычно определяют по формуле Базена

$$m = m' \cdot 1,05 \left( 1 + 0,2 \frac{h_n}{p_n} \right) \sqrt{\frac{z}{H}} = m' \sigma_n \quad (6-5)$$

где  $h_n$  — глубина подтопления (рис. 6-6);  $p_n$  — высота водосливной стенки;  $H$  и  $z$  — напор и перепад на водосливе;  $m'$  — коэффициент, определяемый по формуле (6-3a) или при наличии бокового сжатия соответственно по формуле (6-4);  $\sigma_n$  — коэффициент подтопления.

Числовые значения коэффициента подтопления

$$\sigma_n = 1,05 \left( 1 + 0,2 \frac{h_n}{p_n} \right) \sqrt{\frac{z}{p_n}}$$

даны в табл. 6-5.

Таблица 6-5

Значения коэффициента  $\sigma_n$  для учета подтопления водослива с тонкой стенкой в зависимости от относительной глубины подтопления  $(h_n/p_n)$  и относительного перепада  $z/p_n$

$z/p_n$	$(h_n/p_n)$								
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70	1
0,05	1,05	0,84	0,74	0,68	0,64	0,58	0,52	0,48	0,45
0,10	1,05	0,93	0,85	0,80	0,76	0,70	0,64	0,60	0,57
0,20	1,05	0,98	0,94	0,90	0,87	0,82	0,76	0,72	0,69
0,40	1,05	1,02	0,99	0,97	0,95	0,92	0,88	0,85	0,83
0,70	1,05	1,04	1,02	1,01	1,00	0,99	0,96	0,95	0,94

По ТУиН МЭС СССР, 1951 г. формула (6-5) применима при условии  $1,90 > H/p > 0,15$  и  $1,6 \geq h_n/p > 0$ .

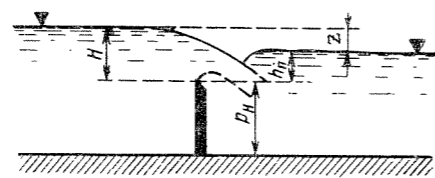


Рис. 6-6.

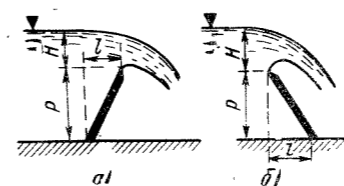


Рис. 6-7.

Наклон водосливной стенки увеличивает коэффициент расхода при наклоне по течению (рис. 6-7,а) и уменьшает при наклоне против течения (рис. 6-7,б). Коэффициент расхода  $m_{накл} = km$ , где  $m$  — основной коэффициент расхода, определяемый по формулам (6-3) и (6-4) и др., а  $k$  — поправочный множитель для учета влияния наклона стенки. Значения  $k$  даны в табл. 6-6.

Таблица 6-6

Значения множителя  $k = m_{накл}/m$  в зависимости от  $l/p$  (ТУиН МЭС СССР, 1951 г.)

Направление наклона стенки	$l/p$					
	1/3	2/3	1/1	2/1	4/1	5/1
Наклон по течению (рис. 6-7,а)	1,05	1,09	1,11	1,13	1,10	1,09
Наклон против течения (рис. 6-7,б)	0,96	0,93	0,91	—	—	—

6-4. ВОДОСЛИВЫ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

а) основные зависимости

Водосливы практического профиля можно разделить на две группы.

I группа — водосливы криволинейные: а) безвакуумные и б) вакуумные;

II группа — водосливы полигональные. Расчетная формула

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (6-6)$$

где  $H_0 = H + v_0^2/2g$ , а  $v_0$  — скорость подхода.

Коэффициент расхода самым существенным образом зависит от формы профиля водосливной стенки и колеблется в широких пределах от  $m=0,30$  до  $m \approx 0,57$  (значения  $m$  для некоторых наиболее часто встречающихся профилей см. ниже). Для каждого профиля коэффициент расхода зависит от напора, т. е.  $m=f(H)$ . Наибольшую пропускную способность и соответственно наибольший коэффициент расхода имеют водосливы с вакуумным криволинейным профилем. Коэффициент расхода у них достигает величины  $m \approx 0,57$ . Среди безвакуумных криволинейных профилей большое практическое значение имеет профиль, построенный по форме свободной струи, но несколько расширенный для обеспечения безотрывности обтекания водосливной стенки (рис. 6-8). Коэффициент расхода такого профиля достигает величины  $m=0,49$ .

Примечание. Этот коэффициент  $m=0,49$  определяется по коэффициенту расхода  $m_0$  для водослива с острым гребнем при замене расчетного напора  $H_1$  (водослива с острым порогом) на расчетный напор  $H_2$  (водослива с криволинейным профилем). Так как  $H_2=0,89H_1$  (рис. 6-8а), а по Базену  $m_0=0,405+0,003/H \approx 0,41$  (при  $H=1$  м), то далее получим:

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H_1^{3/2} = m b \sqrt{2g} H_2^{3/2}$$

В формуле (6-6) и далее коэффициент  $m$  учитывает только форму профиля водослива.

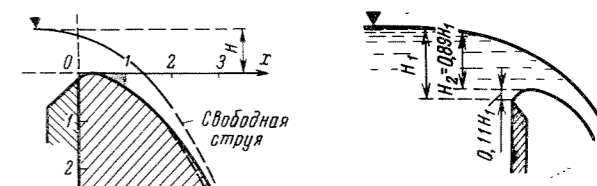


Рис. 6-8а.

Рис. 6-8.

откуда

$$m = m_0 \left( \frac{H_1}{H_2} \right)^{3/2} = m_0 \left( \frac{H_1}{0,89H_1} \right)^{3/2}$$

и, следовательно,

$$m = \frac{0,41}{(0,89)^{3/2}} \approx 0,49.$$

Влияние скорости подхода при расчете водослива практического профиля по основной расчетной формуле (6-6) учитывается членом  $H_0^{3/2}$ . По ТУиН МЭС СССР, 1951 г. расчет с учетом скорости подхода рекомендуется производить по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (6-7)$$

где коэффициент  $m_0$  определяется по специальному графику на рис. 6-9 в зависимости от коэффициента  $m$ , соответствующего данному расчетному профилю, и от коэффициента  $v_b = \frac{H}{H+p_n}$ .

Вместо формулы (6-6) иногда удобно пользоваться формулой

$$Q = m_0 \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{H}{H+p_n} \right)^2 \right] b \times \sqrt{2g} H^{3/2} = m_0 m_b b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (6-8)$$

причем получаемый результат оказывается почти тот же, что и по формуле (6-6).

По ТУиН МЭС СССР, 1951 г. скоростью подхода можно пренебречь, если  $\Omega_{в.б} > 4BH$ , где  $\Omega_{в.б}$  — площадь поперечного сечения верхнего бьефа;  $B=\Sigma b$  — ширина водосливного фронта и  $H$  — напор на водосливе.

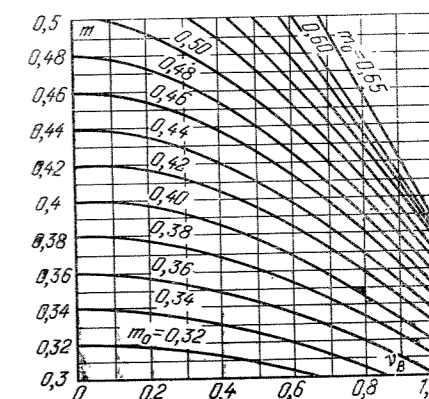


Рис. 6-9.



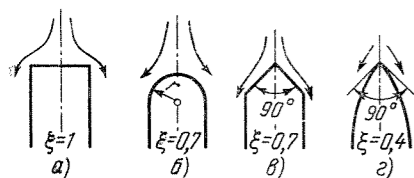


Рис. 6-10.

По предложению Киселева П. Г. скоростью подхода можно пренебречь при  $v_0 < 0,75 \div 1,00$  м/сек или если  $v_0 < v'_0$ , где  $v'_0 = 0,361 \sqrt{H}$ , м/сек, (6-9)

что соответствует точности вычислений примерно 1—2%. Значения  $v'$  указаны в табл. 6-7.

Таблица 6-7

Значения  $v'_0 = 0,361 \sqrt{H}$  в зависимости от величины напора  $H$  на водосливе:

$H, м$	$v'_0, м/сек$	$H, м$	$v'_0, м/сек$	$H, м$	$v'_0, м/сек$
1	0,361	4	0,723	7	0,995
2	0,510	5	0,810	8	1,020
3	0,625	6	0,815	9	1,085
				10	1,142

Влияние бокового сжатия учитывается введением в основную расчетную формулу водослива (6-6) коэффициента сжатия  $\epsilon$ :

$$Q = m\epsilon b \sqrt{2g} H_0^{3/2}; \quad (6-10)$$

$$Q = m\epsilon_0 b \sqrt{2g} H_0^{3/2}; \quad (6-10')$$

где  $\epsilon$  — коэффициент бокового сжатия, зависящий от условий входа;  $\epsilon_0 = \epsilon b$  — так называемая «эффективная» ширина водослива.

Коэффициент сжатия  $\epsilon$  определяется по формуле Френсиса — Кригера

$$\epsilon = 1 - 0,1n\xi \frac{H_0}{b}, \quad (6-11)$$

где  $\xi$  — коэффициент формы береговых устоев водослива при входе или формы оголовков быков;  $n$  — число боковых сжатий.

По данным Н. Н. Павловского формула (6-11) применима при  $H_0/b \leq 1,0$ . Целесообразно ограничить применение формулы Френсиса (6-11) условием  $H_0/b \leq 1/3$ .

А. Р. Березинский на основании своих исследований отмечает, что формула (6-11) в некоторых практически важных случаях дает существенное преувеличение влияния сжатия на величину расхода и предлагает учитывать влияние бокового сжатия коэффициентом расхода водослива, определяемым по формуле

$$m = m_0 K, \quad (6-12)$$

где  $m_0$  — коэффициент расхода, зависящий от профиля водосливной стенки; коэффициент  $K$  учитывает как влияние сжатия потока при проходе через сооружение, так и геометрическую характеристику водосливного отверстия  $p/H$ .

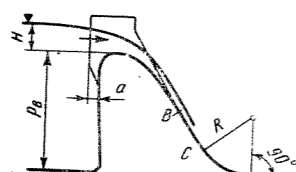


Рис. 6-11.

Коэффициент  $K$  вычисляется по формуле

$$K = 1 - \frac{0,10}{\sqrt[3]{0,2 + \frac{p}{H}}} \sqrt[4]{\frac{l}{B}} \left(1 - \frac{l}{B}\right), \quad (6-13)$$

где  $p, H, l$  и  $B$  — соответственно высота порога, напор на водосливе, длина порога и ширина потока в верхнем бьефе:

при  $l/B < 0,2$  принимается  $l/B = 0,2$ ;

при  $p/H > 3,0$  принимается  $p/H = 3,0$ .

Таким образом, наименьшее значение коэффициента  $K$  соответствует  $p/H = 0$  и  $l/B = 0,2$ . Тогда  $K_{мин} = 0,91$ .

Если водосливный фронт разделен на  $n$  отверстий при ширине промежуточных бычков равной  $d$ , то отношение

$$\frac{l}{B} = \frac{l}{l+d}.$$

Для всего водосливного фронта можно в среднем принять

$$K_{ср} = \frac{K(n-2) + 2K_0}{n}, \quad (6-13')$$

где  $K$  — значение коэффициента для промежуточных отверстий;  $K_0$  — то же для крайних отверстий и  $n$  — число отверстий.

По ТУиН МЭС СССР, 1951 г. коэффициент бокового сжатия при наличии одного пролета определяется по формуле

$$\epsilon = 1 - 0,2\xi \frac{H_0}{b}, \quad (6-14)$$

где  $\xi$  — коэффициент формы боковых устоев (принимается согласно рис. 6-10).

Если водослив состоит из  $n$  отдельных пролетов шириной  $b$  каждый, разделенных промежуточными быками одинаковой толщины  $d$ , то при ширине верхнего бьефа

$$B > n(b+d)$$

$$\frac{h_{п}}{H_0} \leq (0,85 \div 0,90)$$

коэффициент бокового сжатия  $\epsilon$  определяется по формуле

$$\epsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi + (n+1)\xi_0}{n} \frac{H_0}{b}, \quad (6-14')$$

где коэффициент  $\xi_0$  в зависимости от расположения быка в плане, т. е. от величины  $a$  (рис. 6-11), и в зависимости от формы его верхней грани принимается по табл. 6-8 и 6-9.

Таблица 6-8

Значение коэффициента  $\xi$  в формуле (6-14') при  $h_{п}/H_0 < 0,75$  (по данным А. С. Офицера)

Очертание головки быка	$a/H_0$		
	1	0,5	0
Прямоугольное (рис. 6-10, а)	0,20	0,40	0,80
Круглое (рис. 6-10, б, в)	0,15	0,30	0,45
Застрашенное (рис. 6-10, г)	0,10	0,15	0,25

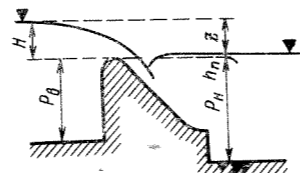


Рис. 6-12.

Таблица 6-9

Значения коэффициента  $\xi_0$  в формуле (6-14') при  $h_{п}/H_0 > 0,75$  (по данным А. С. Офицера)

Очертание в плане верхового и низового оголовка быка	$h_{п}/H_0$				
	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
Верховой и низовой оголовки прямоугольные (рис. 6-10, а)	0,80	0,86	0,92	0,98	1,0
Верховой и низовой оголовки круглые (рис. 6-10, б, в)	0,45	0,51	0,57	0,63	0,69
Верховой и низовой оголовки заостренные (рис. 6-10, г)	0,25	0,32	0,39	0,46	0,53

Примечание. В данном случае величина расхода зависит от очертания как верхового, так и низового оголовков быка.

Влияние подтопления<sup>1</sup> на пропускную способность водослива практического профиля зависит от типа водосливной стенки.

Для безвакуумных водослизов криволинейного очертания условия подтопления те же, что и для водослива в тонкой стенке, т. е. водослив подтоплен, если

1)  $z < H$  (рис. 6-12);

2) сопряжение с нижним бьефом происходит при затопленном прыжке. Проверка этого условия может производиться по соотношению

$$(z/p_{п}) < (z/p_{п})_{кр};$$

критическое значение относительного перепада  $(z/p_{п})_{кр}$  приведено на графике рис. 6-13.

Расход подтопленного водослива определяется по формуле

$$Q = m\sigma_{п} b \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \quad (6-15)$$

<sup>1</sup> Подробнее об условиях отгона и затопления прыжка см. в гл. 9 «Неравномерное движение жидкости в открытых руслах» и гл. 10 «Гидравлика сооружений».

Числовые значения коэффициента подтопления для безвакуумного профиля указаны по Н. Н. Павловскому в табл. 6-10 и по ТУиН МЭС СССР, 1951 г. в табл. 6-11, а также на графике рис. 6-14.

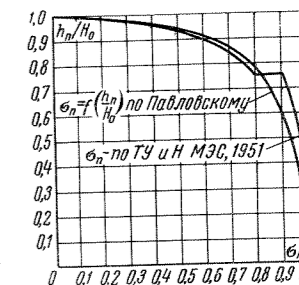


Рис. 6-14. График для определения коэффициента подтопления  $\sigma_{п} = f(h_{п}/H_0)$ .

Таблица 6-10

Значения коэффициента подтопления  $\sigma_{п}$  для безвакуумных водослизов практического профиля (по данным Н. Н. Павловского)

$h_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$	$h_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$	$h_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$
0,00	1,000	0,35	0,963	0,70	0,856
0,05	0,996	0,40	0,956	0,75	0,821
0,10	0,991	0,45	0,948	0,80	0,778
0,15	0,986	0,50	0,937	0,85	0,709
0,20	0,981	0,55	0,923	0,90	0,621
0,25	0,976	0,60	0,907	0,95	0,438
0,30	0,970	0,65	0,886	1,00	0,000

Таблица 6-11

Значения коэффициента подтопления  $\sigma_{п}$  для безвакуумных водослизов практического профиля (по ТУи МЭС СССР, 1951 г.)

$h_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$	$h_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$	$h_{п}/H_0$	$\sigma_{п}$
0,00	1,000	0,35	0,988	0,70	0,933
0,05	0,999	0,40	0,983	0,75	0,910—0,800
0,10	0,998	0,45	0,978	0,80	0,760
0,15	0,997	0,50	0,972	0,85	0,700
0,20	0,996	0,55	0,965	0,90	0,590
0,25	0,994	0,60	0,957	0,95	0,410
0,30	0,991	0,65	0,947	1,00	0,000

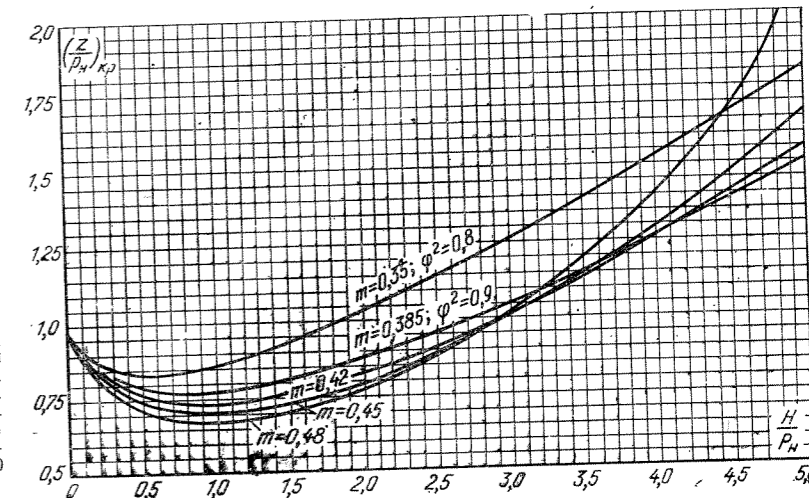


Рис. 6-13. График для определения критического значения относительного перепада  $(z/p_{п})_{кр} = f(h_{п}/H_0)$ . Кривые с коэффициентами  $m = 0,42; 0,45; 0,48$  относятся к случаю истечения через водослив с тонкой стенкой и практических профилей; при их вычислении принято  $\phi = 0,95$ . Кривые с коэффициентами  $m = 0,35; 0,385$  относятся к случаю истечения через водослив с широким порогом при  $\phi = 0,90$  и  $0,95$ .

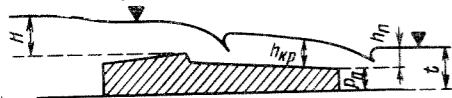


Рис. 6-15.

Для вакуумных водосливов с круговым и эллиптическими оголовками по исследованиям ВОДГЕО (А. Н. Ахутин и Н. П. Розанов) указанное выше первое условие подтопления изменяется, и водослив становится подтопленным при  $z \leq 1,15H$ ; второе условие остается то же, что и для безвакуумных водосливов.

Для полигональных водосливов, по форме близких к водосливу с широким порогом (например рис. 6-15), условие подтопления может совпасть с условиями подтопления водослива с широким порогом, т. е. водослив будет подтоплен при

$$t > p_n + h_{кр},$$

где  $h_{кр}$  — критическая глубина, определяемая для прямоугольного русла по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$$

б) ВОДОСЛИВ С БЕЗВАКУУМНЫМ КРИВОЛИНЕЙНЫМ ПРОФИЛЕМ

Построение оголовка водосливной стенки (рис. 6-16) можно произвести, пользуясь табл. 6-12 или табл. 6-13.

Таблица 6-12

Координаты для построения оголовка безвакуумного водослива с оголовком профиля А для напора  $H=1$  (по данным Кригера — Офицера)

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	1,0	0,256	2,0	1,235	3,0	2,824
0,1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,369	3,1	3,013
0,2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,3	0,000	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,4	0,006	1,4	0,564	2,4	1,804	3,4	3,609
0,5	0,027	1,5	0,661	2,5	1,960	3,5	3,818
0,6	0,069	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,7	0,100	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,8	0,146	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698
				4,0		4,0	4,920

Примечание. Координаты даны для напора  $H=1$  (в любых единицах измерения). Для построения профиля плотины при проектном напоре, равном  $H_{пр}$ , все числа таблицы надо умножить на этот напор  $H_{пр}$ .

Таблица 6-13

Координаты для построения оголовка безвакуумного водослива с оголовком профиля В (рис. 6-16) для  $H=1$  (по данным Кригера)

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,043	0,4	0,023	1,2	0,480	3,0	3,06
0,1	0,010	0,6	0,090	1,4	0,665	3,5	4,08
0,2	0,000	0,8	0,189	1,7	0,992	4,0	5,24
0,3	0,005	1,0	0,321	2,0	1,377	4,5	6,58
				2,5	2,14		

Для профиля В (рис. 6-16) вертикальная напорная грань отстоит от оси  $Oy$  на величину  $a$ , которая назначается по конструктивным условиям. Также по конструктивным условиям назначается и угол скоса оголовка  $\alpha$  (на рис. 6-16 угол  $\alpha$  принят равным  $45^\circ$ ).

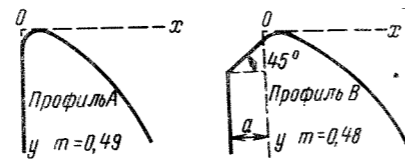


Рис. 6-16.

Построение профиля плотины производится по схеме, приведенной на рис. 6-17. Кривая АВ строится по координатам (табл. 6-12 и 6-13). А затем из точек А и В проводят линии  $np$  со стороны верхнего бьефа под углом  $\alpha_1$  к горизонту и  $n'n''$  со стороны нижнего бьефа под углом  $\alpha_2$ . Углы  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  назначаются по конструктивным соображениям.

Примечание. Г. Т. Дмитриев вычислил координаты безвакуумного профиля теоретическим путем. Эти координаты практически совпадают с координатами Кригера — Офицера для профиля А (рис. 6-16).

Сопряжение сливной грани с руслом нижнего бьефа производится по схеме, приведенной на рис. 6-11, когда уступ на низовой грани отсутствует, или по схеме, приведенной на рис. 6-17, когда уступ имеется. В обоих случаях для плавного сопряжения необходимо, чтобы кривые сливной грани АВ и СД в точках В и С сопрягались с прямой ВС как с касательной. Если прямолинейный участок ВС отсутствует и точки В и С совпадают, то верхняя и нижняя кривые в точке сопряжения (точка перегиба) должны иметь общую касательную.

Нижнюю часть сливной грани можно очерчивать по дуге круга радиусом R. Величина этого радиуса обычно назначается в зависимости от высоты плотины и напора (табл. 6-14). Кроме того, R можно принимать по ТУИИ МЭС СССР, 1951 г.

Таблица 6-14

Значения сопрягающих радиусов R в зависимости от напора на водосливе H и высоты водосливной плотины  $p_n$

$p_n$ , м	H, м								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	8,7	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,2	23,2

Коэффициент расхода. Для профиля А (рис. 6-16) коэффициент расхода  $m$  Н. Н. Павловский принимает равным  $m=0,49$ , а для профиля В  $m=0,48$ . Эти коэффициенты отвечают проектному напору  $H_{пр}$ , для которого по координатам, указанным в табл. 6-12 и 6-13, построен профиль водослива. Если

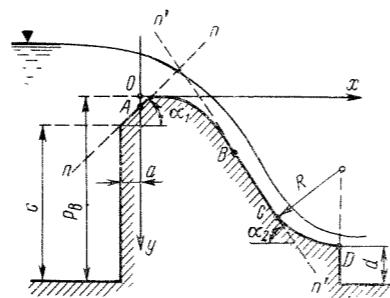


Рис. 6-17.

для этого водослива в условиях эксплуатации сооружения<sup>1</sup> напор изменяется, то изменяется и коэффициент расхода.

При напоре  $H < H_{пр}$  Н. Н. Павловский рекомендует принимать для профиля А:

$$m = 0,49 \left( 0,785 + 0,25 \frac{H}{H_{пр}} \right) \text{ при } \frac{H}{H_{пр}} \leq 0,8; \quad (6-16)$$

$$m = 0,49 \left( 0,88 + 0,12 \frac{H}{H_{пр}} \right) \text{ при } 0,8 < \frac{H}{H_{пр}} < 1,0;$$

для профиля В:

$$m = 0,48 \left( 0,805 + 0,31 \frac{H}{H_{пр}} \right) \text{ при } \frac{H}{H_{пр}} = 0,1 \div 0,5; \quad (6-17)$$

$$m = 0,48 \sqrt[20]{\frac{H}{H_{пр}}} \text{ при } \frac{H}{H_{пр}} > 0,5.$$

При напорах  $H > H_{пр}$  водослив становится вакуумным и его коэффициент расхода возрастает. Для правильной оценки влияния вакуума коэффициент расхода следует определять опытно-лабораторным путем.

По исследованиям А. С. Офицера (ВОДГЕО), для напора в пределах  $0,2 < H/H_{пр} < 1,5$  коэффициент расхода определяется по формуле

$$m = m_{пр} \left[ 0,805 + 0,245 \frac{H}{H_{пр}} - 0,05 \left( \frac{H}{H_{пр}} \right)^2 \right], \quad (6-18)$$

где  $m_{пр}$  — коэффициент расхода при напоре, равном  $H_{пр}$ , т. е. при напоре, для которого построен данный профиль (0,49 или 0,48).

По исследованиям Н. П. Розанова для тех же пределов

$$m = m_{пр} \left[ a + (1-a) \sqrt[3]{\frac{H}{H_{пр}}} \right], \quad (6-19)$$

где  $a=0,778-0,00175a$  (здесь  $a$  — угол наклона напорной грани водосливной стенки к горизонту, град).

Для вертикальной стенки  $\alpha=90^\circ$  и, следовательно,  $a=0,62$ , тогда

$$m = m_{пр} \left( 0,62 + 0,38 \sqrt[3]{\frac{H}{H_{пр}}} \right). \quad (6-19')$$

<sup>1</sup> В условиях эксплуатации сооружения отметка уровня воды в верхнем бьефе изменяется иногда в очень широких пределах.

Таблица 6-15

Значения коэффициента расхода  $m$  при  $H < H_{пр}$  для водослива безвакуумного профиля по формулам: Н. Н. Павловского (6-16), А. С. Офицера (6-18) и Н. П. Розанова (6-19) (при  $m_{пр}=0,49$  для профиля А и  $m_{пр}=0,48$  для профиля В)

$H/H_{пр}$	По формуле Н. Н. Павловского		По формуле А. С. Офицера	По формуле Н. П. Розанова
	Профиль А	Профиль В	Профиль А	
0,2	0,409	0,416	0,417	0,413
0,4	0,434	0,446	0,439	0,441
0,5	0,440	0,461	—	—
0,6	0,458	0,467	0,458	0,461
0,7	0,470	0,471	—	—
0,8	0,483	0,475	0,475	0,477
0,9	0,487	0,478	—	—
1,0	0,490	0,480	0,490	0,490

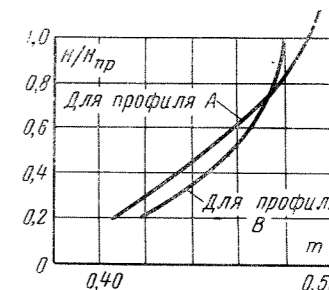


Рис. 6-18. Значения коэффициента  $m$  в зависимости от напора  $m=f(H/H_{пр})$ .

Значения коэффициента  $m$  даны в табл. 6-15 и на рис. 6-18.

По ТУИИ МЭС СССР, 1951 г. для безвакуумного профиля, построенного по координатам Кригера — Офицера, коэффициент расхода рекомендуется определять по формуле Н. Н. Павловского

$$m = \sigma_\phi \sigma_n m_{пр}, \quad (6-20)$$

где коэффициент  $m_{пр}=0,504$ ; коэффициент  $\sigma_\phi$  (коэффициент формы) принимается в зависимости от углов  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  и от величины  $c/p_n$  по табл. 6-16, а коэффициент  $\sigma_n$  (коэффициент полноты напора) — в зависимости от угла  $\alpha_1$  и отношения  $H/H_{пр}$  по данным табл. 6-17.

Таблица 6-16

Значения коэффициента формы  $\sigma_\phi$  в формуле (6-20) для безвакуумного профиля (рис. 6-17), построенного по координатам Кригера — Офицера (по ТУИИ МЭС СССР, 1951 г.)

$\alpha_1$ , град	$\alpha_2$ , град	$c/p_n$					
		0,0	0,3	0,6	0,9	1,0	
15	15	0,880	0,878	0,855	0,850	0,933	
	30	0,910	0,908	0,885	0,880	0,974	
	45	0,924	0,922	0,899	0,892	0,933	
60	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1,000	
	35	15	0,905	0,904	0,898	0,907	0,933
	30	0,940	0,939	0,932	0,940	0,974	
45	45	0,957	0,956	0,949	0,956	0,993	
	60	0,961	0,960	0,954	0,962	1,000	
	55	15	0,925	0,933	0,922	0,927	0,933
30	0,962	0,962	0,960	0,964	0,974		
	45	0,981	0,981	0,980	0,983	0,993	
	60	0,985	0,985	0,984	0,989	1,000	
75	15	0,930	0,930	0,930	0,930	0,933	
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974	
	45	0,992	0,992	0,992	0,992	0,993	
60	0,998	0,998	0,998	0,999	1,000		

Примечание. При углах  $\alpha_1 > 75^\circ$  независимо от величины отношения  $c/p_n$  надо принимать следующие значения коэффициента формы:

при $\alpha_2 = 15^\circ$	$\sigma_\phi = 0,933$
$\alpha_2 = 30^\circ$	$\sigma_\phi = 0,974$
$\alpha_2 = 45^\circ$	$\sigma_\phi = 0,993$
$\alpha_2 = 60^\circ$	$\sigma_\phi = 1,000$

**Таблица 6-17**  
Значения коэффициента полного напора  $\sigma_H$  в формуле (6-20) для безвакуумного профиля (рис. 6-17), построенного по координатам Кригера — Оффенрога (по ТУиН МЭС СССР, 1951 г.)

$H/H_{пр}$	$\alpha_1$ , град			
	15	40	65	90
0,2	0,897	0,897	0,859	0,842
0,3	0,918	0,903	0,889	0,974
0,4	0,934	0,923	0,912	0,900
0,5	0,948	0,940	0,931	0,922
0,6	0,961	0,954	0,947	0,940
0,7	0,972	0,967	0,962	0,957
0,8	0,982	0,979	0,976	0,973
0,9	0,991	0,990	0,988	0,987
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000
1,5	1,036	1,042	1,045	1,054
2,0	1,046	1,076	1,087	1,099

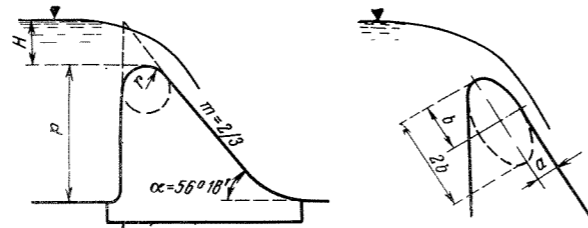


Рис. 6-21.

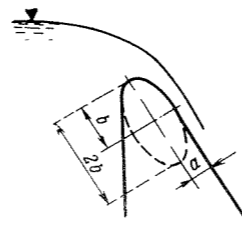


Рис. 6-22.

слива с круговым очертанием оголовка фиктивный радиус равен действительному радиусу.

Для построения профиля водослива служит табл. 6-18. Расположение координатных осей указано на рис. 6-23.

Коэффициент расхода для вакуумных профилей в среднем равен:

$$m = 0,55 \div 0,57.$$

**Таблица 6-18**

Координаты для построения вакуумного профиля водосливной плотины с эллиптическим и круговым (рис. 6-21 и 6-22) очертанием оголовка (по данным Н. П. Розанова)

№ точки	$b/a = 1$ (круговой оголовок)		$b/a = 2$		$b/a = 3$	
	x	y	x	y	x	y
1	-1,000	1,000	-0,692	0,830	-0,472	0,629
2	-0,736	0,330	-0,560	0,248	-0,368	0,189
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0,535	0,208	0,629	0,226	0,541	0,173
5	1,377	1,302	1,242	0,730	1,022	0,503
6	2,434	2,896	1,682	1,278	1,456	0,800
7	3,670	4,717	2,327	2,246	1,855	1,320
8	5,462	7,424	2,956	3,789	2,240	1,792
9	—	—	4,450	5,430	2,580	2,270
10	—	—	5,299	6,704	3,193	3,214
11	—	—	6,195	8,048	4,685	5,453
12	—	—	7,767	10,405	5,561	6,767
13	—	—	8,994	12,246	6,422	8,088
14	—	—	10,208	14,067	7,998	10,442
15	—	—	11,724	16,370	9,222	12,253
16	—	—	13,365	18,803	10,438	14,082
17	—	—	—	—	11,591	16,352
18	—	—	—	—	13,587	18,805

Примечание. Координаты x и y даны для профиля с фиктивным радиусом  $r_{ф} = 1$ . Для получения координат при ином фиктивном радиусе  $r'_{ф}$  все табличные значения надо умножить на данное значение  $r'_{ф}$ .

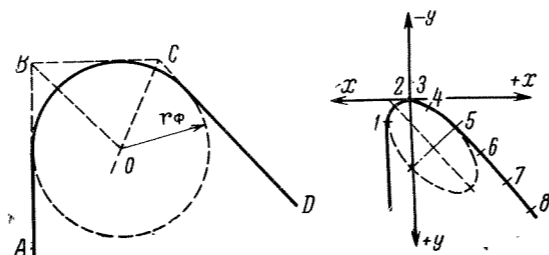


Рис. 6-23.

Примечание. Промежуточные значения можно принимать, пользуясь линейной интерполяцией.

Для профиля с оголовком (рис. 6-19) коэффициент расхода принимается равным: при  $b > 3H$  — как для профиля на рис. 6-11 ( $\alpha_1 = 90^\circ$ ); при  $b < 3H$  — примерно на 2% меньшим.

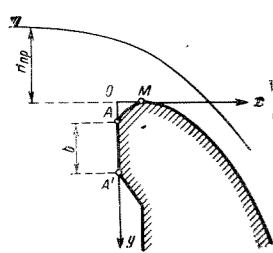


Рис. 6-19.

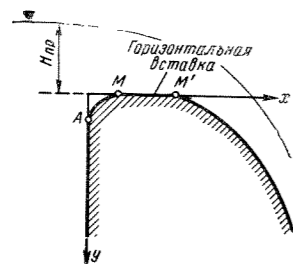


Рис. 6-20. Оголовок с горизонтальной вставкой.

При наличии на гребне горизонтальной вставки  $MM'$  (рис. 6-20) шириной  $\sim 0,5H$  коэффициент расхода  $m$  уменьшается примерно на 3%. В этом случае коэффициент расхода может определяться также по формуле А. Р. Березинского (6-12).

**в) водослив с вакуумным криволинейным профилем**

Наиболее изученными являются профили с круговым и эллиптическим очертанием оголовка (рис. 6-21 и 6-22). Согласно лабораторным исследованиям, проведенным Н. П. Розановым (ВОДГЕО), наилучшим из криволинейных вакуумных профилей является эллиптический профиль при  $b/a=2$  и  $b/a=3$ . В этом случае при  $H/r_{ф}=9,4$  коэффициент расхода равен:

$$m = 0,552 \div 0,554,$$

где  $r_{ф}$  — так называемый фиктивный радиус, представляющий собой радиус круга, вписанного в трапециевидный контур  $ABCD$  (рис. 6-23). Очевидно, что для водо-

**Таблица 6-19**

Величина коэффициента расхода  $m$  при различных значениях отношения полуосей эллипса  $b/a$  и при различных значениях  $H_0/r_{ф}$  (по данным Н. П. Розанова)

$H_0/r_{ф}$	m			$H_0/r_{ф}$	m		
	$b/a=1$	$b/a=2$	$b/a=3$		$b/a=1$	$b/a=2$	$b/a=3$
1,0	0,486	0,487	0,495	2,2	0,533	0,548	0,551
1,2	0,497	0,500	0,509	2,4	0,538	0,554	0,557
1,4	0,506	0,512	0,520	2,6	0,543	0,560	0,562
1,6	0,513	0,521	0,530	2,8	0,549	0,565	0,566
1,8	0,521	0,531	0,537	3,0	0,553	0,569	0,570
2,0	0,526	0,540	0,544	3,2	0,557	0,573	0,575
				3,4	0,560	0,577	0,577

Значения коэффициента  $m$  для круговых и эллиптических оголовков даны в табл. 6-19. Для эллиптических оголовков  $m$  больше, чем для круговых оголовков, примерно на 2—3%, а величина вакуума, наоборот, несколько меньше.

При проектировании вакуумных профилей А. Н. Ахутин предложил не допускать величину вакуума более 6—7 м вод. ст., а величину расчетного отношения  $H_0/r_{ф}$  более 3,4—3,6, а для ответственных сооружений более 3—3,3.

Максимальное значение вакуума под струей по исследованиям Н. П. Розанова составляет: для водосливов с круговым оголовком

$$h_{\text{вак}} = (1,39 \div 1,58) H_0;$$

для эллиптического оголовка

$$h_{\text{вак}} = (1,27 \div 1,55) H_0 \text{ при } b/a=2$$

и

$$h_{\text{вак}} = (1,34 \div 1,63) H_0 \text{ при } b/a=3.$$

Значения величины относительного вакуума (т. е. величины  $h_{\text{вак}}/H_0$ ) для плотины с эллиптическим оголовком даны в табл. 6-20.

**Таблица 6-20**

Величина относительного вакуума  $h_{\text{вак}}/H_0$  для плотины с эллиптическим оголовком (по данным ВОДГЕО)

$H_0/r_{ф}$	$b/a=1$ (круг)	$b/a=2$ (эллипс)	$b/a=3$ (эллипс)
1,0	0,474	—	—
1,2	0,571	0,000	0,059
1,4	0,647	0,162	0,211
1,6	0,675	0,311	0,351
1,8	0,659	0,454	0,490
2,0	0,562	0,597	0,631
2,2	1,057	0,734	0,789
2,4	1,138	0,887	0,928
2,6	1,224	1,018	1,060
2,8	1,309	1,147	1,197
3,0	1,388	1,274	1,470

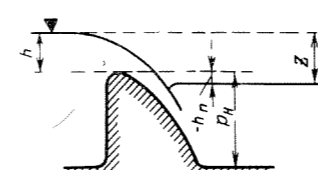


Рис. 6-24.

Условия подтопления вакуумных водосливов (рис. 6-24):

Первое условие

$$z \leq H + 0,15 H;$$

второе условие

$$(z/p) < (z/p)_{кр}.$$

Величина коэффициента подтопления  $\sigma_H$  для вакуумных водосливов приведена в табл. 6-21.

**Таблица 6-21**

Значения коэффициента подтопления  $\sigma_H$  для вакуумных водосливов (по данным Н. П. Розанова)

$h_{\text{вак}}/H$	$\sigma_H$	$h_{\text{вак}}/H$	$\sigma_H$	$h_{\text{вак}}/H$	$\sigma_H$
-0,15	1,000	0,20	0,940	0,60	0,723
-0,10	0,999	0,30	0,895	0,70	0,642
0,00	0,990	0,40	0,845	0,80	0,538
0,10	0,971	0,50	0,788	0,90	0,390
				1,00	0,000

**г) водосливы с полигональным профилем**

Водосливы с полигональным профилем встречаются преимущественно двух типов:

- 1) прямоугольного профиля;
- 2) трапециевидного профиля.

Для прямоугольных профилей, если водослив не затоплен и не имеет бокового затопления, Н. Н. Павловский рекомендует считать коэффициент расхода равным приближенно (по Базену):

$$m = 0,405 + \frac{0,003}{H} \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{H}{H+p} \right)^2 \right];$$

при  $H < 2c$

$$m \approx 0,42(0,70 + 0,183 H/c), \quad (6-21)$$

где  $H$  и  $p$  — напор и высота водосливной стенки с верхней стороны;  $c$  — толщина гребня водослива (рис. 6-25).

Формула (6-21) применена при условии

$$H/c = 2 \div 0,5.$$

При  $H/c > 2$  влияние толщины стенки очень мало отражается на расходе; при  $H/c < 0,5$  водослив следует рассматривать как водослив с широким порогом. При закругленном входном ребре водослива коэффициент расхода повышается примерно на 5%.

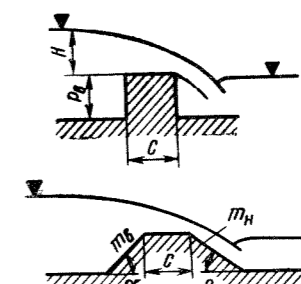


Рис. 6-25.

**Таблица 6-22**

Значения коэффициента расхода для незатопленного водослива трапециевидного профиля (по данным Н. Н. Павловского)

$p/H$	Коэффициент откоса		Коэффициент расхода $m$		
	$m_v$	$m_H$	$H/c=2$	$H/c=2 \div 1$	$H/c=1 \div 0,5$
3-5	0,5	0,5	0,43—0,42	0,40—0,38	0,36—0,35
	1,0	0	0,44	0,42	0,40
	2,0	0	0,43	0,41	0,39
2-3	0	1	0,42	0,40	0,38
	0	2	0,40	0,38	0,36
	3	0	0,42	0,40	0,38
	4	0	0,41	0,39	0,37
	5	0	0,40	0,38	0,36
1-2	10	0	0,38	0,36	0,35
	0	3	0,39	0,37	0,35
	0	5	0,37	0,35	0,34
	0	10	0,35	0,34	0,33

Для трапециевидальных профилей коэффициент расхода зависит от отношения напора  $H$  к толщине гребня  $s$  и от наклона верхней и нижней грани, т. е. коэффициентов откоса  $m_n$  и  $m_b$  (рис. 6-25), где

$$m_n = \text{ctg } \alpha \text{ и } m_b = \text{ctg } \beta.$$

Коэффициент расхода для незатопленного водослива трапециевидального профиля может быть принят согласно табл. 6-22.

6-5. ВОДОСЛИВ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Водосливом с широким порогом называется водослив с горизонтальным гребнем при  $c > (2+3)H$  (рис. 6-26). На практике обычно величину  $c$  горизонтального порога принимают в пределах  $c = (3+10)H$ . При очень большой величине  $c$  ( $c \gg H$ ) течение вдоль порога следует рассматривать как течение в лотке с горизонтальным дном.

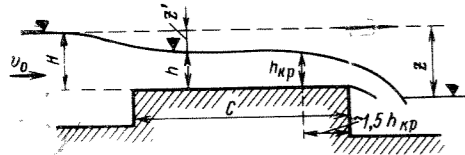


Рис. 6-26.

По ТУиН МЭС СССР, 1951 г. при  $c < 20H$  для сооружений III, V классов и при  $c < 15H$  для сооружений I и II классов расчет производится по формулам водослива с широким порогом.

Условия подтопленности. Обычно считают, что водослив будет подтоплен, если перепад  $z < H - h_{кр}$ , т. е. глубина подтопления  $h_n > h_{кр}$  (рис. 6-27). В этом случае глубину на пороге принимают равной глубине подтопления  $h_n$ . При  $h_n < h_{кр}$  водослив будет неподтопленный.

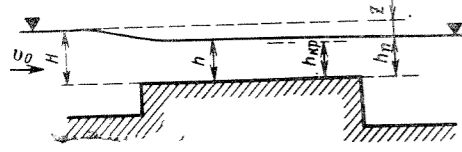


Рис. 6-27.

Более точно можно считать, что затопление водослива наступает при  $z < H_0 - (h_{кр} + z')$ , т. е. при  $h_n > (h_{кр} + z')$ , где  $z'$  — величина восстановления напора (рис. 6-28), определяемая по формуле П. Г. Киселева

$$z' = \frac{v_{кр} v_p - v_p^2}{g}, \quad (6-22)$$

где  $v_{кр}$  и  $v_p$  — соответственно критическая скорость (т. е. скорость при критической глубине) и скорость в русле за водосливом (в нижнем бьефе).

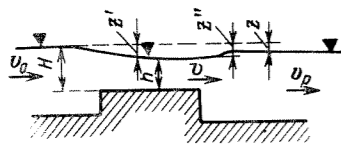


Рис. 6-28.

По П. Г. Киселеву критерием затопления водослива с широким порогом служит неравенство

$$h_n \geq 1,25 h_{кр}.$$

Если  $h_n > 1,25 h_{кр}$  водослив затоплен, если  $h_n < 1,25 h_{кр}$  водослив не затоплен.

Неподтопленный водослив. Глубина на пороге принимается обычно равной критической глубине:

$$h = h_{кр} = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 = \sqrt{2m^2} H_0 \approx 0,6 H_0, \quad (6-23)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости;  $m$  — коэффициент расхода.

Расход с учетом скорости подхода определяется по формуле

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (6-24)$$

или

$$Q = Mb H_0^{3/2}, \quad (6-25)$$

где  $M = m \sqrt{2g}$ .

Числовые значения коэффициентов  $\varphi$ ,  $m$  и  $M$  приведены в табл. 6-23. При ориентировочных расчетах можно принимать  $\varphi = 0,92$  и  $m = 0,35$ .

Таблица 6-23

Числовые значения коэффициентов  $\varphi$ ,  $m$ ,  $M$  и  $k = h_{кр}/H_0$  для водослива с широким порогом (по Н. Н. Павловскому)

Условия истечения	$\varphi$	$m$	$M$	$k$
При отсутствии гидравлических сопротивлений	1	0,385	1,70	0,667
При хорошо подобранной форме входа	0,95	0,365	1,62	0,645
Порог с закругленным входным ребром	0,92	0,350	1,55	0,630
При притупленном входном ребре	0,88	0,335	1,48	0,610
При незакругленном входном ребре (острая кромка)	0,85	0,320	1,42	0,590
При неблагоприятных гидравлических условиях входа (острое и неровное входное ребро)	0,80	0,300	1,33	0,560

Подтопленный водослив. Глубина на пороге в этом случае принимается равной глубине подтопления, т. е.  $h = h_n$ .

Расход определяется по формуле

$$Q = \varphi b h_n \sqrt{2g} (H_0 - h_n) = \varphi b h_n \sqrt{2g z_0}, \quad (6-26)$$

где  $z_0 = H_0 - h_n$ , или по формуле

$$Q = m \sigma_{II} b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (6-27)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости;  $\sigma_{II}$  — коэффициент подтопления, зависящий от отношения  $h_n/H_0$ .

Числовые значения  $\sigma_{II}$  по данным Н. Н. Павловского приведены в табл. 6-24.

Если скорость на пороге подтопленного водослива равна  $v$ , то перепад  $z$  (подпор перед сооружением)

Таблица 6-24

Величина коэффициента подтопления  $\sigma_{II}$  для водослива с широким порогом (по Н. Н. Павловскому)

$h_n/H_0$	$\sigma_{II}$	$h_n/H_0$	$\sigma_{II}$	$h_n/H_0$	$\sigma_{II}$
До 0,70	1,000	0,90	0,739	0,980	0,360
0,75	0,974	0,92	0,676	0,990	0,257
0,80	0,928	0,94	0,598	0,995	0,183
0,83	0,889	0,95	0,552	0,997	0,142
0,85	0,855	0,96	0,499	0,998	0,116
0,87	0,815	0,97	0,436	0,999	0,082

Таблица 6-25

Значения коэффициента подтопления  $\sigma_{II}$  для водослива с широким порогом (по А. Р. Березинскому)

$h_n/H_0$	0,80	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98
$\sigma_{II}$	1,00	0,99	0,97	0,95	0,90	0,84	0,72	0,70	0,65	0,59	0,50	0,40

будет равен:

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} \quad (6-28)$$

или, точнее (с учетом восстановления напора),

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} - \frac{v v_p - v_0^2}{g}, \quad (6-28')$$

где  $v_0$ ,  $v$  и  $v_p$  — соответственно скорость подхода (в верхнем бьефе), скорость на пороге водослива и скорость в русле за водосливом (в нижнем бьефе).

При большой площади поперечного сечения потока перед водосливом, пренебрегая скоростью подхода ( $v_0 \approx 0$ ), получим из формулы (6-28):

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{v^2}{2g}. \quad (6-28'')$$

По исследованиям А. Р. Березинского (ВОДГЕО, 1950 г.) коэффициент расхода водослива с широким порогом при  $2,5 < c/H \leq 10$  и  $0 < p/H < 3$  равен:

при закругленном входном ребре

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - \frac{p}{H}}{1,2 + 1,5 \frac{p}{H}}; \quad (6-29)$$

при прямоугольном входном ребре

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3 - \frac{p}{H}}{0,46 + 0,75 \frac{p}{H}}. \quad (6-29')$$

При  $p/H > 3$  надо принимать  $m = 0,36$  при закругленном ребре и  $m = 0,32$  при остром ребре.

По А. Р. Березинскому водослив с широким порогом становится подтопленным при  $h_n/H_0 > 0,8$ , причем коэффициент подтопления определяется по табл. 6-25.

Учет бокового сжатия производится так же, как и для водослибов практического профиля.

По А. Р. Березинскому как для водослибов практического профиля криволинейного очертания, так и для водослива с широким порогом коэффициент бокового сжатия  $\epsilon$  равен:

$$\epsilon = 1 - \frac{\alpha}{\sqrt{0,2 + \frac{p}{H}}} \sqrt{\frac{b}{B}} \left(1 - \frac{b}{B}\right). \quad (6-30)$$

Формула (6-30) справедлива при  $b/B > 0,2$  и  $p/H < 3$ . При  $b/B < 0,2$  следует принимать  $b/B = 0,2$ , а при  $p/H > 3$  принимать  $p/H = 3$ . Коэффициент  $\alpha$  назначается 0,10 при плавном очертании промежуточных быков и береговых устоев и 0,19 при прямоугольном очертании.

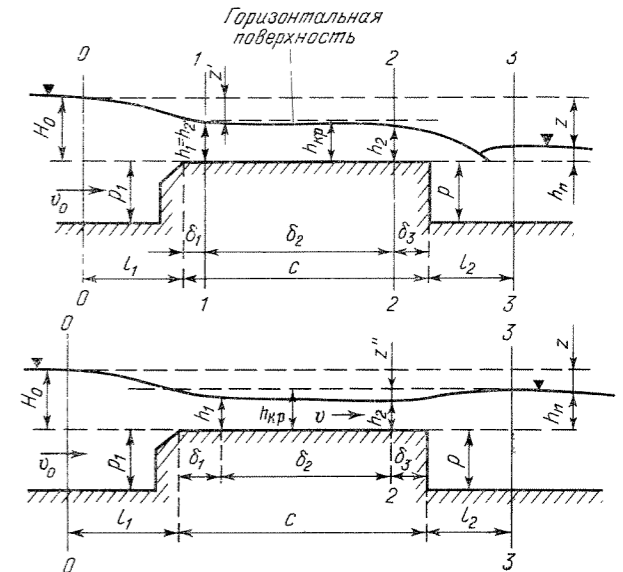


Рис. 6-29. Расчетные схемы неподтопленного водослива с широким порогом.

По ТУиН МЭС СССР, 1951 г. при расчете водослива с широким порогом следует исходить из расчетных схем, указанных на рис. 6-29 и 6-30, причем водослив надо считать подтопленным (рис. 6-30), если

$$h_n \geq n H_0, \quad (6-31)$$

где  $n$  — коэффициент,  $0,75 \leq n \leq 0,83 + 0,87$ .

Коэффициент  $n$  дается графиком, составленным по формуле Р. Р. Чугаева (рис. 6-31), согласно которой

$$n = f(v, m),$$

где  $m$  — коэффициент расхода, а величина

$$v = \frac{b h_n}{Q_{н.б.}}$$

здесь  $b$  — ширина водослива (длина порога);  $h_n$  и

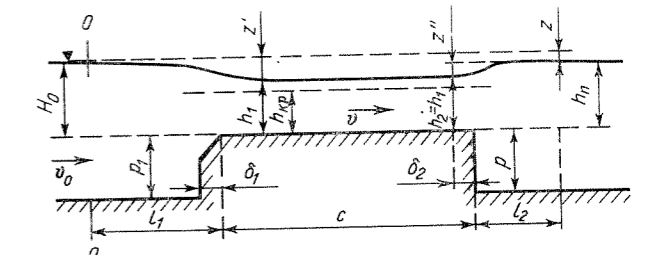


Рис. 6-30. Расчетная схема подтопленного водослива.

Таблица 6-26  
Значения коэффициента  $m$  для водослива с широким порогом при отсутствии бокового сжатия (по данным Д. И. Кумина)

$\eta = \frac{p_B}{H}$	при $\text{ctg } \theta$				при $r/H$					при $a/H$		
	0	1	2	2,5	0,025	0,10	0,4	0,8	1	0,025	0,1	2
	0,2	0,366	0,377	0,382	0,382	0,372	0,375	—	—	—	0,371	0,376
0,6	0,350	0,370	0,379	0,380	0,361	0,367	0,374	—	—	0,359	0,367	—
1,0	0,342	0,367	0,377	0,378	0,355	0,362	0,371	0,376	—	0,353	0,363	—
2,0	0,333	0,363	0,375	0,377	0,349	0,358	0,368	0,375	0,382	0,347	0,358	—
6,0	0,325	0,360	0,374	0,376	0,344	0,354	0,366	0,373	0,380	0,341	0,354	0,360
$\infty$	0,320	0,358	0,373	0,375	0,340	0,351	0,364	0,372	0,375	0,337	0,352	0,358

Примечание. При высоте водосливной стенки  $p_B = 0$  коэффициент расхода  $m = 0,385$ .

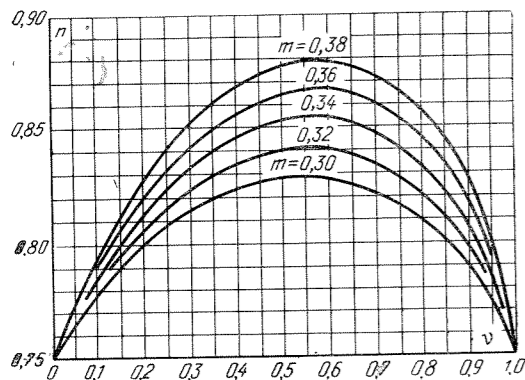


Рис. 6-31. График для определения коэффициента  $n$  в формуле (6-31).

$\Omega_{н.б}$  — соответственно глубина подтопления и площадь живого сечения в нижнем бьефе.

Коэффициент расхода. Если водослив не подтоплен, то по ТУИН МЭС СССР, 1951 г. расход определяется по общей формуле (6-24); коэффициент расхода при этом определяется следующим образом:

Таблица 6-27

Значения коэффициента расхода  $m$  для водослива без порога (т. е. при  $p_B = 0$ ) при различных условиях бокового сжатия (по данным Д. И. Кумина)

$\beta = \frac{b}{B}$	при $\text{ctg } \theta$				при $r/b$				при $a/b$			
	0	1	2	3	0	0,1	0,3	0,5	0	0,050	0,1	0,2
	0,0	0,32	0,35	0,353	0,350	0,320	0,342	0,354	0,360	0,320	0,340	0,345
0,2	0,324	0,352	0,355	0,352	0,324	0,345	0,356	0,362	0,324	0,343	0,348	0,352
0,4	0,330	0,356	0,358	0,356	0,330	0,349	0,359	0,364	0,330	0,347	0,351	0,356
0,6	0,340	0,361	0,363	0,361	0,340	0,354	0,363	0,368	0,340	0,354	0,357	0,361
0,8	0,355	0,369	0,370	0,369	0,355	0,365	0,371	0,373	0,355	0,364	0,366	0,369
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385

Вычисление производится по формуле (6-32), если окажется, что  $m_B > m_\eta$ , или по формуле (6-32'), если  $m_B < m_\eta$ .

Значения  $F_\eta$  и  $F_\beta$  вычисляются соответственно по формулам

$$F_\eta = \frac{H}{H + 2p_B}; \quad (6-33)$$

$$F_\beta = \frac{b}{3,5B - 2,5b}. \quad (6-34)$$

Пример. Пусть  $H = 1$  м;  $p_B = 2$  м;  $b = 10$  м;  $B = 20$  м и, кроме того, пусть  $m_\eta = 0,32$ ;  $m_B = 0,35$ .

Так как здесь  $m_B > m_\eta$ , то по формуле (6-32) получим:

$$m = 0,32 + 0,03F_\eta + 0,035F_\eta F_\beta.$$

Далее находим:

$$F_\eta = \frac{1}{1 + 2 \cdot 2} = 0,2 \text{ и } F_\beta = \frac{10}{3,5 \cdot 20 - 2,5 \cdot 10} = 0,2$$

и, следовательно,

$$m = 0,32 + 0,006 + 0,0014 \approx 0,3274 \approx 0,327.$$

При незатопленном водосливе глубина воды на пороге  $h_1$  (равная  $h_2$ ) определяется по ТУИН МЭС СССР, 1951 г. из формулы

$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 - h_1)} \quad (6-35)$$

при известных  $Q$ ,  $b$  и  $H_0$ , т. е. путем решения кубического уравнения

$$h_1^3 - H_0 h_1^2 + \left(\frac{m}{\varphi}\right)^2 H_0^3 = 0. \quad (6-36)$$

При этом коэффициент  $\varphi$  принимается в зависимости от коэффициента расхода  $m$  согласно табл. 6-28 (по Д. И. Кумину).

Таблица 6-28

Таблица зависимости  $\varphi$  от  $m$

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

Для быстрого определения  $h_1$  можно пользоваться формулой

$$h_1 = kH_0, \quad (6-37)$$

где значение коэффициента  $k$  находится по графику,

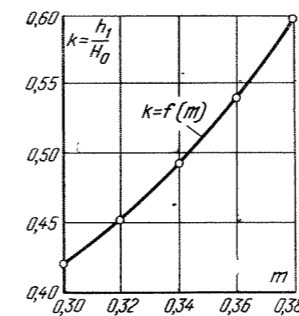


Рис. 6-32.

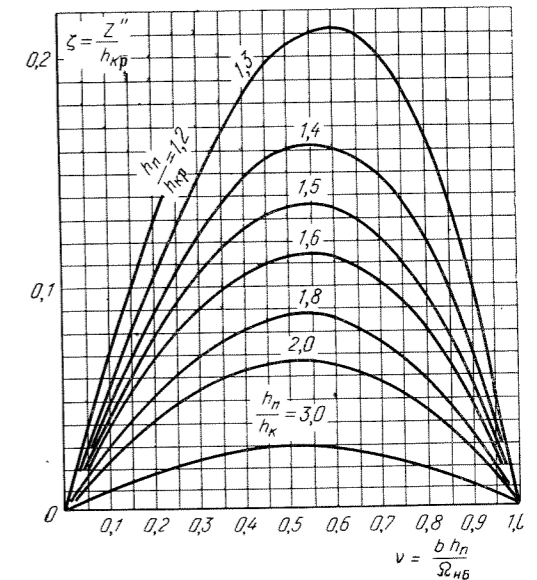


Рис. 6-33. График для определения  $\zeta$  для водослива с широким порогом (по данным М. Д. Чертоусова и Р. Р. Чугаева).

приведенному на рис. 6-32, в зависимости от величины коэффициента расхода  $m$ .

При затопленном водосливе расход определяется согласно ТУИН по формуле (6-35), причем коэффициент скорости определяется в зависимости от коэффициента  $m$  по табл. 6-29.

Таблица 6-29

Значения коэффициента  $\varphi$  для подтопленного водослива с широким порогом (по данным Д. И. Кумина)

$m$	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,3	0,36	0,37	0,38
$\varphi$	0,76— 0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99

Глубина на пороге  $h_1$  (равная  $h_2$ ) определяется как разность (рис. 6-30)  $h_1 = h_2 = h_n - z''$ , причем глубина подтопления  $h_n$  известна по заданию, а величина  $z''$  находится по формуле  $z'' = \zeta h_{кр}$ , где коэффициент  $\zeta$  определяется по графику, приведенному на рис. 6-33.

6-6. КОСОЙ ВОДОСЛИВ И КРИВОЛИНЕЙНЫЙ В ПЛАНЕ ВОДОСЛИВ

Косой водослив (рис. 6-34). Расход определяется по формуле

$$Q = kmb \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (6-38)$$

где  $m$  — коэффициент расхода для прямого водослива;

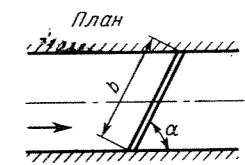


Рис. 6-34.

$k$  — поправочный коэффициент  $< 1$ ;  $b$  — длина порога водослива в плане.

Значения коэффициента  $k$  для приближенных расчетов можно принять по табл. 6-30.

Таблица 6-30  
Значения  $k$  в формуле (6-38) (по данным В. С. Истоминой)

$\alpha$ , град	15	30	45	60	90
$k$	0,86	0,91	0,94	0,96	1

При косом подходе потока к водосливному сооружению пропускная способность сооружения уменьшается.

По исследованиям А. С. Аициферова коэффициент расхода водослива в этом случае можно определить по формуле

$$m_0 = \frac{m_0}{(1 + \alpha^2 m_0^2)^{3/2}}$$

причем коэффициент

$$m_0 = 0,5 \sqrt{\frac{\phi(1-\phi^2)}{1-\alpha^2 \phi \cos \theta}}$$

Здесь  $\phi = \frac{H}{H+p}$ ;  $\beta = b/B$ , где  $b$  и  $B$  — ширина потока за и перед сооружением;  $\phi = h_0/H_0$ , где  $h_0$  и  $H_0$  — глубина в сжатом сечении и напор на водосливе;  $\theta$  — угол между осями подходного потока и потока за водосливом.

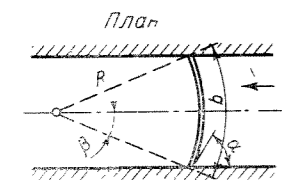


Рис. 6-35.

Криволинейный водослив (рис. 6-35). Коэффициент расхода следует определять лабораторными исследованиями. Расход определяется приближенно по формуле

$$Q = k' m b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (6-39)$$

где  $m$  — коэффициент расхода для прямого водослива;  $k'$  — поправочный коэффициент;  $b$  — длина порога водослива в плане (по дуге).

Для весьма приближенных расчетов можно принять

$$k' = 1 - n \frac{H}{p}, \quad (6-39')$$

где  $H$  и  $p$  — соответственно напор на водосливе и высота водосливной стенки;  $n$  — коэффициент, приведенный в табл. 6-31.

Таблица 6-31  
Значения коэффициента  $n$  в формуле (6-39') в зависимости от угла  $\alpha$  (рис. 6-35)

Форма русла	$\alpha$ , град					
	15	30	45	60	75	90
Широкое русло	0,71	0,35	0,20	0,11	0,04	0
Узкое русло	0,83	0,48	0,28	0,13	0,04	0

6-7. ТРЕУГОЛЬНЫЕ И ТРАПЕЦЕИДАЛЬНЫЕ ВОДОСЛИВЫ

Водосливы треугольные с тонкой стенкой (рис. 6-36). Расход водослива треугольной формы определяется по формуле

$$Q = M H^n, \quad (6-40)$$

Если угол  $\alpha = 90^\circ$ , то можно считать расход по формуле Томсона

$$Q = 1,4 H^2 \sqrt{H}, \quad \text{м}^3/\text{сек}, \quad (6-41)$$

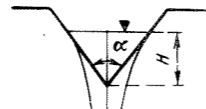


Рис. 6-36.

или, несколько точнее,

$$Q = 1,343 H^{2,47}, \quad \text{м}^3/\text{сек}, \quad (6-42)$$

где  $H$  — напор, м.

Величины расхода через водослив, вычисленные по формуле (6-41), приведены в табл. 6-32, а по формуле (6-42) — в табл. 6-33, см. также график рис. 6-37.

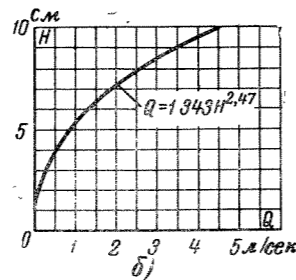
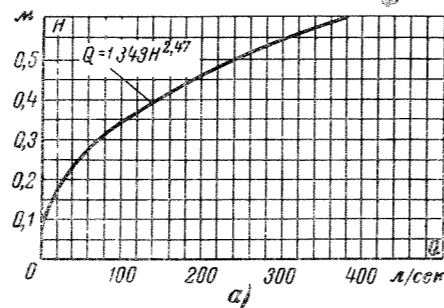


Рис. 6-37. График для определения величины расхода через треугольный водослив при  $\alpha = 90^\circ$ .  
а — для средних напоров; б — для малых напоров.

Таблица 6-32  
Величины расхода треугольного водослива (угол  $\alpha = 90^\circ$ ) по формуле  $Q = 1,400 H^2 \sqrt{H}$

$H$ , м	$Q$ , л/сек	$H$ , м	$Q$ , л/сек	$H$ , м	$Q$ , л/сек
0,02	0,140	0,16	14,35	0,30	69,1
0,04	0,42	0,18	19,20	0,40	141,6
0,06	1,24	0,20	25,10	0,50	247,5
0,08	2,53	0,22	31,8	0,6	390,8
0,10	4,43	0,24	39,5	0,70	575,0
0,12	7,00	0,26	48,3	0,80	802,0
0,14	10,22	0,28	58,2	0,90	1117,0
				1,0	1400,0

Таблица 6-33  
Величины расхода треугольного водослива (при  $\alpha = 90^\circ$ ) по формуле  $Q = 1,343 H^{2,47}$

$H$ , м	$Q$ , л/сек	$H$ , м	$Q$ , л/сек	$H$ , м	$Q$ , л/сек
0,03	0,23	0,12	7,14	0,35	100,4
0,04	0,47	0,14	10,45	0,40	139,9
0,05	0,81	0,16	14,54	0,45	186,9
0,06	1,29	0,18	19,43	0,5	242,7
0,07	1,88	0,20	25,29	0,55	306,0
0,08	2,62	0,25	43,82	0,60	380,1
0,09	3,50	0,30	68,67	0,65	463,2
0,10	4,55				

Таблица 6-34  
Значения  $N = H^{2,5}$

$H$	$N$	$H$	$N$	$H$	$N$	$H$	$N$	$H$	$N$
0,00	0,0000	0,20	0,0179	0,40	0,1012	0,60	0,2789	0,80	0,5724
0,02	0,0001	0,22	0,0227	0,42	0,1143	0,62	0,3027	0,82	0,6089
0,04	0,0003	0,24	0,0282	0,44	0,1284	0,64	0,3277	0,84	0,6467
0,06	0,0009	0,26	0,0345	0,46	0,1435	0,66	0,3539	0,86	0,6854
0,08	0,0018	0,28	0,0415	0,48	0,1596	0,68	0,3813	0,88	0,7265
0,10	0,0032	0,3	0,0493	0,50	0,1768	0,70	0,4150	0,90	0,7684
0,12	0,0050	0,32	0,0579	0,52	0,1950	0,72	0,4399	0,92	0,8118
0,14	0,0073	0,34	0,0674	0,54	0,2143	0,74	0,4711	0,94	0,8567
0,16	0,0102	0,36	0,0776	0,56	0,2347	0,76	0,5035	0,96	0,9080
0,18	0,0137	0,38	0,0890	0,58	0,2562	0,78	0,5357	0,98	0,9507
								1,00	1,0000

Для облегчения вычислений по формуле  $Q = 1,4 H^2 \times \sqrt{H}$  служит также вспомогательная таблица 6-34 значений  $N = H^{2,5}$ .

Формула  $Q = 1,343 H^{2,47}$ ,  $\text{м}^3/\text{сек}$ , дает точные результаты при  $H + p_v > 3H$ ;  $B > 5H$  и  $H = 0,06 \div 0,65$  м, где  $B$  — ширина прямоугольного подводящего русла;  $H + p_v$  — полная глубина русла перед водосливом.

Трапецидальные водосливы. Основной формулой расхода трапецидального водослива можно считать формулу

$$Q = m (b + 0,8 \text{tg} \alpha H) H \sqrt{2gH}. \quad (6-43)$$

Для трапецидального водослива в тонкой стенке (рис. 6-38) при угле  $\alpha = 14^\circ$  (или, точнее, при коэффициенте откоса боковой его кромки, равном  $m = 0,25$ )

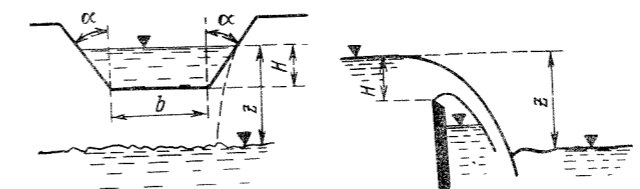


Рис. 6-38.

в том случае, если длина его порога  $b \geq 4H$ , расход может определяться по формуле

$$Q = m b H \sqrt{2gH}, \quad (6-44)$$

причем коэффициент расхода  $m = 0,42$  принимается постоянным, не зависящим от напора  $H$ . Такой водослив применяется как водомер.

Величины расходов, вычисленные по формуле (6-44) для различных значений  $H$ , приведены в табл. 6-35.

Для получения расхода при ширине  $b \neq 1$  м табличные значения надо умножить на  $b$ .

Щелевые водосливы. Щелевой водослив состоит из одного или нескольких трапецидальных водосливных отверстий. Такие водосливы обычно устраи-

Таблица 6-35  
Величина расхода  $Q = m H \sqrt{2gH}$ ,  $\text{м}^3/\text{сек}$ , трапецидального водослива при  $\alpha = 14^\circ$  (рис. 6-38), при ширине  $b = 1$  м

$H$	$Q$	$H$	$Q$	$H$	$Q$	$H$	$Q$
0,05	0,021	0,14	0,097	0,26	0,247	0,44	0,542
0,06	0,027	0,15	0,108	0,28	0,276	0,46	0,580
0,07	0,034	0,16	0,119	0,30	0,306	0,48	0,617
0,08	0,042	0,17	0,134	0,32	0,337	0,50	0,659
0,09	0,050	0,18	0,142	0,34	0,369	0,60	0,865
0,10	0,059	0,19	0,154	0,36	0,402	0,70	0,880
0,11	0,068	0,20	0,162	0,38	0,436	0,80	1,131
0,12	0,077	0,22	0,192	0,40	0,475	0,90	1,588
0,13	0,087	0,24	0,219	0,42	0,508	1,00	1,860

ваются на перепадах канала с помощью ряда промежуточных бычков, стесняющих живое сечение канала (рис. 6-39).

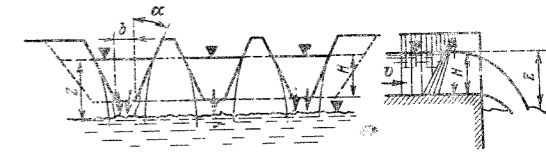


Рис. 6-39.

Расход щелевого водослива при  $n$  отверстий определяется по формуле

$$Q = m (b + 0,8 \text{tg} \alpha H) n \sqrt{2gH}, \quad (6-45)$$

где  $b$  — ширина понизу для каждой щели;  $\alpha$  — угол наклона боковой кромки к вертикали;  $n$  — число щелей;  $m$  — коэффициент расхода водослива.

По Е. А. Замарину при плавном очертании бычков (применяемых обычно на практике) коэффициент расхода может быть принят:

$H = 1$ м	$m = 0,475$ ;
$H = 1 \div 1,5$ м	$m = 0,485$ ;
$H = 1,5 \div 2$ м	$m = 0,495$ ;
$H = 2 \div 2,5$ м	$m = 0,510$ .

## НАПОРНЫЕ ВОДОВОДЫ

### 7-1. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ И ЗАВИСИМОСТИ

Потери напора по длине трубопровода  $h_n$  при проектировании водоводов большой длины, когда можно пренебречь местными сопротивлениями, определяются по формуле Дарси—Вейсбаха

$$h_n = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \quad (7-1)$$

которая преобразуется к одному из следующих выражений:

$$h_n = \frac{Q^2}{K^2} l = il; \quad (7-2)$$

$$h_n = AlQ^2; \quad (7-3)$$

$$h_n = SQ^2, \quad (7-4)$$

где  $K$  — расходная характеристика,

$$K = \omega C \sqrt{R} = \sqrt{\frac{g\pi^2 d^5}{8\lambda}}; \quad (7-5)$$

$\lambda = 8g/C^2$  — коэффициент сопротивления по длине в трубах;  $A$  — удельное сопротивление трубопровода,

$$A = \frac{8\lambda}{g\pi^2 d^5} = \frac{1}{K^2}; \quad (7-5')$$

$S$  — сопротивление трубопровода (полное),

$$S = Al = \frac{8\lambda l}{g\pi^2 d^5} = \frac{l}{K^2}. \quad (7-6)$$

В приведенных формулах:  $Q$  — расход;  $v$  — средняя скорость;  $R$  — гидравлический радиус;  $d$  — диаметр трубы;  $l$  — длина расчетного участка трубы;  $i$  — гидравлический уклон;  $C$  — коэффициент в формуле Шези,

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}. \quad (7-7)$$

Величина коэффициента сопротивления по длине  $\lambda$ , для подсчета  $K$ ,  $A$  и  $S$  может быть найдена по одной из формул, приведенных в гл. 4. При этом следует иметь в виду, что формулы Н. Н. Павловского и Маннинга применимы для расчетов только в области квадратичного закона сопротивления, когда  $\lambda \neq f(\text{Re})$ . Для этого необходимо соблюдение условия (4-19)

$$\text{Re} \frac{k_a}{d} = \frac{vk_a}{\nu} \geq 500, \quad (7-8)$$

которое в некоторых случаях соответствует режиму работы энергетических водоводов ГЭС, расчетные скорости которых принимают (по экономическим условиям) порядка  $v \geq 2$  м/сек.

При этом коэффициент  $\lambda$  (или коэффициент  $C$ ) можно определить по формуле Павловского или (для приближенных предварительных подсчетов) по формуле Маннинга.

Для расчета напорных трубопроводов во всех других случаях (при  $\text{Re} > \text{Re}_{кр}$ ) следует пользоваться формулами Колбрука и Альтшуля.

При расчете деревянных напорных трубопроводов гидростанций величина  $h_n$  может быть найдена также по формуле Скобея

$$h_n = 0,196 \frac{v^{1,8}}{d^{1,17}} l, \quad (7-9)$$

где  $v$  — в м/сек;  $d$  — в см.

Величина скорости при этом может быть найдена по графику рис. 7-1, построенному для выражения

$$v = 49,7 d^{0,6570,555},$$

где  $d$  — в м;  $i$  — в промиллях.

Из формулы потерь напора на трение (7-2) можно определить гидравлический уклон:

$$i = \frac{h_n}{l} = M \frac{Q^2}{d^5}, \quad (7-10)$$

где  $M = \frac{16\lambda}{2g\pi^2}$ .

Для прикидочных расчетов, принимая  $\lambda = 0,03$ , получаем

$$M = 0,0025 \text{ и } i \approx 0,0025 Q^2 / d^5. \quad (7-11)$$

Таким образом, приближенно можно считать, что гидравлический уклон, а следовательно, и потерянный напор обратно пропорциональны пятой степени диаметра водоводов:

$$\frac{i_1}{i_2} \approx \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^5. \quad (7-12)$$

### 7-2. ВЫБОР КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ

Величина абсолютной эквивалентной шероховатости  $k_a$  (или коэффициента шероховатости  $n$ ) выбирается в соответствии с материалом стенок трубопровода, в зависимости от характера обработки его внутренней поверхности, методов производства работ и эксплуатационных условий.

Для ориентировочных расчетов можно приближенно принимать при больших диаметрах, предполагая хорошее качество строительных работ, следующие значения коэффициента шероховатости:

Для бетонных и железнодорожных труб . . .  $n = 0,0125$ ;  
Для металлических клепаных труб . . .  $n = 0,013$ ;  
Для металлических сварных труб . . .  $n = 0,012$ ;  
Для деревянных водоводов большого диаметра . . . . .  $n = 0,011$ .

Для уточненных расчетов следует пользоваться данными табл. 4-1 и табл. 7-1.

### 7-3. РАСЧЕТ ВОДОВОДОВ

а) при квадратичном законе сопротивления

При расчете трубопроводов, если имеет место квадратичный закон сопротивления, т. е.  $\lambda \neq f(\text{Re})$ , обобщенные гидравлические параметры  $K$ ,  $A$  и  $S$ , входящие

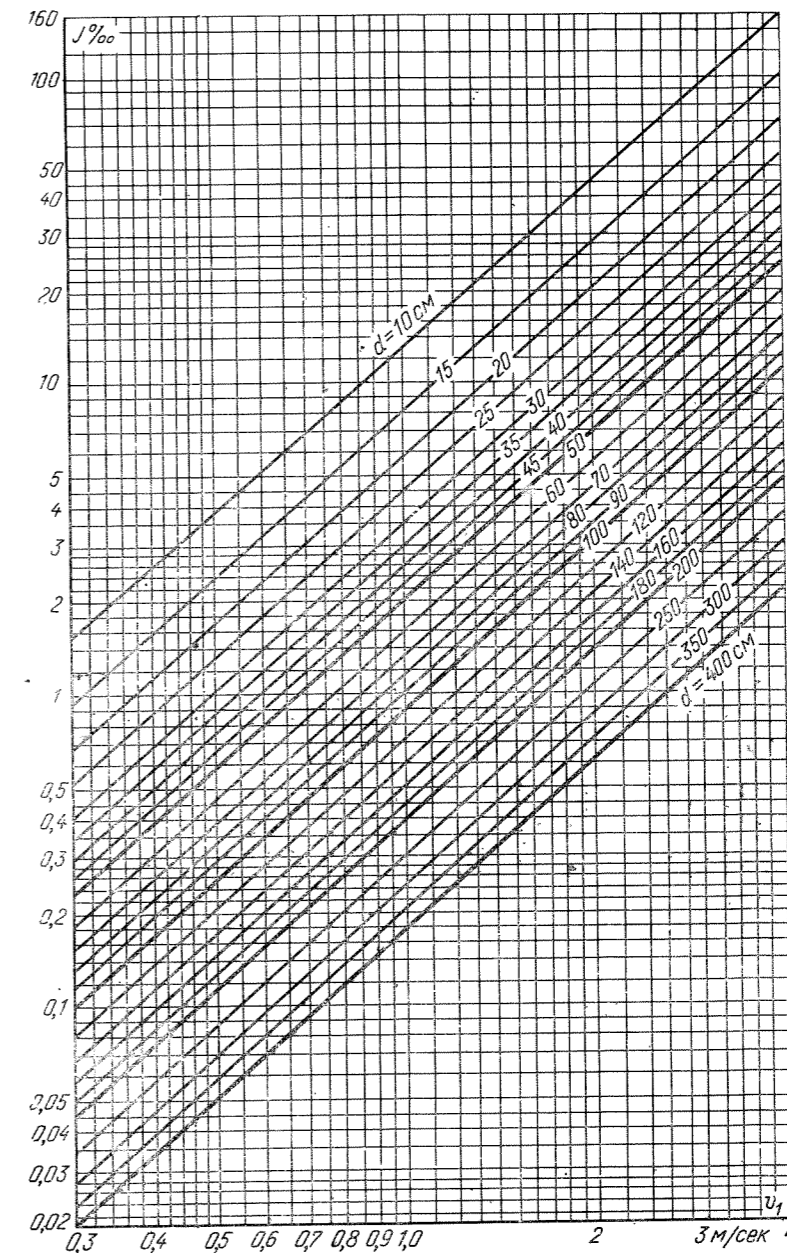


Рис. 7-1. График для гидравлического расчета деревянных труб.

в формулы (7-2)—(7-7), зависят только от диаметра трубы и шероховатости поверхности ее стенок и обозначаются  $K_{кв}$ ,  $A_{кв}$  и  $S_{кв}$ . В табл. 7-2 приведены значения  $K_{кв}$  для водоводов круглого сечения, подсчитанные по формуле Павловского, в табл. 7-3 — значения  $K_{кв}$  по формуле Маннинга, в табл. 7-5 значения  $K_{кв}$ , вычисленные по формуле Шифринсона (4-21) (при  $k_a = 0,2$  мм), а в табл. 7-6 — значения  $A_{кв}$  по формуле Шифринсона (при  $k_a = 0,1$  мм).

Примечание. Значения расходной характеристики  $K$  для них (не указанных в таблицах) коэффициентов шероховатости  $n$  могут быть получены с достаточной точностью по ближайшему табличному значению  $K$ , умноженному на отношение табличного значения коэффициента шероховатости к заданному.

**Пример.** Найти расходную характеристику для водовода диаметром  $d = 3$  м при коэффициенте шероховатости  $n = 0,017$ .  
Решение. По табл. 7-2 при  $n' = 0,020$  для  $d = 3$  м находим  $K'_{кв} = 289$  м<sup>3</sup>/сек. Тогда искомое значение расходной характеристики при  $n = 0,017$  будет равно:

$$K_{кв} \approx K'_{кв} \frac{n'}{n} = 289 \frac{0,020}{0,017} = 340 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

На графике рис. 7-2 и в табл. 7-4 даны значения расходной характеристики для коэффициента шероховатости  $n = 1$  (при  $C' = R^{1/6}$ ), т. е. даны  $K' = \omega C' \sqrt{R}$  ( $K' = Kn$ ).

Решение трех основных типов задач при расчете трубопроводов в квадратичной области сопротивления





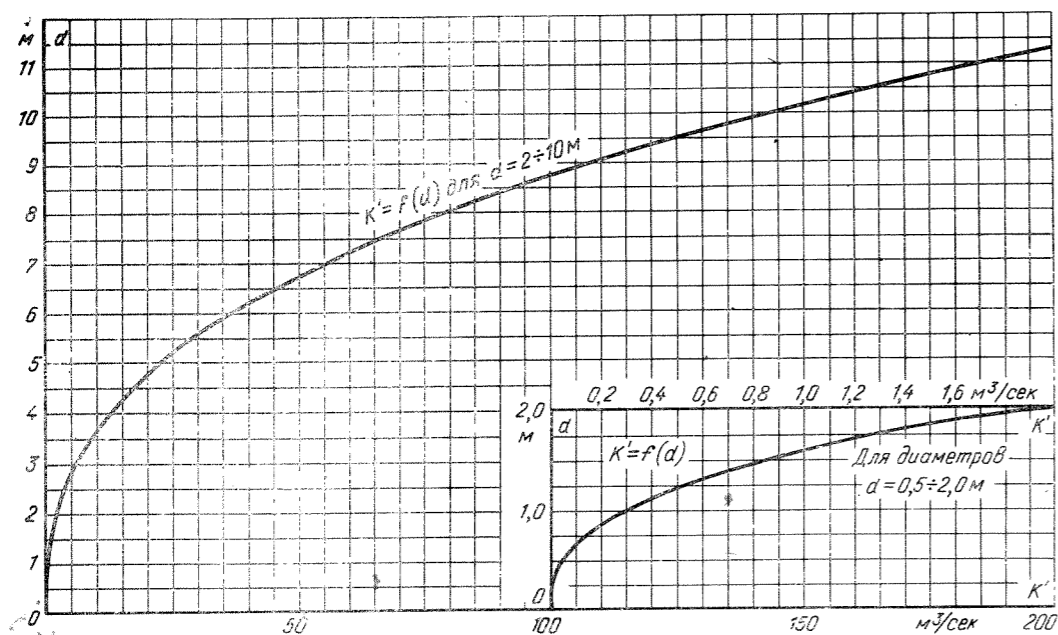


Рис. 7-2. График для определения расходной характеристики труб круглого сечения при коэффициенте шероховатости  $n=1$ ;  $C'=R^{1/6}$ .

Таблица 7-7

Значения поправки на неквадратичность  $\psi$  по формуле Альтшуля (7-16)

$v, \text{см/сек}$	1	10	20	30	40	50	100	150	200	300	400	500
При $k_0 = 0,1 \text{ мм}$	2,88	1,67	1,45	1,35	1,28	1,24	1,14	1,10	1,08	1,05	1,04	1,03
При $k_0 = 1 \text{ мм}$	1,67	1,14	1,08	1,05	1,04	1,03	1,015	1,01	1,0	1,0	1,0	1,0

Принимая  $\lambda$  по формуле (4-18), получаем выражение поправки на неквадратичность<sup>1</sup>:

$$\psi = \left(1 + \frac{68\gamma}{vk_0}\right)^{0,25} \quad (7-16)$$

Значения коэффициента  $\psi$  при движении воды ( $v=0,01 \text{ см}^2/\text{сек}$ ) в трубах с абсолютной шероховатостью  $k_0=0,1 \text{ мм}$  и  $k_0=1 \text{ мм}$  приведены в табл. 7-7.

В табл. 7-8 приведены значения коэффициента  $\psi$  для водопроводных труб по данным Ф. А. Шевелева<sup>2</sup>. Основные задачи гидравлического расчета напорных трубопроводов<sup>3</sup>

**Задача I.** Определить расход  $Q$ , если заданы  $d$ ,  $l$ ,  $h_{\pi}$ ,  $n$  (или  $k_0$ ).

Решение. 1. По табл. 7-2 (или 7-3—7-5) находим значение расчетной характеристики  $K_{\text{кв}}$  для заданных диаметра  $d$ ,  $n$  (или  $k_0$ ).

2. Находим расход трубопровода для квадратичного закона сопротивления  $Q_{\text{кв}} = K_{\text{кв}} \sqrt{\frac{h_{\pi}}{l}}$ .

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. М., «Недра», 1970.

<sup>2</sup> Шевелев Ф. А. Исследование основных гидравлических закономерностей турбулентного движения в трубах. М., Гостройиздат, 1953.

<sup>3</sup> Ниже рассматривается расчет трубопроводов при неквадратичном законе сопротивления; при квадратичном законе везде следует принимать  $\psi=1$ .

3. По табл. 7-7 (или 7-8) находим значение  $\psi$  для скорости  $v = \frac{4Q_{\text{кв}}}{\pi d^2}$ .

4. Вычисляем значение искомого расхода  $Q = K_{\text{кв}} \times \sqrt{\psi \frac{h_{\pi}}{l}}$ .

**Задача II.** Определить  $h_{\pi}$  (или  $i$ ) при заданных  $Q$ ,  $d$ ,  $n$  (или  $k_0$ ).

Решение. 1. По одной из таблиц 7-2—7-5 находим  $K_{\text{кв}}$  для заданного диаметра и заданной шероховатости стенок.

2. По табл. 7-7 (или 7-8) находим значение  $\psi$  для заданной скорости  $v = \frac{4Q}{\pi d^2}$ .

3. Вычисляем  $h_{\pi} = \psi \frac{Q^2}{K_{\text{кв}}^2} l$  или  $i = \psi \frac{Q^2}{K_{\text{кв}}^2}$ .

**Задача III.** Определить диаметр  $d$  водовода при заданных  $Q$ ,  $h_{\pi}$ ,  $l$  (или  $Q$  и  $i$ ) и  $n$  ( $k_0$ ).

Решение. 1. Вычисляем необходимое значение  $K_{\text{кв}}$  по формуле

$$K_{\text{кв}} = Q \sqrt{\frac{l}{h_{\pi}}} \quad \text{или} \quad K_{\text{кв}} = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

т. е. предполагая, что  $\psi=1$ .

Таблица 7-8

Значения поправки на неквадратичность для водопроводных труб (по Шевелеву)

Трубы	Скорости $v, \text{м/сек}$												
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
Нормальные	1,19	1,14	1,11	1,08	1,06	1,03	1,01	1	1	1	1	1	1
Новые чугунные	1,51	1,42	1,36	1,32	1,28	1,22	1,18	1,15	1,12	1,08	1,05	1,03	1,03
Новые стальные	1,22	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02

2. По одной из таблиц 7-2—7-5 находим для этого  $K_{\text{кв}}$  соответствующий ему диаметр  $d_1$ , пользуясь при этом интерполяцией.

3. Находим скорость  $v_1 = \frac{4Q}{\pi d_1^2}$  и соответствующее

ей значение  $\psi$ , после чего вычисляем значение  $K$  по формуле

$$K = Q \sqrt{\frac{\psi}{i}} = Q \sqrt{\frac{\psi l}{h_{\pi}}}$$

4. По табл. 7-2—7-4 находим диаметр  $d$ , отвечающий найденному значению  $K$ .

**Пример.** Определить потери напора на трение в новом стальном напорном трубопроводе диаметром  $d=200 \text{ мм}$  и длиной  $l=1000 \text{ м}$  при пропуске расхода воды  $Q=50 \text{ л/сек}$ .

1. По табл. 4-1 находим абсолютную эквивалентную шероховатость для новых стальных труб  $k_0=0,1 \text{ мм}$ .

2. Для найденной шероховатости  $k_0$  и заданного диаметра  $d=200 \text{ мм}$  находим из табл. 7-6 значение удельного сопротивления трубопровода при работе его в квадратичной области:  $A_{\text{кв}}=4,21$ .

3. Находим потери напора на трение при условии работы трубопровода в квадратичной области:

$$h_{\text{л.кв}} = A_{\text{кв}} \cdot lQ^2 = 4,21 \cdot 1000 \cdot 0,05^2 = 10,5 \text{ м.}$$

4. Находим скорость движения воды в трубе и определяем по табл. 7-7 поправку на неквадратичность:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,05}{\pi \cdot 0,2^2} = 1,6 \text{ м/сек};$$

$$\psi = 1,10.$$

5. Находим значение искомого потерь напора

$$h_{\text{л}} = \psi h_{\text{л.кв}} = 1,10 \cdot 10,5 = 11,6 \text{ м.}$$

#### 7-4. ПРЕДЕЛЬНЫЕ НЕРАЗМЫВАЮЩИЕ СКОРОСТИ, ДОПУСКАЕМЫЕ ПО УСЛОВИЯМ ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛА НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ

Предельные величины средних скоростей, допускаемых в напорных водоводах по условиям прочности их материала при незначительном содержании в виде солей и наносов, указаны в табл. 7-9.

Указанные в таблице скорости применимы для холостых напорных водосбросов. В деривационных напорных водоводах величины средних скоростей определяются экономическим расчетом и конструктивными соображениями; обычно они значительно ниже предельных допускаемых скоростей, указанных в табл. 7-9.

#### 7-5. ИЗМЕНЕНИЕ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ В ПРОЦЕССЕ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИИ

При проектировании напорных трубопроводов следует учитывать, что пропускная способность трубопроводов постепенно в процессе их эксплуатации изменяется, снижаясь в некоторых случаях (например, для трубопроводов водоснабжения) до 50% расчетной и даже ниже. Шероховатость труб увеличивается вследствие процесса коррозии и инкрустации (образование отло-

Таблица 7-9

Предельные допускаемые скорости в напорных водоводах, м/сек

Наименование сооружений	Диаметр водовода, м					
	1	2	3	4	5	6 и более
Туннели, проложенные без облицовки в кристаллических породах с временным сопротивлением на раздробление 700—1600 кгс/см <sup>2</sup> при гладкой поверхности выработанной породы	26	30	32	34	36	37
То же грубой поверхности выработанной породы	17	20	22	23	24	25
Туннели, проложенные без облицовки в кристаллических породах с временным сопротивлением на раздробление 1600—2200 кгс/см <sup>2</sup> и более при гладкой поверхности выработанной породы	35	40	43	46	48	50
То же при грубой поверхности выработанной породы	23	26	28	30	31	32
Железобетонные трубопроводы и туннели с облицовкой из бетона с цементной или торкретной штукатуркой при тщательном выполнении работ (в зависимости от марки бетона)	32—17	37—20	40—22	42—23	44—24	46—25
Деревянные трубопроводы	26	30	32	34	36	37
Металлические (стальные) трубопроводы						

По условию прочности практически допускается любая скорость, выбор которой зависит от марки металла и определяется конструкцией водовода, экономическими факторами (возможны разрушения от истирания, кавитации и коррозии)

**Примечание.** В случае наличия в потоке наносов и активных солей указанные в таблице величины скоростей подлежат уменьшению в зависимости от продолжительности возможного межремонтного срока, количества и состава наносов и активных солей.

жений в трубах), что в первом приближении можно оценить по формуле

$$k_t = k_0 + \alpha t, \quad (7-17)$$

где  $k_0$  — абсолютная шероховатость в мм для новых труб (в начале эксплуатации);  $k_t$  — абсолютная шероховатость через  $t$  лет эксплуатации;  $\alpha$  — коэффициент, характеризующий быстроту возрастания шероховатости в мм/год.

Значение коэффициента  $\alpha$  зависит от материала труб и свойств жидкости. Для движения холодной воды в стальных трубах значения  $\alpha$  приведены в табл. 7-10 в зависимости от физико-химических свойств транспортируемой воды.

Таблица 7-10

Значения параметров  $\alpha$  в формулах (7-17) для стальных водопроводных труб<sup>1</sup>

Группа природных вод	$\alpha$ , мм/год
Слабо минерализованные некоррозионные воды; воды с незначительным содержанием органических веществ и растворенного железа	0,005—0,055 Среднее значение 0,025
Слабо минерализованные коррозионные воды; воды, содержащие органические вещества и растворенное железо меньше 3 мг/л	0,055—0,18 Среднее значение 0,07
Весьма коррозионные воды, но с малым содержанием хлоридов и сульфатов; воды с содержанием железа более 32 мг/л	0,18—0,40 Среднее значение 0,20
Коррозионные воды с большим содержанием хлоридов и сульфатов (больше 500—700 мг/л); необработанные воды с большим содержанием органических веществ	0,40—0,60 Среднее значение 0,51
Сильно минерализованные и коррозионные воды со значительной карбонатной и малой постоянной жесткостью, с плотным остатком более 2 000 мг/л	От 0,6 до 1 и более

<sup>1</sup> Альтшуль А. Д. Гидравлические потери на трение в трубопроводах. М., Госэнергоиздат, 1964.

**Пример.** Новый стальной водовод диаметром  $d=250$  мм с абсолютной эквивалентной шероховатостью  $k_0=0,1$  мм рассчитан на расход  $Q_0=52,8$  л/сек. Требуется определить расход  $Q_1$  этого водовода через 15 лет эксплуатации. Вода слабоминерализованная, некоррозионная. Исследования, проведенные через 2 года после начала эксплуатации, показали, что абсолютная шероховатость трубопровода возросла до  $k_2=0,2$  мм.

**Решение.**  
1. По табл. 7-10 находим, что вода относится к 1-й группе, для которой коэффициент  $\alpha=0,005 \div 0,055$  мм/год.  
2. Из формулы (7-17) имеем:

$$k_2 = k_0 + \alpha t; 0,2 = 0,1 + \alpha \cdot 15; \alpha = 0,005 \text{ мм/год.}$$

Принимаем для расчета значение  $\alpha=0,005$  мм/год.  
3. Находим расчетное значение абсолютной шероховатости трубопровода через 15 лет эксплуатации:

$$k_{15} = k_0 + \alpha \cdot 15; k_{15} = 0,1 + 0,005 \cdot 15 = 0,85 \text{ мм.}$$

4. В предположении квадратичного закона сопротивления находим величину коэффициента сопротивления по длине через 15 лет эксплуатации:

$$\frac{\lambda_{15}}{\lambda_0} = \frac{0,11 \left(\frac{k_{15}}{d}\right)^{0,25}}{0,11 \left(\frac{k_0}{d}\right)^{0,25}} = \left(\frac{k_{15}}{k_0}\right)^{0,25};$$

$$\lambda_{15} = \lambda_0 \left(\frac{k_{15}}{k_0}\right)^{0,25} = \lambda_0 \left(\frac{0,85}{0,1}\right)^{0,25} = 1,71 \lambda_0;$$

$$\frac{Q_{15}}{Q_0} = \frac{C_{15} \sqrt{R}}{C_0 \sqrt{R}} = \sqrt{\frac{\lambda_0}{\lambda_{15}}} = \sqrt{\frac{\lambda_0}{1,71 \lambda_0}} = 0,766;$$

$$Q_{15} = 0,766 Q_0 = 52,8 \cdot 0,766 = 40,5 \text{ л/сек.}$$

т. е. пропускная способность водовода уменьшится на

$$\frac{52,8 - 40,5}{52,8} \cdot 100 = 23,1\%.$$

7-6. НЕКОТОРЫЕ ЗАДАЧИ ПО РАСЧЕТУ ВОДОВОДОВ

а) ВСАСЫВАЮЩАЯ ТРУБА НАСОСА

Величина вакуума в точке А (на оси насоса) (рис. 7-3):

$$h_{\text{вак}} = h + \frac{v^2}{2g} + \sum h_w = h + \frac{v^2}{2g} \left(1 + \sum \zeta + \lambda \frac{l}{d}\right) = h + \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^5} \left(1 + \sum \zeta + \lambda \frac{l}{d}\right),$$

где  $h$  — высота оси насоса над уровнем свободной поверхности (высота всасывания);  $v$  и  $Q$  — средняя скорость и расход во всасывающей трубе;  $l$  и  $d$  — длина всасывающей трубы и ее диаметр;  $\lambda$  и  $\zeta$  — коэффициенты сопротивления (по длине и местные).

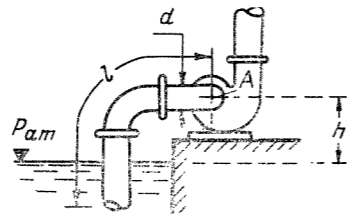


Рис. 7-3. К расчету всасывающей трубы насоса.

Максимальный расход  $Q_{\text{макс}}$  при заданной высоте всасывания и заданных конструктивных элементах всасывающей трубы ( $d$ ,  $l$  и т. д.) равен:

$$Q_{\text{макс}} = \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{\frac{2g(h_{\text{вак.доп}} - h)}{1 + \sum \zeta + \lambda \frac{l}{d}}}, \quad (7-18)$$

где  $h_{\text{вак.доп}}$  — максимально допустимая величина вакуума для данной конструкции насоса; для ориентировочных расчетов можно принимать  $h_{\text{вак.доп}}=7 \div 7,5$  м. Если принять грубо ориентировочно  $h_{\text{вак.доп}}=7,5$  м при  $\sum \zeta=0,30$ ,  $\lambda=0,02$  и  $l/d=100$ , получим:

$$Q_{\text{макс}} = 1,92 d^2 \sqrt{7,5 - h}, \text{ м}^3/\text{сек.}$$

где  $d$  и  $h$  — в м.

**Пример.** Ось центробежного насоса расположена на высоте  $h=5$  м; допустимый вакуум  $h_{\text{вак.доп}}=7,5$  м; диаметр всасывающей трубы  $d=0,5$  м. Максимально возможный расход равен (приблизительно):

$$Q_{\text{макс}} \approx 1,92 d^2 \sqrt{7,5 - h} = 1,92 \cdot 0,5^2 \sqrt{7,5 - 5} = 0,75 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

**Примечание.** При дальнейшем увеличении частоты вращения насоса (центробежного) с целью увеличения его производительности наступает разрыв сплошности течения и насос может отказать в работе. Нельзя увеличить производительность насосной установки сверх полученного  $Q_{\text{макс}}$  за счет увеличения частоты вращения насоса, если даже электродвигатель по своей конструкции и мощности позволяет это сделать.

б) ФОНТАН (рис. 7-4)

Высота вертикального подъема струи равна:

$$h_{\text{фонт}} = \frac{v^2}{2g} - h_w = \frac{v^2}{2g} (1 - \zeta_{\text{стр}})$$

или

$$h_{\text{фонт}} = \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^5} (1 - \zeta_{\text{стр}}),$$

где  $v$  и  $Q$  — средняя скорость и расход в выходном сечении;  $h_w$  — потерянный напор, вызванный сопротивлением воздуха;  $d$  — диаметр выходного сечения;  $\zeta_{\text{стр}}$  — коэффициент сопротивления струи.

Для коэффициента сопротивления струи  $\zeta_{\text{стр}}$  в свободном полете имеются различные эмпирические формулы.

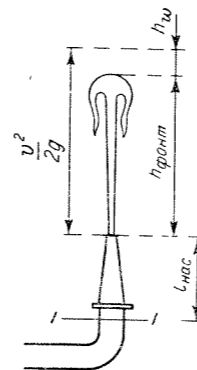


Рис. 7-4. К расчету высоты подъема струи.

По Люгеру

$$\zeta_{\text{стр}} = \frac{kH}{1 + kH},$$

где  $H$  — полный напор у выходного отверстия,  $H = v^2/2g$ ;  $k$  — коэффициент, равный:

$$k = \frac{0,00025}{d + 1000 d^3},$$

$d$  — диаметр выходного отверстия, м.

**Пример.** При  $H=100$  м и  $d=0,05$  м коэффициент сопротивления струи равен:

$$\zeta_{\text{стр}} = \frac{kH}{1 + kH} = \frac{0,00025 \cdot 100}{1 + \frac{0,00025 \cdot 100}{0,05 + 1000 \cdot 0,05^3}} = 0,125.$$

Высота подъема струи

$$h_{\text{фонт}} = H (1 - \zeta_{\text{стр}}) = 100 (1 - 0,125) = 87,5 \text{ м.}$$

**Примечание.** Для ориентировочных расчетов, полагая  $\zeta_{\text{стр}}=0,1$ , получим:

$$h_{\text{фонт}} \approx 0,074 \left(\frac{Q}{d^2}\right)^2, \text{ м.}$$

при  $Q$  — в м<sup>3</sup>/сек и  $d$  — в м.

Если  $Q$  выражено в л/сек, а  $d$  в см, то

$$h_{\text{фонт}} = 7,4 \frac{Q^2}{d^4}, \text{ м.}$$

**Манометрическое давление.** В сечении I-I перед насадком (рис. 7-4) величина манометрического давления (пьезометрическая высота  $p/\gamma$ ), м вод. ст., определяется по формуле (пренебрегая скоростным напором  $\frac{v^2}{2g}$  в сечении I-I, а также и длиной насадка)

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta_{\text{нас}}) = h_{\text{фонт}} \frac{1 + \zeta_{\text{нас}}}{1 - \zeta_{\text{стр}}}.$$

Числовые значения коэффициента сопротивления насадка см. в табл. 5-7.

в) СИФОННАЯ ТРУБА (рис. 7-5).

Разность уровней верхнего и нижнего бьефов  $H$  равна сумме всех гидравлических сопротивлений данной сифонной трубы:

$$H = \sum h_w = \sum \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}.$$

Здесь  $\sum \zeta$  представляет собой сумму коэффициентов всех местных сопротивлений, включая и сопротивления при выходе из сифонной трубы в нижний резервуар.

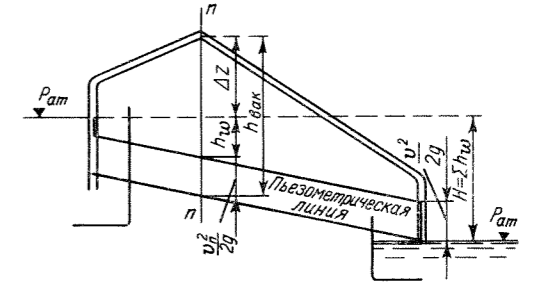


Рис. 7-5. К расчету сифонной трубы.

Если диаметр один и тот же, то скорость  $v$  одна и та же на всем протяжении трубы, а потому

$$H = \frac{v^2}{2g} \left(\lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta\right) = \frac{Q^2}{2g\omega^2} \left(\lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta\right).$$

Разность отметок верхнего и нижнего бьефов  $H$  может быть и больше 10 м.

Величина вакуума в сечении n-n (рис. 7-5) определяется по формуле

$$h_{\text{вак}} = \Delta z + \frac{v^2}{2g} + \sum h_w.$$

При постоянном диаметре трубы

$$h_{\text{вак}} = \Delta z + \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^5} \left(1 + \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta\right).$$

**Примечание.** Сифонная труба может работать лишь при условии ее предварительной зарядки, т. е. предварительного ее заполнения жидкостью.

Если разность уровней  $H > 10$  м, зарядка сифона возможна только при закрытом нижнем отверстии трубы.

г) НАПОРНЫЙ ВОДОВОД

При проектировании напорных водоводов часто встречаются следующие задачи:

а) Определить расход  $Q$  при заданном диаметре и известной разности отметок уровня свободной поверхности питающего водоема  $H$  и пьезометрической линии в конце водовода  $H_1$ , т. е.  $(H - H_1)$ ; б) определить необходимый диаметр  $d$  при заданном расходе  $Q$ .

Расчет следует производить с учетом местных сопротивлений и скоростного напора. Только при очень длинных водоводах и малом их диаметре или при предварительных расчетах этими величинами можно пренебречь.

Если данный водовод на всем своем протяжении имеет один и тот же диаметр  $d$ , то расход  $Q$  определяется по формуле

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{\frac{2g(H - H_1)}{1 + \sum \zeta + \lambda \frac{l}{d}}}, \quad (7-19)$$

или

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{\frac{2g(H - H_1)}{1 + \sum \zeta + 2g \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)^2 \frac{l}{K^2}}}, \quad (7-20)$$

где  $Q = f(d)$  при данном  $(H - H_1)$ ;  $d$ ,  $l$  и  $K$  — соответственно диаметр трубы, ее длина и расходная характеристика,  $K = \omega C \sqrt{R}$ ;  $\sum \zeta$  — сумма всех местных сопротивлений;  $H$  и  $H_1$  — отметка свободной поверхности питающего водоема и пьезометрической линии в конце трубы ( $H_1 = p/\gamma + z$ ).

Часто напорный водовод оканчивается тем или иным насадком (например, соплом у ковшовых турбин ГЭС) с атмосферным давлением в его выходном сечении, тогда  $H_1$  равен отметке центра тяжести выходного сече-

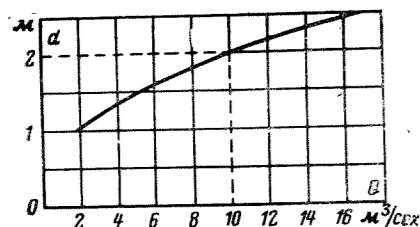


Рис. 7-6. К расчету напорного водовода.

ния. При этом формула расхода приобретает вид:

$$Q = \frac{\pi d_c^2}{4} \sqrt{\frac{2g(H-z)}{1 + \zeta_e + \left(\sum \zeta + \lambda \frac{l}{d}\right) \left(\frac{d_c}{d}\right)^4}} \quad (7-21)$$

где  $d_c$  — диаметр выходного отверстия сопла;  $d$  — диаметр водовода.

При заданном расходе  $Q$  диаметр  $d$  определяется по тем же формулам путем подбора или графо-аналитически.

**Пример.** Определить диаметр железобетонного водовода  $d$ , если известны отметка уровня верхнего бьефа  $\nabla_{ВВ}=100$  м; отметка пьезометрической линии в конце трубопровода  $\nabla_{п} = p/\gamma + z = 98,5$  м;

длина трубопровода  $l=200$  м; расход  $Q=10$  м³/сек, а сумма всех коэффициентов местных сопротивлений составляет  $\sum \zeta = 0,3$ .

Предполагается наличие квадратичного закона сопротивления.

Пользуясь формулой (7-20), получаем:

$$Q = \frac{4,25 d^2}{\sqrt{1,3 + 2,42 \frac{d^4}{K^2}}}$$

Для определения расходной характеристики  $K=K'/n$  принимаем коэффициент шероховатости  $n=0,013$  (по табл. 7-1) и, задаваясь диаметром по графику рис. 7-2, находим  $K'$ .

Далее расчет ведем в табличной форме

$$A = 1,3 + 2,42 \frac{d^4}{K^2}$$

$d$	$4,25d^2$	$K'$ ( $n=1,0$ )	$K = \frac{K'}{n}$ ( $n=0,013$ )	$2,42 \left(\frac{d^4}{K^2}\right)$	$\sqrt{A}$	$Q = \frac{4,25d^2}{\sqrt{A}}$
1	4,25	0,311	23,9	5,56	2,62	1,62
1,5	9,52	0,918	70,6	2,47	1,94	4,90
2,0	17,00	1,975	152,0	1,69	1,73	9,80
2,5	26,50	3,582	276,0	1,24	1,54	16,70

Необходимый диаметр трубы находим по графику рис. 7-6,  $d=2$  м.

**Примечание.** Если пренебречь местными сопротивлениями и величиной скоростного напора, то расходная характеристика

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{Q}{\sqrt{\frac{\Delta H}{l}}} = Q \sqrt{\frac{l}{\Delta H}} = 10 \sqrt{\frac{200}{1,5}} = 115,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$K' = Kn = 115,2 \cdot 0,013 = 1,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Этому значению  $K'$  по графику рис. 7-2 соответствует диаметр  $d'=1,85$  м, т. е. меньше полученного предыдущим расчетом ( $d=2$  м); при этом расход оказался бы равным примерно 8,5 м³/сек вместо заданных 10 м³/сек.

## РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ (РАСЧЕТ КАНАЛОВ)

### 8-1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ И ЗАВИСИМОСТИ

Расход определяется по формуле Шези

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}, \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (8-1)$$

Уклон и падение канала по длине  $l$  (потеря напора) определяются по формулам:

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{Q^2}{K^2}; \quad (8-2)$$

$$\Delta z = il = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} l = \frac{Q^2}{K^2} l. \quad (8-3)$$

Расходная характеристика (или модуль расхода)

$$K = \omega C \sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{i}}, \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (8-4)$$

Скоростная характеристика (или модуль скорости)

$$W = C \sqrt{R} = \frac{v}{\sqrt{i}}, \text{ м/сек.} \quad (8-5)$$

Определение коэффициента  $C$

Согласно ТУиН Главэнергостроя (ТУ-24-108-48) во всех случаях расчета деривационных каналов ГЭС может применяться формула Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y, \text{ где } y = f(n, R).$$

Для предварительных расчетов можно полагать  $y = 1/6$  (по Маннингу) и соответственно  $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

или  $y = 1/5$  (по Форхгеймеру), соответственно  $C = \frac{1}{n} R^{0,2}$ .

Для уточненных расчетов больших открытых и иных искусственных водоводов (безнапорных туннелей гидроэлектростанций) рекомендуется полная формула Н. Н. Павловского (табл. 4-7).

### 8-2. ФОРМА ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ КАНАЛА

Форма поперечного сечения канала выбирается в зависимости от его размеров, технического назначения и условий постройки (характер грунта и пр.).

Поперечное сечение деривационного канала гидроэлектростанций в основном имеет трапециевидную форму и реже прямоугольную. Специальные сечения применяются при туннельных проходках, а также как элементы гидротехнических сооружений.

Трапециевидное сечение характеризуется коэффициентом откоса  $m$  и относительной шириной канала, т. е. отношением  $\beta = b/h$  (величина, которая принимается в зависимости от назначения канала (рис. 8-1)).

Для каналов, имеющих облицовку, предпочтительной формой является гидравлически невыгоднейшее сечение как наиболее экономичное.

Не рекомендуются мелкие и очень широкие профили. Рекомендуется принимать  $\beta$  в зависимости от глубины канала: при  $h \leq 2$  м  $\beta < 10 \div 12$ ; при  $h = 2 \div 3$  м  $\beta \leq 12 \div 15$ ; при  $h > 3$  м  $\beta \leq 20$ .

Коэффициент откоса  $m$  выбирается по условиям устойчивости откоса в зависимости от качества грунта, в котором устроен канал, а также зависимости от принятого способа укрепления откосов (характера облицовки русла). Согласно ТУ-24-108-48 Главэнергостроя для каналов с высотой откосов менее 10 м для предварительных расчетов (например, при сравнении в расчетах по выбору трассы канала) значения коэффициента откоса могут приниматься по табл. 8-1.

Таблица 8-1

Значения коэффициента откоса  $m$  при высоте откоса  $H \leq 10$  м (согласно ТУ-24-108-48 Главэнергостроя)

Категория грунта или вид облицовки	Коэффициент откоса $m$
Мелкозернистые песчаные грунты	3—3,5
Супесчаные или слабоуплотненные грунты	2—2,5
Плотная супесь и легкий суглинок	1,5—2
Гравелистые и песчано-гравелистые грунты	1,5
Тяжелые суглинки, плотные лессы и обычные глины	1—1,5
Тяжелые плотные глины	1
Различные скальные породы в зависимости от степени выветренности	0,5—0,10

Примечания: 1. Надводные откосы принимаются более крутыми:

При облицовке из бетона, асфальтобетона . . . . .  $m \approx 1,25$   
 При облицовке из гравийной отсыпки и каменной наброски . . . . .  $m \approx 1,50$   
 При облицовке из пластичных материалов (глинистых, суглинистых) . . . . .  $m \approx 2,5$

2. Согласно § 88 ТУ-24-108-48 устойчивость откоса проверяется специальным расчетом при высоте  $> 5$  м: в техническом проекте для каналов всех трех классов, а в проектном задании только для каналов I класса.

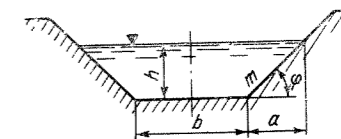


Рис. 8-1.

В условиях отсутствия сведений о технических свойствах грунтов и для предварительных проработок следует принимать значения  $m$  не менее:

При высоте откоса	$m$	$m$
$H \leq 3$ м	1,5	1,25
$H = 3-5$ м	2,0	1,75

При высоте откосов  $H > 5,0$  устойчивость откосов должна быть проверена специальными расчетами.

8-3. ВЫБОР КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ

При проектировании открытых каналов большой протяженности правильный выбор коэффициента шероховатости имеет большое значение. Если канал существует и находится в эксплуатации, то оценка состояния дна и откосов канала затруднена и для уточненных расчетов канала коэффициент шероховатости должен быть определен специальными исследованиями в натуре.

При проектировании каналов выбор коэффициента шероховатости производится в соответствии с рекомендованной ТУ Главгидроэнергостроя таблицей значений  $n$  (табл. 8-2). Расчет следует проводить по указанию Н. Н. Павловского при трех значениях коэффициента  $n$ , а именно — основной расчет надо производить при выбранном наиболее вероятном значении коэффициента шероховатости; два других расчета (поверочных) надо производить один при ближайшем большем, а другой при ближайшем меньшем значении этого коэффициента.

Для сопоставления и лучшей ориентировки в выборе расчетных коэффициентов шероховатости дополнительно в табл. 8-3 — 8-6 приводятся рекомендации Н. Н. Павловского.

Каналы с неоднородной шероховатостью русла. Если русло канала неоднородно и на одной части смоченного периметра  $\chi_1$  коэффициент шероховатости будет  $n_1$ , а на другой части  $\chi_2$  будет  $n_2$  (рис. 8-2), то для всего

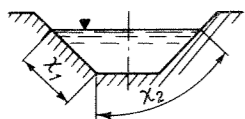


Рис. 8-2.

профиля коэффициент шероховатости можно принять равным (приближенно):

$$n = \frac{n_1 \chi_1 + n_2 \chi_2}{\chi_1 + \chi_2} \tag{8-6}$$

Н. Н. Павловский рекомендует определять этот «приведенный» коэффициент по формуле

$$n_p = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2}} \tag{8-7}$$

Пример. Проектируется канал с бетонированными откосами и неукрепленным дном трапециoidalного сечения. Длина бетонированных откосов  $\chi_1 = 6$  м, коэффициент шероховатости  $n_1 =$

Так как  $Q = \omega \frac{1}{n_1} R^2 \sqrt{R i_1} = \omega \frac{1}{n_2} R^2 \sqrt{R i_2}$ , и следовательно,  $i_1 = i_2 (n_1/n_2)^2$ , то для пропуска заданного расхода  $Q$  при прочих равных условиях при изменении коэффициента шероховатости необходимо одновременно изменить уклон на величину отношения коэффициентов шероховатости. Например, если вместо необходимого  $n_2 = 0,0225$  будет принят  $n = 0,026$ , то уклон канала  $i$  будет завышен в  $(\frac{0,026}{0,0225})^2 = 1,24$  раза.

Таблица 8-2

Значения коэффициента шероховатости  $n$  в формуле Н. Н. Павловского по ТУ-24-108-48 Главгидроэнергостроя

Характеристика поверхности	Значение $n$		
	минимальное	среднее	максимальное
Необлицованная скала: Весьма хорошие условия: каналы, чисто высеченные в скале, широкие каналы при горизонтальном залегании слоев земли Средние условия: стенки сглажены путем удаления выступов Весьма неровная поверхность (каналы, грубо высеченные в скале)	0,020	—	0,025
Частично облицованная скала: При торкретировании или штукатурке скалы без устройства лотка в нижней части сечения (для безнапорных туннелей) При устройстве лотка в нижней части сечения и частичной штукатурке скалы для безнапорных туннелей	0,022	—	0,030
Земляные каналы: Каналы в лессе, плотном грунте, плотной земле, затянутые илстой пленкой без наносов Большие и средние каналы, находящиеся в хороших условиях эксплуатации и ухода Большие каналы в средних условиях Каналы в плохих условиях содержания То же при наличии водорослей с местными обвалами откосов Каналы с неправильным профилем, сильно заросшие и засоренные	—	0,020	—
Деревянные лотки: Строганные доски или брусья, уложенные вдоль течения Нестроганные доски или брусья, уложенные вдоль течения	0,011	0,013	0,014
Лотки из клепок	0,011	0,012	0,014
Простая бетонная или железобетонная облицовка без штукатурки и затирки: Гладкий бетон при хорошо сплоченной опалубке, без выступов и впадин, при закруглениях средней величины в плане, без песка и гравия на дне	0,013	0,014	0,015
Шероховатый бетон со следами опалубки (впадины, отпечатки) вследствие неплотной пригонки досок опалубки, а также при крутых закруглениях в плане и при наличии отложений гравия и песка на дне	0,015	0,016	0,018

Примечание. При производстве работ машинным способом без последующей подчистки поверхности коэффициент шероховатости увеличивается:  
для лучших условий на 0,10;  
• средних " " " 0,20;  
• худших " " " 0,30.  
При производстве работ машинным способом с последующей подчисткой поверхности коэффициент шероховатости увеличивается:  
для лучших условий на 0,05;  
• средних " " " 0,10;  
• худших " " " 0,15.

Продолжение табл. 8-2

Характеристика поверхности	Значение $n$		
	минимальное	среднее	максимальное
Бетонная и железобетонная обработка наля штукатурная или заглаженная облицовка: При высоком качестве работ — чистая цементная штукатурка и безукоризненно заглаженная поверхность При хорошем качестве работы — поверхность сглажена и выровнена, швы заглажены при небольшом количестве закруглений на трассе, имеющих большие радиусы, и при отсутствии отложений наносов на дне Торкретированная поверхность: При затирке проволочной стальной сеткой Без принятия специальных мер Каменные облицовки: Мостовая (бутовая кладка) на растворе Габийная кладка Каменная наброска Булыжная мостовая Гравийная галечная отсыпь	—	0,011	—
Примечание. * Меньшее значение соответствует $d_{cp} = 10$ мм и большее — $d_{cp} = 50$ мм	0,011	0,012	0,013
	0,016	0,018	—
Облицовка из асфальтовых или битумных материалов (асфальтобетонная облицовка и облицовка из асфальтового раствора, облицовка по типу глубокой пропитки битумом)	—	0,019	0,021
	0,017	0,0225	0,030
а л и а 8-3	0,025	0,027	0,032
	0,027	0,030	0,035
Коэффициенты шероховатости для земляных каналов (рекомендовано Н. Н. Павловским)	0,020	0,025	0,027
	От 0,020 до 0,025*		
Характеристика канала	0,013	0,014	0,015
	Значения $n$ при машинном способе постройки в зависимости от условий		
Каналы в лессе, плотной земле и т. д. (в нормальном состоянии) Большие земляные каналы в условиях содержания и ремонта выше средних Большие земляные каналы в средних условиях содержания и малые каналы в хороших условиях содержания Большие земляные каналы в условиях содержания ниже средних и малые каналы в средних условиях Каналы в сравнительно плохих условиях	лучшие	средние	худшие
	0,0220	0,0240	0,026
Примечание. Следует иметь в виду, что в процессе эксплуатации неровности дна и стенок канала, появляющиеся при машинном производстве работ, постепенно сглаживаются.	0,0250	0,0270	0,029
	0,0275	0,0300	0,0325
Таблица 8-4	0,0300	0,0330	0,0358
	0,0330	0,0360	0,0390
Коэффициенты шероховатости для каналов в скальных грунтах (рекомендовано Н. Н. Павловским)	Кoeffициент шероховатости $n$		
	Характеристика канала		
Каналы, чисто высеченные в скале Каналы в средних условиях производства скальных работ, без сплоченной тщательной «оглаживания» поверхности Каналы, грубо высеченные в скале	0,020—0,025		
	0,030—0,035		
			0,040—0,045

Таблица 8-5

Коэффициенты шероховатости для каналов с облицовкой из каменной кладки (рекомендованы Н. Н. Павловским)

Характеристика облицовки	Величина коэффициента $n$		
	наилучшая	вероятная	наихудшая
Облицовка тесаным камнем	0,013	0,015	0,017
Кирпичная кладка, покрытая глазурью	0,011	0,013	0,015
Кирпичная кладка на цементном растворе	0,012	0,015	0,017
Бутовая кладка на цементном растворе	0,017	0,20—0,025	0,030
Сухая кладка	0,025	0,030	0,35
Булыжная мостовая	—	0,020—0,025	—

Таблица 8-6

Коэффициенты шероховатости для бетонированных каналов (рекомендовано Н. Н. Павловским)

Характеристика поверхности	Коэффициент шероховатости, $n$		
	Лучшие условия	Средние условия	Хорошие условия
Наиболее гладкие поверхности, встречаемые на практике, с весьма тщательной отделкой откосов и дна, с хорошо устроенными швами, без песка и гравия на дне при небольшом количестве на трассе закруглений, имеющих большие радиусы	0,011	0,012	0,013
	0,013	0,014	0,015
Без специальной весьма гладкой отделки поверхности (без тщательной сплошной штукатурки) или при не вполне ровно затертой поверхности, с удовлетворительно устроенными швами, при закруглениях среднего радиуса, без песка и гравия на дне	0,015	0,016	0,018
	0,016	—	—
Предыдущие случаи при наличии песка и гравия на дне, шероховатые бетонные поверхности с плохо устроенными швами, закругления малого радиуса	—	0,019	—
	—	—	0,021
Бетонировка, исполненная посредством цемент-пески: а) В лучших условиях, т. е. при сглаживании поверхности при помощи проволочных щеток б) В средних условиях производства работ, без сглаживания щетками в) При плохом производстве работ	0,016	—	—
	—	—	—

Примечание. Если бетонировка поросла мхом, то указанные значения следует увеличивать примерно на 0,002.

= 0,012, а длина неукрепленного дна  $\chi_2 = 5$  м, коэффициент шероховатости  $n_2 = 0,025$ . Определить расчетное значение коэффициента шероховатости.

Решение. Применяя формулу 8-6, получаем:

$$n = \frac{n_1 \chi_1 + n_2 \chi_2}{\chi_1 + \chi_2} = \frac{0,012 \cdot 6 + 0,025 \cdot 5}{6 + 5} = 0,018.$$

Применяя формулу (8-7), получаем:

$$n_p = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,012^2 + 5 \cdot 0,025^2}{6 + 5}} = 0,019.$$

При расчете каналов в условиях наличия ледяного покрова расчетный коэффициент шероховатости определяется по формуле (8-7), причем коэффициент шероховатости нижней поверхности льда принимается согласно табл. 8-7.

Таблица 8-7  
Коэффициент шероховатости для нижней поверхности льда согласно ТУ-24-108-48

Средняя скорость течения в момент ледообразования $v$ , м/сек	Коэффициент шероховатости $n$	
	при отсутствии шуги	при наличии шуги
0,4—0,6	0,010—0,012	—
>0,6	0,0140—0,017	0,017—0,02

8-4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ТРАПЕЦИДАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Приводятся указания только по тем задачам, которые относятся к определению размеров поперечного сечения канала. Решение остальных задач, а именно определение расхода  $Q$  и уклона  $i$ , сводятся к прямому их вычислению по формуле Шези  $Q = \omega C \sqrt{Ri}$ .

Гидравлические расчеты каналов трапецидального сечения при заданных коэффициенте откоса  $m$  и коэффициенте шероховатости  $n$  сводятся к определению одной из следующих величин:

- а) глубины воды в канале  $h$  при заданных  $Q, b, i$ ;
- б) ширины канала по дну  $b$  при заданных  $Q, h, i$ ;
- в)  $h$  и  $b$  при заданных  $Q, i$  и  $\beta = b/h$ ;
- г)  $h$  и  $b$  при заданных  $Q, i$  и  $v$ .

Примечание: задачи «б» и «г» в некоторых случаях могут не иметь решения вследствие несовместимости исходных данных. Условия несовместимости указаны ниже.

ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ

а) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ  $h$  ПРИ ЗАДАНЫХ  $Q, i$  И  $b$  И ШИРИНЫ  $b$  ПРИ ЗАДАНЫХ  $Q, h$  И  $i$

1. Способ последовательного приближения (подбора) позволяет получить по формуле Шези решение с любой степенью точности, но он связан с трудоемкими вычислениями.

Примечание. Для треугольного (а также для прямоугольного и трапецидального профилей при большой ширине по дну ( $b \gg h$ )) глубина канала может быть найдена прямым вычислением без подбора по формуле Шези, приведенной к логарифмическому виду:

а) Для треугольного профиля

$$Q = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2,5+y}, \quad (8-8)$$

тогда

$$\lg h = \frac{\lg \left( \frac{Qn}{A \sqrt{i}} \right)}{2,5+y}, \quad (8-9)$$

где

$$A = \frac{m^{1,5+y}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,5+y}}; \quad (8-10)$$

при  $y=0,2$  значения  $A$  приведены в табл. 8-8.

Таблица 8-8  
Значения  $\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$  в зависимости от  $m$

$m$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$	0,0	0,176	0,482	0,81	1,14	1,46	1,78

б) Для прямоугольного и трапецидального профиля (при  $b \gg h$ ), когда можно принять  $R \approx h^2$ , и полагая в формуле Н. Н. Павловского для  $C$  показатель степени  $y=1/6$  (т. е. пользуясь формулой Маннинга), получаем:

$$h = \left( \frac{Qn}{b \sqrt{i}} \right)^{0,6}. \quad (8-11)$$

Пример. Даны:  $Q=24 \text{ м}^3/\text{сек}$ ;  $b=25 \text{ м}$ ; русло прямоугольное, коэффициент шероховатости  $n=0,025$  и уклон  $i=0,0004$ . Найти глубину канала  $h$ .

Решение. 1. По формуле (8-11) находим:

$$h = \left( \frac{Qn}{b \sqrt{i}} \right)^{0,6} = \left( \frac{24 \cdot 0,025}{25 \sqrt{0,0004}} \right)^{0,6} = 1,2^{0,6}.$$

Логарифмируя, получаем:

$$\lg h \approx 0,65 \cdot 0,08 = 0,048, \text{ откуда } h = 1,115 \text{ м.}$$

2. Основной графо-аналитический способ. По этому способу глубина  $h$  определяется по графику зависимости  $Q=f(h)$  или  $K=f_1(h)$ , где  $K$  — расходная характеристика. Решение выполняем в следующем порядке. По заданным  $Q_0, b, i, m$  и  $n$  вычисляем расходы  $Q_1, Q_2 \dots$  (или расходные характеристики  $K_1, K_2 \dots$ ) для произвольно выбранных  $h_1, h_2 \dots$  и по ним строим график зависимости  $Q=F(h)$  (рис. 8-3) или зависимости  $K=F_1(h)$ . Тогда по заданному расходу  $Q_0$  (или по необходимой расходной характеристике  $K_0 = \frac{Q_0}{\sqrt{i}}$ ) непосредственно по построенному графику находим искомую глубину  $h$ .

Определение ширины канала по дну  $b$  при заданных  $Q, h$  и  $i$ . В данном случае строим кривую  $Q=F(b)$  или  $K=F_1(b)$  [вместо  $Q=F(h)$  и  $K=F_1(h)$ ]. В дальнейшем порядок решения остается тот же, и искомую ширину канала  $b$  находим также по графику (рис. 8-4).

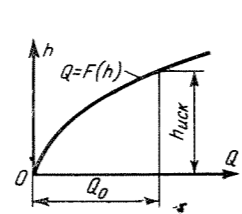


Рис. 8-3.

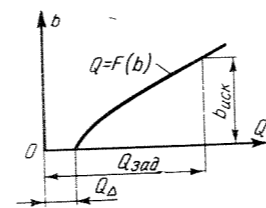


Рис. 8-4.

Примечание: На графике (рис. 8-4) кривые исходят не из начала координат, а из точки, лежащей на оси  $OQ$ . Это объясняется тем, что при  $b=0$  трапецидальное сечение превращается в треугольное и расход канала становится равным расходу при треугольном профиле.

3. Способ Н. Н. Павловского (по номограммам Н. Н. Павловского, рис. 8-5). Даны  $Q, i$  и  $b$ , найти  $h$ . Порядок расчета:

а) Определяем требуемую расходную характеристику:

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

б) Прямым чтением по номограмме Н. Н. Павловского (рис. 8-5) находим  $h$  для найденной расходной характеристики  $K$  и данной ширины по дну  $b$ .

Аналогично решается задача по определению ширины  $b$ .

Пример. Заданы:  $Q=1 \text{ м}^3/\text{сек}$ ; уклон  $i=0,0004$ ; ширина по дну  $b=10 \text{ м}$  и коэффициент шероховатости  $n=0,025$ . Определить глубину воды в канале  $h$ .

\* Практически при  $b > (20+25)h$ .

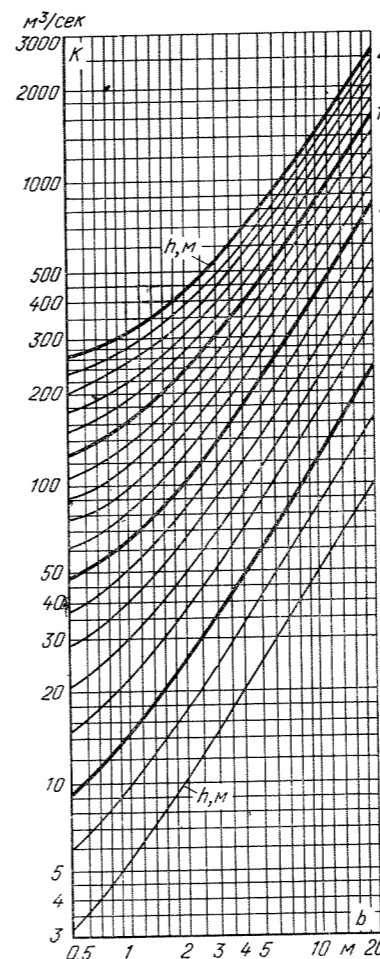


Рис. 8-5. График для расчета открытых каналов (по способу Н. Н. Павловского);  $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ ;  $n=0,025$  и  $m=1,5$ .

Решение. Вычисляем расчетную характеристику  $K_0 = \frac{20}{\sqrt{0,0004}} = 1000 \text{ м}^3/\text{сек}$  и тогда находим по номограмме (рис. 8-5)  $h=1,65 \text{ м}$  (при  $b=10 \text{ м}$ ).

Примечание. Здесь приводится только одна номограмма для наиболее распространенного случая, а именно для  $m=1,5$  и  $n=0,025$ .

4. Способ В. Д. Журина. Расходная характеристика  $K = \omega C \sqrt{R}$  для трапецидального канала при определении коэффициента Шези  $C$  по Маннингу ( $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ ) выражается формулой

$$K = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} \frac{1}{n} h^{2,67}, \quad (8-12)$$

где  $\beta = b/h$ ;  $m$  — коэффициент откоса;  $n$  — коэффициент шероховатости.

По способу В. Д. Журина можно написать:

$$K_{ш} = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = K_{e.ш} h^{2,67}, \quad (8-13)$$

где  $K_{ш}$  — расходная характеристика единичной шеро-

ховатости (по Журину)  $K_{e.ш}$  (при  $h=1,0 \text{ м}$   $K_{ш} = K_{e.ш}$ ) равна:

$$K_{e.ш} = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} = f(\beta, m); \quad (8-14)$$

$$K_{ш} = f(\beta, m, h).$$

Графически уравнение (8-14) выражено системой графиков для разных значений  $m$ . На каждом из графиков изображается семейство линий  $K_{ш} = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = F(h)$  для различных значений  $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ .

Приводим предложенные В. Д. Журиным три графика для  $m_1=1,5, m_2=1,0$  и  $m_3=0,0$  (рис. 8-6—8-8). Для удобства графики составлены в логарифмических координатах. С помощью этих графиков легко решаются все задачи расчета открытых каналов.

Пример I. Определить глубину канала  $h$  и ширину его по дну  $b$  для следующих условий: расход  $Q=200 \text{ м}^3/\text{сек}$ ; уклон  $i=0,0004$ ; коэффициент откоса  $m=1,5$ ; коэффициент шероховатости  $n=0,02$  и отношение  $\beta=b/h=10$ .

Решение. 1. Находим необходимое значение  $K_{ш}$ :

$$K_{ш} = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = \frac{200 \cdot 0,02}{\sqrt{0,0004}} = 200 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

2. По графику (рис. 8-6) при  $K_{ш}=200 \text{ м}^3/\text{сек}$  и  $\beta=10$  находим глубину канала  $h=3 \text{ м}$ .

3. Тогда ширина канала  $b = \beta h = 10 \cdot 3 = 30 \text{ м}$ .

Пример II. Определить глубину  $h$  при заданных  $Q=20 \text{ м}^3/\text{сек}$ ;  $b=10 \text{ м}$ ;  $m=1,5$ ;  $i=0,0004$  и  $n=0,03$ .

Решение. 1. Находим  $K_{ш} = \frac{20 \cdot 0,03}{\sqrt{0,0004}} = 3 \text{ м}^3/\text{сек}$ .

2. По графику (рис. 8-6) для  $K_{ш}=30$  находим при  $h=2 \text{ м}$  отношение  $\beta=4,5$ , следовательно,  $b = \beta h = 4,5 \cdot 2 = 9 \text{ м}$ ; при  $h=1,8 \text{ м}$  отношение  $\beta=6$ , следовательно,  $b = 6 \cdot 1,8 = 10,8 \text{ м}$ ; при  $h=1,85 \text{ м}$  отношение  $\beta=5,5$ , следовательно,  $b = 5,5 \cdot 1,85 = 10,2 \text{ м}$ .

Так как  $b=10,2 \approx 10 \text{ м}$ , то можно принять, что искомая глубина равняется  $h=1,85 \text{ м}$ .

Пример III. Определить ширину канала по дну  $b$  при заданных  $Q=100 \text{ м}^3/\text{сек}$ ;  $i=0,0004$ ;  $n=0,02$ ;  $m=1,5$  и  $h=3 \text{ м}$ .

Решение. 1. Вычисляем

$$K_{ш} = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = 100 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

2. Тогда по графику (рис. 8-6) находим, что при  $K_{ш}=100 \text{ м}^3/\text{сек}$  и  $h=3 \text{ м}$  отношение  $\beta=b/h=5$ . Следовательно, искомая ширина  $b = \beta h = 5 \cdot 3 = 15 \text{ м}$ .

б. Способ И. И. Агроскина (метод абстрактной модели). Абстрактной моделью называется канал, геометрически подобный данному, но имеющий уклон  $i=1,0$ , коэффициент шероховатости  $n=1,0$  и, кроме того, или ширину по дну  $b_{мод}=1 \text{ м}$  (в том случае, если расчетом требуется определить глубину канала  $h$ ) или, наоборот, глубину канала  $h_{мод}=1 \text{ м}$  (в том случае, если искомой является ширина канала по дну  $b$ ).

Масштаб модели всегда известен, он равен  $\lambda = b$  (в первой задаче, когда неизвестно  $h$ ) или  $\lambda = h$  (во второй задаче, когда определяется  $b$ ).

Очевидно, желая определить глубину канала  $h$  (при заданных  $Q, i$  и  $b$ ), рассчитываем модельный канал и, найдя для него глубину  $h_{мод}$ , определяем глубину натурального канала по формуле

$$h = \lambda h_{мод}, \quad (8-15)$$

где

$$\lambda = \frac{b}{b_{мод}} = \frac{b}{1} = b. \quad (8-16)$$

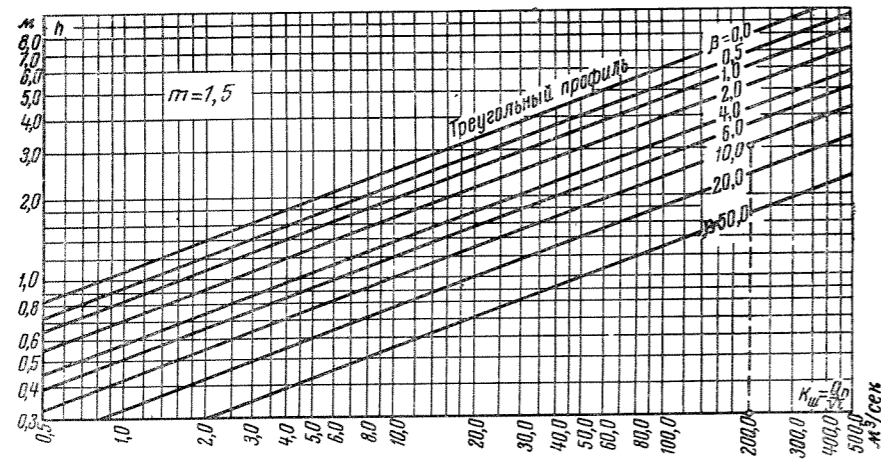


Рис. 8-6. График для расчета открытых каналов трапецидального сечения (по способу В. Д. Журина)  $m=1,5$ .

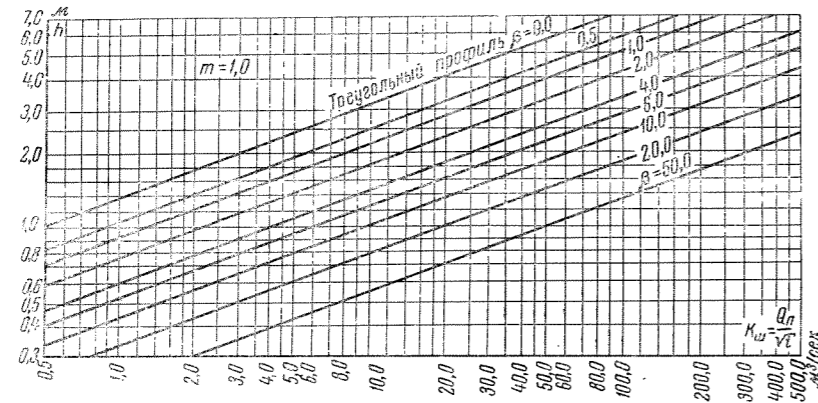


Рис. 8-7. График для расчета открытых каналов трапецидального сечения (по способу В. Д. Журина)  $m=1,0$ .

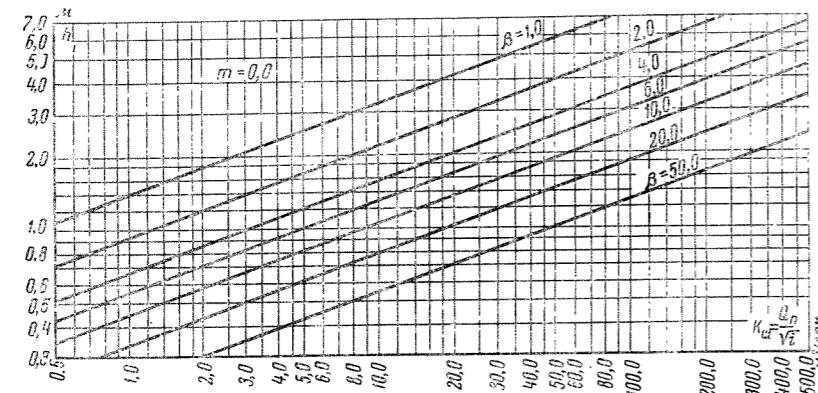


Рис. 8-8. График для расчета открытых каналов трапецидального сечения (по способу В. Д. Журина)  $m=0,00$ .

Аналогично можно определить и ширину канала:  $b = \lambda b_{\text{мод}}$ , где

$$\lambda = \frac{h}{h_{\text{мод}}} = \frac{h}{1} = h. \quad (8-17)$$

Для расчета модели надо найти расчетный расход модели. По И. И. Агроскину при решении задачи по определению глубины канала расход модели равен:

$$Q_{\text{мод}} = \frac{Qn}{\sqrt{i} b^{2,7}}, \quad (8-18)$$

а при решении задачи по определению ширины канала расход модели

$$Q_{\text{мод}} = \frac{Qn}{\sqrt{i} h^{2,7}}. \quad (8-19)$$

Формулы (8-18) и (8-19) даны при  $C = \frac{1}{n} R^{0,2}$ . В последующем И. И. Агроскин предложил для  $C$  новую формулу и дополнительный коэффициент  $\sigma$ :

$$Q = \omega \frac{1}{\sigma} \frac{1}{n} R^y \sqrt{Ri}, \quad (8-20)$$

коэффициент  $\sigma$  зависит от  $y$  и  $R$ .

Порядок расчета по Агроскину устанавливается следующий для указанных двух задач.

**Задача 1.** Определить глубину воды  $h$  в канале для расхода  $Q$  при заданных  $m$ ,  $i$ ,  $h$  и ширине по дну  $b$ .

**Решение.** Принимая  $C = \frac{1}{\sigma} \frac{1}{n} R^y$  и обозначая  $\eta = h/b$ , получаем из формулы (8-20):

$$\frac{\sigma Q n}{\sqrt{i} b^{2,7}} = \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta \sqrt{1 + m^2})^{0,7}}, \quad (8-21)$$

или, логарифмируя,

$$\lg Q + \lg b^{-2,7} + \lg \frac{n}{\sqrt{i}} + \lg \sigma = \lg \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta \sqrt{1 + m^2})^{0,7}}. \quad (8-21a)$$

Вводя обозначения

$$\lg b^{-2,7} = M_b;$$

$$\lg n/\sqrt{i} = N;$$

$$\lg \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta \sqrt{1 + m^2})^{0,7}} = -\psi(\eta)^*$$

и делая подстановки в (8-21a), получаем основную расчетную формулу

$$\psi(\eta) = -(\lg Q + M_b + N + \lg \sigma). \quad (8-22)$$

Значения  $M_b$  и  $N$  находим соответственно по табл. 8-9 и 8-10;  $\lg Q$  — путем логарифмирования заданного  $Q$ .

Логарифм поправочного коэффициента  $\sigma$  можно определить, зная гидравлический радиус, по табл. 8-11.

Найдя таким образом значения функции  $\psi(\eta)$ , находим по табл. 8-12 величину  $\eta = h/b$ , после чего искомую глубину канала определим по формуле  $h = \eta b$ .

\* Знак минус введен И. И. Агроскиным в связи с тем, что в ранее составленных его таблицах приведены значения для

$$\lg \frac{(1 + \eta \sqrt{1 + m^2})^{0,7}}{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}.$$

Таблица 8-9

Значения  $M_b = \lg b^{-2,7}$  или  $M_h = \lg h^{-2,7}$  в зависимости от величины  $b$  или величины  $h$

$b, \text{ м}$ (или $h, \text{ м}$ )	$\lg b^{-2,7}$ (или $\lg h^{-2,7}$ )	$b, \text{ м}$ (или $h, \text{ м}$ )	$\lg b^{-2,7}$ (или $\lg h^{-2,7}$ )	$b, \text{ м}$ (или $h, \text{ м}$ )	$\lg b^{-2,7}$ (или $\lg h^{-2,7}$ )
0,10	2,7000	0,80	0,2617	2,50	2,9256
0,12	2,4862	0,90	0,1236	2,60	8 <sup>96</sup>
0,14	2,3053	1,00	0,0000	2,70	8353
0,16	2,1489	1,10	1,8883	2,80	7927
0,18	2,0108	1,20	7862	2,90	7515
0,20	1,8872	1,30	6924	3,00	2,7118
0,22	1,7755	1,40	6050	3,10	6733
0,24	1,6734	1,50	1,5246	3,20	6361
0,26	1,5796	1,60	4489	3,30	6000
0,28	1,4927	1,70	3778	3,40	5650
0,30	1,4118	1,80	3100	3,50	2,5310
0,35	1,2316	1,90	2474	3,60	4989
0,40	1,0744	2,00	1,1872	3,70	4659
0,45	0,9366	2,10	1300	3,80	4346
0,50	0,8128	2,20	0755	3,90	4041
0,60	0,5990	2,30	0233	4,00	2,3744
0,70	0,4183	2,40	2,0734		

Практически вычисления проводим в два приема. Полагая  $\lg \sigma = 0$ , определяем значение функции  $\psi(\eta)$  по формуле (8-22), а затем и значение  $\eta$  (по табл. 8-12) в первом приближении. После этого также в первом приближении находим и искомую глубину канала  $h = \eta b$ . Зная  $h$ , находим гидравлический радиус  $R$  по табл. 8-13 или путем прямого вычисления

$$R = \frac{(b + mh) h}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}},$$

а затем и  $\lg \sigma$  в зависимости от  $R$  (по табл. 8-11). Это позволяет определить уточненное значение функции  $\psi(\eta)$ , а следовательно, и уточненное значение искомой глубины канала  $h$ .

**Пример 1.** Определить глубину  $h$  в канале трапецидального сечения при ширине по дну  $b=2 \text{ м}$ ; коэффициенте откоса  $m=1$ ; уклоне  $i=0,0008$  и коэффициенте шероховатости  $n=0,014$  ( $K=4$ ); расход  $Q=3 \text{ м}^3/\text{сек}$ .

**Решение.** 1. Пользуясь табл. 8-9 и 8-10, находим

$$M_b = 1,1872 \text{ и } N = 1,6945.$$

Логарифмированием находим  $\lg Q = 0,477$ ;

$$\psi(\eta) = -(0,477 + 1,1872 + 1,6945) = 0,641.$$

Для этого значения  $\psi(\eta)$  по табл. 8-12, интерполируя, находим  $\eta = h/b = 0,42$ .

2. Тогда глубина в канале в первом приближении будет равна:

$$h = \eta b = 0,42 \cdot 2 = 0,84 \text{ м}.$$

3. Для более точного решения находим величину гидравлического радиуса. По табл. 8-13 находим  $\beta_R = b/R$ ; тогда  $R = \frac{b}{\beta_R} = \frac{2}{3,68} = 0,545$ . Зная  $R$ , находим по табл. 8-11  $\lg \sigma = -0,023$ .

4. Учитывая эту поправку, получаем более точное значение  $\psi(\eta)$ , а именно:

$$\psi(\eta) = 0,641 + 0,023 = 0,664;$$

тогда (по табл. 8-12) получим более точное  $\eta \approx 0,40$ .

5. Следовательно, уточненное значение искомой глубины наполнения канала будет:

$$h = \eta b = 0,40 \cdot 2,0 = 0,80 \text{ м}.$$

<sup>1</sup> Заимствован из книги: Агроскии И. И., Дмитриев Г. Т. и Пикалов Ф. И. «Гидравлика». М., Госэнергоиздат, 1950.

Таблица 8-10

Значения  $N = \lg \frac{n}{\sqrt{i}}$  в зависимости от величины коэффициента шероховатости  $n$  и уклона  $i$

Table with 10 columns for slope i and 10 columns for roughness coefficient n (0.010 to 0.030). Rows list values of N for various combinations of i and n.

Продолжение табл. 8-10

Continuation of Table 8-10, showing values of N for slope i from 0.0100 to 0.1000 and roughness coefficient n from 0.010 to 0.030.

Задача 2. Определить ширину трапецидального канала по дну b для расхода Q при заданных m, i, n и глубине h.

Решение. Принимая y=0,2, получаем из формулы (8-20):

Equation (8-23): sigma \* Qn / (sqrt(i) \* h^2.7) = (beta + m)^1.67 / ((beta + 2\*sqrt(1+m^2))^0.67) = f(beta)

где beta = b/h; sigma - как и ранее, специальный поправочный коэффициент для C в формуле И. И. Агроскина.

Логарифмируя, получаем:

Logarithmic equation: lg sigma + lg Q + lg h^-2.7 + lg n / sqrt(i) = lg ((beta + m)^1.7 / ((beta + 2\*sqrt(1+m^2))^0.7))

Таблица 8-11

Таблица значений lg sigma в зависимости от величины гидравлического радиуса R для определения глубины канала (или ширины b) по методу И. И. Агроскина для различных коэффициентов шероховатости n [или K в формуле (4-33)]

Table with 5 columns for hydraulic radius R, m and 4 columns for roughness coefficient n (0.012, 0.020, 0.025, 0.030). Rows list values of lg sigma for various R and n.

Обозначая для краткости:

Equation: lg h^-2.7 = M\_h; lg n / sqrt(i) = N

и

Equation: lg ((beta + m)^1.7 / ((beta + 2\*sqrt(1+m^2))^0.7)) = F(beta)

получаем основную расчетную формулу

Equation (8-24): F(beta) = lg Q + M\_h + N + lg sigma

Значения M, N и F(beta) приведены соответственно в табл. 8-9, 8-10 и 8-14.

Таблица 8-13

Таблица значений eta\_R = h/R; beta\_R = b/R и eta = h/b в зависимости от величины beta = b/h для коэффициента откоса m=1 и m=0

Table with 3 columns for m=1 (eta\_R = h/R, beta\_R = b/R, eta = h/b) and 3 columns for m=0 (eta\_R = h/R, beta\_R = b/R, eta = h/b). Rows list values for different beta values.

Таблица 8-12

Значения функции psi (eta) при различных коэффициентах откоса m

Table with 2 columns for eta = h/b and 6 columns for slope m (0.0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0). Rows list values of psi for various eta and m.

Значения  $F(\beta)$  (подобно первой задаче) находим в два приема. Полагая  $\lg \sigma = 0$ , находим значение  $F(\beta)$  по формуле

$$F(\beta) = \lg Q + M_h + N.$$

Эта величина определяет значение искомой ширины канала  $b$  в первом приближении  $b = \beta h$ . Затем для более точного решения находим величину гидравлического радиуса  $R$ , пользуясь табл. 8-13 или вычисляя по обычным формулам, а по радиусу находим значение  $\lg \sigma$  (по табл. 8-11). По уточненному значению

$$F(\beta) = \lg Q + M_h + N + \lg \sigma,$$

пользуясь табл. 8-14, находим уточненное значение  $\beta$  и, наконец, уточненное значение искомой ширины канала  $b = \beta h$ .

**Пример.** Пусть требуется определить ширину канала  $b$  при глубине  $h = 1,2$  м для расхода  $Q = 5$  м<sup>3</sup>/сек;  $i = 0,0006$ ;  $n = 0,025$  ( $K = 2,25$ ).

**Решение.** 1. В первом приближении находим

$$F(\beta) = \lg 5 + \lg 1,2^{-2,7} + \lg \frac{0,025}{0,0006} = 0,699 + 1,7862 + 0,0089 = 0,494.$$

Далее по табл. 8-14 путем интерполяции находим, что при  $F(\beta) = 0,494$  значение  $\beta$  равно  $\beta = 3,06$ .

2. Тогда искомая ширина канала по дну  $b$  будет равна в первом приближении:

$$b = \beta h = 3,06 \cdot 1,2 = 3,67 \approx 3,7 \text{ м.}$$

Для уточнения величины  $b$  находим гидравлический радиус  $R$  (по табл. 8-13), после чего по табл. 8-11 найдем  $\lg \sigma$ .

3. Далее по формуле (8-24) находим уточненное значение функции  $F(\beta)$ , по которому, пользуясь табл. 8-14, определяем  $\beta$  и, как это указано выше для первого приближения,  $b = \beta h$ .

**Примечание.** Во многих случаях можно ограничиться первым приближением как в первой, так и во второй задаче.

**Предложение П. Г. Киселева.** Определение глубины канала  $h$  и ширины его по дну  $b$  производится при помощи двух графиков расходной характеристики модельного канала, а именно:

1) графика  $K'_{\text{мод}} = f_1(h_{\text{мод}})$  (рис. 8-9) для модельного канала, имеющего ширину по дну  $b_{\text{мод}} = 1,0$  м и предназначенного для определения глубины канала  $h_{\text{мод}}$ ;

2) графика  $K'_{\text{мод}} = f_2(b_{\text{мод}})$  (рис. 8-10) для модельного канала, имеющего глубину  $h_{\text{мод}} = 1$  м и предназначенного для определения ширины канала по дну  $b_{\text{мод}}$ .

Коэффициент шероховатости модельного канала принимается равным единице  $n = 1$ .

**Задача 1. Определение глубины канала  $h$  по заданному расходу  $Q$ , ширине по дну  $b$ , коэффициенту откоса  $m$ , шероховатости  $n$  и уклону  $i$ .**

**Решение.** Вычисляем расходную характеристику для модельного канала (т. е. для канала, геометрически подобного проектируемому, но имеющему ширину по дну  $b_{\text{мод}} = 1$  и коэффициент шероховатости  $n = 1$ ) по формуле

$$K_{\text{мод}} = \frac{Kn}{b^{2,67}} = \frac{Qn}{\sqrt{i} b^{2,67}} \quad (8-25)$$

Зная  $K_{\text{мод}}$ , находим по графику (рис. 8-9)  $K_{\text{мод}} = f(h_{\text{мод}})$  глубину модельного канала  $h_{\text{мод}}$ , пользуясь на этом графике кривой для заданного коэффициента откоса  $m$ .

Определяем далее искомую глубину проектируемого канала  $h$  по формуле (8-26) (в соответствии с условием

\* В данном примере  $R = 0,69$  м и  $\lg \sigma = 0,000$ .

Таблица 8-14

Значения функции  $F(\beta)$  при различных коэффициентах откоса  $m$

$\beta = \frac{b}{h}$	$m$					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
0,00		1,2436	1,6840	1,9094	0,0564	0,2504
20	2,5721	4760	7978	9854	1135	2836
40	1,0675	6275	8922	0,0520	1650	3241
60	3324	7535	9725	1111	2118	3574
80	5223	8561	0,0422	1641	2548	3887
1,00	6660	9423	1037	0,2122	2944	4181
20	7810	0,0165	1586	2561	3311	4460
40	8764	0815	2197	2964	3654	4723
60	9576	1391	2531	3338	3974	4974
80	0,0281	1908	2944	3655	4275	5212
2,00	0903	2376	3325	4009	4558	5440
20	1458	2804	3678	4312	4825	5657
40	1959	3198	4007	4598	5079	5855
60	2410	3562	4315	4868	5320	6065
80	2833	3900	4604	5123	5550	6257
3,00	3218	4216	4876	5365	5768	6441
20	3576	4522	5132	5596	5978	6619
40	3909	4791	5378	5815	6178	6790
60	4220	5055	5610	6025	6370	6955
80	4518	5304	5831	6226	6555	7115
4,00	4788	5540	6042	6418	6733	7270
20	5049	5765	6244	6603	6904	7419
40	5295	5980	6480	6781	7069	7564
60	5530	6185	6623	6952	7228	7705
80	5754	6382	6801	7117	7382	7842
5,00	0,5967	0,6570	0,6973	0,7276	0,7532	0,7974
20	6171	6750	6138	7430	7676	8103
40	6366	6924	7298	7579	7816	8229
60	6554	7092	7452	7723	7952	8351
80	6732	7254	7601	7863	8084	8470
6,00	6907	7410	7746	7998	8212	8587
20	7074	7560	7886	8130	8337	8700
40	7235	7706	8021	8258	8459	8811
60	7391	7848	8153	8382	8577	8919
80	7541	7985	8281	8503	8692	9024
7,00	7687	8118	8405	8621	8805	9127
20	7828	8247	8526	8736	8914	9228
40	7965	8372	8644	8848	9022	9327
60	8098	8495	8759	8958	9026	9424
80	8227	8616	8871	9064	9228	9518
8,00	8352	8729	8980	9169	9328	9511
20	8476	8842	9087	9270	9426	9702
40	8593	8952	9191	9370	9522	9791
60	8610	9060	9293	9468	9616	9878
80	8822	9165	9392	9563	9708	9964
9,00	8932	9267	9490	9656	9798	1,0048
20	9040	9367	9585	9748	9886	0131
40	9145	9465	9678	9837	9972	0212
60	9248	9561	9769	9925	1,0057	0292
80	9348	9655	9859	1,0011	0141	0370
10,00	0,9446	0,9742	0,9947	1,0096	1,0222	1,0447
50	9682	9968	1,0159	0300	0513	0634
11,00	9906	1,0180	0361	0498	0792	0314
50	1,0120	0381	0554	0683	1061	0986
12,00	0323	0574	0739	0863	1319	1152
50	0518	0758	0917	1035	1567	1313
13,00	0704	0936	1088	1201	1308	1467
50	0883	1106	1253	1362	2039	1617
14,00	1055	1270	1411	1516	2263	1761
50	1221	1428	1564	1665	2480	1902
15,00	1380	1581	1712	1810	2691	2037
50	1534	1723	1855	1949	2805	2169
16,00	1683	1871	1994	2085	3092	2297
50	1827	2009	2128	2216	3285	2422
17,00	1966	2143	2259	2344	3472	2543
50	2102	2273	2385	2468	3653	2661
18,00	2232	2399	2508	2589	3830	2775
50	2360	2522	2628	2706	4003	2887
19,00	2483	2641	2744	2820	4171	2996
50	2603	2851	2858	2932	4333	3103
20,00	2721	2870	2968	3040	4494	3207

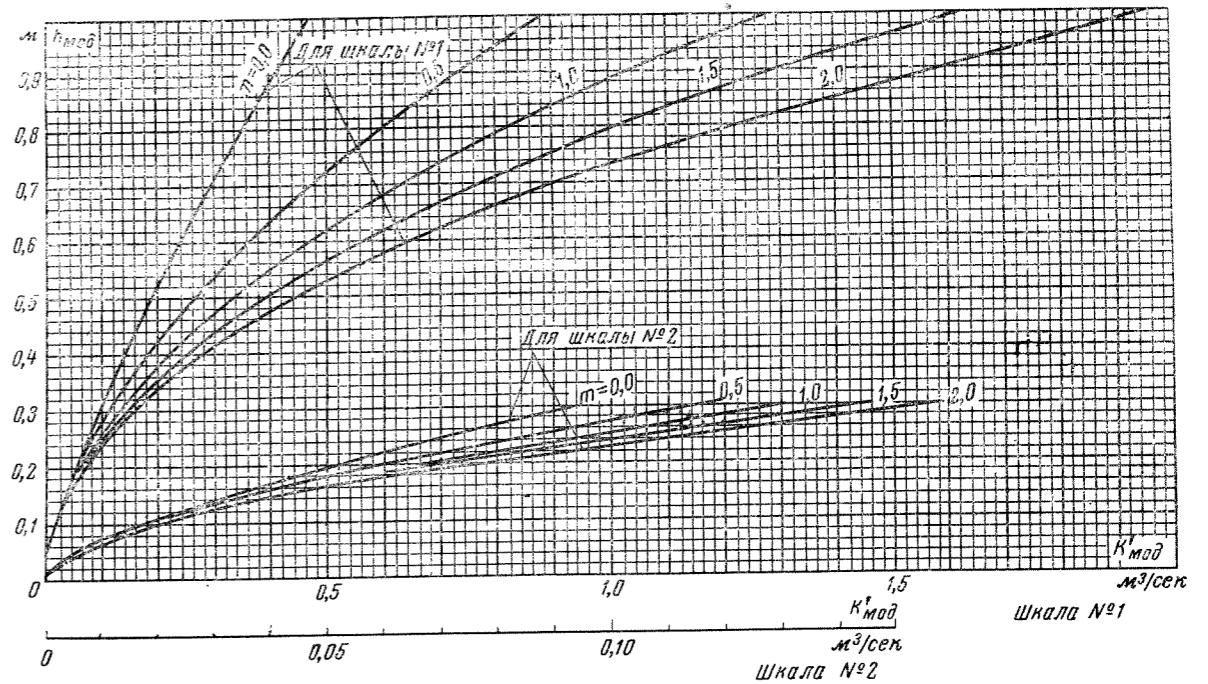


Рис. 8-9. График для определения глубины  $h_{\text{мод}}$  трапецидального канала при ширине по дну  $b = 1$  м:

$$K'_{\text{мод}} = \frac{Kn}{b^{2,67}} = \frac{Qn}{b^{2,67}\sqrt{i}}$$

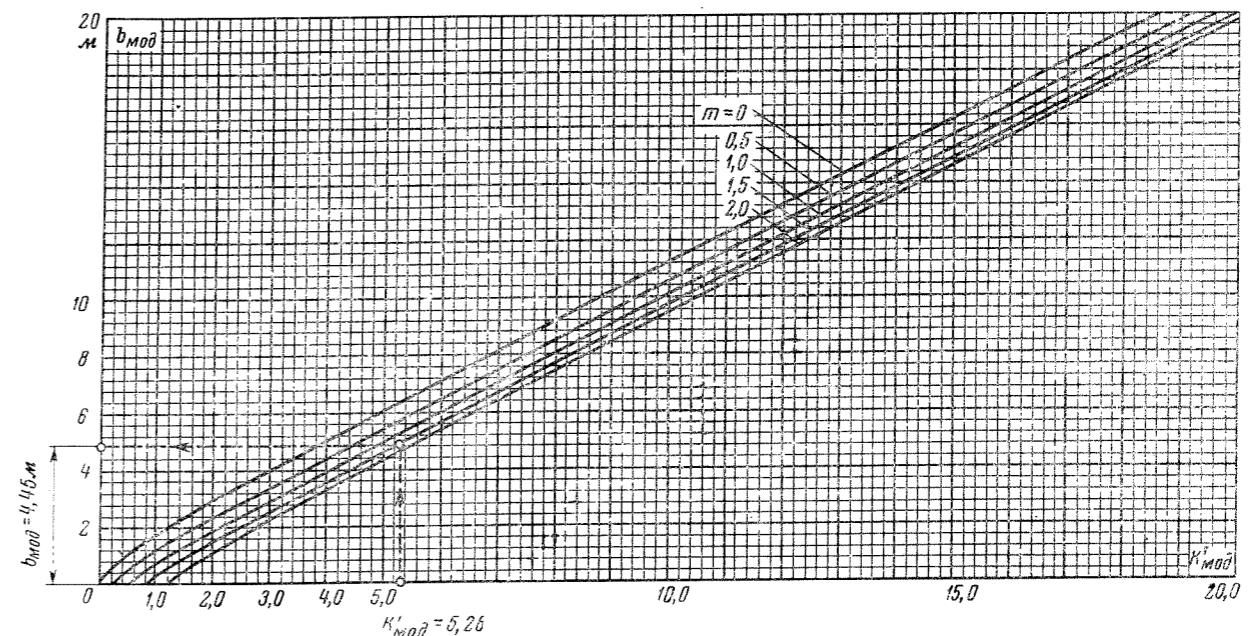


Рис. 8-10. График для определения ширины канала по дну  $b_{\text{мод}}$  при глубине  $h = 1$  м.

$$K'_{\text{мод}} = \frac{Kn}{h^{2,67}} = \frac{Qn}{h^{2,67}\sqrt{i}}$$

геометрического подобия):

$$h = h_{\text{мод}} b, \quad (8-26)$$

где  $b$  — известная по заданию ширина канала по дну.

**Пример.** Заданы: расход канала  $Q = 20$  м<sup>3</sup>/сек; уклон  $i = 0,0004$ ; коэффициент откоса  $m = 1$ ; коэффициент шероховатости

$n = 0,025$  и ширина канала по дну  $b = 5$  м. Определить глубину канала  $h$ .

**Решение.** 1. Определяем для модельного канала расходную характеристику, пользуясь формулой (8-25)

$$K_{\text{мод}} = \frac{Qn}{\sqrt{i} b^{2,67}} = \frac{20 \cdot 0,025}{\sqrt{0,0004} \cdot 5^{2,67}} = 0,342.$$



2. По рис. 8-9 находим, что при  $K_{\text{мод}}=0,342$  по кривой для коэффициента откоса  $m=1$  глубина модельного канала равна  $h_{\text{мод}}=0,505$  м  $\approx 0,50$  м.

3. Тогда искомая глубина канала будет  $h=h_{\text{мод}}b=0,5 \cdot 5=2,5$  м.

**Задача 2.** Определить величину канала  $b$  по заданным  $Q$ ,  $i$  и  $h$ . В этом случае надо пользоваться графиком для  $K_{\text{мод}}=f_2(b_{\text{мод}})$  рис. 8-10. Порядок расчета останется тот же, что и в первой задаче.

**Решение:** Вычисляем расходную характеристику для модельного канала (так же, как и в первом случае, геометрически подобному проектируемому, но имеющему коэффициент шероховатости  $n=1$  и глубину  $h_{\text{мод}}=1$  м):

$$K_{\text{мод}} = \frac{Qn}{\sqrt{i} h^{2,67}} \quad (8-27)$$

Затем по графику рис. 8-10 находим при заданном коэффициенте откоса  $m$  значение ширины модельного канала  $b_{\text{мод}}$ .

Тогда, зная  $b_{\text{мод}}$ , находим искомую ширину канала по дну  $b$  по формуле

$$b = b_{\text{мод}} h, \quad (8-28)$$

где  $h$  — известная по заданию глубина канала.

**Пример 1.** Заданы: расход канала  $Q=50$  м<sup>3</sup>/сек; уклон  $i=0,0004$ ; глубина  $h=2,5$  м; коэффициент откоса  $m=1,5$ ; коэффициент шероховатости  $n=0,025$ . Определить ширину канала по дну  $b$ .

**Решение.** 1. Находим для модельного канала:

$$K_{\text{мод}} = \frac{Qn}{\sqrt{i} h^{2,67}} = \frac{50 \cdot 0,025}{\sqrt{0,0004} \cdot 2,5^{2,67}} = 5,4.$$

2. По рис. 8-10 при  $m=1,5$  для расходной характеристики 5,4 находим ширину модельного канала  $b_{\text{мод}}=5$  м.

3. Тогда искомая ширина канала по дну

$$b = b_{\text{мод}} h = 5 \cdot 2,5 \approx 12,5 \text{ м.}$$

**б) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ  $h$  И ШИРИНЫ ПО ДНУ  $b$  ПРИ ЗАДАНЫХ  $\beta=b/h$ ,  $Q$  И  $i$**

Задача решается путем непосредственного вычисления (без подбора), если в формуле  $C = \frac{1}{n} R \psi y = \text{const.}$

В таком случае уравнение Шези приводится к виду, удобному для логарифмирования. При  $y=0,2$  для трапецидального канала получим:

$$Q = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2,67} = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2,67} \quad (8-29)$$

Таблица 8-15

Значение множителя

$$A = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}}$$

$\beta$	$m$					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
0,5	0,16	0,49	0,86	0,20	1,55	2,19
1,0	0,46	0,88	1,27	1,63	1,97	2,62
2,0	1,23	1,73	2,15	2,54	2,86	3,50
4,0	3,01	3,53	4,05	4,40	4,71	5,24
6,0	4,91	5,51	5,95	6,30	6,63	7,24
10,0	8,80	9,44	9,87	10,23	10,52	11,07

или при  $y=0,17$

$$Q = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2,67} = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2,67}, \quad (8-30)$$

откуда, логарифмируя, находим глубину  $h$ , после чего ширина канала  $b$  определяется по формуле

$$b = \beta h. \quad (8-31)$$

**Примечание.** При  $C$ , определяемом по полной формуле Н. Н. Павловского, задача решается методом подбора или графо-аналитически. Для облегчения вычислений при ориентировочных расчетах можно пользоваться табл. 8-15.

**в) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ  $h$  И ШИРИНЫ ПО ДНУ  $b$  ПРИ ЗАДАНЫХ  $Q$ ,  $i$  И СКОРОСТИ  $v$**

Поставленные условия (заданы  $Q$ ,  $v$  и  $i$ ) могут оказаться несовместимыми, и тогда задача не имеет решения.

Проверяем возможность решения.

Максимально возможный гидравлический радиус  $R$  для площади  $\omega = Q/v$  равен:

$$R_{г.н} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{Q}{v(2\sqrt{1+m^2}-m)}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{Q}{va}}$$

где  $a = 2\sqrt{1+m^2}-m$ .

Необходимый гидравлический радиус (из  $v = C\sqrt{Ri}$ ) при заданных  $v$  и  $i$  равен:

$$R_{\text{необх}} = \left(\frac{vn}{\sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{y+0,5}}$$

Если  $R_{\text{необх}} > R_{г.н}$  для площади  $\omega = Q/v$ , то решение невозможно, в противном случае находим  $h$  и  $b$  в следующем порядке:

1. Определяем искомую глубину  $h$  из квадратного уравнения

$$h^2 - \frac{\chi}{a} h + \frac{\omega}{a} = 0,$$

где

$$a = 2\sqrt{1+m^2}-m;$$

$$\chi = \frac{\omega}{R} = \frac{Q}{v \left(\frac{vn}{\sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{y+0,5}}}$$

Здесь  $h$  имеет два положительных решения. Выбираем лучшее по технологическим соображениям — обычно меньшее значение  $h$ .

2. Вычисляем ширину по дну  $b$  по формуле  $b = \frac{\omega}{h} - mh$ .

**г) РАСЧЕТ КАНАЛА ГИДРАВЛИЧЕСКИ НАИВЫГОДНЕЙШЕГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ**

Гидравлически наиболее выгодным сечением называется такое, у которого при заданной площади поперечного сечения  $\omega$  и уклоне  $i$  расход  $Q$  оказывается наибольшим.

Для трапецидального канала гидравлически наиболее выгодного его сечения значение  $\beta_{г.н} = b/h$  определяется по формуле

$$\beta_{г.н} = 2[\sqrt{1+m^2}-m].$$

Таблица 8-16

Значения  $\beta_{г.н} = \frac{b}{h}$  для гидравлически наиболее выгодного сечения трапецидального канала

$m$	$\beta$	$m$	$\beta$	$m$	$\beta$	$m$	$\beta$
0,00	2,00	0,25	1,562	1,00	0,828	2,00	0,472
0,10	1,81	0,50	1,236	1,25	0,702	2,50	0,385
0,20	1,64	0,75	1,000	1,50	0,606	3,00	0,325

Значения  $\beta_{г.н}$  в зависимости от коэффициента откоса  $m$  даны в табл. 8-16.

**Примечание.** Гидравлически наиболее выгодное сечение не всегда оказывается экономически наиболее выгодным. Таким оно часто становится в случае устройства канала с дорожистой облицовкой его дна и боковых откосов.

**Свойства гидравлически наиболее выгодного сечения**

а) При заданной площади сечения  $\omega$  и уклоне  $i$  расход  $Q$  и средняя скорость течения будут наибольшими, гидравлический радиус  $R$  будет также наибольшим, а смоченный периметр  $\chi$  — наименьшим. Гидравлический радиус трапецидального канала при этом равен  $R_{г.н} = h/2$ , т. е. равен половине глубины канала.

б) При заданном расходе  $Q$  и скорости  $v$  гидравлически наиболее выгодное сечение имеет наименьший уклон.

При вычислении  $C$  по формуле Маннинга  $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$  формула Шези может быть записана:

$$Q = (\beta + m) \frac{\sqrt{i}}{3\sqrt{2^2}n} h^{\frac{2}{3}} = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{\frac{2}{3}}$$

где коэффициент  $A = \frac{\beta + m}{1,587}$  в зависимости от заложения откоса  $m$  имеет следующие значения:

Значения коэффициента  $A$

$m$	0	0,5	1	1,5	2
$A$	1,26	1,095	1,150	1,33	1,56

**Основная задача.** Заданы: расход  $Q$ ; уклон  $i$ ; коэффициент откоса  $m$  и коэффициент шероховатости  $n$ . Определить размеры канала: его глубину  $h$  и ширину по дну  $b$  гидравлически наиболее выгодного сечения.

**Решение.** Пользуясь формулой Шези, вычисляем величину

$$h^{\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{A\sqrt{i}},$$

где в правой части все величины известны по заданию. Находим глубину  $h$  или путем логарифмирования, или по графику рис. 8-10а, а тогда, зная  $h$ , найдем ширину канала по дну по формуле  $b = \beta h$ .

**Пример.** Дано:  $Q=25,4$  м<sup>3</sup>/сек;  $i=0,0004$ ;  $m=1,5$  и  $n=0,025$ . **Решение:** 1. Для коэффициента откоса  $m=1,5$  величину  $A$  находим по таблице [ $A=1,33$  (см. выше)] или по формуле

$$A = \frac{\beta + m}{1,587}$$

2. Вычисляем  $h^{2,67} = \frac{Qn}{A\sqrt{i}} = \frac{25,4 \cdot 0,025}{1,33 \cdot 0,02} = 23,8$ .

3. По графику рис. 8-10а находим глубину канала  $h=3,27$  м.

7 Справочник п/р Киселева П. Г.

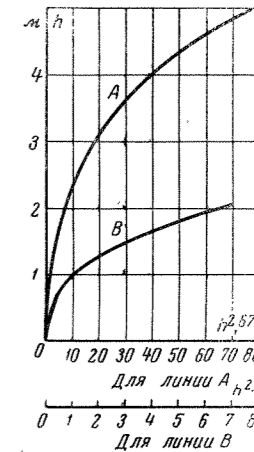


Рис. 8-10а.

4. Ширину канала по дну находим, вычисляя  $b = \beta h = 0,615 \cdot 3,27 = 1,98$  м.

Для приближенного расчета канала с гидравлически наиболее выгодным сечением трапецидального и прямоугольного профилей служат графики рис. 8-11—8-13. На графиках даны зависимости

$$K = \omega C \sqrt{Ri} = f(h);$$

$$\omega = (\beta + m) h^2 = f_1(h);$$

$$b = \beta h = f_2(h).$$

Расходная характеристика  $K$  подсчитана по формуле Н. Н. Павловского при коэффициенте шероховатости  $n=0,011; 0,020; 0,025$  и  $0,030$ .

**Пример.** Найти размеры канала  $h$  и  $b$  и среднюю скорость  $v$  для гидравлически наиболее выгодного сечения при расходе  $Q=25,4$  м<sup>3</sup>/сек; уклоне  $i=0,0004$ ; коэффициенте откоса  $m=1,5$  и коэффициенте шероховатости  $n=0,025$ .

**Решение.** Вычисляем  $K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{25,4}{\sqrt{0,0004}} = 1270$  м<sup>3</sup>/сек и

затем непосредственно по графику рис. 8-13 находим (для  $K=1270$  м<sup>3</sup>/сек): глубину канала  $h=3,25$  м, ширину по дну  $b=1,96$  м и площадь живого сечения  $\omega=22,2$  м<sup>2</sup> (среднюю скорость вычисляем  $v=25,4/22,2=1,14$  м/сек).

Подобным же образом производится расчет каналов и при иных начальных данных. Общая схема графика и способ его использования показаны на рис. 8-14.

**Примечание.** А. М. Латышевский указывает, что в практическом отношении можно рассматривать некоторую область значений  $\beta = b/h$  от  $\beta_{г.н}$  до  $\beta_{\text{макс}}$ , в пределах которой скорость течения отличается от скорости гидравлически наиболее выгодного сечения не более чем на 5%. В этом случае имеем:

$$v_{г.н} > v > 0,95 v_{г.н};$$

$$\beta_{г.н} < \beta < \beta_{\text{макс}}.$$

Числовые значения  $\beta_{\text{макс}}$  даны в табл. 8-17.

Таблица 8-17

Значения  $\beta_{\text{макс}}$

$v_{г.н}$	Коэффициент откоса $m$				
	1,0	1,5	2,0	3	4
0,99	1,76	1,68	1,73	2,01	2,40
0,95	3,58	3,78	4,20	5,33	6,66

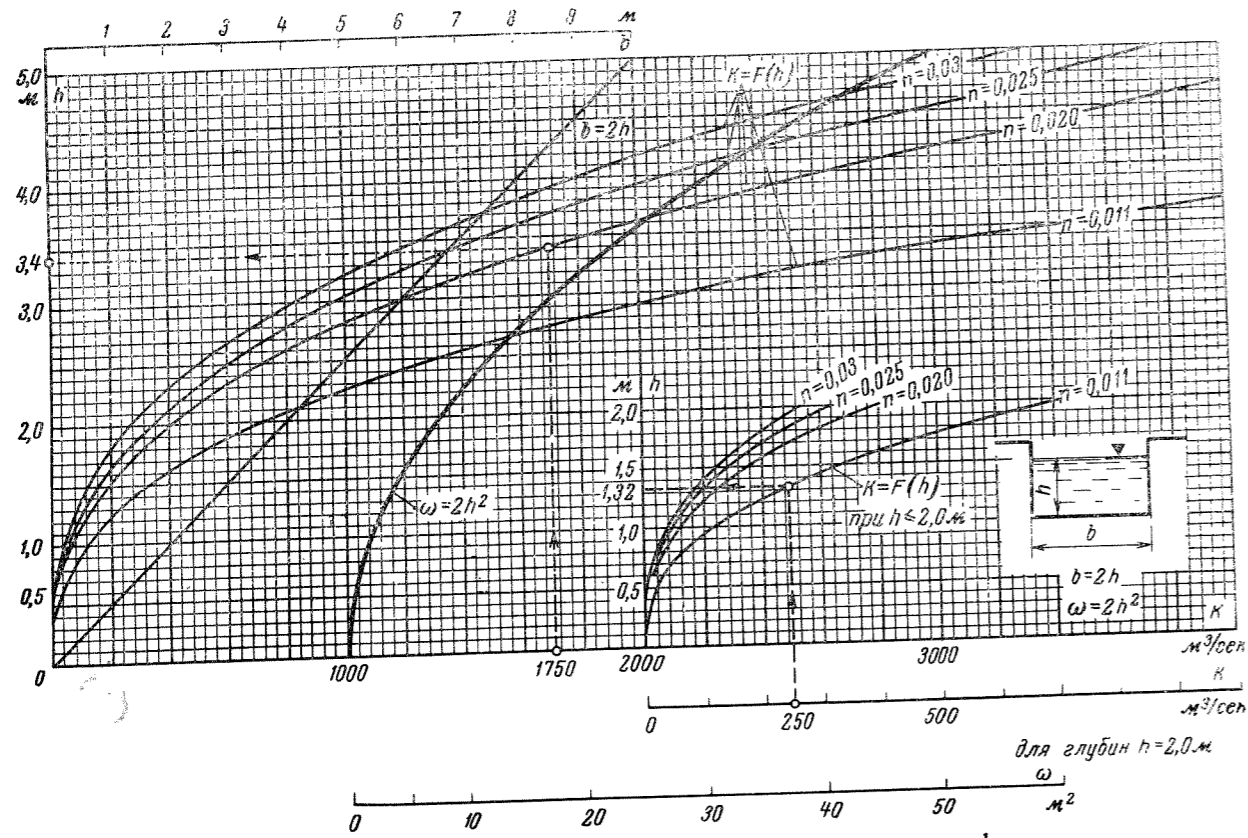


Рис. 8-11. График для расчета канала гидравлически наилучшего сечения;  $C = \frac{1}{n} R^y$ ;  $m = 0$ .

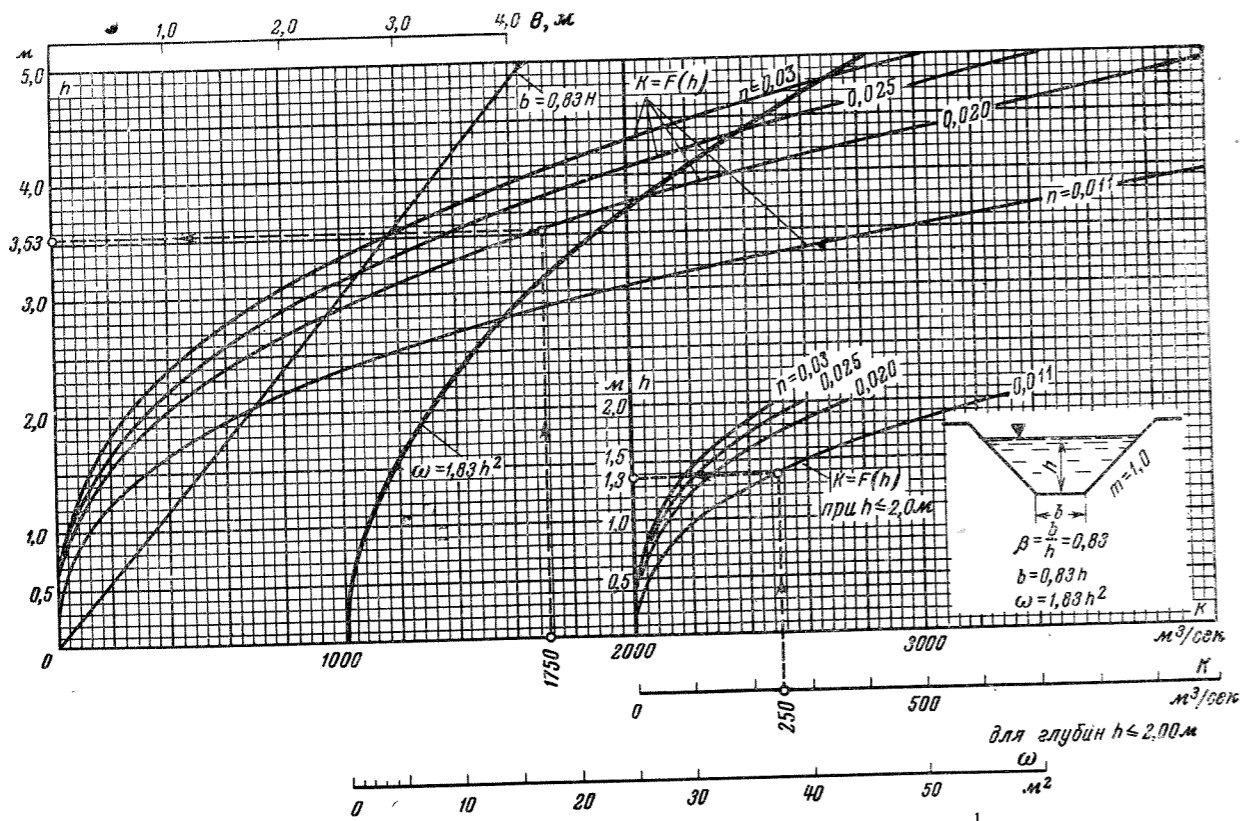


Рис. 8-12. График для расчета канала гидравлически наилучшего профиля;  $C = \frac{1}{n} R^y$ ;  $m = 1,0$ .

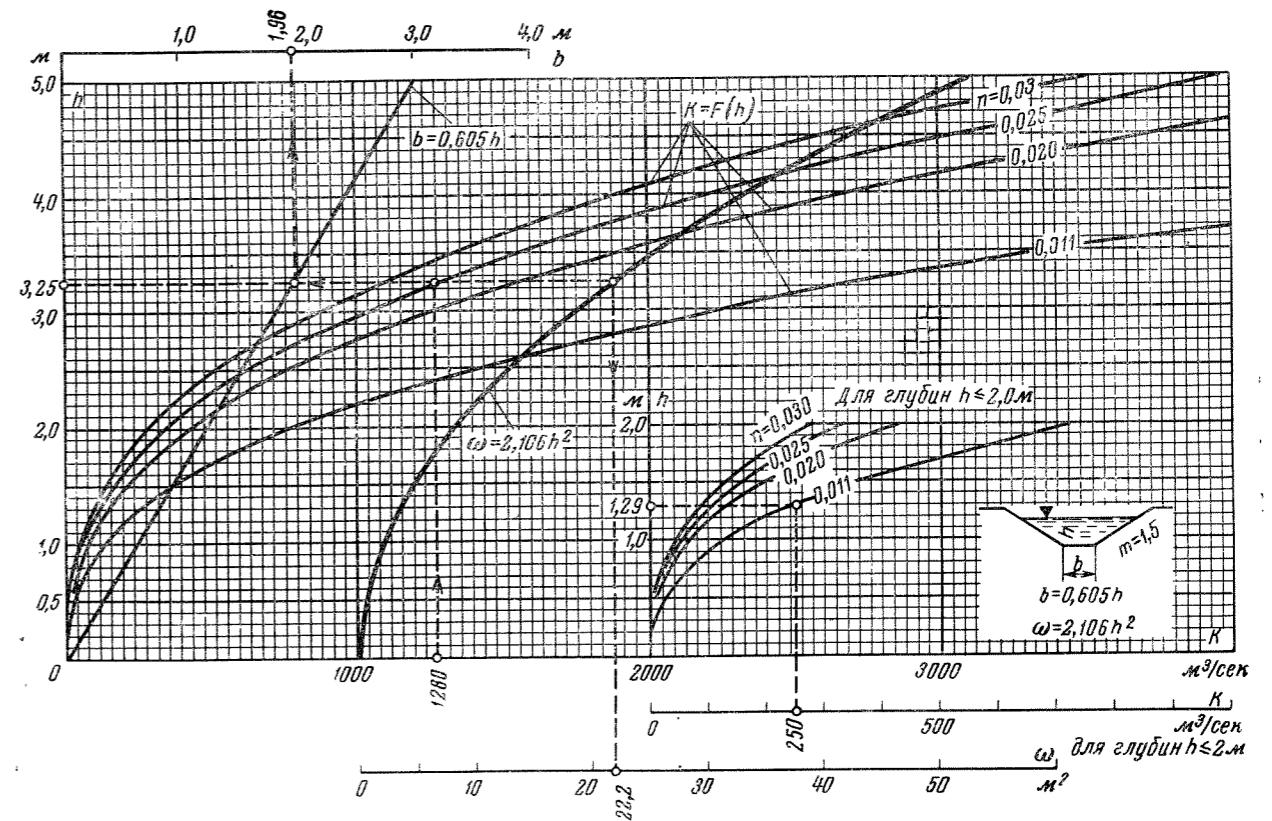


Рис. 8-13. График для расчета канала гидравлически наилучшего профиля;  $C = \frac{1}{n} R^y$ ;  $m = 1,5$ .

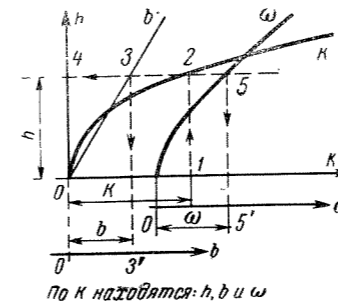


Рис. 8-14.

при различной степени наполнения канала  $a = h_n/H$ , т. е. в форме соответствующих функций от  $h_n/H$ . Здесь  $K_n$  — расходная характеристика при некоторой глубине  $h_n$ , т. е. при частичном наполнении, а  $K$  — расходная характеристика при глубине  $H$ , т. е. при максимальном наполнении, когда канал «работает» полным сечением. Геометрические элементы для наиболее часто встречаемых профилей указаны на рис. 8-15—8-18. Аналогично  $W_n, \omega_n, R_n$  обозначают скоростную характеристику, площадь живого сечения и гидравлический радиус при глубине  $h_n$ , а  $W, \omega$  и  $R$  (без индекса) обозначают те же величины при глубине  $H$ .

Вспомогательные графики и таблицы выражают функциональные зависимости

$$\frac{K_n}{K} = f_1\left(\frac{h_n}{H}\right) = f_1(a);$$

$$\frac{W_n}{W} = f_2\left(\frac{h_n}{H}\right) = f_2(a).$$

Величина  $a$ , равная отношению  $h_n/H$ , называется степенью наполнения канала (трубы).

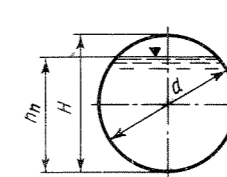


Рис. 8-15.

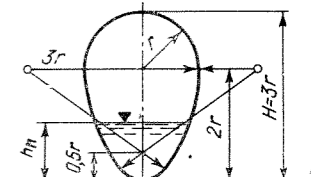


Рис. 8-16.

8-5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ЗАМКНУТОГО СЕЧЕНИЯ. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ДЛЯ ТУННЕЛЕЙ

Гидравлический расчет канала замкнутого поперечного сечения (круглой или иной формы) непосредственно по основным формулам  $Q = \omega v$  и  $v = \sqrt{Ri}$  оказывается весьма трудоемким, а потому на практике пользуются вспомогательными графиками или таблицами, составленными для отношений

$$\frac{K_n}{K}; \frac{W_n}{W}; \frac{\omega_n}{\omega} \text{ и } \frac{R_n}{R}$$

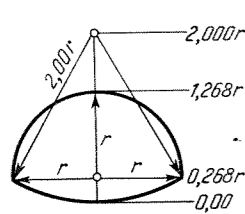


Рис. 8-17.

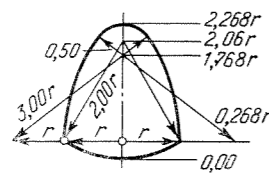


Рис. 8-18.

Для каналов с геометрически подобными сечениями указанные зависимости  $K_n/K=f_1(a)$  и  $W_n/W=f_2(a)$  остаются неизменными, если при вычислении расходных и скоростных характеристик  $K$  и  $W$  применяется формула  $C = \frac{1}{n} R^y$  при  $y = const$ , и они изменяются в незна-

чительной мере при определении  $C$  по полной формуле Н. Н. Павловского. Практически можно считать, что эти зависимости вообще не связаны с величиной каналов и, следовательно, будут одинаковы, если только сечения каналов будут геометрически подобны друг другу. На рис. 8-19—8-22 приведены кривые  $K_n/K=f_1(a)$  и  $W_n/W=f_2(a)$  для характерных сечений. Пользуясь указанными кривыми, можно определить расходную характеристику  $K_n$  или скоростную характеристику  $W_n$  при любой заданной глубине канала  $h_n$ , если известны расходная характеристика  $K$  или скоростная характеристика  $W$  при максимальном заполнении данного сечения.

Расходная характеристика при заданной глубине  $h_n$  равна:

$$K_n = K f_1 \left( \frac{h_n}{H} \right) \quad (8-32)$$

Скоростная характеристика при глубине  $h_n$  равна:

$$W_n = W f_2 \left( \frac{h_n}{H} \right) \quad (8-33)$$

Аналогично решается и обратная задача:

$$K = \frac{K_n}{f_1 \left( \frac{h_n}{H} \right)} \quad \text{и} \quad W = \frac{W_n}{f_2 \left( \frac{h_n}{H} \right)} \quad (8-34)$$

Практическое применение указано на числовых примерах.

**Пример I.** Определить расход  $Q$  и среднюю скорость  $v$  в канале круглого сечения при следующих данных: диаметр трубы  $D=3$  м; глубина воды  $h_n=2,1$  м; коэффициент шероховатости  $n=0,020$ ; уклон трубы  $i=0,0009$ .

**Решение 1.** Находим расходную и скоростную характеристики при максимальном заполнении, как для напорного водовода, по формулам  $K = \omega C \sqrt{R}$ ,  $W = C \sqrt{R}$  (или по табл. 7-2 или 7-3):

расходная характеристика

$$K = 288,9 \text{ м}^3/\text{сек} \quad (\text{по табл. 7-2});$$

площадь живого сечения

$$\omega = 7,069 \text{ м}^2;$$

скоростная характеристика

$$W = \frac{288,9}{7,069} = 40,8 \text{ м/сек}.$$

2. Определяем степень заполнения

$$a = \frac{h_n}{H} = \frac{2,10}{3} = 0,7.$$

3. Далее по графику рис. 8-19 для  $a=0,7$  находим отношение

$$\frac{K_n}{K} = 0,065; \quad \frac{W_n}{W} = 1,13$$

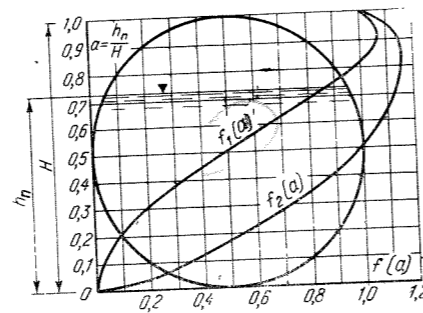


Рис. 8-19.  $K_n/K=f_1(a)$ ;  $W_n/W=f_2(a)$ .

и, следовательно,

$$K_n = 0,825 K = 0,825 \cdot 291,1 = 240 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$W_n = 1,13 \cdot 41,2 = 46,5 \text{ м/сек}.$$

4. Таким образом, искомые  $Q$  и  $v$  будут:

$$Q = K_n \sqrt{i} = 240 \cdot 0,0009 = 7,2 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$v = W_n \sqrt{i} = 46,50 \cdot 0,0009 = 1,4 \text{ м/сек}.$$

**Пример II.** Определить, при какой глубине  $h_n$  проходит расход  $Q=5,0$  м<sup>3</sup>/сек, если заданы:  $D=3,0$  м;  $n=0,020$  и  $i=0,0009$ .

**Решение 1.** Для всего сечения имеем  $K=288,9$  м<sup>3</sup>/сек (см. пример I).

2. Находим расходную характеристику, соответствующую  $Q=5$  м<sup>3</sup>/сек и  $i=0,0009$ :

$$K_n = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5}{0,0009} = 167 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

3. Находим отношение

$$\frac{K_n}{K} = \frac{167}{288,9} = 0,574$$

и тогда по графику рис. 8-19 для  $K_n/K=0,574$  находим отношение

$$\frac{h_n}{H} = 0,55.$$

4. Таким образом, искомая глубина заполнения

$$h_n = 0,55 H = 0,55 \cdot 3 = 1,65 \text{ м}.$$

**Пример III.** Найти уклон  $i$  канала круглого сечения при следующих данных: расход  $Q=5$  м<sup>3</sup>/сек; диаметр  $D=3$  м;  $n=0,02$ ; степень заполнения  $a=h_n/H=0,4$ .

**Решение 1.** Для всего сечения имеем  $K=288,9$  м<sup>3</sup>/сек (см. пример I).

2. При заданном заполнении  $a=0,4$  по графику рис. 8-19 находим отношение

$$\frac{K_n}{K} = 0,35$$

и, следовательно,

$$K_n = 0,35 K = 0,35 \cdot 288,9 = 102 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

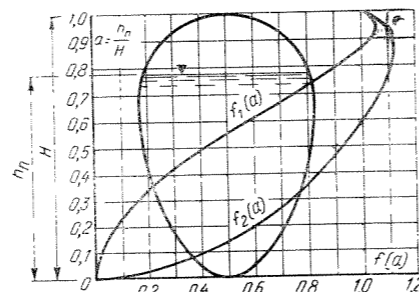


Рис. 8-20.  $K_n/K=f_1(a)$ ;  $W_n/W=f_2(a)$ .

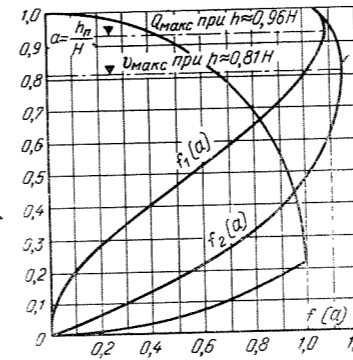


Рис. 8-21.  $K_n/K=f_1(h_n/H)=f_1(a)$ ;  $W_n/W=f_2(h_n/H)=f_2(a)$ .

3. Тогда искомый уклон  $i$  будет равен:

$$i = \left( \frac{Q}{K_n} \right)^2 = \left( \frac{5}{102} \right)^2 = 0,0025.$$

**Пример IV.** Определить диаметр железобетонного туннеля круглого сечения при следующих условиях: уклон  $i=0,0009$ ; коэффициент шероховатости  $n=0,015$ ; расход  $Q=24$  м<sup>3</sup>/сек при наполнении  $a=h_n/H=0,7$ .

**Решение 1.** Находим требуемую расходную характеристику  $K_n$  при заданном наполнении  $a=0,7$ :

$$K_n = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{24}{\sqrt{0,0009}} = 800 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

2. По графику рис. 8-19 при  $a=0,7$  находим отношение

$$\frac{K_n}{K} = 0,825.$$

3. Тогда расходная характеристика при заполнении всего сечения должна быть равна:

$$K = \frac{K_n}{f_1(a)} = \frac{800}{0,825} = 970 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

4. По найденной таким образом расходной характеристике при полном заполнении всего сечения  $K=970$  м<sup>3</sup>/сек находим необходимый диаметр, как указано в гл. 7.

В частности, расходная характеристика  $K'$  при коэффициенте шероховатости  $n=1$  была бы в данном случае равна  $K'=K \cdot n = 970 \cdot 0,015 = 14,6$  м<sup>3</sup>/сек. Тогда по графику рис. 7-2  $K'=f(D)$   $D=4,3$  м.

Величина расчетной характеристики  $K$  при полном заполнении сечения для круглых сечений определяется,

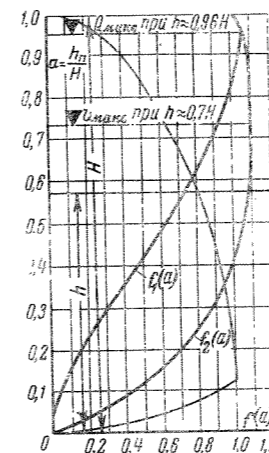


Рис. 8-22.  $K_n/K=f_1(h_n/H)=f_1(a)$ ;  $W_n/W=f_2(h_n/H)=f_2(a)$ .

Таблица 8-18

Значения расходной характеристики  $K^*$  и скоростной характеристики  $W$  для овального сечения (рис. 8-16)  $n=0,013$  и при полном заполнении сечения

$H, \text{ м}$	$K, \text{ м}^3/\text{сек}$	$W, \text{ м/сек}$	$H, \text{ м}$	$K, \text{ м}^3/\text{сек}$	$W, \text{ м/сек}$
0,30	0,497	10,82	1,35	29,93	32,17
0,45	1,523	14,43	1,50	42,69	34,43
0,60	3,314	18,03	1,65	51,43	37,00
0,75	6,119	21,31	1,80	64,39	38,92
0,90	10,01	24,19	1,95	78,58	40,42
1,05	15,20	27,03	2,10	92,19	42,68
1,20	21,55	29,34	2,25	115,80	44,81

\* Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. СНИИ 1937.

как для напорных водоводов по указанию в гл. 7, а для сечений по рис. 8-16 и 8-17 согласно табл. 8-18 и 8-19.

Расходную характеристику  $K$  по общей формуле  $K = \omega C \sqrt{R}$  для сечений по рис. 8-17 и 8-18 можно определить, приняв:

для рис. 8-17  $\omega = 1,936 r^2$  и  $R = 0,370 r$ ;

для рис. 8-18  $\omega = 3,388 r^2$  и  $R = 0,492 r$ .

Таблица 8-19

Значения расходной характеристики  $K^*$  и скоростной характеристики  $W$  для лоткового сечения (рис. 8-17) при  $n=0,013$  при полном заполнении сечения

Ширина профиля $B=2 \text{ г, м}$	$K, \text{ м}^3/\text{сек}$	$W, \text{ м/сек}$	Ширина профиля $B=2 \text{ г, м}$	$K, \text{ м}^3/\text{сек}$	$W, \text{ м/сек}$
1,00	12,28	25,4	2,40	128,0	46,2
1,20	20,12	28,9	2,80	193,0	50,9
1,40	30,40	32,1	3,20	276,0	55,7
1,60	43,60	35,1	3,60	375,0	59,8
1,80	59,6	38,0	4,00	495,0	63,9
2,00	78,8	40,7			

\* Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. СНИИ 1937.

Специальные профили для туннелей (рис. 8-23). Профили I, II, III и IV являются типовыми профилями деривационных туннелей согласно ТУ-24-108-48 Главгидроэнергостроя.

Расходные характеристики  $K$ , м<sup>3</sup>/сек, а следовательно, и расходы определяются по расходной характеристике для туннелей круглого сечения из соотношений

$$\frac{K_{\text{профиля}}}{K_{\text{круглой трубы}}}, \text{ указанных в табл. 8-20.}$$

Таблица 8-20

Таблица значений  $\frac{K_{\text{профиля}}}{K_{\text{круглой трубы}}}$  для типовых профилей туннелей (по ТУиН Главгидроэнергостроя)

При заполнении площади сечения, %	Профиль I			Профиль II		
	$H=B$	$H=1,25 B$	$H=1,5 B$	$H=B$	$H=1,25 B$	$H=1,5 B$
100	0,97	0,96	0,845	0,98	0,970	0,96
80	0,97	0,945	0,925	0,97	0,945	0,925
	Профиль III			Профиль IV		
	$H=B$	$H=1,25 B$	$H=1,5 B$	$H=B$	$H=1,25 B$	$H=1,5 B$
100	0,985	0,965	0,95	0,99	0,98	0,97
80	0,98	0,96	0,945	0,98	0,97	0,95

Для профилей туннелей II и V по рис. 8-23 в табл. 8-21—8-23 приведены значения расходных характеристик при коэффициенте шероховатости  $n=1,0$  для полного и частичного заполнения сечения. Для получения действительных расходных характеристик при заданном коэффициенте шероховатости надо табличные значения умножить на  $1/n$ .

В дополнение даны графики (рис. 8-24)

$$K' = \omega R^{0,7} = f(H)$$

и (рис. 8-25)

$$K' n / K' = f(h/H).$$

Указанные в табл. 8-22 значения  $K'$  и  $\omega$  относятся к поперечному сечению профилей II и V (по рис. 8-23)

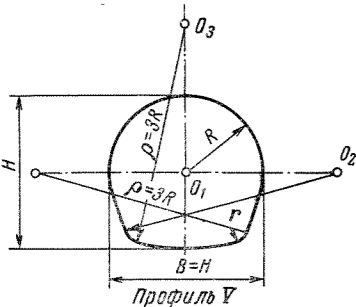
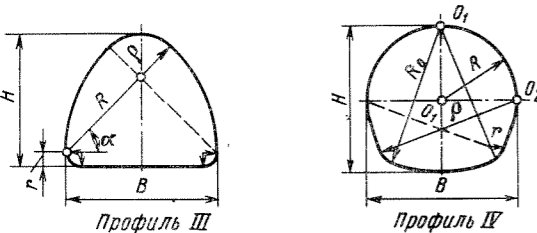
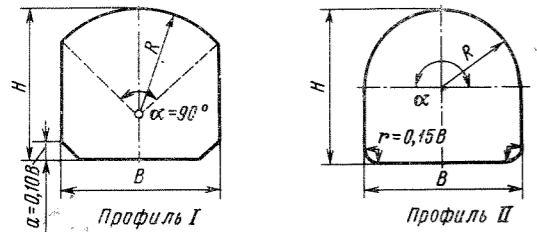


Рис. 8-23. Типовые профили деривационных безнапорных туннелей.

Профиль I			Профиль II		
$H = B$	$H = 1,25 B$	$H = 1,50 B$	$H = B$	$H = 1,25 B$	$H = 1,50 B$
$R = \frac{B}{\sqrt{2}}$			$R = \frac{B}{2}$		
Профиль III			Профиль IV		
$H = B$	$H = 1,2 B$	$H = 1,4 B$	$H = B$	$H = 1,5 B$	$H = 1,30 B$
$R$	$1,5 B$	$2 B$	$0,5 B$	$0,5 B$	$0,5 B$
$r$	$0,293 B$	$0,25 B$	$B$	$B$	$B$
$r$	$0,207 B$	$0,20 B$	$B$	$1,5 B$	$2 B$
$\alpha$	$\frac{\pi}{4}$	$\arctg \frac{3}{4}$	$0,15 B$	$0,15 B$	$0,15 B$

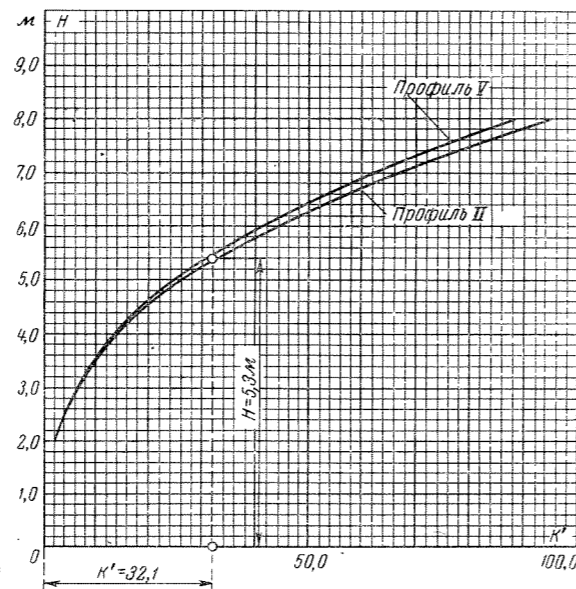


Рис. 8-24. Расходная характеристика  $K' = f(H)$  при коэффициенте шероховатости  $n=1,0$ .

с высотой  $H=2$  м. Для поперечных сечений иной высоты при  $H \geq 2$  м расходные характеристики  $K'$  и площади живого сечения  $\omega$  (при полном заполнении) могут определяться по формулам:

$$K' = 2,2164 \left(\frac{H}{2}\right)^{2,7}; \quad \omega = 3,544 \left(\frac{H}{2}\right)^2;$$

для профиля V

$$K' = 2,097 \left(\frac{H}{2}\right)^{2,7}; \quad \omega = 3,382 \left(\frac{H}{2}\right)^2.$$

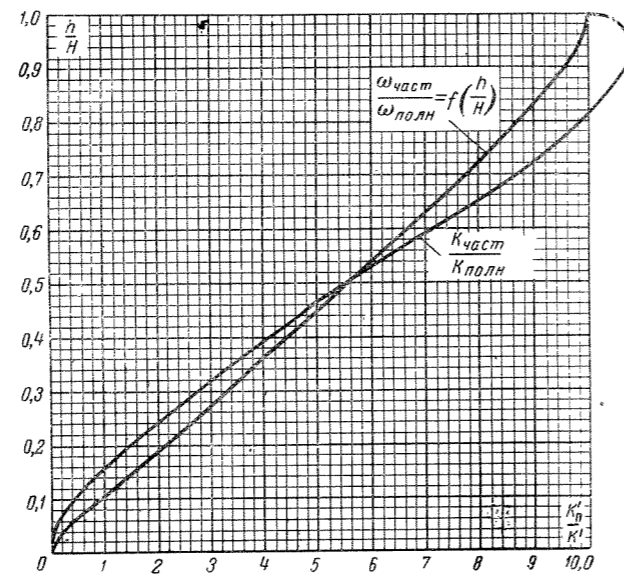


Рис. 8-25.

Для определения  $K$  и площадей живых сечений при частичном заполнении в табл. 8-23 даны значения отношений

$$\frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}} \text{ и } \frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}$$

для соответствующих наполнений.

Пример. Задана высота корытообразного профиля  $H=4$  м (профиль II). Определить расходную характеристику  $K'$  (при коэффициенте шероховатости  $n=1$ ) и площадь живого сечения  $\omega$  при глубине  $h=2,4$  м, т. е. при наполнении  $h_n/H=0,6$ .

Решение. 1. Находим для полного заполнения расходную характеристику

$$K' = 2,2164 \left(\frac{H}{2}\right)^{2,7} = 2,2164 \cdot 6,53 \approx 14,4 \text{ м}^3/\text{сек};$$

площадь живого сечения

$$\omega_{\text{полн}} = 3,514 \left(\frac{H}{2}\right)^2 = 14,176 \text{ м}^2.$$

2. Тогда при заданном наполнении ( $h_n/H=0,6$ , т. е. при глубине воды  $h=0,6H=0,6 \cdot 4=2,4$  м, получим:

$$K'_{0,6} = 14,4 \frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}} = 14,4 \cdot 0,72 = 10,4 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$\omega_{0,6} = 14,176 = \frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}} = 14,176 \cdot 0,67 = 9,5 \text{ м}^2.$$

Числовые значения  $K'_{\text{част}}/K'_{\text{полн}}=0,72$  и  $\omega_{\text{част}}/\omega_{\text{полн}}=0,67$  взяты из табл. 8-23 для профиля II при  $h/H=0,6$ .

Таблица 8-21

Таблица расходных характеристик безнапорных туннелей для профилей II и V (рис. 8-23) при коэффициенте шероховатости  $n=1,0$ ,  $K' = \omega R^{1/6} \sqrt{R}$ ,  $\text{м}^3/\text{сек}$ , при полном заполнении для различной высоты туннеля  $H$ , м

$H$ , м	$\frac{H}{2}$ , м	$\left(\frac{H}{2}\right)^{2,7}$	$K' = 2,2164 \left(\frac{H}{2}\right)^{2,7}$
Профиль II по рис. 8-23			
2	1,0	1,000	2,2169
3	1,5	2,988	6,64
4	2,0	6,498	14,40
5	2,5	11,870	26,30
6	3,0	19,420	43,10
7	3,5	29,440	66,20
8	4,0	42,230	93,50
Профиль V по рис. 8-23			
2	1,0	1,000	2,097
3	1,5	2,988	6,30
4	2,0	6,498	13,67
5	2,5	11,870	24,70
6	3,0	19,420	40,80
7	3,5	29,440	61,80
8	4,0	42,230	88,70

Таблица 8-22

Значения расходной характеристики (модуля расхода)  $K' = \omega R^{1/6} \sqrt{R}$  при коэффициенте шероховатости  $n=1,0$ , а также значения площади живого сечения при частичном наполнении ( $h/H$ ) для туннелей с профилем II и V (рис. 8-23) табличные значения относятся к профилю высотой  $H=2$  м

$\frac{h}{H}$	$K'_{\text{част}}$ , $\text{м}^3/\text{сек}$	$\omega_{\text{част}}$ , $\text{м}^2$	$\frac{h}{H}$	$K'_{\text{част}}$ , $\text{м}^3/\text{сек}$	$\omega_{\text{част}}$ , $\text{м}^2$
Профиль II					
0,05	0,0330	0,1780	0,55	0,4210	2,1728
0,10	0,1084	0,3738	0,60	1,5915	2,3705
0,15	0,2113	0,5732	0,65	1,7584	2,5640
0,20	0,3321	0,7732	0,70	1,9175	2,7513
0,25	0,4685	0,9732	0,75	2,0659	2,9298
0,30	0,6167	1,1732	0,80	2,1922	3,0967
0,35	0,7679	1,3732	0,85	2,2951	3,2485
0,40	0,9200	1,5732	0,90	2,3625	3,3805
0,45	1,0832	1,7262	0,95	2,3759	3,4852
0,50	1,2506	1,9732	1,00	2,2164	3,5440
Профиль V					
0,05	0,012	0,087	0,55	1,317	2,011
0,10	0,090	0,280	0,60	1,487	2,208
0,15	0,154	0,449	0,65	1,654	2,402
0,20	0,260	0,635	0,70	1,814	2,590
0,25	0,383	0,826	0,75	1,960	2,768
0,30	0,517	1,019	0,80	2,089	2,935
0,35	0,663	1,215	0,85	2,192	3,086
0,40	0,818	1,413	0,90	2,258	3,218
0,45	0,980	1,612	0,95	2,272	3,323
0,50	1,146	1,811	1,00	2,297	3,382

Таблица 8-23

К расчету безнапорных туннелей для профилей II и V

Значения  $\frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}} = f\left(\frac{h}{H}\right)$  и  $\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}} = f_1\left(\frac{h}{H}\right)$

$\frac{h}{H}$	$\frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}}$	$\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}}$	$\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}$
Профиль II					
0,10	0,049	0,105	0,70	0,866	0,775
0,20	0,150	0,218	0,80	0,990	0,870
0,30	0,278	0,330	0,90	1,065	0,955
0,40	0,415	0,443	0,95	1,075	0,985
0,50	0,565	0,557	1,00	1,00	1,00
0,60	0,720	0,670			
Профиль V					
0,00	0	0,60	0,60	0,707	0,675
0,10	0,043	0,083	0,70	0,865	0,765
0,20	0,124	0,188	0,80	0,995	0,870
0,30	0,246	0,300	0,90	1,075	0,945
0,40	0,390	0,417	0,95	1,085	0,960
0,50	0,546	0,535	1,00	1,000	1,000

## НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

### 9-1. ОСНОВНОЕ УРАВНЕНИЕ

При неравномерном движении средняя скорость и уклон свободной поверхности изменяются вдоль потока. Если скорость увеличивается, т. е. если  $dv/ds > 0$ , то движение будет ускоренным. Если  $dv/ds < 0$ , то движение будет замедленным.

Для установившегося плавно изменяющегося движения жидкости в открытом русле (рис. 9-1) основное уравнение имеет вид:

$$I = \frac{d}{ds} \left( \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{v^2}{C^2 R}, \quad (9-1)$$

где  $I = -dH/ds$  — уклон свободной поверхности в сечении ( $n-n$ );  $I$  — переменная величина вдоль по течению;  $v$ ,  $R$  и  $C$  — соответственно средняя скорость, гидравлический радиус и коэффициент Шези для того же сечения ( $n-n$ ) при глубине потока  $h$ ;  $\alpha$  — коэффициент Кориолиса, связанный с неравномерным распределением скоростей по сечению и принимаемый в обычных условиях равным  $\alpha = 1,1$  (см. гл. 3).

Основное уравнение (9-1) может быть написано иначе, а именно:

а) для непризматического русла

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \frac{d\omega}{ds}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B}; \quad (9-2)$$

б) для призматического русла, т. е. при  $\frac{d\omega}{ds} = 0$ ,

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B}; \quad (9-3)$$

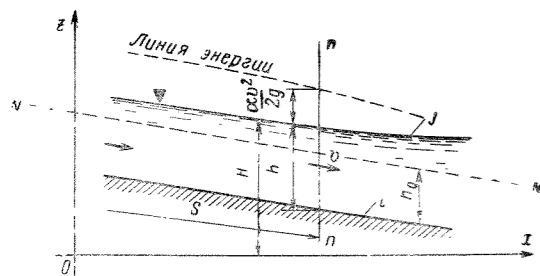


Рис. 9-1.

в) для прямоугольного очень широкого русла ( $B \gg h$ )

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - h_{кр}^3}, \quad (9-4)$$

где  $Q$  — расход;  $B$  — ширина потока поверху;  $h_0$  — глубина равномерного движения (нормальная глубина);  $i$  — уклон русла;  $h_{кр}$  — критическая глубина.

По предложению В. Д. Журина величина  $N = \omega^3/B$  называется «контрольным» числом, а величина  $N_{кр} = \alpha Q^2/g$  его «критическим» значением. Вводя в формулу (9-3) расходные характеристики  $K_0$  — равномерного движения и  $K$  — для рассматриваемого сечения, а также величины  $N$  и  $N_{кр}$ , получим:

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left( \frac{K_0}{K} \right)^2}{1 - \frac{N_{кр}}{N}}. \quad (9-5)$$

Отношение  $N_{кр}/N$  определяет («контролирует») состояние потока. При  $N_{кр}/N \ll 1$  имеет место соответственно спокойное, критическое и бурное состояние потока.

а) ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ДЛЯ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛ

Производная  $dh/ds = \tan \beta$ , где  $\beta$  — угол между касательной к свободной поверхности и линией дна русла, характеризует изменение глубины потока вдоль по течению.

В зависимости от условий  $i \geq 0$  и  $h \geq h_{кр}$  (или  $N_{кр}/N \leq 1$ ) и  $h \geq h_0$  (при  $h = h_0$  движение будет равномерным) форма свободной поверхности для призматических русел приобретает вид, указанный на схеме:

при положительном (прямом) уклоне  $i > 0$  (рис. 9-2);  
при нулевом уклоне  $i = 0$  (горизонтальное дно) (рис. 9-3);  
при отрицательном (обратном) уклоне  $i < 0$  (рис. 9-4).

Примечания: 1. Для непризматических русел форма свободной поверхности зависит не только от условий  $i \geq 0$ ;  $h \geq h_{кр}$  и  $h \geq h_0$ , но и самым существенным образом от характера изменения формы русла по длине, поэтому схемы по рис. 9-2—9-4 могут и не сохраняться.

2. На практике для определения характера (вида) свободной поверхности (продольного профиля всякого раз определять в случае  $i > 0$  глубину равномерного движения  $h_0$  и  $h_{кр}$  — критическую глубину или только  $h_{кр}$  в случае  $i = 0$  и  $i < 0$  (или во всех случаях по рекомендации В. Д. Журина вычислять  $N_{кр} = \alpha Q^2/g$  и  $N = \omega^3/B$ ). Тогда по соотношению между действительной глубиной  $h$  и глубинами  $h_0$  и  $h_{кр}$  и решается вопрос о форме свободной поверхности согласно схемам рис. 9-2—9-4 или, следуя В. Д. Журинову, по графику  $N = \varphi(h)$  и  $K = f(h)$  (рис. 9-5).

Все кривые свободной поверхности в условиях  $dh/ds > 0$ , т. е. когда глубины потока возрастают вниз по течению, называются кривыми подпора, а в усло-

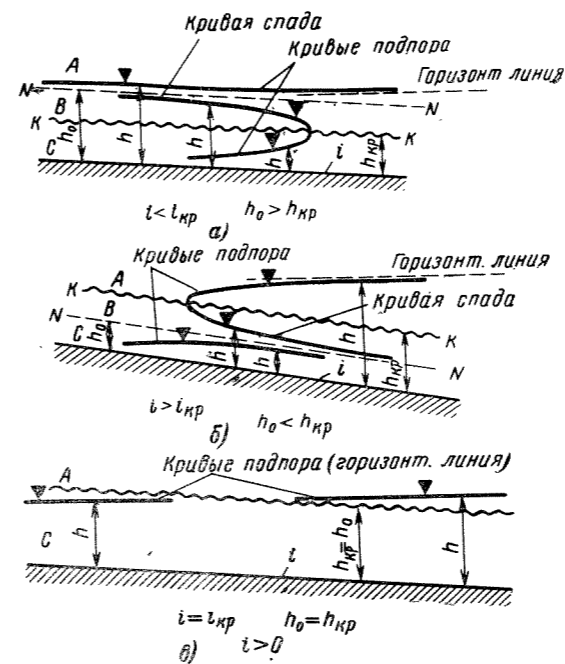


Рис. 9-2.

виях  $dh/ds < 0$ , т. е. когда глубины убывают, называются кривыми спада.

Примечание. В обоих случаях, когда  $dh/ds > 0$ , т. е. движение замедленное, и когда  $dh/ds < 0$ , т. е. движение ускоренное, донные скорости изменяются более интенсивно, чем поверхностные. Можно написать  $du = -gdH/u$ , где  $u$  — местная скорость, а  $H = (z+h)$  — гидростатический напор; отсюда следует, что изменение местной скорости  $du$  обратно пропорционально величине самой скорости  $u$ . Таким образом, при наличии кривой спада донные скорости возрастают в большей мере, чем поверхностные, эпюра скоростей выравнивается.

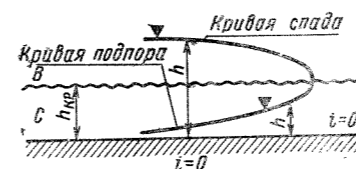


Рис. 9-3.

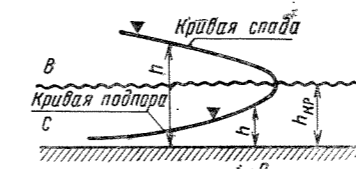


Рис. 9-4.

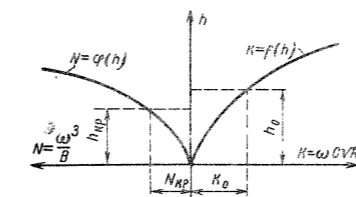


Рис. 9-5.

### б) КРИТИЧЕСКАЯ ГЛУБИНА

Критической глубиной называется глубина, при которой для заданного расхода  $Q$  удельная энергия сечения  $\mathcal{E} = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g \omega^3} = f(h)$  имеет наименьшее значение.

В уравнении удельной энергии  $\mathcal{E} = f(h)$   $h$  представляет собой глубину потока, измеренную по нормали к линии дна русла. При значительных уклонах оказывается необходимым уточнить эту запись, и тогда это уравнение получит вид:

$$\mathcal{E} = a + \frac{\alpha v^2}{2g} = h \cos \gamma + \frac{\alpha Q^2}{2g \omega^3} = f(h).$$

Величина  $a$ , равная  $a = h \cos \gamma$ , является пьезометрической высотой, соответствующей гидравлическому давлению в точке у дна русла. Угол  $\gamma$  равен углу наклона дна русла к горизонту.

В рассматриваемом случае удельная энергия сечения является также функцией глубины  $\mathcal{E} = f(h)$ , причем угол  $\gamma$  служит параметром. Графическое изображение функции  $\mathcal{E} = f(h)$  показано на рис. 9-6. В общем случае,

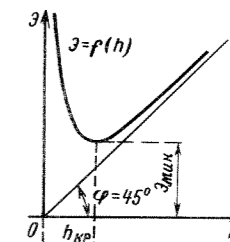


Рис. 9-6.

т. е. для поперечного профиля любой формы с учетом уклона, критическая глубина находится путем решения уравнения

$$\cos \gamma - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B = 0 \quad \text{или} \quad \frac{\omega^3 \cos \gamma}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}, \quad (9-6)$$

если принять  $\cos \gamma = 1,0$ , то

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B = 0$$

или

$$\frac{\omega^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}.$$

Решение этих уравнений можно найти, построив график функции

$$y = \frac{\omega^3 \cos \gamma}{B} = f(h)$$

или

$$y = \frac{\omega^3}{B} = f(h).$$

С помощью этого графика (рис. 9-7) \* критическая глубина находится по заданному числовому значению  $\alpha Q^2/g$ .

Для прямоугольного русла шириною  $b$  критическая глубина вычисляется по формуле (9-6а) или (9-6б):

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B^2 \cos \gamma}} \quad (9-6a)$$

\* По рекомендации В. Д. Журина  $h_{кр}$  определяется по графику  $N = \omega^3/B = \varphi(h)$  (рис. 9-5) при известной величине  $N_{кр} = \alpha Q^2/g$ .

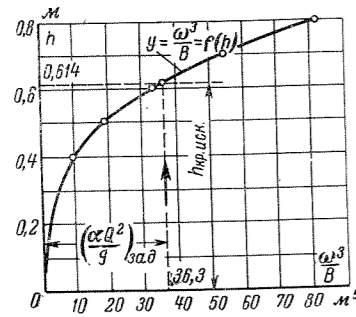


Рис. 9-7.

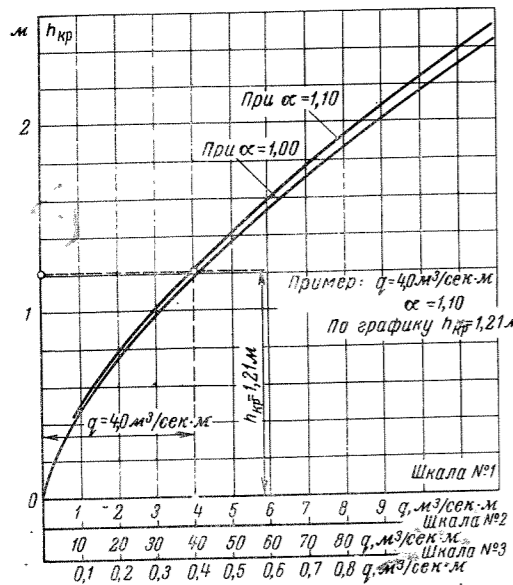


Рис. 9-8. График для определения  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$  для прямоугольного русла (метрические меры).

Примечание. Если для расходов пользоваться шкалой № 2, то прочитанное по вертикальной оси значение  $h_{кр}$  надо умножить на 4,642, а если пользоваться шкалой № 3, то значение  $h_{кр}$  надо разделить на 4,642.

Например. 1. Задано:  $q = 40 \text{ м}^3/(\text{сек} \cdot \text{м})$ ;  $\alpha = 1,10$ . Найти  $h_{кр}$ . Пользуясь шкалой № 2, находим по графику  $h'_{кр} = 1,215 \text{ м}$  и, следовательно,  $h_{кр} = 1,215 \cdot 4,642 = 5,62 \text{ м}$ .

2. Задано:  $q = 0,4 \text{ м}^3/(\text{сек} \cdot \text{м})$ ;  $\alpha = 1,0$ . Найти  $h_{кр}$ . Пользуясь шкалой № 3, находим по графику  $h''_{кр} = 1,215 \text{ м}$  и, следовательно,

$$h_{кр} = \frac{1,215}{4,642} = 0,262 \text{ м.}$$

или при малых уклонах, полагая  $\cos \alpha = 1,0$ ,

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \quad (9-66)$$

где  $q$  — расход на единицу ширины русла (так называемый «удельный расход»), равный  $q = Q/B$ .

Далее всюду, где нет соответствующих указаний, будем рассматривать русла только с малыми уклонами, примерно с уклонами  $i \leq 0,10$ , для которых  $\cos \gamma = \sqrt{1 - i^2} = \sqrt{0,99} \approx 1,00$ , и следовательно, его можно исключить из расчета.

Значения  $h_{кр}$  для прямоугольного русла при  $\alpha = 1,10$  и  $\alpha = 1,0$  приведены в табл. 9-1 и на графике рис. 9-8.

Таблица 9-1  
Значения критической глубины  $h_{кр}$  в зависимости от удельного расхода  $q$ ,  $\text{м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$ , для прямоугольного русла (при коэффициенте  $\alpha = 1,0$  и  $\alpha = 1,1$ )

q	$h_{кр}$		q	$h_{кр}$		q	$h_{кр}$	
	$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$
0,05	0,064	0,066	1,50	0,612	0,632	4,00	1,176	1,214
0,10	0,100	0,104	1,60	0,639	0,660	4,20	1,216	1,255
0,20	0,160	0,165	1,70	0,665	0,687	4,40	1,255	1,294
0,30	0,209	0,216	1,80	0,692	0,714	4,60	1,292	1,333
0,40	0,254	0,262	1,90	0,716	0,740	4,80	1,330	1,372
0,50	0,295	0,304	2,00	0,742	0,765	5,00	1,366	1,410
0,60	0,332	0,343	2,20	0,790	0,815	5,50	1,455	1,502
0,70	0,368	0,380	2,40	0,837	0,864	6,00	1,543	1,593
0,80	0,402	0,415	2,60	0,883	0,912	7,00	1,710	1,765
0,90	0,435	0,449	2,80	0,928	0,958	8,00	1,868	1,928
1,00	0,467	0,482	3,00	0,972	1,003	9,00	2,020	2,085
1,10	0,497	0,513	3,20	1,014	1,047	10,00	2,168	2,237
1,20	0,527	0,544	3,40	1,056	1,090	11,00	2,310	2,384
1,30	0,556	0,574	3,60	1,096	1,130	12,00	2,448	2,529
1,40	0,584	0,604	3,80	1,137	1,174			

В зависимости от критической скорости  $v_{кр} = q/h_{кр}$  критическая глубина вычисляется по формуле

$$h_{кр} = \frac{\alpha v_{кр}^2}{g}. \quad (9-7)$$

В зависимости от минимума удельной энергии сечения  $\mathcal{E}_{мин}$

$$h_{кр} = \frac{2}{3} \mathcal{E}_{мин}. \quad (9-8)$$

Для треугольного русла (рис. 9-9)

$$h_{кр} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}}, \quad (9-9)$$

где  $m$  — коэффициент заложения откоса.

Для параболического русла (рис. 9-10) симметричного сечения

$$h_{кр} = \sqrt[4]{\frac{27}{64} \frac{\alpha Q^2}{gp}}, \quad (9-10)$$

где  $p$  — параметр параболы соответственно уравнению  $x^2 = 2py$ , т. е. равный  $p = \frac{x^2}{2y}$ .

Для приближенных расчетов при  $p = 15 \div 20$  можно принять взамен формулы (9-10) приближенную зависимость (для метрических мер)

$$\left. \begin{aligned} h_{кр} &= 0,22 \sqrt{Q} \text{ при } \alpha = 1,0; \\ h_{кр} &= 0,225 \sqrt{Q} \text{ при } \alpha = 1,10. \end{aligned} \right\} \quad (9-10a)$$

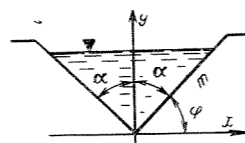


Рис. 9-9.

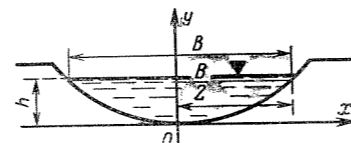


Рис. 9-10.

Пример. Дано:  $Q = 25 \text{ м}^3/\text{сек}$ ;  $p = 15$ ;  $\alpha = 1,0$ . Критическая глубина при параболическом русле по приближенной формуле (9-10a) будет равна:

$$h_{кр} = 0,22 \sqrt{25} = 1,10 \text{ м.}$$

а по точной (9-10)

$$h_{кр} = \sqrt[4]{\frac{27}{64} \frac{\alpha Q^2}{gp}} = 1,15 \text{ м.}$$

При  $p = 20$  получим  $h_{кр} = 1,08 \text{ м}$ .

Для трапециевидных русл критическая глубина  $h_{кр}$  определяется или по уравнению (9-6) путем подбора, либо путем построения кривой  $y = \omega^3/B = f(h)$  (рис. 9-7), или по одному из следующих способов.

Способ П. Г. Киселева. Критическая глубина  $h_{кр}$  определяется по графику критической глубины модельного канала (геометрически подобного данному), имеющего ширину по дну  $b = 1,0 \text{ м}$ . В соответствии с законами гравитационного подобия расход модельного канала определяется по расходу  $Q$  заданного канала по формуле

$$q_{мод} = \frac{Q}{M^2 \sqrt{M}}, \quad (9-11)$$

где  $M$  — линейный масштаб модели, равный  $M = b/b_{мод}$  (если  $b_{мод} = 1,0 \text{ м}$ , то  $M = b$ );  $Q$  — расход данного канала (в натуре).

Искомая критическая глубина для канала в натуре при этом будет равна:

$$h_{кр} = M h_{кр,мод}. \quad (9-12)$$

На рис. 9-11 дан график критической глубины  $h_{кр,мод}$  модельного канала трапециевидного сечения с шириной по дну  $b = 1,0 \text{ м}$  в зависимости от расхода  $q_{мод}$ , т. е.  $h_{кр,мод} = f(q_{мод})$  для различных значений коэффициента откоса  $m$ . Пользуясь этим графиком, легко определяется критическая глубина  $h_{кр}$  для заданного канала с шириной по дну  $b$  при заданном расходе  $Q$ .

При расходах модельного канала  $q_{мод} < 0,075 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$  критическую глубину трапециевидного канала можно определять, так же как и для прямоугольного сечения, по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}},$$

где  $b$  — ширина по дну.

Рис. 9-11 построен при коэффициенте  $\alpha = 1,10$ . Если критическую глубину надо определять при ином значении коэффициента  $\alpha'$ , т. е. не равном 1,10, то расчетный расход модельного канала вычисляется по формуле

$$q_{мод} = \frac{Q}{M^2 \sqrt{M}} \sqrt{\frac{\alpha'}{1,10}}$$

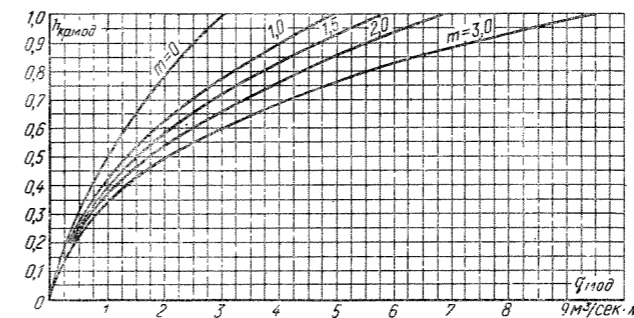


Рис. 9-11. График для определения  $h_{кр}$  для трапециевидных каналов по методу П. Г. Киселева.

и в частном случае при  $\alpha = 1,00$

$$q_{мод} = \frac{Q}{1,05 M^2 \sqrt{M}}.$$

Порядок расчета указан на следующем примере.

Пример. Определить критическую глубину  $h_{кр}$  для канала с шириной по дну  $b = 3,0 \text{ м}$ , коэффициентом откоса  $m = 1,5$  при расходе  $Q = 15 \text{ м}^3/\text{сек}$ .

Решение. 1. Находим сначала масштаб модели  $M = b/b_{мод} = 3,0$ ; затем вычисляем расход модельного канала, соответствующий данному расходу  $15 \text{ м}^3/\text{сек}$ :

$$q_{мод} = \frac{Q}{M^2 \sqrt{M}} = \frac{15}{3^2 \sqrt{3}} = 0,961 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$$

2. Далее по графику (рис. 9-11) определяем критическую глубину модельного канала. В данном случае для  $q_{мод} = 0,961 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$  получилось  $h_{кр,мод} = 0,385 \text{ м}$ .

3. Тогда искомая критическая глубина для заданного канала с расходом  $Q = 15 \text{ м}^3/\text{сек}$  будет равна:

$$h_{кр} = M h_{кр,мод} = 3 \cdot 0,385 = 1,15 \text{ м.}$$

Способ И. И. Агроскина<sup>1</sup>. В 1952 г. И. И. Агроскин предложил новый, весьма эффективный способ определения критической глубины в трапециевидном русле. Определение критической глубины по этому методу производится следующим образом.

Вычисляем критическую глубину  $h_{кр}$  для условного прямоугольного русла с шириной  $b$ , равной по дну данного канала, т. е. по формуле

$$h_{кр,п} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}},$$

где  $Q$  — расход канала;  $b$  — ширина по дну данного канала.

Затем находим значение величины  $\sigma_{п}$ :

$$\sigma_{п} = \frac{m h_{кр,п}}{b}, \quad (9-13)$$

где  $m$  — коэффициент откоса данного канала.

Далее, пользуясь графиком рис. 9-12 или табл. 9-2, находим значение особой функции  $f(\sigma_{п})$ , составленной

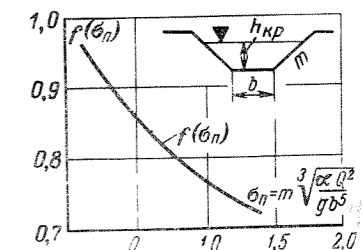


Рис. 9-12. График для определения функции  $f(\sigma_{п})$ .

И. И. Агроскиным, после чего вычисляем искомую критическую глубину данного трапециевидного канала:

$$h_{кр} = f(\sigma_{п}) h_{кр,п} = f(\sigma_{п}) \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}. \quad (9-14)$$

Функцию  $f(\sigma_{п})$  проф. И. И. Агроскин определяет по формуле

$$f(\sigma_{п}) = \frac{\sqrt[3]{1 + 2\sigma_{п}}}{1 + \sigma_{п}},$$

<sup>1</sup> Аналогичный способ был предложен независимо от И. И. Агроскина и несколько ранее Г. К. Михайловым («Гидравлика и мелиорация», 1952, № 8).

где

$$\sigma_T = \frac{mh_{кр}}{b}$$

Пример. Ширина канала по дну  $b=3,0$  м; коэффициент откоса  $m=1,5$ ;  $Q=15$  м<sup>3</sup>/сек. Определить  $h_{кр}$ .

Решение. 1. Находим критическую глубину условного прямоугольного русла:

$$h_{кр.п} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,10 \cdot 15^2}{9,81 \cdot 3^2}} \approx 1,41 \text{ м.}$$

2. Затем находим аргумент  $\sigma_{II}$  прямоугольного русла:

$$\sigma_{II} = \frac{mh_{кр.п}}{b} = \frac{1,5 \cdot 1,41}{3} = 0,705.$$

3. По табл. 9-2 при  $\sigma_{II}=0,705$  находим  $f(\sigma_{II})=0,018$ , тогда искомая критическая глубина будет равна:

$$h_{кр} = f(\sigma_{II})h_{кр.п} = 0,018 \cdot 1,41 = 1,15 \text{ м.}$$

Таблица 9-2

Числовые значения функции  $f(\sigma_{II})$  для определения критической глубины трапецидального канала

$\sigma_{II}$	$f(\sigma_{II})$	$\sigma_{II}$	$f(\sigma_{II})$	$\sigma_{II}$	$f(\sigma_{II})$
0,12	0,961	0,36	0,893	0,70	0,820
0,13	0,953	0,37	0,891	0,72	0,816
0,14	0,955	0,38	0,888	0,74	0,813
0,15	0,952	0,39	0,886	0,76	0,809
0,16	0,949	0,40	0,883	0,78	0,805
0,17	0,946	0,41	0,881	0,80	0,802
0,18	0,943	0,42	0,879	0,82	0,799
0,19	0,940	0,43	0,876	0,84	0,796
0,20	0,937	0,44	0,874	0,86	0,793
0,21	0,934	0,45	0,871	0,88	0,789
0,22	0,931	0,46	0,869	0,90	0,786
0,23	0,928	0,47	0,867	0,92	0,783
0,24	0,925	0,48	0,865	0,94	0,780
0,25	0,922	0,49	0,862	0,96	0,777
0,26	0,920	0,50	0,860	0,98	0,774
0,27	0,917	0,52	0,856	1,00	0,771
0,28	0,914	0,54	0,852	1,05	0,763
0,29	0,911	0,56	0,848	1,10	0,757
0,30	0,909	0,58	0,843	1,15	0,750
0,31	0,906	0,60	0,839	1,20	0,744
0,32	0,903	0,62	0,835	1,25	0,737
0,33	0,901	0,64	0,831	1,30	0,731
0,34	0,898	0,66	0,827	1,35	0,726
0,35	0,895	0,68	0,824	1,40	0,721

Способ Б. Т. Емцева<sup>1</sup>. По способу Б. Т. Емцева расчет производится с помощью графика. На рис. 9-13 изображены кривые

$$\varepsilon_{кр} = f\left(\frac{m}{b} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}\right) = f[F(\varepsilon_{кр})]$$

для  $F(\varepsilon_{кр}) > 1,0$  и для  $F(\varepsilon_{кр}) < 1,0$ .

Здесь приняты следующие обозначения:

$$\varepsilon_{кр} = \frac{m}{b} h_{кр} \text{ и } F(\varepsilon_{кр}) = \frac{m}{b} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

где  $Q$ ,  $b$ ,  $m$ ,  $g$  и  $h_{кр}$  — соответственно заданный расход, ширина трапецидального канала по дну, коэффициент откоса, ускорение свободного падения и искомая критическая глубина. Порядок расчета по этому графику указан на следующем примере.

Пример. Даны: расход трапецидального канала  $Q=15$  м<sup>3</sup>/сек; ширина канала по дну  $b=3$  м; коэффициент откоса  $m=1,5$ . Определить соответствующую критическую глубину.

<sup>1</sup> Емцев Б. Т. Метод расчета неравномерного движения открытых потоков в призматических каналах. — «Труды МЭИ», М., т. XVI, 1963.

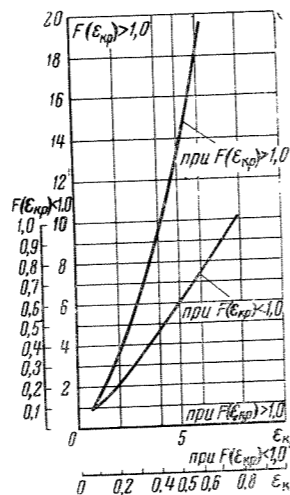


Рис. 9-13. График для определения  $h_{кр}$ .

Решение. 1. Вычисляем функцию  $F(\varepsilon_{кр})$ :

$$F(\varepsilon_{кр}) = \frac{m}{b} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \frac{1,5}{3} \sqrt[3]{\frac{15^2}{9,81 \cdot 3^2}} = 0,685.$$

2. Пользуясь графиком рис. 9-13, находим при  $F(\varepsilon_{кр})=0,685$  величину  $\varepsilon_{кр}=0,58$ . В данном случае  $F(\varepsilon_{кр}) < 1,0$ .

3. Вычисляем искомую критическую глубину

$$h_{кр} = \frac{\varepsilon_{кр} b}{m} \approx \frac{0,58 \cdot 3,0}{1,5} \approx 1,16 \text{ м.}$$

Примечание. На графике рис. 9-13 в отличие от графика, построенного Б. Т. Емцевым, координатная ось  $F(\varepsilon_{кр})$  имеет не логарифмическую шкалу, а обычную численную.

Примечание. Способ Б. Т. Емцева проще способа И. И. Агроскина. Однако, используя формулы И. И. Агроскина, можно получить достаточно простую и удобную расчетную формулу в таком виде:

$$h_{кр.т} = \frac{\sqrt[3]{1 + \frac{2m}{b} h_{кр}}}{1 + \frac{m}{b} h_{кр}} h_{кр.п}$$

Здесь  $h_{кр}$  — критическая глубина прямоугольного канала, с шириной, равной ширине по дну трапецидального канала;  $h_{кр.п}$  — критическая глубина трапецидального канала;  $m$  — коэффициент откоса;  $b$  — ширина канала по дну.

Пример. При условиях предыдущего примера определяем критическую глубину по формуле И. И. Агроскина.

Получим

$$h_{кр.т} = \frac{\sqrt[3]{1 + \frac{2 \cdot 1,5}{3,0} \cdot 1,37}}{1 + \frac{1,5}{3,0} \cdot 1,37} \cdot 1,37 \approx 1,03,$$

т. е. результат получается примерно тот же, что и при определении другими способами.

а) КРИТИЧЕСКИЙ УКЛОН

Критическим уклоном называется такой уклон, при котором заданный расход  $Q$  проходит по каналу в условиях равномерного движения с глубиной, равной  $h_{кр}$ , т. е. при соблюдении равенства

$$Q = \omega_{кр} C_{кр} \sqrt{R_{кр}} i_{кр}$$

Критический уклон может быть определен по формуле

$$i_{кр} = \frac{Q^2}{\omega_{кр}^2 C_{кр}^2 R_{кр}} \quad (9-15)$$

где по найденной критической глубине  $h_{кр}$  для данного русла при заданном расходе  $Q$  определяются соответствующие величины  $\omega_{кр}$ ,  $C_{кр}$  и  $R_{кр}$ ; или по формуле

$$i_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2} \frac{\chi_{кр}}{B_{кр}}, \quad (9-16)$$

или для прямоугольного русла большой ширины  $B \gg h$ , т. е. при  $B \approx \chi$ , по формуле

$$i_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2}. \quad (9-17)$$

Для ориентировочных расчетов критической уклон указан в табл. 9-2а.

Таблица 9-2а

Значения критических уклонов  $i_{кр} = \frac{g}{\alpha C^2}$  при  $C = \frac{1}{n} R^y$

R, м	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

Примечание. В том случае, когда критическая глубина определяется с учетом уклона русла, т. е. по формуле (для прямоугольного русла)

$$h_{кр.т} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B^2 \cos^2 \gamma}} = \frac{h_{кр}}{\sqrt[3]{\cos^2 \gamma}},$$

критический уклон наиболее просто может быть найден для очень широких русел ( $B \gg h$ ).

Пользуясь формулой Шези

$$Q = B h_{кр} C_{кр} \sqrt{h_{кр} i_{кр}}$$

и учитывая то, что  $\cos \gamma = \sqrt{1 - i^2}$ , можем получить такую формулу критической глубины с учетом влияния уклона:

$$h_{кр.т} = \frac{h_{кр}}{\sqrt[3]{\frac{1 - i_{кр}^2}{1 - i_{кр}^2}}}$$

после чего можем составить и расчетное уравнение в таком виде:

$$\frac{i_{кр}}{\left(\sqrt[3]{\frac{1 - i_{кр}^2}{1 - i_{кр}^2}}\right)^{3+2y}} = \left[\frac{Qn}{b h_{кр}}\right]^2$$

или

$$\frac{i_{кр}}{\left(\sqrt[3]{1 - i_{кр}^2}\right)^{1 + \frac{2y}{3}}} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2}$$

Здесь индекс «кр» указывает на то, что данная величина вычисляется при критической глубине,  $\alpha$  — коэффициент Кориолиса, а « $y$ » — показатель степени в формуле Павловского для коэффициента Шези. Критический уклон вычисляется по указанным формулам методом подбора.

Для уклонов  $i' \leq 0,2$  можно принять приближенно

$$\left(\sqrt[3]{1 - i_{кр}^2}\right)^{1 + \frac{2y}{3}} \approx 1,0$$

и определять критический уклон по обычной формуле  $i_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2}$ .

<sup>1</sup> Находится по одному из указанных выше способов.

г) «СПОКОЙНЫЙ» И «БУРНЫЙ» ПОТОК

«Спокойным» потоком называется поток, имеющий глубину  $h > h_{кр}$ . В этом случае обтекание потоком донных преград происходит плавно и не сопровождается образованием «прыжка». При  $h < h_{кр}$  поток называется «бурным» (рис. 9-14).

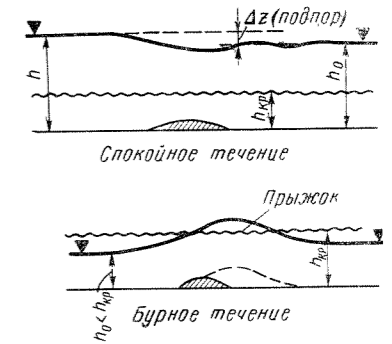


Рис. 9-14.

а) ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПОКАЗАТЕЛЬ РУСЛА

Понятие о гидравлическом показателе русла вытекает из соотношения

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x, \quad (9-18)$$

где  $x$  — гидравлический показатель русла.

Таким образом, гидравлический показатель русла  $x$  есть та степень, в которую надо возвести отношение глубин ( $h_1/h_2$ ), чтобы получить квадрат отношения соответствующих расходных характеристик  $(K_1/K_2)^2$  или расходов  $(Q_1/Q_2)^2$ .

Вычисление  $x$  производится на основании формулы (9-18) путем логарифмирования, т. е. по формуле

$$x = \frac{2lg \frac{K_1}{K_2}}{lg \frac{h_1}{h_2}}, \quad (9-19)$$

где глубины  $h_1$  и  $h_2$  произвольные,

$$K_1 = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1} \text{ при } h_1;$$

а

$$K_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2} \text{ при } h_2.$$

Пример. Дано: ширина трапецидального канала по дну  $b=5$  м; коэффициент откоса  $m=1,5$ ; коэффициент шероховатости  $n=0,025$ . Определить гидравлический показатель русла для глубин в интервале  $h_1=2,0$  м и  $h_2=1,0$  м.

Решение. Определяем  $K_1 = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1}$  при  $h_1=2$  м и  $K_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2}$  при  $h_2=1,0$  м. Расчет приводим в табличной форме.

h, м	$\omega$ , м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	R, м	$C$ , м <sup>1/2</sup> /сек	$K$ , м <sup>3</sup> /сек
2	16	12,2	1,31	42,3	775
1	6,5	8,6	0,75	37,5	211





Продолжение табл. 9-3

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0.990 to 1.09.

Продолжение табл. 9-3

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 1.13 to 1.25.

При гидравлическом показателе русла x=3,40

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0 to 0.76.

При гидравлическом показателе русла x=3,50

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0 to 0.63.

При гидравлическом показателе русла x=3,30

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0 to 0.63.

Продолжение табл. 9-3

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 1.13 to 1.25.

При гидравлическом показателе русла x=3,60

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0 to 0.76.

При гидравлическом показателе русла x=3,70

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0 to 0.65.

Продолжение табл. 9-3

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 1.23 to 1.33.

При гидравлическом показателе x=3,75

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0 to 0.76.

При гидравлическом показателе русла x=3,80

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Values range from 0 to 0.65.

Продолжение табл. 9-3

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Rows contain numerical data for various η values.

При гидравлическом показателе русла x=3,90

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Rows contain numerical data for various η values.

При гидравлическом показателе x=4,00

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Rows contain numerical data for various η values.

Продолжение табл. 9-3

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Rows contain numerical data for various η values.

При гидравлическом показателе x=4,50

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Rows contain numerical data for various η values.

При гидравлическом показателе x=5,00

Table with 10 columns: η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η), η, φ(η). Rows contain numerical data for various η values.

Выбор того или другого порядка определения jcp производится по соображениям простоты вычислений в данных конкретных условиях. Если определяется глубина h1 при заданных h2 и l (или h2 при заданных h1 и l), то jcp вычисляется при предполагаемом вероятном hcp, причем, если окажется, что после определения h2 среднее (h1+h2)/2 не равно принятому ранее hcp, расчет следует повторить.

Определение функций φ(η) по табл. 9-3 надо производить по принятому расчетному гидравлическому показателю русла x, которое берется как ближайшее большее или ближайшее меньшее [относительно полученного по формуле (9-19) или графику рис. 9-15] из числа тех x, для которых в табл. 9-3 даны значения φ(η). К интерполяции φ(η) по ее значениям при двух смежных величинах гидравлического показателя русла x (т. е. по значениям φ(η), взятым из двух смежных таблиц) следует прибегать лишь в крайних случаях, т. е. при повышенной точности расчета.

При определении длины кривой подпора (или спада) следует иметь в виду, что они теоретически равны бесконечности, а потому для практического определения места выклинивания кривой подпора (или спада) надлежит задаться такой величиной Δh=h-h0, которой можно практически пренебречь в данном конкретном случае. Определение l в таком случае надо производить по уравнению (9-20), полагая h1 (или h2) согласно условию задания) равным h0±Δh (плюс берется для кривой подпора при h>h0 и минус для кривой спада при h<h0 по рис. 9-2).

Пример. Построить кривую подпора для канала прямоугольного сечения большой ширины (b>h) при следующих условиях. Удельный расход q=6,22 м³/сек·м; уклон дна i=0,0004; n=0,02 (рис. 9-16а).

В створе (а-а) проектируется подпорное сооружение с глубиной верхнего бьефа H=6 м.

Решение. 1. Определяем нормальную глубину h0, пользуясь формулой Шези и полагая

q = h0 C0 sqrt(R0 i) = h0 \* 1/n \* 1/6 \* sqrt(h0 i)

тогда

h0 = (qn / sqrt(i))^0.6 = (6.22 \* 0.02 / sqrt(0.0004))^0.6

Логарифмируя, находим h0 = 3 м. 2. Определяем расстояние l1, l2... от подпорного сооружения (створ а-а), где h2 = H, до створов, где глубины будут равны соответственно hI = 5,5 м; hII = 5 м; hIII = 4,5 м; hIV = 4,0 м...

Вычисления производим по формуле

l = h0 / i \* {η2 - η1 - (1 - jcp) [φ(η2) - φ(η1)]}

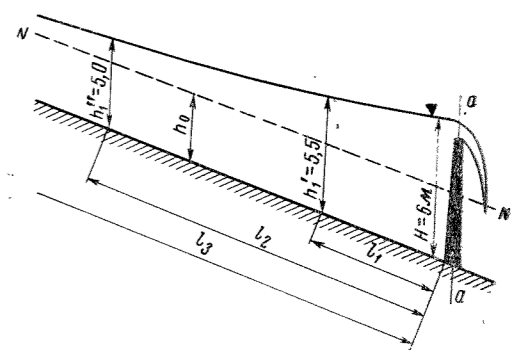


Рис. 9-16а.

Определяем длину l1 первого участка, т. е. расстояние от подпорного сооружения до ближайшего створа I-I, где глубина h1=5,5 м.

Вычисляем последовательно:

а) отношение h2/i=3,00/0,0004=7500 м;

б) относительные глубины

η2 = h2/h0 = 6/3 = 2; η1 = h1/h0 = 5.5/3 = 1.83;

в) затем определяем по табл. (9-3) соответствующие значения функций φ(η2) и φ(η1), для чего надо предварительно определить величину гидравлического показателя русла x.

В данном случае для прямоугольного русла [большой ширины b>h, пользуясь для C формулой Маннинга C = 1/n R^1/6 и полагая

R = h, находим x из соотношения

(K2/K1)^2 = (h2/h1)^x

Выполнив подсчет, получим: x=10/3=3,33. Примем ближайшее его табличное значение x=3,30 (см. табл. 9-3). Тогда по таблице 9-3 при x=3,30 находим: φ(η2)=φ(2)=0,092;

φ(η1)=φ(1,83)=0,12 - (0,120-0,112)/2 \* 0,3 = 0,120 - 0,0048 = 0,1152;

г) затем вычисляем jcp

jcp = (alpha C^2 i) / g = (1,10 \* 0,0004) / (9,81 \* ((67,50 + 66,40) / 2)^2) = 0,0000445 \* 4480 = 0,199.

Тогда найдем:

l1 = 7500 \* [2,0 - 1,83 - (1 - 0,199) \* (0,092 - 0,1152)] = 1470 м.

Дальнейшие расчеты сводим в таблицу.

Table with 10 columns: No участка, h0/i, h1, η2, η1, jcp, Ccp, φ(η2), φ(η1), l, м. Rows I-V show calculations for different depths.

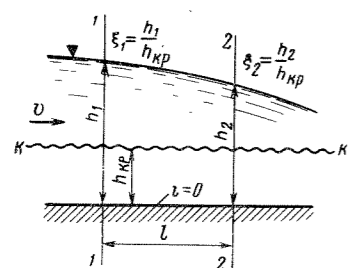


Рис. 9-17.

По найденным таким образом и указанным в таблице значениям l1, l2, l3... для ряда глубин h1I=5,5; h1II=5,0... строим кривую подпора.

2. Каналы с горизонтальным дном i=0. Расчетное уравнение имеет вид:

ikp l / hкр = iкр.ср (xi2 - xi1) - (xi2^x+1 - xi1^x+1) / (x+1), (9-21)

где iкр — критический уклон для заданного русла при заданном расходе; hкр — критическая глубина; iкр.ср = alpha C^2 iкр B / g chi — как и в уравнении (9-20), средняя величина для данного участка; xi2 и xi1 соответственно равны h2/hкр и h1/hкр для сечений 2-2 и 1-1 (рис. 9-17); x — гидравлический показатель русла.

При iкр.ср approx 1,00 уравнение (9-21) имеет более простую форму:

ikp l / hкр = xi2 - xi1 - (xi2^x+1 - xi1^x+1) / (x+1), (9-22)

а для русл большой ширины при гидравлическом показателе русла x=3,0 то же уравнение примет такой вид:

ikp l / hкр = xi2 - xi1 - 0,25 (xi2^4 - xi1^4), (9-23)

Вычисления по указанным уравнениям могут производиться и без применения таблиц, причем особенно просто в случае уравнения (9-23). Для облегчения вычислений уравнение (9-21) можно записать в такой форме:

ikp l / hкр = iкр.ср (xi2 - xi1) - [phi(xi2) - phi(xi1)], (9-24)

где phi(xi) = xi^x+1 / (x+1) + C, и тогда следует пользоваться табл. 9-4.

Построение линии свободной поверхности при уклоне i=0 по способу Б. Т. Емцева. По предложению Б. Т. Емцева построение линии свободной поверхности (как кривой подпора, так и кривой спада) для русл с нулевым уклоном производится с помощью общего уравнения, имеющего вид (в записи Б. Т. Емцева):

xi l / hкр = eta1 [ m / (2(2m+1) eta1^(3m+2/m) - 1) ] - eta2 [ m / (2m+1 eta2^(3m+2/m) - 1) ]

Это уравнение можно написать иначе:

xi l / hкр = m / (4m+2) (eta1^(4m+2) - eta2^(4m+2)) - (eta1 - eta2)

При составлении указанного уравнения было обусловлено, что форма поперечного сечения русла отвечает условию y=ax^m, где x и y — координаты контура поперечного сечения (рис. 9-17а), а коэффициент «a» и показатель степени «m» — соответствующие параметры.

Здесь приняты следующие обозначения: xi = g chi / C^2 B, где g, chi, C и B — соответственно ускорение свободного падения, смоченный периметр, коэффициент Шези C = 1/n R^nu

и ширина поперечного сечения поверху; l — расстояние между первым и вторым поперечными сечениями потока; hкр — критическая глубина; m — показатель степени в уравнении y=ax^m, описывающем форму поперечного сечения; eta1 и eta2 — отношение действительной глубины потока h в заданном сечении к критической глубине hкр.

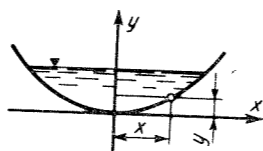


Рис. 9-17а.

Для прямоугольного русла m=0,0 и основное уравнение примет вид:

xi l / hкр = 1/4 (eta1^4 - eta2^4) - (eta1 - eta2)

Для параболического русла m=2 и уравнение примет вид:

xi l / hкр = 1/5 (eta1^5 - eta2^5) - (eta1 - eta2)

Для треугольного профиля m=1, и тогда основное уравнение примет вид:

xi l / hкр = 1/6 (eta1^6 - eta2^6) - (eta1 - eta2)

Сложнее получается для трапецеидального профиля. В этом случае вводится безразмерный параметр epsilon = m0 h/b (здесь m0 — коэффициент откоса, h и b — глубина и ширина по дну сечения потока). Для трапецеидального профиля расчетной зависимостью будет следующее уравнение:

A\_T m0 / b xi l = A\_T [ 2,3 lg ((1+epsilon)/ (1-epsilon)) - 2(epsilon1 - epsilon2) ] + f\_T(epsilon1) - f\_T(epsilon2)

где A\_T = Q^2 m0^3 / gb^5; xi = g chi / C^2 B и f(epsilon) = (15 + 24epsilon + 10epsilon^2) / 60 epsilon^4.

В указанных уравнениях параметры xi и xi\_T могут быть вычислены по глубинам, средним между начальной для расчетного участка и критической.

Использование уравнений Б. Т. Емцева для прямоугольного, параболического и треугольного профиля не требует вспомогательных таблиц, поэтому представляют собой большой интерес в практическом отношении.

Пример. Определить дальность отгона прыжка (рис. 9-17б) в прямоугольном русле при B approx h, начальной глубине h1=0,25 м, конечной глубине h2=0,5 м (перед прыжком) и критической глубине hкр=0,75 м. Русло бетонированное (n=0,02).

Таблица 9-4

Значения функции phi(xi) для русл с горизонтальным дном (i=0)

Table with columns for xi and phi(xi) for various hydraulic indicators (x=2.00, x=3.00).

Продолжение табл. 9-4

Continuation of Table 9-4, showing values for different hydraulic indicators and channel types.

При гидравлическом показателе x=2,50

Table of phi(xi) values for x=2.50, covering a range of xi values and corresponding phi(xi) values.

При гидравлическом показателе x=3,25

Table of phi(xi) values for x=3.25, covering a range of xi values and corresponding phi(xi) values.

Продолжение табл. 9-4

Table with 10 columns (φ(ξ), ξ, φ(ξ), ξ, φ(ξ), ξ, φ(ξ), ξ, φ(ξ)) and multiple rows of data for hydraulic indicators x=3.50 and x=3.75.

Продолжение табл. 9-4

Table with 10 columns (ξ, φ(ξ), ξ, φ(ξ), ξ, φ(ξ), ξ, φ(ξ), ξ, φ(ξ)) and multiple rows of data for hydraulic indicators x=4.00 and x=4.50.

Таблица 9-5

Значения функции φ(ζ) для русла с обратным уклоном дна (i < 0)

Table with 10 columns (ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ)) and multiple rows of data for hydraulic indicators x=2.00, x=2.50, and x=3.00.

Продолжение табл. 9-5

Table with 10 columns (ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ), ζ, φ(ζ)) and multiple rows of data for hydraulic indicators x=3.50 and x=4.00.

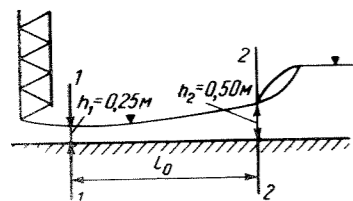


Рис. 9-17б.

Решение. При  $B \gg h$   $\chi = B$ .

1. Определяем  $\bar{\zeta} \approx \frac{g}{C_{кр}^2} = \frac{9,81}{(47,5)^2} = 0,0045$ .

2. Вычисляем  $\eta_1 = \frac{0,25}{0,75} = \frac{1}{3}$  и  $\eta_2 = \frac{0,50}{0,75} = \frac{2}{3}$ ;

$\eta_1^4 = \frac{1}{81}$  и  $\eta_2^4 = \frac{16}{81}$

3. Искомая дальность отгона прыжка

$$l = \frac{h_{кр}}{\bar{\zeta}} \left[ \frac{1}{4} (\eta_1^4 - \eta_2^4) - (\eta_1 - \eta_2) \right] = \frac{0,75}{0,0045} \left[ \frac{1}{4} \left( \frac{1}{81} - \frac{16}{81} \right) - \left( \frac{1}{3} - \frac{2}{3} \right) \right] \approx 166 \left[ -\frac{1}{320} + \frac{1}{3} \right] \approx 55 \text{ м.}$$

4. Построение кривых подпора или спада по основному уравнению производится в том же порядке, как и по другим способам, а именно, задаваясь рядом значений  $\eta'_1, \eta''_1, \dots, \eta'_n$  при заданном  $\eta_2$ , определяем соответствующие расстояния  $l_1, l_2, \dots, l_n$ .

Тогда по ряду глубин  $h'_1 = \eta'_1 h_{кр}$ ;  $h''_1 = \eta''_1 h_{кр}$ ;  $\dots$ ;  $h_n = \eta_n h_{кр}$  и соответствующим расстояниям  $l_1, l_2, \dots, l_n$  строим кривую свободной поверхности потока.

Примечание. Уравнение Б. Т. Емцева для прямоугольного русла

$$\bar{\zeta} \frac{l}{h_{кр}} = \frac{1}{4} (\eta_1^4 - \eta_2^4) - (\eta_1 - \eta_2)$$

может быть написано в такой форме:

$$\bar{\zeta} \frac{l}{h_{кр}} = \eta_2 - \eta_1 - 0,25 (\eta_2^4 - \eta_1^4),$$

а так как  $\bar{\zeta} = \frac{d\chi}{C^2 B}$  представляет собой критический уклон  $\bar{\zeta} = i_{кр}$ , то уравнение получит следующий вид:

$$i_{кр} \frac{l}{h_{кр}} = \eta_2 - \eta_1 - 0,25 (\eta_2^4 - \eta_1^4).$$

т. е. совпадает с уравнением Бахметова для русла с нулевым уклоном при гидравлическом показателе русла, равном  $\chi = 3,0$  [см. формулу (9-23)].

3. Канал с отрицательным уклоном ( $i < 0$ ). В этом случае основное уравнение в результате интегрирования по способу Бахметова принимает вид:

$$\frac{i'l}{h'_0} = -\zeta_2 + \zeta_1 + (1 + j_{ср}) [\varphi(\zeta_2) - \varphi(\zeta_1)], \quad (9-25)$$

где  $i$  — уклон дна (абсолютное его значение, т. е. со знаком плюс);  $h'_0$  — глубина равномерного движения при заданном расходе в предположении, что русло имеет положительный уклон, численно равный фактическому отрицательному уклону;  $\zeta_2$  и  $\zeta_1$  — «относительные» глубины соответственно  $\zeta_2 = h_2/h'_0$  и  $\zeta_1 = h_1/h'_0$  для конечного и начального сечений данного участка длиной  $l$  (рис. 9-18);  $j_{ср}$ , как и для  $i > 0$ , равно  $\left( \frac{\alpha C^2 i}{g \chi} \right)_{ср}$ ;

$\varphi(\zeta_2)$  и  $\varphi(\zeta_1)$  — функции, представляющие собой

$$\int \frac{d\zeta}{1 + \zeta^2} + C.$$

Значения  $\varphi(\zeta)$  приведены в табл. 9-5.

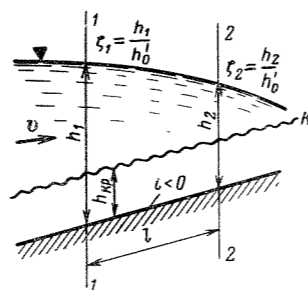


Рис. 9-18.

6) СПОСОБ Н. Н. ПАВЛОВСКОГО

В качестве независимой переменной при интегрировании основного дифференциального уравнения неравномерного движения Н. Н. Павловским принято отношение  $\chi = K/K_0$ , т. е. относительная расходная характеристика, в соответствии с чем уравнение Н. Н. Павловского для русл с положительным уклоном  $i > 0$  имеет вид:

$$a i l = \chi_2 - \chi_1 - (1 - j_{ср}) [\Pi(\chi_2) - \Pi(\chi_1)], \quad (9-26)$$

где  $i$  — уклон дна;  $l$  — длина данного участка;  $\chi_2$  и  $\chi_1$  — соответственно равны  $K_2/K_0$  и  $K_1/K_0$ , т. е. представляют собой относительные расходные характеристики для конечного и начального сечений, причем  $K_2$  — расходная характеристика при глубине  $h_2$ ;  $K_1$  — при глубине  $h_1$  и  $K_0$  при глубине  $h'_0$  равномерного движения;  $\Pi(\chi_2)$  и  $\Pi(\chi_1)$  — «функции Павловского»

$$\Pi(\chi) = - \int \frac{d\chi}{\chi^2 - 1} + C;$$

$$j_{ср} = \left( \frac{\alpha C^2 i}{g} \frac{B}{\chi} \right)_{ср}; \quad a = \frac{\chi_2 - \chi_1}{h_2 - h_1}.$$

Величина  $a$  принимается постоянной и равной среднему ее значению в пределах всей кривой подпора или спада. При уточненных построениях, что практически может иметь значение при построении кривых спада в случае  $i < i_{кр}$  и  $h_{кр} < h < h_0$  и при построении кривых свободной поверхности на быстротоках, величина  $a$  принимается равной const для отдельных участков.

Числовые значения функции  $\Pi(\chi)$  тождественно равны значениям функции  $\varphi(\eta)$  при гидравлическом показателе русла  $\chi = 2,0$ . Поэтому при вычислениях по уравнению Н. Н. Павловского (9-26) следует пользоваться табл. 9-3 значений функций  $\varphi(\eta)$ , полагая при этом соответственно  $\chi = 2,0$ .

Уравнение (9-26) акад. Н. Н. Павловского является столь же общим, как и уравнение (9-20), и применимо для русл любых форм поперечного профиля и для построения всех возможных видов свободной поверхности.

Пример. Построить кривую подпора для канала прямоугольного сечения при следующих данных: удельный расход  $q = 6,22 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$ ; уклон дна  $i = 0,0004$ ; коэффициент шероховатости  $n = 0,02$ ; нормальная глубина  $h_0 = 3 \text{ м}$ . В створе  $a$  подпорное сооружение создает глубину  $H = 6,0 \text{ м}$  (см. пример).

Решение. Для построения кривой подпора вычисляем расстояния от створа  $a$  до створов, где глубины будут соответственно равны:  $h'_1 = 5,0 \text{ м}$ ;  $h''_1 = 4 \text{ м}$  и  $h'''_1 = 3,5 \text{ м}$ .

Вычисления производим по формуле Н. Н. Павловского (9-26)

$$l = \frac{1}{a i} \{ \chi_2 - \chi_1 - (1 - j_{ср}) [\varphi(\chi_2) - \varphi(\chi_1)] \}.$$

Приводим подробный расчет для I участка; для других все расчеты даем в табличной форме.

Последовательно вычисляем:

$$1. \chi_2 = \frac{K_2}{K_0} \text{ и } \chi_1 = \frac{K_1}{K_0}.$$

Расходная характеристика  $K_0$  при глубине  $h_0 = 3 \text{ м}$  будет равна:

$$K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0} = h_0 B \frac{1}{n} h_0^{2/3} = 3B \frac{1}{0,02} \cdot 3^{2/3} = 312B, \text{ м}^3/\text{сек};$$

аналогично

$$K_1 = \frac{5 \sqrt{5}}{0,02} B = 730B, \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$K_2 = \frac{6 \sqrt{6}}{0,02} B = 990B, \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Тогда

$$\chi_2 = \frac{990}{312} = 3,17 \text{ и } \chi_1 = \frac{730}{312} = 2,34.$$

2. Далее находим

$$a = \frac{\chi_2 - \chi_1}{h_2 - h_1} = \frac{3,17 - 2,34}{6 - 5} = 0,83.$$

3. Определяем  $j_{ср}$  при  $B \approx h$  по формуле

$$j_{ср} = \frac{\alpha C^2 i}{g},$$

где

$$C_{ср} = \frac{C_1 + C_2}{2};$$

$$C_1 = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{3 \sqrt{5}}{0,02} = 67,3;$$

$$C_2 = \frac{3 \sqrt{5}}{0,02} = 65,2;$$

$$C_{ср} = \frac{67,3 + 65,2}{2} = 66,22.$$

Следовательно,

$$j_{ср} = \frac{1,10 \cdot 66,22^2 \cdot 0,0004}{9,81} = 0,197.$$

4. По табл. 9-3 при  $\chi = 2,0$  находим  $\varphi(\chi_2) = \varphi(3,17) = 0,328$ ;  $\varphi(\chi_1) = \varphi(2,34) = 0,457$ .

5. Таким образом,

$$l = \frac{1}{0,83 \cdot 0,0004} \{ 3,17 - 2,34 - (1 - 0,197) (0,328 - 0,457) \} = 2820 \text{ м.}$$

№ участка	$h_1, \text{ м}$	$h_2, \text{ м}$	$K_1/B$	$K_2/B$	$\chi_1$	$\chi_2$	$a$
I	5	6	990	730	3,17	2,34	0,83
II	4	6	990	604	3,17	1,61	0,78
III	3,5	6	990	402	3,17	1,29	0,74

№ участка	$C_1$	$C_2$	$C_{ср}$	$j_{ср} = \frac{\alpha C^2 i}{g}$	$\varphi(\chi_1)$	$\varphi(\chi_2)$	$l, \text{ м}$
I	65,2	67,3	66,22	0,197	0,457	0,328	2820
II	63,0	67,3	65,15	0,191	0,727	0,328	5060
III	61,5	67,3	64,4	0,186	1,033	1,328	8290

в) УПРОЩЕННЫЕ СПОСОБЫ ПОСТРОЕНИЯ КРИВЫХ ПОДПОРА

В случае необходимости производства очень быстрых, хотя бы и весьма грубых построений кривых подпора для русл с малыми уклонами  $i < i_{кр}$  можно использовать один из следующих приближенных способов.

Первый способ. Кривая подпора принимается в виде горизонтальной прямой  $AB$  (рис. 9-19).

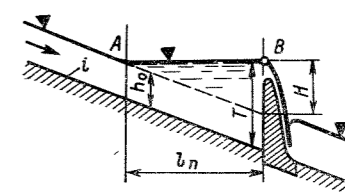


Рис. 9-19.

Длина кривой подпора

$$l_{пр} = \frac{H}{i}, \quad (9-27)$$

где  $H = T - h_0$ .

Применение этого способа на практике оправдывается при определении в первом приближении места выклинивания больших водохранилищ с высоким напором.

Второй способ. Кривая подпора  $AB$  принимается за дугу окружности (рис. 9-20). Длина кривой подпора

$$l_{пр} \approx 2l = \frac{2H}{i}. \quad (9-28)$$

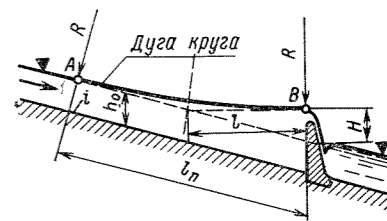


Рис. 9-20.

Третий способ. Кривая подпора принимается за параболу (вместо окружности) с вершиной в точке  $B$  (у плотины). Выклинивание происходит в точке  $A$ , а длина кривой подпора равна:

$$l_{пр} \approx 2l = \frac{2H}{i}. \quad (9-29)$$

Четвертый способ. Кривая подпора принимается за параболу. Выклинивание подпора принимается в створе у точки  $A$  (рис. 9-20а), т. е. у точки пересечения горизонтальной прямой, проходящей через точку  $B$  (у плотины) с дном русла. Длина кривой подпора при этом равна:

$$l_{пр} = \frac{h_0 + H}{i}. \quad (9-30)$$

Построение промежуточных точек вдоль кривой  $AB$  может быть произведено любым известным графическим построением параболы.

Указанные упрощенные способы могут служить лишь для первичной ориентировки в случае рассмотренных естественных водоемов.

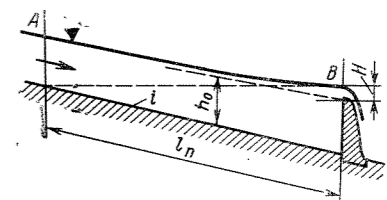


Рис. 9-20а.

9-3. НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ С ПОСТОЯННОЙ ГЛУБИНОЙ И ПЕРЕМЕННОЙ ШИРИНОЙ (СПОСОБ В. Д. ЖУРИНА)

Полное и законченное решение о движении в каналах с постоянной глубиной дано В. Д. Журинным (в 1947 г.).

Основное уравнение имеет вид:
mu \* db/ds = 1 - i \* K^2 / Q^2
или
mu \* db/ds = 1 - eta^2, (9-31)

где mu = alpha / g \* hC^2 / chi [при C approx const: mu = phi(b)], а eta = K / Ko.

Возможные формы канала сведены В. Д. Журинным в табл. 9-6.

Построение плана канала может быть произведено различными путями. Приводим метод «единичных и приведенных величин».

Для горизонтальных каналов (i=0)

Расстояние между сечениями с шириной по дну b2 и b1 определяется непосредственно по уравнению Журина (9-32) без какого-либо подбора:

L1-2 = s2 - s1 = alpha / g \* hCn^2 \* sqrt(n) \* (sigma2 - sigma1) / n = const, (9-32)

где Cn = 1/n — коэффициент Шези (получен из формулы Павловского: C = 1/nR^y при R=1,0 м); sigma2 и sigma1 — функции «относительной ширины» канала по дну:

sigma = f(beta) = integral phi(beta) d beta + C.

Числовые значения sigma2 и sigma1 приведены в табл. 9-7 для beta = b/h.

Порядок вычислений. По заданной постоянной глубине канала h и заданным ширинам b2 и b1 для рассматриваемых двух сечений находим beta2 = b2/h и beta1 =

Таблица 9-6

Плановое очертание канала при неравномерном движении и постоянной глубине

Table with 7 columns: Уклон, Формула, Знак, Переменные (b, eta), Знак дроби db/ds, Форма русла, Схема в плане. It details channel shapes for different slope conditions (i > 0, i = 0, i < 0).

Таблица 9-7

Значения K^2\_е.ш, phi(beta) и sigma для расчета каналов с постоянной глубиной и переменной шириной в зависимости от относительной ширины beta = b/h по методу В. Д. Журина

Table with 8 columns: beta, K^2\_е.ш, phi(beta), sigma. It is divided into four sections for m=0.0, m=1.0, m=1.5, and m=2.0.

beta = b1/h. По этим beta2 и beta1, пользуясь табл. 9-7 для соответствующего коэффициента откоса m, находим значения функций sigma2 и sigma1, и затем, вычисляя коэффициент Cn = 1/n, находим непосредственно по уравнению (9-32) искомое расстояние между сечениями.

Пример. Вода вытекает из-под щита в горизонтальный лоток прямоугольного сечения. Построить план лотка, принимая течение с постоянной глубиной h=1,0 м. Ширина лотка в на-

чалном сечении (сжатом) b=5 м, коэффициент шероховатости русла n=0,02.

Для построения плана лотка определим по формуле В. Д. Журина расстояния l1 и l2 от начального (сжатого) сечения до сечений, где ширина соответственно равна 6 и 7 м.

1. По формуле (9-32) получим (подставляя h=1,0 м и n=0,02):

l = alpha / g \* h \* 1/n^2 \* sqrt(3/n) \* (sigma2 - sigma1) = 1,10 / 9,81 \* 1 / 0,02^2 \* (sigma2 - sigma1) = 280 (sigma2 - sigma1).

2. Пользуясь табл. 9-7, находим значения sigma = f(beta) при m=0

Table with 3 columns: № сечения, beta = b/h, sigma = f(beta). It lists values for sections I-I, II-II, and III-III.

3. Тогда

l1 = 280(1,021 - 0,9) = 33,9 м; l2 = 280(1,128 - 0,9) = 63,8 м.

Построение плана лотка показано на рис. 9-21.

Для наклонных каналов (i approx 0)

Для наклонных каналов определение расстояния L между двумя сечениями производится методом суммирования по уравнению (9-33)

Delta s = haP \* phi(beta) / (P - K^2\_е.ш) \* Delta beta = alpha Q^2 / g i h^4 \* phi(beta) / (P - K^2\_е.ш) \* Delta beta, (9-33)

где P = Q^2 / (i h^5 \* Cn^2) — постоянная величина для данного канала; a = alpha / g \* Cn^2 \* sqrt(h); значения phi(beta) и K^2\_е.ш берутся по табл. 9-7.

Ввиду известной трудоемкости приведенного решения В. Д. Журин предложил приближенный способ. Приводим его только для случая прямого уклона.

При i > 0 расчетное уравнение имеет вид:

L1-2 = s2 - s1 = mu\_ср / 2k \* ln((1 + eta2)(1 - eta1) / ((1 - eta2)(1 + eta1))), (9-34)

где mu\_ср = (alpha C^2 / g K chi)\_ср — среднее значение для двух данных сечений и может вычисляться или как mu\_ср = (mu1 + mu2) / 2,

причем mu1 = alpha C1^2 / g K1 \* h при b1 и mu2 = alpha C2^2 / g K2 \* h при b2, или же как mu\_ср = alpha C^2 / g K \* h, где C и chi вычисляются при b\_ср = (b2 + b1) / 2;

eta2 и eta1 — относительные расходные характеристики, соответственно равные eta2 = K2/K0 и eta1 = K1/K0 (здесь K2 и K1 — расходные характеристики второго и первого сечений); k — коэффициент, определяемый по формуле k = (eta1 - eta2) / (b1 - b2).

Уравнение (9-34) может быть написано и иначе:

L1-2 = s2 - s1 = mu\_ср \* (b1 - b2) / (eta1 - eta2) \* [Phi(eta2) - Phi(eta1)], (9-34')

где Phi(eta1) и Phi(eta2) берутся по таблицам для Phi(eta) при гидравлическом показателе русла x=2 (табл. 9-3).

Пример. Определить расстояние между сечениями I, II, III быстрого прямоугольного сечения с постоянной глубиной h

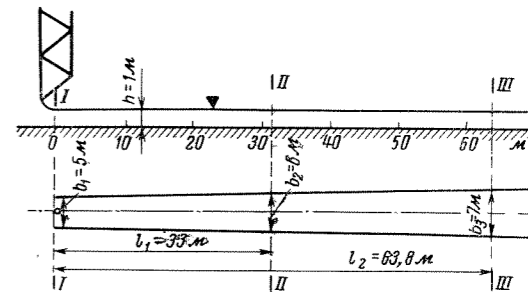


Рис. 9-21.

при следующих условиях: расход Q=20 м³/сек; уклон i=0,04; глубина h=0,75 м; ширина b1=10 м; b2=8 м; коэффициент шероховатости n=0,02.

Решение. 1. Для расчета по формуле (9-34) вычисляем последовательно:

Ko = Q / sqrt(i) = 20 / sqrt(0,04) = 100 м³/сек; K1 = (b1\*h/n) \* ((b1\*h)/(b1+2h))^2/3 = 100,075 / 0,02 \* ((10\*0,75)/(10+2\*0,75))^2/3 = 283 м³/сек; K2 = (b2\*h/n) \* ((b2\*h)/(b2+2h))^2/3 = 80,75 / 0,02 \* ((8\*0,75)/(8+2\*0,75))^2/3 = 221 м³/сек; eta2 = K2/Ko = 221/100 = 2,21; eta1 = K1/Ko = 283/100 = 2,83; k = (eta1 - eta2) / (b1 - b2) = (2,83 - 2,21) / (10 - 8) = 0,31; mu\_ср = (alpha C^2 / g K chi)\_ср \* h = alpha / g \* chi \* h = alpha / g \* chi \* h = 1,10 / 9,81 \* 1 / 0,02^2 \* h = 23,5; ln((1 + eta2)(1 - eta1) / ((1 - eta2)(1 + eta1))) = ln(3,21 \* (-1,83) / ((-1,21) \* (3,83))) = 0,2384.

2. Итак, искомое расстояние между I и II сечением будет равно:

L1 = mu\_ср / 2k \* ln((1 + eta2)(1 - eta1) / ((1 - eta2)(1 + eta1))) = 15,75 / 2 \* 0,31 \* 0,2384 = 6,07 м.

3. Определим теперь L второго участка при b3 = 6 м:

K3 = (b3\*h/n) \* ((b3\*h)/(b3+2h))^2/3 = 159,2 м³/сек; eta2 = K3/Ko = 159,2/100 = 1,592 и eta1 = 221/100 = 2,21; k = (2,21 - 1,592) / (8 - 6) = 0,3075; mu\_ср = (alpha C^2 / g K chi)\_ср \* h = alpha / g \* chi \* h = 1,10 \* 45,92 / 9,81 \* 7,5 = 23,5; ln((1 + eta2)(1 - eta1) / ((1 - eta2)(1 + eta1))) = 0,4945.

4. Итак, расстояние между сечениями II и III равно:

L2 = mu\_ср / 2k \* ln((1 + eta2)(1 - eta1) / ((1 - eta2)(1 + eta1))) = 23,5 / 2 \* 0,3075 \* 0,4945 = 11,4 м.

9-4. НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ПЕРЕМЕННОЙ ШИРИНОЙ. ДВИЖЕНИЕ РАДИАЛЬНОГО ПОТОКА (СПОСОБ О. Ф. ВАСИЛЬЕВА)

Для частного случая непрямизатического русла (прямоугольное сечение) О. Ф. Васильевым предложено следующее решение, которое может быть применено так-

Исследования проведены в МИСИ в 1954 г. Опубликовано в журнале «Доклады АН СССР», 1956, т. 106, № 5.

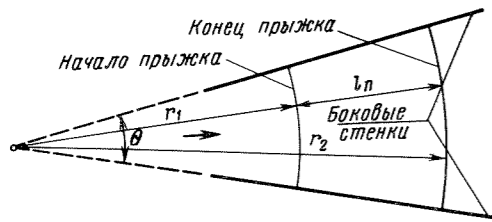


Рис. 9-22.

же к кольцевому радиальному потоку. Основное дифференциальное уравнение неравномерного движения для такого русла может быть написано в виде:

$$\frac{dh}{dr} = \frac{\pm i + \left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{(rh)^3} \left(\frac{\alpha}{g} h \mp \frac{r}{C^2}\right)}{1 - Fr}, \quad (9-35)$$

где  $C$  — коэффициент Шези (шероховатость боковых стенок не учитывается); уклон дна  $i$  берется в радиальном направлении по течению, верхний знак относится к расходящемуся потоку, нижний — к сходящемуся; число Фруда

$$Fr = \frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r^2 h^3};$$

причем  $\theta$  — угол между боковыми стенками, рад;  $r$  — радиус сечения с глубиной  $h$ , отсчитываемый в плане от точки пересечения продолжения боковых стенок (рис. 9-22).

Для интегрирования уравнения (9-35) с учетом шероховатости дна могут применяться методы графического и численного интегрирования обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка. Без учета сил трения оно решается в квадратурах. При этом для  $i=0$  получено уравнение

$$r = \frac{1}{h} \sqrt{\frac{A}{(r_1 h_1)^2 + h_1 - h}}, \quad (9-35')$$

где  $A = \frac{\alpha}{2g} \left(\frac{Q}{\theta}\right)^2$ ;  $r_1$  — радиус в плане того сечения, глубина  $h_1$  в котором задается;  $r$  и  $h$  — радиус и глубина для любого другого сечения.

Для  $i \neq 0$  можно пользоваться уравнением<sup>1</sup>

$$h \mp ir + \frac{A}{(rh)^2} = h_1 \mp ir + \frac{A}{(r_1 h_1)^2}. \quad (9-35'')$$

Как показывают расчеты и опыты, пренебрежение шероховатостью дна [слагаемым  $r/C^2$  в уравнении (9-35)] при расчете кривых спада для бурного потока (при отгоне прыжка) не вызывает существенных погрешностей (ошибка  $\sim 5\%$ ).

9-5. ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ ПОДПОРА В ЕСТЕСТВЕННЫХ РУСЛАХ

Построение кривых подпора для рек может быть произведено различными приемами. Во всех случаях построение производится по участкам, переходя последовательно от одного к другому снизу вверх по течению. Разбивка реки на участки производится по условиям однообразия лотка в пределах каждого участка. Длина

<sup>1</sup> Знаки как в уравнении (9-35): верхний знак относится к расходящемуся потоку, нижний — к сходящемуся, а уклон дна берется в радиальном направлении по течению.

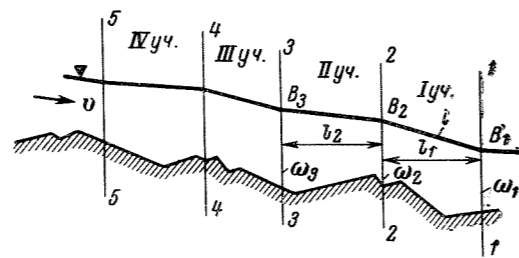


Рис. 9-23.

участка при этом может быть от нескольких сотен метров и до десятков километров. Наиболее надежным будет деление по однообразию уклона свободной поверхности (рис. 9-23). Полезно корректировать такое деление сопоставлением изменения вдоль русла всех иных гидравлических элементов (живого сечения, ширины попереху, гидравлического радиуса и т. д.).

Успех построения в значительной мере зависит от полноты гидрометрических данных по реке и, в частности, от сведений об уклоне, форме русла и коэффициенте шероховатости.

Выбор метода расчета зависит от полноты исходных данных. Во всех случаях большое значение имеет правильное определение расчетного коэффициента шероховатости. Наиболее надежный результат при построении кривой подпора можно иметь в том случае, если коэффициент шероховатости определен непосредственными полевыми исследованиями для данной реки и, таким образом, известен для каждого расчетного участка. На практике это редко выполнимо и приходится пользоваться данными наблюдений на других руслах.

а) ПОСТРОЕНИЕ КРИВОЙ ПОДПОРА ПУТЕМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОГО СУММИРОВАНИЯ ПАДЕНИЯ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ  $\Delta H$  НА ОТДЕЛЬНЫХ УЧАСТКАХ

Падение свободной поверхности для любого участка реки, например для первого участка (рис. 9-23а), по уравнению Бернулли будет равно:

$$\Delta H_1 = \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} \right) + \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} l_1, \quad (9-36)$$

или

$$\Delta H_1 = \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2} l_1, \quad (9-36')$$

где  $\omega$ ,  $C$ ,  $R$ ,  $K$  и  $Q$  — средние для данного участка значения площади поперечного сечения, коэффициента шероховатости, гидравлического радиуса, расходной характеристики и расхода<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> В реках (естественных руслах) расход  $Q$  по пути обычно изменяется.

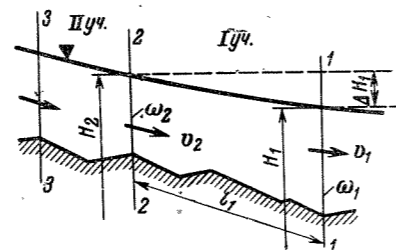


Рис. 9-23а.

Таблица 9-8

Построение кривой подпора

№ створа	$H$	$\Delta H$	$\omega_1$	$\omega_2$	$\frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2}$	$K_1$	$K_2$	$K = \frac{K_1 + K_2}{2}$	$\Delta H' = \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2} l$	Примечание

Определив по уравнению (9-36) падение свободной поверхности  $\Delta H$  на данном участке (расчет ведется методом последовательного приближения), переходим к расчету следующего вышележащего участка и т. д.

Порядок вычислений. Имея подпорную отметку  $H_1$  (в первом створе), задаемся падением свободной поверхности для первого участка  $\Delta H_1$ , что дает отметку горизонта воды во втором створе  $H_2 = H_1 + \Delta H_1$  (это первое приближение).

Затем по данным для поперечных сечений 1-1 и 2-2 находим

$$\omega = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}; \quad R = \frac{R_1 + R_2}{2} \quad \text{и} \quad C = \frac{C_1 + C_2}{2}$$

или

$$K = \frac{K_1 + K_2}{2} = \frac{\omega_1 C_1 \sqrt{R_1} + \omega_2 C_2 \sqrt{R_2}}{2}$$

и вычисляем правую часть уравнения (9-36). Получим  $\Delta H'_1$ . Если  $\Delta H'_1$  окажется равным предварительно заданному падению  $\Delta H_1$ , то расчет первого участка на этом заканчиваем, в противном случае повторяем вычисления при новом значении  $\Delta H_1$ . Закончив расчет первого участка, переходим ко второму, вышележащему и т. д.

Если  $\omega_1 > \omega_2$ , то первое слагаемое правой части уравнения (9-36) будет отрицательным и им следует пренебречь.

Вычисления следует проводить в табличной форме (см. табл. 9-8), а для целей ускорения процесса расчета заранее составить для каждого створа графики  $\omega$ ,  $C$  и  $R$  как  $f(H)$  или, если пользоваться уравнением (9-36'), график только для  $\omega = f_1(H)$  и  $K = f_2(H)$ . В этих графиках должны быть приняты одни и те же отметки, т. е. они должны быть построены по отношению к одному и тому же горизонту.

Метод В. И. Чарномского — Хестеда

То же построение кривой подпора можно произвести и по способу В. И. Чарномского<sup>1</sup>.

Уравнение Бернулли, написанное для сечений 1-1 и 2-2 в предположении, что ось  $ox$  проходит через самую

<sup>1</sup> Чертоусов М. Д. Специальный курс гидравлики М.—Л., Госэнергоиздат, 1949.

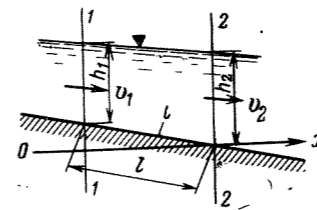


Рис. 9-24.

низкую точку сечения 2-2 (рис. 9-24), имеет вид:

$$il + h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + i_f l \quad (9-37)$$

или

$$il + \mathcal{E}_1 = i_f l + \mathcal{E}_2.$$

Здесь гидравлический уклон  $i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$ , где  $\omega$ ,  $C$  и  $R$  рассматриваются как средние для данного участка; отсюда

$$l = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i - i_f}, \quad (9-37')$$

где  $\mathcal{E}_2$  и  $\mathcal{E}_1$  — соответственно «удельные энергии сечения» для сечений 2-2 и 1-1.

Уравнение (9-37') и служит для построения кривой подпора. Очевидно, что для практического применения этого уравнения, так же как и в предыдущем случае, полезно заранее составить вспомогательные графики по каждому сечению для величины  $\omega = f_1(h)$ ;  $\mathcal{E} = f_2(h)$  и  $K = f_3(H)$ . В данном случае графики удобнее строить в функции глубины.

Порядок вычислений для построения кривой подпора аналогичен указанному выше. Вычисления также надлежит проводить в табличной форме.

б) МЕТОД Н. Н. ПАВЛОВСКОГО

Пренебрегая в уравнении (9-36) первым слагаемым, получим уравнение в таком виде:

$$\Delta z = Q^2 \frac{l}{K^2} = Q^2 F. \quad (9-38)$$

Величину  $l/K^2 = F$  Н. Н. Павловский называет модулем сопротивления русла (для участка длиной  $l$ ). Расходная характеристика  $K$  рассматривается здесь как средняя для участка  $l$ .

Полагая, что  $F$  зависит только от средней отметки горизонта воды на данном участке (рис. 9-25)\* и не за-

\* Здесь под «средней» отметкой понимается отметка горизонта воды посередине участка при данном расходе, например равная  $\bar{z}_1$ , как указано на рис. 9-25.

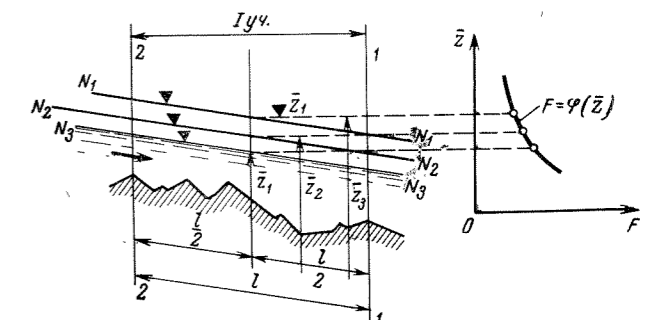


Рис. 9-25.

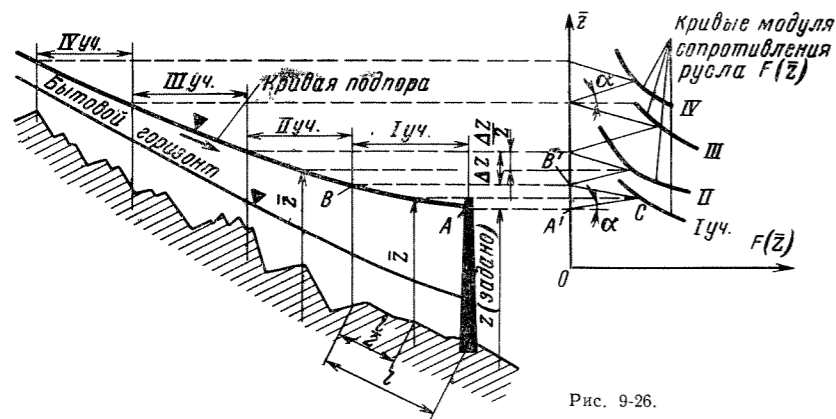


Рис. 9-26.

висит от уклона <sup>1</sup>, можно, пользуясь данными гидрометрических наблюдений, построить для каждого участка соответствующую кривую  $F = \varphi_1(\bar{z})$  как функцию средней отметки (рис. 9-25). Если такие кривые изобразить на одном и том же чертеже (на рис. 9-26 справа), то можно очень легко графическим путем найти подпорные отметки для каждого створа, а следовательно, и построить всю кривую подпора.

Общая схема построения показана на рис. 9-26. Точка  $A$  на первом створе задана подпорной (проектной) отметкой  $z$  (например, отметкой НПУ проектируемой плотины). По точке  $A$  находим точку  $A'$  на графике  $F = \varphi(\bar{z})$  (рис. 9-26 справа). Из точки  $A'$  проводим прямую под углом  $\alpha$  к оси  $F$  до встречи с кривой  $F$  первого участка в точке  $C$ , а из нее под тем же углом  $\alpha$  в обратном направлении до точки  $B'$ . Этим определяется точка  $B$  кривой подпора на втором створе. Поступая так для второго, третьего и т. д. участков, найдем и всю кривую подпора.

Дополнительные пояснения: 1. Построение угла  $\alpha$ . Отложим по оси  $F$  произвольный отрезок  $a$  и по принятому для графика масштабу прочитаем значения модуля сопротивления русла  $F_a$  (рис. 9-27). Умножив  $F_a$  на половину квадрата расчетного расхода  $Q_p^2$ , получим  $z_a = \frac{Q_p^2}{2} F_a$ . Тогда, откладывая  $z_a$  в масштабе

оси  $\bar{z}$  и проводя линию  $om$ , мы и найдем искомый угол  $\alpha$ . Тангенс этого угла, очевидно, равен:

$$\frac{Q_p^2}{2} = \frac{z_a}{F_a} = \frac{z_a}{a} = \operatorname{tg} \alpha.$$

В таком случае отрезок  $A'B'$  (рис. 9-26) действительно определяет величину падения свободной поверхности на первом участке, так как

$$\Delta z = Q^2 F = 2 \frac{Q^2}{2} F = 2 \operatorname{tg} \alpha F = A'B',$$

что усматривается непосредственно из чертежа (рис. 9-26). Здесь  $F$  отвечает средней отметке  $\bar{z}_1$  первого участка.

То же и для всех прочих участков.

2. Построение линии  $F = \varphi(z)$ . Если имеются данные непосредственных гидрометрических наблюдений за положением свободной поверхности в реке при различных горизонтах, то определяем  $F$  как  $F = \Delta z / Q^2$  для ряда отметок  $\bar{z}_1; \bar{z}_2; \bar{z}_3; \dots; \bar{z}_n$  в середине каждого участка для соответствующих расходов  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ . Пользуясь этими данными, составляем таблицы значений  $\bar{z}$

<sup>1</sup> В этом заключается постулат Н. Н. Павловского об инвариантности модуля сопротивления русла  $F$ .

и  $F$  для каждого участка отдельно, что и служит основанием для построения кривых  $F = \varphi(\bar{z})$ .

Если таких данных гидрометрических наблюдений не имеется, то величину  $F$  для каждого участка определяем для ряда отметок  $\bar{z}$ , вычисляя расходные характеристики как средние из расходных характеристик  $K_1$  и  $K_2$  верхнего и нижнего створов данного участка  $(K = \frac{K_1 + K_2}{2})$

и вычисляя затем  $F = l / K^2$ . В этом случае построение кривой подпора будет менее надежным.

а) МЕТОД Н. В. МАСТИЦКОГО

Для построения кривой подпора Н. В. Мاستицкий принимает, что падение горизонта воды  $\Delta z$  на данном участке реки при подпоре до отметки  $z$  будет равно (при расчетном расходе  $Q_p$ ):

$$\Delta z = \Delta z_0 \left( \frac{Q_p}{Q_0} \right)^2, \quad (9-39)$$

где  $\Delta z_0$  — падение реки на этом участке в бытовых условиях (без подпорного сооружения), но при расходе  $Q_0$ , который отвечает отметке подпора  $z$ .

Порядок построения кривой подпора состоит в следующем. Сначала строится совмещенный график кривых  $Q = f(H)$ , полученных на основании гидрометрических данных для всех створов, которые располагаются одна над другой (в одном масштабе) (рис. 9-28). За-

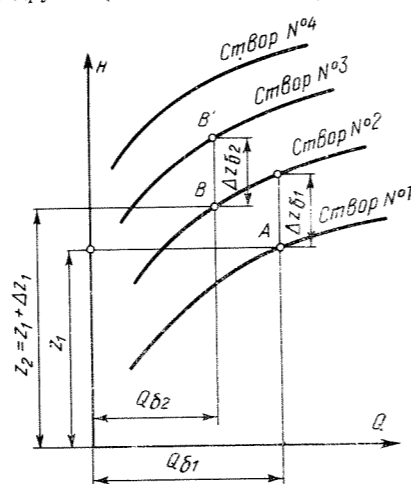


Рис. 9-28.

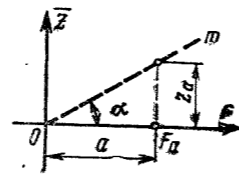


Рис. 9-27.

тем, имея заданную подпорную отметку  $z_1$  для первого створа, находим по графику, что при этой отметке в бытовых условиях проходит расход  $Q_{01}$ , причем падение реки на первом участке (от створа № 2 до створа № 1) составляет  $\Delta z_{01}$  (отрезок  $AA'$ ). Тогда падение уровня на первом участке  $\Delta z_1$  при подпоре до отметки  $z_1$  (на первом створе) и при расходе  $Q_p$  определится для первого участка по формуле (9-39):

$$\Delta z_1 = \Delta z_{01} \left( \frac{Q_p}{Q_{01}} \right)^2$$

и, следовательно, подпорная отметка на створе № 2 будет:

$$z_2 = z_1 + \Delta z_1.$$

После расчета первого участка переходим к расчету второго участка, повторяя все указанные действия. Для второго участка, следовательно, будем иметь падение в бытовых условиях  $\Delta z_{02}$  (отрезок  $BB'$ ); расход в бытовых условиях  $Q_{02}$ ; падение при подпоре  $\Delta z_2 = \Delta z_{02} (Q_p / Q_{02})^2$  и подпорную отметку в створе № 3, равную  $z_3 = z_2 + \Delta z_2$ . Так продолжаем расчет «до выклинивания» кривой подпора на некотором  $n$ -м участке.

г) МЕТОД Н. М. БЕРНАДСКОГО

Построение кривых подпора в естественных руслах по методу Н. М. Бернадского основано на использовании так называемых «опорных кривых»<sup>1</sup>. Пренебрегая изменением скоростного напора, как обычно делается при построении кривых подпора для русла с уклоном меньше критического  $i < i_{кр}$ , имеем:

$$\Delta H = \frac{Q^2}{K^2} l$$

или

$$Q^2 = \frac{K^2}{l} \Delta H. \quad (9-40)$$

Расходная характеристика для данного русла является функцией только глубины наполнения русла, т. е.  $K = f(\bar{z})$ , а величина падения свободной поверхности  $\Delta H$  для данного участка длиной  $l$  (в силу постулата об инвариантности  $K^2/l$  (т. е. независимости этого отношения от уклона) зависит только от расхода. Таким образом,

$$Q^2 = \frac{K^2}{l} \Delta H = \varphi(\bar{z}, \Delta H).$$

Следовательно, в данном случае расход  $Q$  (а также  $Q^2$ ) оказывается функцией двух независимых переменных  $\bar{z}$  и  $\Delta H$  (или  $K$  и  $\Delta H$ , так как  $K = f(\bar{z})$ ).

Рассматривая  $K$  [или  $f(\bar{z})$ ] как параметр, можем записать

$$d(Q^2) = \varphi(\bar{z}) d(\Delta H),$$

но  $\Delta H = \bar{z} - \bar{z}_0$ , и при заданной  $\bar{z}_0$ , т. е. при  $\bar{z}_0 = \text{const}$ ,

$$d(\Delta H) = d\bar{z},$$

вследствие чего

$$d(Q^2) = F(\bar{z}) d\bar{z}$$

и потому

$$Q^2 = \int d(Q^2) = \int F(\bar{z}) d\bar{z} + C = \Phi(\bar{z}) + C. \quad (9-41)$$

Функция  $F(\bar{z}) = (K^2/l)$  может быть изображена кривой (рис. 9-29). Заштрихованная площадь  $d\omega$  представляет собой величину  $d(Q^2)$ . Таким образом, интеграл

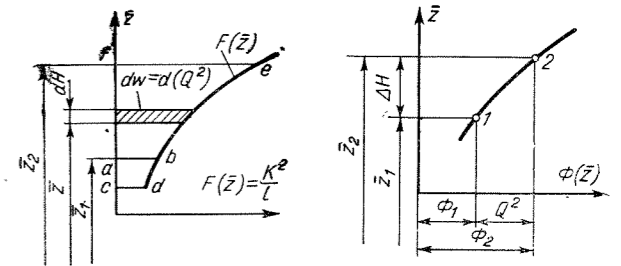


Рис. 9-29.

Рис. 9-30.

(9-41) можно представить так:

$$\begin{aligned} Q^2 &= Q_2^2 \\ Q^2 &= \int_{Q_1^2}^{Q_2^2} d(Q^2) = \int_{\omega_1}^{\omega_2} d\omega = \omega_2 - \omega_1 = \\ &= \int_{z=z_1}^{z=z_2} F(\bar{z}) dz = \Phi(\bar{z}_2) - \Phi(\bar{z}_1). \end{aligned}$$

Здесь функция  $\Phi(\bar{z}_1)$  представляет собой площадь  $\omega_1$  (на рис. 9-29 площадь  $abcd$ ), а  $\Phi(\bar{z}_2) - \omega_1$  (площадь  $efcd$ ). Очевидно, что величина  $\omega = \omega_2 - \omega_1$  (т. е.  $Q^2$ ) при заданной отметке  $\bar{z}_1$  зависит от верхнего предела  $\bar{z}_2$ , т. е. от величины  $\Delta \bar{z}$  (или от величины  $\Delta H$ ), а с другой стороны, при одной и той же величине  $\omega$  величина  $\Delta z$  (или  $\Delta H$ ) зависит от начальной отметки  $\bar{z}$ .

Таким образом, при заданной отметке  $\bar{z}_1$  и заданной величине расхода, или  $Q^2$ , можно найти отметку  $\bar{z}_2$  или  $\Delta H = \bar{z}_2 - \bar{z}_1$ , т. е. можно найти падение свободной поверхности на данном участке.

Определить  $\Delta H$  можно проще, путем построения кривой  $\Phi(z)$  (рис. 9-30). Линия  $\Phi(\bar{z})$  называется «опорной кривой». Если такая кривая построена для среднего створа расчетного участка реки, то падение свободной поверхности воды на этом участке при любом расходе  $Q$  легко определить при любой отметке  $\bar{z}$  на среднем створе. Для этого по заданной величине  $\bar{z}_1$  находим на опорной кривой точку 1 и, откладывая вдоль оси  $\Phi(\bar{z})$  отрезок  $Q^2$ , находим на кривой точку 2 (рис. 9-30), что и определяет величину

$$\Delta H = \bar{z}_2 - \bar{z}_1^*.$$

Практически опорные кривые  $\Phi(\bar{z})$  строятся для концевых створов ряда последовательно расположенных вверх по течению расчетных участков реки (рис. 9-31) в единых отметках  $z_1$ . Тогда по заданной отметке  $z_1$  нижнего створа у подпорного сооружения графически определяются отметки на всех лежащих выше створах (точки 2, 3, 4 и т. д.) так, как указано на рис. 9-31, что и позволяет легко построить всю кривую подпора.

Построение опорных кривых производится на практике следующим образом<sup>2</sup>. Пользуясь гидрометрическими данными по ряду створов реки, для каждого из них выбираем свой ряд наблюдаемых уровней  $z_1, z_2, \dots, z_n$ , свой ряд соответствующих им расходов  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  и падений свободной поверхности на участке между данными и лежащими выше створами  $\Delta z_1, \Delta z_2, \dots, \Delta z_n$ , причем уровни выбираем так, чтобы у более высоко рас-

<sup>1</sup>  $\Phi(\bar{z}) = \omega$ , т. е. равна площади, указанной на рис. 9-29, причем  $\omega = Q^2$ .

<sup>2</sup> Здесь величина  $\bar{z}_2$ , строго говоря, не является отметкой среднего створа, лежащего выше участка, так как  $\Delta H = \bar{z}_2 - \bar{z}_1$  определяет собой падение свободной поверхности на данном расчетном участке.

<sup>3</sup> Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. М. — Л., Госэнергоиздат, 1950.

<sup>1</sup> См. рис. 9-31.



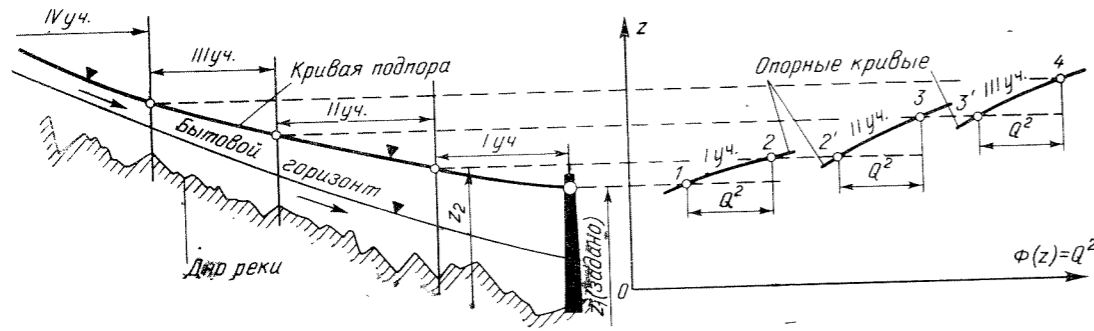


Рис. 9-31.

положенного уровня отметка свободной поверхности на нижнем створе была равна отметке свободной поверхности предыдущего, по высоте ниже расположенного уровня у верхнего створа данного участка, т. е. если отметка свободной поверхности на данном створе равна  $z_1$ , а падение на участке равно  $\Delta z_1$ , то очередной выбираемый нами расположенный выше уровень должен иметь на данном створе отметку  $z_2 = z_1 + \Delta z_1$ .

В таком случае по оси  $z$  откладываем последовательно ряд  $\Delta z_1, \Delta z_2, \dots, \Delta z_n$ , а по оси  $\Phi(z) = Q^2$  ряд соответствующих значений  $Q_1^2, Q_2^2, \dots, Q_n^2$ , начиная от произвольно выбранной точки А. Этим определяются координаты опорной кривой  $\Phi(z)$  (рис. 9-32). Аналогично строятся опорные кривые для каждого створа.

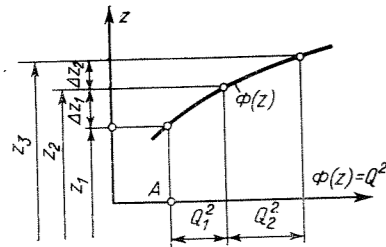


Рис. 9-32.

Примечание. Методы Н. Н. Павловского и Н. М. Бернадского являются наиболее точными, если кривые подпора для реки строятся в пределах отметок свободной поверхности не выше максимального горизонта в бытовых условиях, а кривые модуля сопротивления русла (в методике Н. Н. Павловского) и опорные кривые (в методике Н. М. Бернадского) построены по данным гидрометрических исследований данной реки.

а) МЕТОД ЭКВИВАЛЕНТНЫХ РУСЛ

1. Замена действительного русла руслом призматическим (основной способ). Для каждого участка, на которые, как указано выше, разбивается все течение реки, вычисляются «средние» значения гидравлических элементов  $\omega, B, h$  и пр., а затем действительное русло заменяется призматическим с полученными гидравлическими элементами, которое и принимается для расчета как эквивалентное действительному. Уклон для такого русла принимается равным свободной поверхности (различный на разных участках), а глубина считается при этом равной глубине равномерного движения  $h_0$  (рис. 9-33).

Определение средних значений гидравлических элементов русла производится по формуле<sup>1</sup>

$$x_{\text{ср}} = \frac{x_{\text{нач}} + x_{\text{кон}}}{2}, \quad (9-42)$$

или при наличии промежуточных поперечников по формуле

$$x_{\text{ср}} = \frac{\sum x}{n}, \quad (9-42')$$

или, точнее, как средневзвешенное по формуле

$$x_{\text{ср}} = \frac{x'l' + x''l'' + \dots + x^nl^n}{\sum l}, \quad (9-42'')$$

Средняя ширина на данном участке при наличии плана реки может определяться по формуле

$$B_{\text{ср}} = \frac{\Omega}{l},$$

где  $\Omega$  и  $l$  — площадь зеркала, измеренная по плану, и длина участка.

Средняя глубина, принимаемая за глубину  $h_0$  равномерного движения, определяется по указанным формулам как средняя из глубин по продольному профилю, т. е. как среднее из «наибольших» глубин каждого поперечника. Возможно определить среднюю глубину и по формуле

$$h_{\text{ср}} = \frac{\omega_{\text{ср}}}{B_{\text{ср}}},$$

превращая, таким образом, действительное русло в русло прямоугольной формы.

Примечание. Следует иметь в виду, что если данные полевых изысканий и исследований позволяют произвести указанную «обработку» русла, то, зная к тому же соответствующий расход  $Q$ , можно определить и коэффициент шероховатости, «средний» для данного участка. Если расчетный коэффициент шероховатости будет принят не равным действительному, то построение кривой подпора может быть весьма неточным.

Построение кривых подпора производится по уравнениям (9-20) для каждого участка в отдельности.

2. Действительное русло заменяется эквивалентным прямоугольным (метод Тольмана). В этом случае, приняв по данным определений в натуре для естественных условий коэффициент шероховатости и ширину эквивалентного русла, равной средней для данного участка  $B_0$  в условиях под-

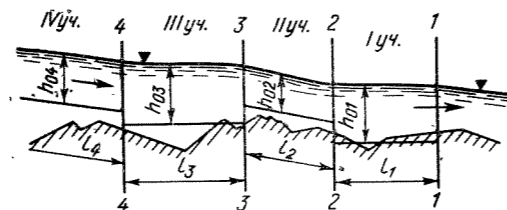


Рис. 9-33.

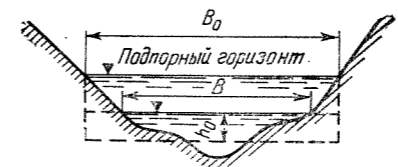


Рис. 9-34.

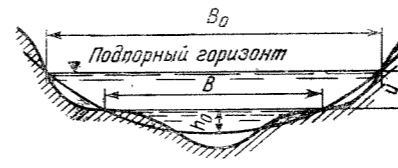


Рис. 9-35.

пора, вычисляем такую глубину  $h_0$  (по рис. 9-34), при которой уклон  $i$  для расхода  $Q$  равен уклону на данном участке в естественных условиях. Таким образом,  $h_0$  находим по формуле

$$Q = B_0 h_0 C_0 \sqrt{h_0 i}, \quad (9-43)$$

где  $Q$  и  $i$  заданы, а  $B_0$  найдено, как указано выше.

3. Действительное русло заменяется эквивалентным параболическим (метод Тольмана). В этом случае вычисляются как ширина поперу  $B$ , так и глубина равномерного движения  $h_0$ . Для указанных вычислений ставится условие, чтобы заданный расход  $Q$  проходил при уклоне  $i$ , соответствующем уклону на участке в естественных условиях, и вместе с тем, чтобы при подпоре ширина поперу  $B^*$ , определенная при равномерном движении (при глубине  $h_0$ ), увеличивалась до «средней»  $B_0$  при подпоре (рис. 9-35), т. е. при глубине, равной  $(h_0 + y)$ . Определение  $B$  и  $h_0$  производится по формулам

$$\left. \begin{aligned} Q &= 2/3 B C_0 \sqrt{2/3 h_0 i} \approx 0,55 B C_0 \sqrt{h_0 i} h_0; \\ B &= B_0 \sqrt{\frac{h_0}{h_0 + y}} \end{aligned} \right\} \quad (9-44)$$

Решение этих уравнений<sup>1</sup>, как и всегда в подобных случаях, находится или методом подбора, или графоаналитически.

9-6. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

Гидравлический прыжок возникает всякий раз, как только поток, находясь в бурном состоянии, т. е. имея глубину меньше критической  $h_1 < h_{кр}$ , переходит в спокойное состояние, т. е. в течение с глубиной  $h_2 > h_{кр}$  (рис. 9-36).

а) ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ

Глубины  $h_1$  до прыжка и  $h_2$  за ним называются сопряженными или взаимными. Разность между этими глубинами  $a = h_2 - h_1$  называется высотой прыжка. Область с вихревыми движениями над основной струей в прыжке (рис. 9-36) называется поверхностным вальцом. Точка  $O$ , от которой поверхностное течение направлено в разные стороны, называется «раздельной» точкой. Длина горизонтальной проекции поверхностного вальца называется «длиной прыжка»  $l_{\pi}$ <sup>\*\*</sup>.

<sup>1</sup> Здесь  $B$  не равно ширине поперу в естественных условиях при расходе  $Q$ .

<sup>2</sup> Здесь  $B_0$  и  $y$  известны, искомыми являются  $B$  и  $h_0$ .

<sup>\*\*</sup> Ряд исследователей определяет длину прыжка иначе (см., например: Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. — М.—Л., Госэнергоиздат, 1954).

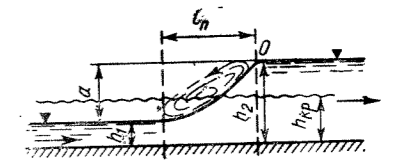


Рис. 9-36.

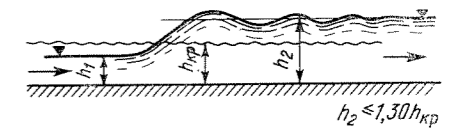


Рис. 9-37.

**Основные формы прыжка.** Прыжок в чистом виде (рис. 9-36) имеет место при относительно большой высоте прыжка  $a = h_2 - h_1$ . По данным ряда исследователей можно считать приближенно, что прыжок в чистом виде (совершенный прыжок) возникает, если глубина за прыжком больше критической примерно на 30—40%. В противном случае возникает так называемый прыжковая волна (рис. 9-37), не имеющий указанного на рис. 9-36 поверхностного вальца.

Приводимые ниже данные о сопряженных глубинах и т. д. относятся к прыжку в чистом виде.

б) ПРЫЖОК В ПРИЗМАТИЧЕСКОМ РУСЛЕ

Сопряжение глубины.

Общий случай. Для призматических русел произвольной формы сопряженные глубины определяются одна по другой по основному уравнению прыжка:

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2, \quad (9-45)$$

где  $\omega_1$  и  $\omega_2$  — площади живых сечений перед и за прыжком;  $y_1$  и  $y_2$  — глубина погружения центра тяжести площадей  $\omega_1$  и  $\omega_2$  (рис. 9-38).

Выражение  $\left(\frac{Q^2}{g\omega} + y\omega\right)$  представляет собой функцию глубины и по предложению В. Д. Журина именуется прыжковой функцией  $\Pi(h)^*$ . В соответствии с (9-45)

$$\Pi(h_1) = \Pi(h_2). \quad (9-45')$$

При заданном расходе и одной из сопряженных глубин (например,  $h_1$ ) величина прыжковой функции легко вычисляется и является в данной задаче извест-

\* Жури н В. Д. Гидравлика, 1925.

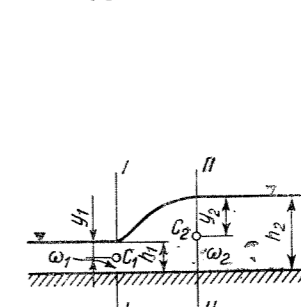


Рис. 9-38.

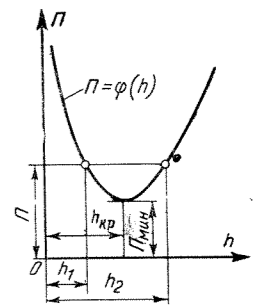


Рис. 9-39.

ной. Определение второй сопряженной глубины производится по уравнению

$$\frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2 = \Pi(h_1). \quad (9-45'')$$

Решение обычно производится подбором или построением графика функции  $\Pi(h)$  при данном  $Q$  (рис. 9-39).

Примечание. Как показывает анализ уравнения (9-45), прыжковая функция имеет минимум при глубине  $h \approx h_{кр}$ . Следовательно, если принять  $h_1 \approx h_{кр}$ , то  $h_2 \approx h_{кр}$ , т. е. сопряженные глубины будут равны между собой.

Каналы прямоугольной формы. В этом случае сопряженные глубины определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{gh_1^3}} - 1 \right]; \\ h_1 &= \frac{h_2}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{gh_2^3}} - 1 \right]; \\ h_2 &= \frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_1} \right)^3} - 1 \right]; \\ h_1 &= \frac{h_2}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_2} \right)^3} - 1 \right]. \end{aligned} \right\} \quad (9-46)$$

Для прыжков с большой высотой можно приближенно определить

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( 2,83 \left( \frac{h_{кр}}{h_1} \right)^{3/2} - 1 \right). \quad (9-47)$$

Для очень быстрых определений при  $h_{кр} \geq 4h_1$  глубину за прыжком можно определять еще проще:

$$h_2 = 1,40 h_{кр} \sqrt{\frac{h_{кр}}{h_1}}; \quad (9-48)$$

ошибка при этом составляет около 6%.

Если в формулу (9-46) ввести отношение  $\xi_1 = h_1/h_{кр}$  и  $\xi_2 = h_2/h_{кр}$ , то получим зависимость

$$\xi_2 = f(\xi_1), \quad (9-49)$$

что позволяет составить удобный для расчета график (рис. 9-40).

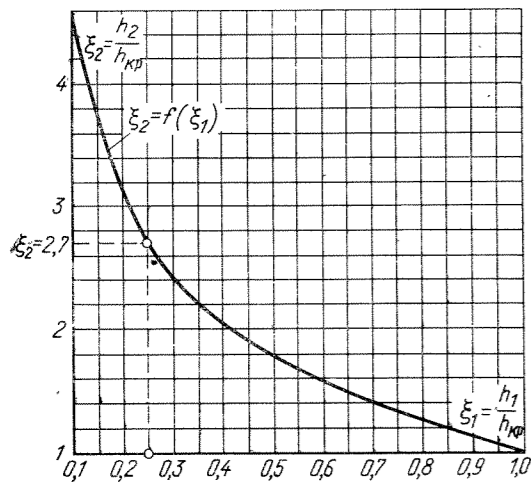


Рис. 9-40. График для определения сопряженных глубин в прямоугольном канале.

Пример. Пусть заданы критическая глубина  $h_{кр}=0,8$  м и глубина перед прыжком  $h_1=0,2$  м. Определить глубину за прыжком, т. е. глубину  $h_2$ , сопряженную с глубиной  $h_1$ .

Решение. 1. Вычисляем отношение

$$\xi_1 = \frac{h_1}{h_{кр}} = \frac{0,2}{0,8} = 0,25.$$

2. Далее по графику рис. 9-40 для  $\xi_1=0,25$  находим значение  $\xi_2=2,7$ . Тогда искомая глубина  $h_2$  находится по формуле

$$h_2 = \xi_2 h_{кр} = 2,7 \cdot 0,8 = 2,16 \text{ м.}$$

3. По формуле (9-48) получим:

$$h_2 = 1,40 h_{кр} \sqrt{\frac{h_{кр}}{h_1}} = 1,40 \cdot 0,8 \sqrt{\frac{0,8}{0,2}} = 2,16 \text{ м.}$$

Каналы трапецидальной формы. Сопряженные глубины в этом случае определяются по основному уравнению прыжка (9-45), а именно

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2.$$

Для приближенных определений в условиях, когда  $h_2 \geq 5h_{кр}$ , сопряженные глубины можно вычислять по формулам Рахманова

$$h_2 = \frac{1,2 h_{кр}^2}{h_1 + 0,2 h_{кр}}; \quad (9-50)$$

$$h_1 = 1,2 \frac{h_{кр}^2}{h_2} - 0,2 h_{кр}. \quad (9-51)$$

В иных случаях удобно пользоваться графиком Рахманова, который приведен на рис. 9-41 (в несколько сокращенной и измененной форме). На графике в логарифмической сетке проведены линии функции  $mh_{кр}/b$ . Каждая пара точек этих линий, расположенная на одной вертикальной прямой, принадлежит соответствующим сопряженным глубинам и выражается в функции  $\xi = h/h_{кр}$ . Крайняя левая линия (при  $mh_{кр}/b=0$ ) может быть использована для прямоугольного русла очень большой ширины.

Таким образом, зная для расчетного канала ширину по дну  $b$ , коэффициент откоса  $m$ , критическую глубину  $h_{кр}$  и одну из сопряженных глубин, например  $h_1$ , можно найти вторую сопряженную глубину  $h_2$ , вычислив сначала величину  $mh_{кр}/b$ , а затем, определив  $\xi_1 = h_1/h_{кр}$  и пользуясь на графике линией с найденным значением  $mh_{кр}/b$ , найти по этому графику  $\xi_2 = h_2/h_{кр}$ . Глубина  $h_2$ , сопряженная с глубиной  $h_1$ , будет найдена вычислением по формуле

$$h_2 = \xi_2 h_{кр}.$$

Практическое использование графика показано на числовом примере, приведенном на рис. 9-41.

Длина прыжка

Длина прыжка может быть определена лишь весьма приближенно. Длина прыжка по опытным данным равна:

$$l_{п} = (4 \div 5) (h_2 - h_1). \quad (9-52)$$

Н. Н. Павловский определяет длину прыжка по формуле

$$l_{п} = 2,5(1,9h_2 - h_1). \quad (9-53)$$

Формула В. И. Аравина

$$l_{п} = \left[ 0,18 \left( \frac{h_{кр}}{h_1} \right)^{4,35} + 25 \right] \frac{(h_2 - h_1)^2 h_1^2}{h_{кр}^3 h_2}. \quad (9-54)$$

Формула В. А. Шаумяна

$$l_{п} = 3,6 (h_2 - h_1) \left( 1 + \frac{h_1}{h_2} \right)^2. \quad (9-55)$$

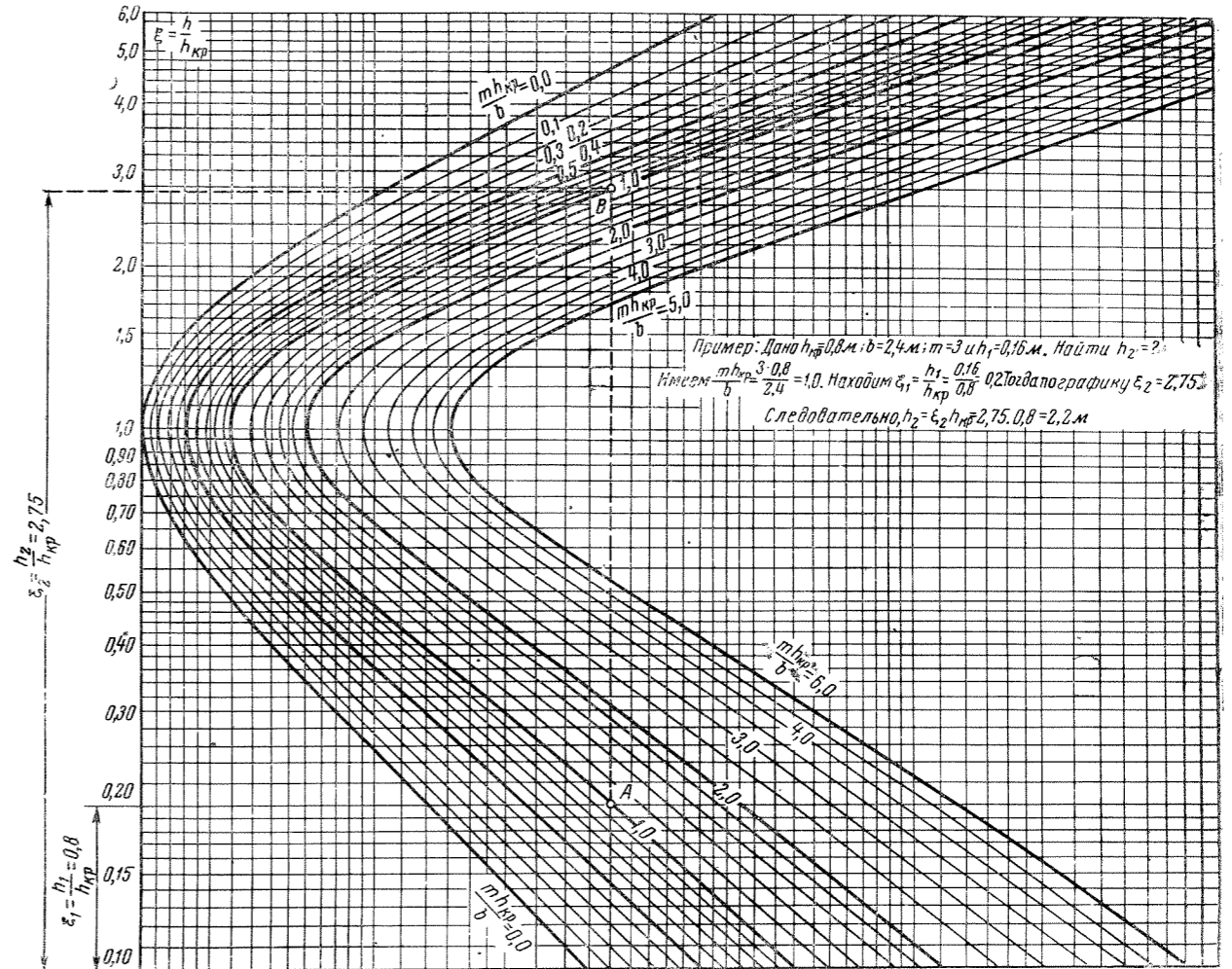


Рис. 9-41. График для определения сопряженных глубин в трапецидальном канале.

М. Д. Чертоусов предложил формулу

$$l_{п} = 10,3 h_1 \left[ \sqrt{\left( \frac{h_{кр}}{h_1} \right)^3 - 1} \right]^{0,81}. \quad (9-56)$$

Для упрощения вычислений по формуле (9-56) М. Д. Чертоусов составил график (рис. 9-42), на котором в координатах  $l_{п}/h_1$  и  $\lambda$  дана зависимость

$$\frac{l_{п}}{h_1} = f(\lambda), \quad (9-56')$$

где

$$\lambda = \sqrt{\left( \frac{h_{кр}}{h_1} \right)^3}.$$

Практическое применение графика не требует пояснений. Формула М. Д. Чертоусова может быть представлена в виде

$$l_{п} = 10,3 h_1 (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81} = f(Fr_1) h_1, \quad (9-57)$$

где число Фруда  $Fr_1$  определяется по формуле

$$Fr_1 = \frac{av_1^2}{gh_1} = \left( \frac{h_{кр}}{h_1} \right)^3. \quad (9-58)$$

Для облегчения вычислений по формуле (9-57) можно пользоваться табл. 9-9, в которой приводятся значения  $f(Fr) = 10,3 [\sqrt{Fr_1} - 1]^{0,81}$  в зависимости от величины числа Фруда  $Fr_1$ .

Одной из позднейших формул является формула О. М. Айвазяна

$$l_{п} = kh_w, \quad (9-59)$$

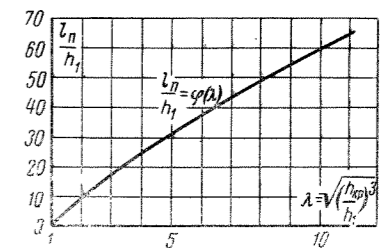


Рис. 9-42. График для определения длины прыжка по формуле М. Д. Чертоусова  $l_{п} = 10,3 h_1 (\lambda - 1)^{0,81}$ .

Таблица 9-9

Значения функции  $f(Fr_1)$ , равной  $f = 10,3 (V\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}$

$Fr_1$	$f(Fr_1)$	$Fr_1$	$f(Fr_1)$	$Fr_1$	$f(Fr_1)$	$Fr_1$	$f(Fr_1)$
3,00	8,00	5,75	13,51	14,0	23,3	44,0	41,8
3,10	8,25	6,00	13,92	15,0	24,2	46,0	42,7
3,20	8,50	6,25	14,31	16,0	25,1	48,0	43,5
3,30	8,74	6,50	14,69	17,0	25,9	50,0	44,4
3,40	8,98	6,75	15,06	18,0	26,6	52,0	45,2
3,50	9,21	7,00	15,42	19,0	27,5	54,0	46,0
3,60	9,43	7,25	15,78	20,0	28,2	56,0	46,8
3,70	9,66	7,50	16,12	22,0	29,7	58,0	47,6
3,80	9,88	7,75	16,46	24,0	31,0	60,0	48,4
3,90	10,09	8,00	16,79	26,0	32,3	65,0	50,2
4,00	10,30	8,50	17,43	28,0	33,5	70,0	51,9
4,20	10,71	9,00	18,06	30,0	34,7	75,0	53,6
4,40	11,10	9,50	18,65	32,0	35,8	80,0	55,2
4,60	11,50	10,00	19,23	34,0	36,9	85,0	56,7
4,80	11,87	10,50	19,80	36,0	37,9	90,0	58,2
5,00	12,23	11,00	20,3	38,0	38,9	95,0	59,7
5,25	12,66	12,00	21,4	40,0	39,9	100,0	61,1
5,50	13,10	13,00	22,4	42,0	40,9		

где  $h_w = \frac{a^2}{4h_1h_2}$  — величина потеряннго напора в прыжке;  $k = f(Fr_1)$  — коэффициент, зависящий от числа Фруда;

$$k = 8 \frac{10 + \sqrt{Fr_1}}{Fr_1}$$

Формула О. М. Айвазяна получена в итоге обширных исследований и теоретически обоснована. Результат подсчетов по формуле Айвазяна практически совпадает с расчетами по формуле Чертоусова в условиях больших чисел Фруда.

Несмотря на известную равноценность указанных формул, наиболее надежными, по-видимому, следует признать формулы М. Д. Чертоусова и О. М. Айвазяна.

Пример. Дано  $v = 15$  м/сек;  $h_1 = 0,5$  м. Определить длину прыжка по формуле Чертоусова.

Решение. 1. Вычисляем число Фруда:

$$Fr_1 = \frac{av^2}{gh_1} = \frac{1,10 \cdot 15}{9,81 \cdot 0,5} = 50,5$$

2. По числу Фруда находим в табл. 9-9 значение

$$f(Fr_1) = 44,6$$

3. Тогда длина прыжка будет равна:

$$l_{II} = h_1 f(Fr_1) = 0,5 \cdot 44,6 = 22,3 \text{ м.}$$

4. По формуле (9-46) получим:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} [V\sqrt{1 + 8 Fr_1} - 1] = \frac{0,5}{2} [V\sqrt{1 + 50,5} - 1] = 4,8 \text{ м.}$$

5. Тогда потеряннй напор в прыжке будет равен:

$$h_w = \frac{(h_2 - h_1)^2}{4h_1h_2} = \frac{(4,8 - 0,5)^2}{4 \cdot 4,8 \cdot 0,5} = 8,35 \text{ м.}$$

6. Коэффициент „k“ находим по формуле

$$k = 8 \frac{10 + \sqrt{Fr_1}}{Fr_1} = 8 \frac{10 + \sqrt{50,5}}{50,5} = 2,72$$

7. Следовательно, длина прыжка по формуле О. М. Айвазяна будет равна:

$$l_{II} = kh_w = 2,72 \cdot 8,35 = 22,7 \text{ м.}$$

Выше по формуле Чертоусова было получено  $l_{II} = 22,3$  м.

Потери энергии в прыжке  
Величина потеряннго напора в прыжке определяется по формуле

$$h_w = \left( h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left( h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right), \quad (9-60)$$

где  $h_1$  и  $h_2$  — сопряженные глубины;  $v_1$  и  $v_2$  — средние скорости в сечениях до и за прыжком соответственно глубинам  $h_1$  и  $h_2$ .

Для прямоугольного русла эта формула преобразуется в формулу

$$h_w = \frac{(h_2 - h_1)^2}{4h_1h_2} \quad (9-61)$$

или

$$h_w = \frac{a^2}{4h_1h_2}, \quad (9-62)$$

где  $a = (h_2 - h_1)$  — высота прыжка.

Примечание. Потери энергии в прыжке, определенные по формуле (9-60), оказываются меньше тех, которые исчисляются по формуле потерь напора на внезапное расширение:

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad (9-63)$$

Таким образом, определять потери энергии в прыжке по этой последней формуле будет ошибочным.

В процентном отношении величина потерь энергии в прыжке относительно начальной энергии в сечении перед прыжком по исследованиям А. Н. Ахутинга достигает примерно 50–60% и даже более.

### 9-7. СМЕНА УКЛОНА

а) При однократной смене уклона в зависимости от соотношения уклона  $i$  и  $i_{кр}$  возможны четыре случая сопряжения свободной поверхности потока двух участков с различным уклоном, указанные на рис. 9-43. Схемы свободной поверхности, изображенные на рис. 9-43, являются основными.

Примечание. Здесь и далее на чертежах и в тексте приняты следующие обозначения:  $h_{кр}$  — критическая глубина;  $h_0$  — «нормальная» глубина, т. е. глубина равномерного движения;  $h_{01}$ ,  $h_{02}$  — «нормальная» глубина (соответственно индексу внизу) в сечениях 1-1; 2-2 и т. д. или на участках первом, втором и т. д. данного канала;  $h_0^c$ ,  $h_{01}^c$  ... и  $h_1^c$ ,  $h_2^c$  ... (т. е. с индексом «с» наверху) — глубина, «сопряженная с глубиной», указанной индексом внизу;  $i_1$ ,  $i_2$ , ...  $i_n$ ;  $i_{кр}$  — уклоны dna соответственно для первого, второго и т. д. участков канала и критический уклон.

В первых трех случаях (рис. 9-43) сопряжение свободной поверхности верхнего участка со свободной поверхностью нижнего участка является беспрыжковым, так как глубины воды верхнего и нижнего участков канала  $h_{01}$  и  $h_{02}$  одновременно или больше или меньше  $h_{кр}$ ; в третьем случае глубина верхнего участка  $h_{01} > h_{кр}$ , а глубина нижнего участка  $h_{02} < h_{кр}$ . Прыжок образуется только при переходе от глубин  $h_1 < h_{кр}$  к глубинам  $h_2 > h_{кр}$ . В четвертом случае (рис. 9-43) сопряжение происходит с образованием прыжка, причем возможны три различные формы этого сопряжения: прыжок отогнан, прыжок в критическом положении и прыжок надвинут.

Прыжок будет находиться в критическом положении, т. е. он образуется непосредственно в сечении АВ (рис. 9-43), если глубина  $h_{01}^c$ , сопряженная с глубиной

\* Глубина  $h_{01}^c$  называется «раздельной глубиной» см. § 9-9 «Сопряжение бьефов».

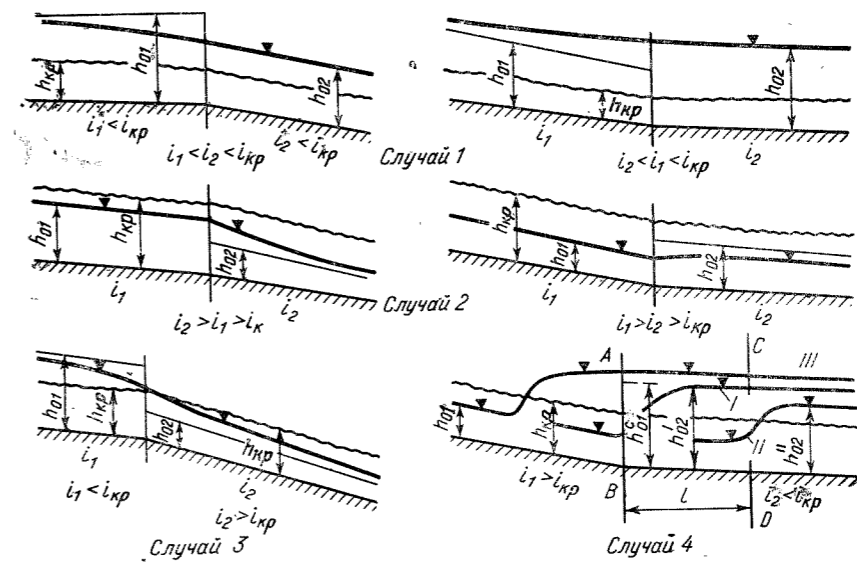


Рис. 9-43.

I — прыжок в критическом положении; II — прыжок отогнан; III — прыжок надвинут.

$h_{01}$  в конце первого участка равна нормальной глубине второго участка, т. е. если  $h_{01}^c = h_{02}$ .

Прыжок будет отогнан, если  $h_{01}^c > h_{02}$ , и прыжок будет надвинут, если  $h_{01}^c < h_{02}$ .

Для прямоугольного призматического русла сопряженная глубина  $h_{01}^c$  вычисляется по формуле

$$h_{01}^c = \frac{h_{01}}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_{01}} \right)^2} - 1 \right], \quad (9-64)$$

а для призматических русл иного поперечного профиля — по общей формуле прыжковой функции [формула (9-45)]

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2$$

В случае отгона прыжка расстояние  $l$  от сечения АВ до сечения CD (рис. 9-43) называется длиной отгона прыжка. Величина дальности отгона определяется при помощи уравнений (9-20)–(9-26) по глубинам в сечении АВ и в сечении CD. При этом глубина в сечении АВ принимается равной нормальной глубине (т. е. глубине равномерного движения) первого участка (где  $i_1 > i_{кр}$ ), а глубина в сечении CD вычисляется как глубина, сопряженная с нормальной глубиной второго участка (где  $i_2 < i_{кр}$ ).

Пример. Определить характер сопряжения свободной поверхности в канале призматической формы прямоугольного сечения для схемы, указанной на рис. 9-43а. Дано:  $h_{01} = 0,2$  м;  $h_{02} = 1,2$  м и  $h_{кр} = 0,6$  м.

Решение. 1. Определяем глубину, сопряженную с глубиной равномерного движения на верхнем участке канала (до створа, где происходит изменение уклона):

$$h_{01}^c = \frac{h_{01}}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_{01}} \right)^2} - 1 \right] = \frac{0,2}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{0,6}{0,2} \right)^2} - 1 \right] = 1,37 \text{ м.}$$

2. Сопоставляем эту глубину  $h_{01}^c = 1,37$  м с глубиной  $h_{02} = 1,2$  м на нижнем участке. Так как в данном случае оказывается, что

$$h_{01}^c > h_{02} \quad (1,37 \text{ м} > 1,2 \text{ м}),$$

то, следовательно, сопряжение будет происходить с отгоном прыжка по схеме (рис. 9-43б).

3. Дальность отгона прыжка, т. е. расстояние  $l$  от раздельного створа до прыжка (рис. 9-43б) при положительном уклоне русла нижнего бьефа, находим по формуле

$$l = \frac{h_{02}}{i} \{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - i) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \},$$

где  $\eta_1 = h_1/h_0$  (в данном случае  $h_1/h_0 = h_{01}/h_{02} = 0,2/1,2$ );  $\eta_2 = h_2/h_0$ . В данном случае глубина  $h_2$  (глубина перед прыжком), сопряженная с глубиной  $h_{02}$ , определяется по формуле

$$h_2 = \frac{h_{02}}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_{02}} \right)^2} - 1 \right].$$

Дальнейшие вычисления не требуют пояснений.

б) При повторной смене уклона число возможных вариаций формы свободной поверхности возрастает. Приводим главные схемы.

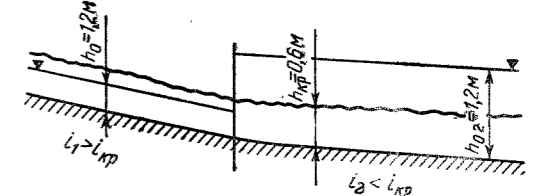


Рис. 9-43а:

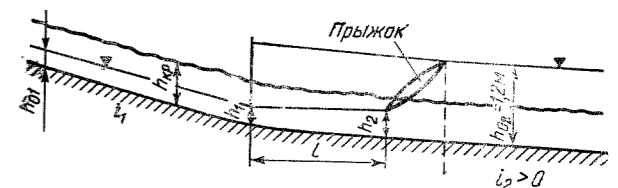


Рис. 9-43б.

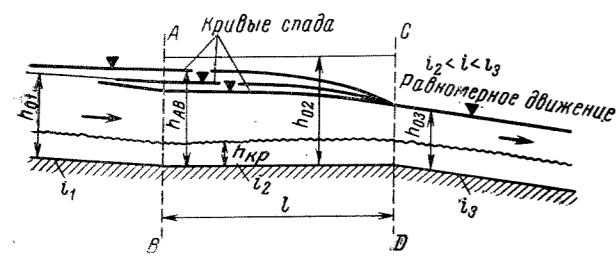


Рис. 9-44.

1. Канал на всем протяжении имеет уклон меньше критического  $i < i_{кр}$  (рис. 9-44). В этом случае сопряжение свободной поверхности между участками всегда происходит без прыжка. На последнем участке (нижнем по течению) устанавливается равномерное движение, на лежащем выше (в зависимости от соотношений уклонов и длины участков) — кривые подпора и спада. Например, при условии, что  $i_2 < i_1 < i_3$  (рис. 9-44), на втором участке будет иметь место только кривая спада, при этом в зависимости от длины  $l$  глубина  $h_{AB}$  в створе АВ может быть  $h_{AB} \leq h_{01}$ .

Условие  $h_{AB} \leq h_{01}$  определяет характер течения на первом участке (верхнем по течению), где могут быть кривая подпора, кривая спада или может установиться равномерное движение. Эта схема сохраняется и в том случае, если на втором участке уклон будет  $i_2 \leq 0$ .

2. Канал с уклонами меньше критического ( $i < i_{кр}$ ) оканчивается быстротоком или перепадом (рис. 9-45). В этом случае общая схема течения на первом и втором участках сохраняется с той разницей, что в сечении CD устанавливается критическая глубина.

Если ниже створа CD расположен быстроток, то на нем будет иметь место кривая спада.

3. Канал с начальным уклоном больше критического  $i > i_{кр}$  на нижележащем участке имеет уклон меньше критического ( $i < i_{кр}$ ) (рис. 9-46). Сопряжение свободной поверхности сопровождается образованием прыжка и который в зависимости от длины  $l$  среднего участка и соотношений между  $i_2$  и  $i_3$  может располагаться различно, как указано на рис. 9-46. Прыжок может перейти со второго участка на третий (нижний) только в том случае, если «критическая длина» больше длины второго участка. При этом критическая длина  $l_{кр}$  определяется по формулам (9-20), (9-21) в предположении, что  $h_1 = h_{01}$  и  $h_2 = h_{кр}$ .

Примечание. Критическая длина представляет собой расстояние от данного сечения с глубиной  $h$  до сечения с глубиной  $h_{кр}$  и для кривых подпора зоны C (см. § 9-1 и рис. 9-2) при уклонах  $i < i_{кр}$  или  $i \leq 0$  является наибольшей возможной.

4. Канал с уклонами больше критического ( $i > i_{кр}$ ) имеет промежуточную вставку с уклоном  $i < i_{кр}$  (или  $i \leq 0$ ) (рис. 9-47). Сопряжение может происходить как с образованием прыжка, так и без прыжка. В первом случае прыжок может располагаться только в пределах

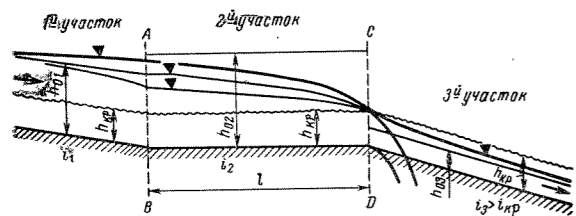


Рис. 9-45.

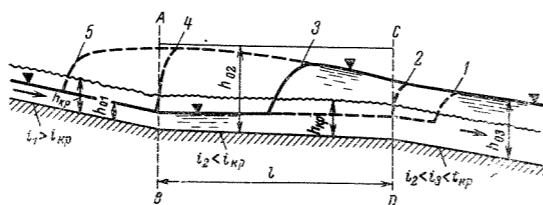


Рис. 9-46. Цифрами 1—5 показано различное положение прыжка в зависимости от длины  $l$  и соотношения  $i$  и  $i_{кр}$ .

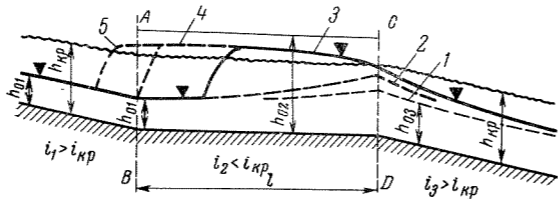


Рис. 9-47. Цифрами 1—5 показано различное положение прыжка.

первого и второго участков и не может быть на третьем участке (нижнем).

Беспрыжковое сопряжение (по типу 1 и 2, рис. 9-47) происходит в том случае, если средний участок с уклоном  $i < i_{кр}$  имеет малую протяженность  $l < l_{кр}$ , где  $l_{кр}$  — критическая длина, которая, как и ранее, определяется по формуле (9-20) при  $h_1 = h_{01}$  и  $h_2 = h_{кр}$ .

9-8. ДЕЛЕНИЕ РАСХОДА

а) РАЗВЕТВЛЕНИЕ КАНАЛА

Решение задачи о делении расхода  $Q$  на части  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  при разветвлении канала указано ниже для случая деления магистрального канала на две ветви. При большем числе ответвлений решение будет методически тем же.

Случай первый. Все три канала: основной (подводящий) и два отводящих имеют призматическую форму. Поперечные сечения могут быть различными, так же как отметки их дна в узловой точке А (рис. 9-48), а уклоны, хотя бы и не одинаковые по отношению друг к другу, меньше критических. В этом случае неравномерное движение может иметь место только в основном канале (выше узловой точки А), а в отводящих каналах движение будет равномерным.

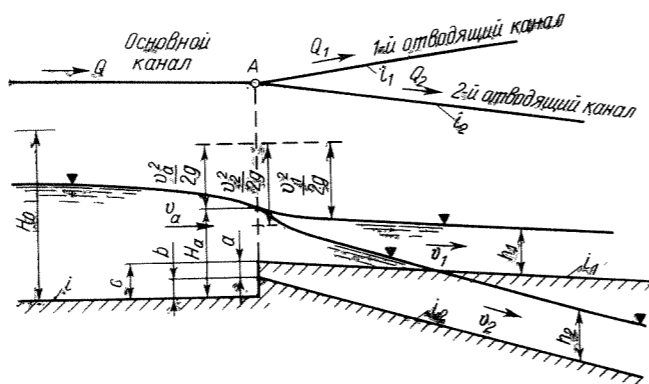


Рис. 9-48.

Величину расходов  $Q_1$  и  $Q_2$  отводящих каналов и соответствующие им глубины  $h_1$  и  $h_2$  находим путем решения следующей системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} Q &= Q_1 + Q_2 = K_1 \sqrt{i_1} + K_2 \sqrt{i_2}; \\ H_a + \frac{v_a^2}{2g} = h_1 + c + \frac{v_1^2}{2g} &= h_2 + b + \frac{v_2^2}{2g}, \end{aligned} \right\} \quad (9-65)$$

где  $K_1, i_1, h_1, c$  и  $v_1$ , а также  $K_2, i_2, h_2, b$  и  $v_2$  — расходная характеристика ( $K = \omega C \sqrt{R}$ ), уклон дна, глубина равномерного движения, высота порога в узловой точке и средняя скорость течения соответственно для первого и второго отводящего каналов;  $Q, H_a$  и  $v_a$  — расход, глубина и средняя скорость магистрального (подводящего) канала.

Решение лучше всего осуществить графо-аналитически.

а) Если  $v_1$  и  $v_2$  малы и разностью  $\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g}$  можно пренебречь, то

$$h_2 = h_1 + a, \quad (9-66)$$

или при  $a = 0$  (рис. 9-48)

$$h_2 = h_1.$$

Тогда расходы отводящих каналов могут быть выражены через одну и ту же глубину  $h_1$  (или  $h_2$ ), а именно:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= K_1 \sqrt{i_1} = F(h_1); \\ Q_2 &= K_2 \sqrt{i_2} = F(h_1 + a). \end{aligned} \right\} \quad (9-67)$$

Построив кривые  $F_1(h_1)$  и  $F_2(h_1 + a)$  и суммарную кривую  $\Phi(h_1) = F_1(h_1) + F_2(h_1 + a)$  (рис. 9-49) (путем вычисления ряда значений  $F_1$  и  $F_2$  по формуле  $F = \omega C \sqrt{R} i$  для ряда  $h$ ), находим неизвестные глубины  $h_1$  и  $h_2$  непосредственно по графику для заданного расхода основного канала:

$$Q = \Phi(h_1). \quad (9-68)$$

По найденным таким образом глубинам  $h_1$  и  $h_2 = h_1 + a$  находим затем и соответствующие расходы  $Q_1$  и  $Q_2$ .

Примечание. Найденные указанным способом глубины  $h_1$  и  $h_2$  определяют отметку горизонта воды в узловой точке А, а следовательно, и глубину на магистральном канале в этой точке. Условие (9-69) определяет собой характер течения выше узловой точки А, т. е. соответственно кривую подпора или кривую спада на магистрали:

$$H_a = h_1 + c = h_2 + b \geq H_0, \quad (9-69)$$

где  $H_a$  — глубина магистрального канала в узловой точке;  $H_0$  — глубина равномерного движения в этом канале; при  $H_a = H_0$  движение выше узловой точки А будет равномерным.

б) Если разностью  $\Delta \frac{v^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g}$  пренебречь нельзя (или нежелательно), то построение кривой  $\Phi = F_1 + F_2$  надо произвести в функции  $(h + \frac{v^2}{2g})$ .

По внешнему виду эта кривая не отличается от предыдущей, но по оси ординат должны быть теперь отложены не глубины, а удельные энергии  $\mathcal{E} = h + \frac{v^2}{2g}$  (рис. 9-50).

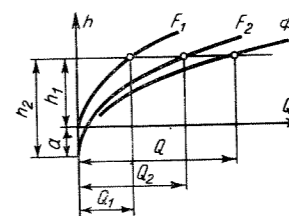


Рис. 9-49.

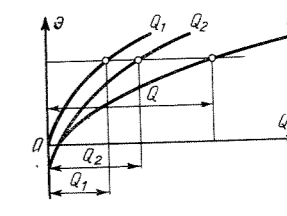


Рис. 9-50.

Построение кривой  $Q = \Phi(h + \frac{v^2}{2g})$  производим следующим образом. Вычисляя для ряда глубин ряд значений расходов  $Q_1$  и  $Q_2$  по формулам  $Q_1 = K_1 \sqrt{i_1} = F_1(h_1)$  и  $Q_2 = K_2 \sqrt{i_2} = F_2(h_2)$  отдельно для каждого отходящего канала, вычисляем одновременно и скорости  $v = Q/\omega$ , а также и скоростные напоры  $\frac{v^2}{2g}$ .

По этим данным составляем таблицы по прилагаемой форме, а по ним строим кривые расходов каждого отходящего канала:  $Q_1 = F'_1(\mathcal{E})$  и  $Q_2 = F'_2(\mathcal{E})$ .

Форма таблицы (для первого канала)

$Q_1 = K_1 \sqrt{i_1}$	$\mathcal{E} = h + \frac{v^2}{2g}$

Форма таблицы (для второго канала)

$Q_2 = K_2 \sqrt{i_2}$	$\mathcal{E} = h + \frac{v^2}{2g}$

Суммируя графически  $Q_1$  и  $Q_2$ , строим затем на том же графике кривую  $Q = \Phi(h + \frac{v^2}{2g})$ , по которой для суммарного расхода находим и значения удельной энергии  $\mathcal{E}$ .

Глубины  $h_1$  и  $h_2$  находим по найденным расходам  $Q_1$  и  $Q_2$ .

Случай второй. Один из отходящих каналов имеет уклон  $i > i_{кр}$  (быстроток) (рис. 9-51). В этом случае на отходящем канале с уклоном  $i > i_{кр}$  установится кривая спада. На магистрали будет иметь место также кривая спада.

Решение задачи о делении расхода методически остается тем же, но уравнение (9-65) заменяется уравнением

$$H_a + \frac{v_a^2}{2g} = h_1 + c + \frac{v_1^2}{2g} = h_{кр} + b + \frac{v_{кр}^2}{2g}$$

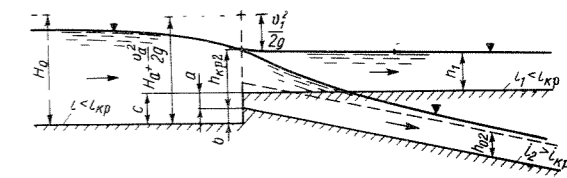


Рис. 9-51.

или

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + a = h_{кр} + \frac{v_{кр}^2}{2g} \quad (9-70)$$

Примечание. Поперечными уклонами пренебрегаем как в первом, так и во втором случае.

6) РАЗДВОЕНИЕ РУСЛА

Если в створе А русло разделяется на две ветки, а в створе В эти ветки снова соединяются в одно общее русло, то ниже по течению от створа В течение будет равномерным с нормальной глубиной  $H_0$ , а выше по течению от этого створа как на участке АВ, так и выше створа А движение будет в общем случае неравномерное (рис. 9-52). Форма свободной поверхности (кривая подпора или кривая спада) обуславливается сопротивлением веток АСВ и АDB между створами А и В.

Определение расходов  $Q_1$  и  $Q_2$ , а равным образом построение линий свободной поверхности (продольного профиля) на участках с неравномерным движением возможно, если известна отметка  $z_B$  свободной поверхности в створе В и известны или могут быть вычислены зависимости  $K_A = F(H_A)$ ,  $K_1 = F(h_1)$  и  $K_2 = F(h_2)$  для основного русла выше створа А и для каждой ветви в отдельности между створами А и В, где  $K_A$ ,  $K_1$  и  $K_2$  — расходные характеристики, а  $H_A$ ,  $h_1$  и  $h_2$  — глубины соответственно для основного русла выше створа А и для обеих их ветвей.

Решение задачи проще всего производится графоаналитическим следующим образом:

а) Для расходов  $Q_1$ ,  $Q_1'$ ,  $Q_1''$  ... ( $< Q$ ) одним из известных способов построения кривой подпора (или спада) определяем отметки горизонта воды в створе А для первой ветви  $z_{A1}'$ ,  $z_{A1}''$ ,  $z_{A1}'''$  ... при одной и той же отметке  $z_B$  створа В. По данным этих вычислений

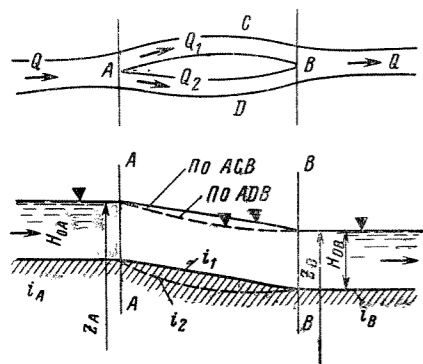


Рис. 9-52.

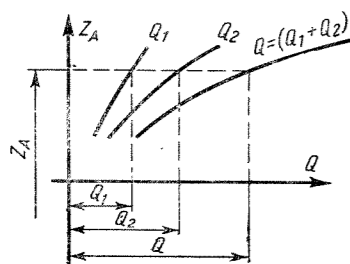


Рис. 9-52а.

строим кривую  $Q_1 = F_1(z_A)$  (рис. 9-52а), где  $Q_1$  — расход первой ветви.

б) Повторяем эти операции для второй ветви русла и на том же чертеже строим вторую кривую  $Q_2 = F_2(z_A)$ .

в) Построив затем суммарную кривую  $Q = Q_1 + Q_2 = F(z_A)$  (производя графическое суммирование), непосредственно по графику (рис. 9-52а) по известному общему расходу  $Q$  находим как расходы  $Q_1$  и  $Q_2$ , так и отметку  $z_A$  в створе А.

г) Построение линий свободной поверхности для основного русла выше створа А (после того как найдем отметку  $z_A$ ) производится по общим правилам расчета неравномерного движения.

Примечания: 1. Если задана кривая  $Q = f(z_B)$  для основного русла в створе В, то указанным выше способом можно найти расходы ветвей для различных расходов основного русла и построить кривые  $Q_1 = f_1(z_B)$  и  $Q_2 = f_2(z_B)$  для каждой ветви.

2. Если на одной из ветвей строится подпорное сооружение, то вопрос о расходе, проходящем через сооружение, может быть решен описанным способом.

в) ЗАБОР ВОДЫ ИЗ РЕКИ

Если из реки при помощи отводящего канала забирается расход  $Q_k$ , то ниже по течению от створа А (рис. 9-53) в реке устанавливается равномерное движение с расходом  $Q' = Q - Q_k$ , причем отметка  $z_n$  горизонта воды в створе А определяется по бытовой зависимости  $Q = f(H)$  данной реки для расхода  $Q'$ . Вверх по течению от створа А устанавливается кривая спада с расходом  $Q$ . Расчет отводящего канала должен при этом быть проведен при отметке горизонта воды в реке, равной  $z_n$ .

Согласно ТУ-24-109-49 рекомендуется угол отвода  $\alpha$ , т. е. угол между осью отводящего канала и направлением движения речного потока (рис. 9-53а), принимать равным

$$\alpha = \arccos \frac{v_0}{v_1}$$

при обязательном условии  $v_1 > v_0$  и, кроме того, только в том случае, когда отводящий канал в начальном («головном») своем участке работает как затопленный водослив с весьма малым перепадом.

Подход к водоприемнику должен быть достаточно плавным. Ширину подхода  $B_0$  следует назначать в зависимости от угла  $\alpha$  и ширины отверстия водоприемника В (рис. 9-53б), руководствуясь следующей таблицей:

$v_0/v_1$	0,05	0,10	0,20	0,40	0,70
$\alpha$	87	84	78,5	66,5	45,5
$B/B_0$	0,58	0,57	0,57	0,5	0,29

В тех случаях, когда  $v_1 \approx v_0$ , угол отвода  $\alpha$  рекомендуется принимать не более 15—30°.

Скорость  $v$  определяется во всех случаях по формуле  $v_1 = \frac{Q}{B(H-z)}$ , где  $B$ ,  $H$  и  $z$  — соответственно

ширина отверстия (рис. 9-53б), напор при входе и перепад, равный разности отметок свободной поверхности в реке и на пороге водоприемника.

При заборе воды из реки, транспортирующей наносы, очертание подходной части определяют на основании лабораторных исследований модели головного узла.

Длину переходного участка  $l$  от прямоугольного сечения головного сооружения к трапециевидному сече-

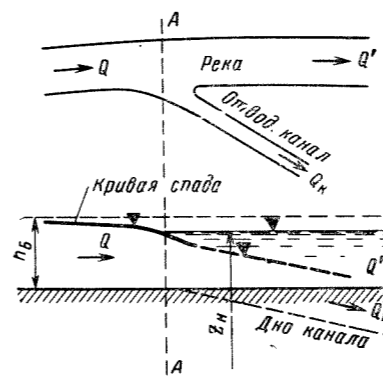


Рис. 9-53.

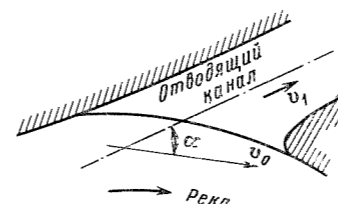


Рис. 9-53а.

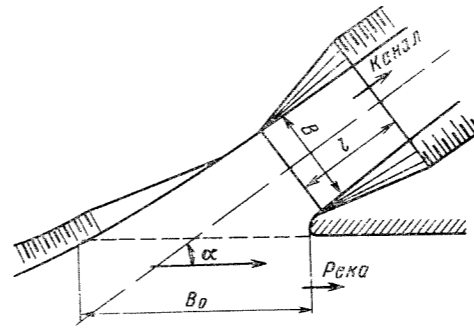


Рис. 9-53б.

нию канала рекомендуется определять по формуле

$$l = (2,5 \div 3,0) \frac{B_k - B}{2} \quad \text{или} \quad l = (2,5 \div 3,0) p,$$

где  $B_k$  — ширина канала по урезу воды;  $B$  — ширина водоприемника (рис. 9-53б);  $p$  — углубление дна ниже порога.

Из полученных по этим формулам значений  $l$  следует принять наибольшее.

9-9. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ

а) СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ ПРИ ПЕРЕЛИВЕ ЧЕРЕЗ ПЛОТИНУ

Во всех случаях сопряжение будет беспрыжковым, если в нижнем бьефе за сооружением русло имеет уклон  $i > i_{кр}$  и «бытовая» глубина  $t \leq h_{кр}$ . Во всех иных случаях при бытовой глубине  $t > h_{кр}$  образуется прыжок. На рис. 9-54 изображены три возможные формы сопряжения:

- прыжок отогнан;
- прыжок в критическом положении;

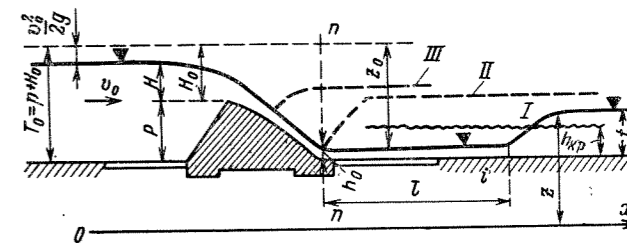


Рис. 9-54.

I — прыжок отогнан; II — прыжок в критическом положении; III — прыжок надвинут.

прыжок затоплен.

Определение формы сопряжения, т. е. решение вопроса о том, какая из этих трех форм имеет место в данном случае, производится следующим образом<sup>1</sup>.

Вычисляется напор  $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$  на водосливе по формуле

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2}} \quad (9-71)$$

Затем определяется глубина «сжатого сечения», т. е. глубина потока  $h_c$  в нижнем бьефе у основания плотны в сечении  $n-n$  (рис. 9-54), причем определение  $h_c$  производится путем решения уравнения

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)} \quad (9-72)$$

Далее вычисляется так называемая «раздельная глубина»<sup>2</sup>, равная глубине  $h_c^*$ , т. е. сопряженная с глубиной  $h_c$  в сжатом сечении. Для прямоугольного русла раздельная глубина определяется по формуле

$$h_{разд} = \frac{h_c}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_c} \right)^2} - 1 \right], \quad (9-73)$$

после чего по условию

$$h_{разд} \begin{cases} > t \\ < t \end{cases} \quad (9-74)$$

решается вопрос о форме сопряжения, а именно: если окажется, что раздельная глубина больше глубины нижнего бьефа, т. е. если  $h_{разд} > t$ , то будет иметь место первая форма — прыжок отогнан (рис. 9-54), если окажется, что  $h_{разд} = t$ , то будет иметь место вторая форма — прыжок в критическом положении; если окажется, что  $h_{разд} < t$ , то будет иметь место третья форма — прыжок затоплен.

б) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ  $h_c$  В СЖАТОМ СЕЧЕНИИ

Уравнение (9-72) приводится к кубическому уравнению

$$(p + H_0) h_c^2 - h_c^3 = \frac{q^2}{\varphi^2 2g}, \quad (9-75)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости (табл. 9-10).

<sup>1</sup> Здесь предполагается, что расход на 1 м длины водосливной плотины  $q$ , коэффициент расхода  $m$ , высота плотины  $p$  и также профиль водосливной плотины известны.

<sup>2</sup> Понятие «раздельной глубины» введено В. Д. Журиним в связи с тем, что эта глубина определяет область бытовых глубин  $t$  нижнего бьефа, при которых происходит отгон прыжка (при  $h_{разд} > t$ ), в отличие от области глубин с образованием затопленного прыжка (при  $h_{разд} < t$ ).

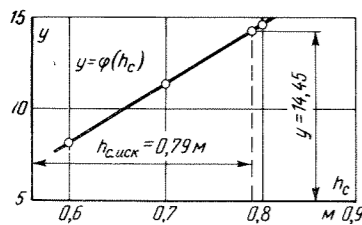


Рис. 9-54а.

Уравнение обычно решается или методом подбора или графо-аналитическим построением кривой<sup>1</sup>:

$$y = (p + H_0) h_c^2 - h_c^3, \quad (9-76)$$

где  $h_c$  — искомое, а все остальные величины известны.

**Пример.** Дано: высота порога водосливной плотины  $p = 20$  м; напор на водосливе  $H_0 = 4$  м; расход на 1 м длины порога  $q = 16$  м<sup>3</sup>/сек·м и коэффициент скорости  $\phi = 0,95$  (по табл. 9-10 для криволинейного профиля при средней длине сливовой грани). Определить глубину сжатого сечения  $h_c$ .

Таблица 9-10

Значение коэффициента скорости  $\phi$  для определения глубины в сжатом сечении по Н. Н. Павловскому

Условия истечения	Коэффициент $\phi$
Истечение в атмосферу при свободном полете струи	1,00—0,97
Истечение через водослив практического профиля с криволинейным очертанием сливовой грани и гладкой поверхностью:	
а) при малой длине сливовой грани	1,00
б) при средней длине сливовой грани	0,95
в) при большой длине сливовой грани	0,90
Истечение из-под щита, расположенного на водосливе практического профиля с криволинейным очертанием сливовой грани	0,95—0,85
Истечение через водослив с широким порогом	0,95—0,85
Истечение через водослив практического профиля с неплаными очертаниями	0,90—0,80
Истечение из донных отверстий	1,00—0,97
Перепады без щитов в головной части	1,00
Перепады со щитами в головной части	1,00—0,97

**Решение 1.** Вычисляем правую часть равенства (9-75):

$$\frac{q^2}{\phi^2 2g} = \frac{16^2}{0,95^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 14,45.$$

2. Вычисляем ряд значений  $y$  по формуле (9-76) для построения кривой  $y = \phi(h_c)$ :

$$\text{при } h_c = 0,6 \text{ м } \quad y = (p + H) h_c^2 - h_c^3 = (20 + 4) \cdot 0,6^2 - 0,6^3 = 8,38;$$

$$\text{при } h_c = 0,7 \text{ м } \quad y = (20 + 4) \cdot 0,7^2 - 0,7^3 = 11,46;$$

$$\text{при } h_c = 0,8 \text{ м } \quad y = (20 + 4) \cdot 0,8^2 - 0,8^3 = 14,81.$$

3. По полученным значениям  $y$  строим кривую  $y = \phi(h_c)$  (рис. 9-54а), по которой для  $y = \frac{q^2}{\phi^2 2g} = 14,45$  и находим искомую глубину в сжатом сечении  $h_{иск} = 0,79$  м.

Прямоугольное сечение

**Упрощенный способ решения** (способ последовательного приближения).

Первое приближение. Пренебрегая под корнем в правой части уравнения (9-72) величиной  $h_c$ , на-

ходим первое приближенное значение  $h_c$ , обозначая его через  $h'_c$ :

$$h'_c = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(p + H_0)}}. \quad (9-77)$$

Второе приближение. Принимая  $h_c$  под корнем уравнения (9-72) равным найденному  $h'_c$ , по уравнению (9-77) находим второе приближенное значение  $h''_c$ :

$$h''_c = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(p + H_0 - h'_c)}}. \quad (9-77a)$$

Третье приближение. Принимая под корнем уравнения (9-72)  $h_c = h''_c$ , находим:

$$h'''_c = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(p + H_0 - h''_c)}}. \quad (9-77б)$$

Во многих случаях  $h''_c \approx h'''_c$ , так что уже третье приближение не вносит практически оправданного уточнения.

**Пример.** Заданы: удельный расход  $q = 2,0$  м<sup>3</sup>/сек·м;  $H_0 = 1,12$  м; высота плотины  $p = 10,6$  м и коэффициент скорости  $\phi = 0,95$ . Определить  $h_c$ .

**Решение 1.** Находим в первом приближении

$$h'_c = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(p + H_0)}} = \frac{2,0}{0,95 \sqrt{2g \cdot 11,72}} = 0,139 \text{ м.}$$

2. Во втором приближении

$$h''_c = \frac{q}{0,95 \sqrt{2g(10,6 + 1,12 - 0,139)}} = 0,14 \text{ м.}$$

3. И, наконец, в третьем приближении

$$h'''_c = 0,14 \text{ м.}$$

Очевидно, в данном случае третье приближение оказывается излишним.

Трапециевидальное сечение

Определение  $h_c$  для трапециевидального русла следует производить в таком порядке:

Первое приближение.

а) Определяем скорость в сжатом сечении:

$$v' = \phi \sqrt{2g(p + H_0)}. \quad (9-78)$$

б) Находим глубину  $h'_c$  при  $v'$ , предварительно определив

$$\omega = Q/v \text{ и } \omega = (b + mh)h,$$

т. е. по формуле

$$h'_c = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b}{2m}\right)^2 + \frac{Q}{mv'}}. \quad (9-79)$$

Второе приближение

а) Скорость

$$v'' = \phi \sqrt{2g(p + H_0 - h'_c)}.$$

б) Глубина

$$h''_c = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b}{2m}\right)^2 + \frac{Q}{mv''}}.$$

Здесь третье приближение также очень часто бывает ненужным.

**Пример.** Дано:  $Q = 10$  м<sup>3</sup>/сек; русло трапециевидальное с коэффициентом откоса  $m = 1,0$ ; ширина канала по дну  $b = 4$  м; высота плотины  $p = 10,6$  м; напор  $H_0 = 1,12$  м и коэффициент скорости  $\phi = 0,95$ . Определить глубину сжатого сечения  $h_c$ .

**Решение 1.** В первом приближении

$$v' = \phi \sqrt{2g(p + H_0)} = 0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 11,72} = 14,4 \text{ м/сек};$$

$$h'_c = -\frac{4}{2 \cdot 1,0} + \sqrt{\left(\frac{4}{2 \cdot 1,0}\right)^2 + \frac{10}{1 \cdot 14,4}} = -2 + 2,17 = 0,17 \text{ м.}$$

2. Во втором приближении

$$v'' = 0,95 \sqrt{2g(11,72 - 0,17)} = 14,2 \text{ м/сек};$$

$$h''_c = -2 + \sqrt{2^2 + \frac{10}{1 \cdot 14,2}} = -2 + 2,17 = 0,17 \text{ м.}$$

Здесь третье приближение оказывается ненужным.

Коэффициент скорости  $\phi$  при определении глубины  $h_c$  в сжатом сечении принимаем по таблице акад. Н. Н. Павловского (см. табл. 9-10).

Для приближенных и быстрых определений  $h_c$  приводим в табл. 9-11 значения  $h_c$  при удельном расходе  $q = 1,0$  м<sup>3</sup>/сек·м.

Таблица 9-11

Значения глубины  $h_c$  в сжатом сечении при удельном расходе  $q = 1,0$  м<sup>3</sup>/сек·м в зависимости от величины перепада  $z_0 = p + H_0 - h_c$  при различных коэффициентах скорости  $\phi$ , полученные по формуле  $h_c = \frac{q}{\phi \sqrt{2gz_0}}$ , м

$z_0$ , м	$\phi$				
	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80
1	0,226	0,237	0,251	0,266	0,282
2	0,160	0,168	0,177	0,188	0,200
3	0,130	0,137	0,145	0,153	0,163
4	0,113	0,120	0,126	0,133	0,141
5	0,101	0,106	0,112	0,119	0,125
6	0,092	0,097	0,102	0,109	0,115
7	0,085	0,090	0,095	0,100	0,107
8	0,080	0,084	0,089	0,094	0,100
9	0,075	0,079	0,084	0,089	0,094
10	0,0713	0,0751	0,079	0,084	0,089
15	0,0583	0,0614	0,0648	0,0685	0,0728
20	0,0505	0,0532	0,0564	0,0595	0,0630
25	0,0452	0,0467	0,0501	0,0532	0,0565
30	0,0412	0,0435	0,0458	0,0485	0,0515
40	0,0357	0,0376	0,0396	0,0420	0,0446
50	0,0319	0,0336	0,0354	0,0375	0,0399
60	0,0292	0,0307	0,0324	0,0343	0,0364
70	0,0270	0,0284	0,0300	0,0328	0,0337
80	0,0252	0,0266	0,0280	0,0297	0,0316
90	0,0238	0,0251	0,0264	0,0280	0,0293
100	0,0226	0,0237	0,0251	0,0266	0,0282

**Примечание.** При удельных значениях расхода  $q \neq 1,0$  м<sup>3</sup>/сек·м табличные значения надо умножить на соответствующее значение  $q$ . Например, удельный расход  $q = 5,0$  м<sup>3</sup>/сек·м; перепад  $z_0 = p + H_0 - h_c = 20$  м и  $\phi = 0,90$ . Тогда  $h_c = h_{c, \text{табл}} q = 0,051 \cdot 5 = 0,27$  м.

Определение  $h_c$  по графику проф. М. Д. Чертоусова

Для прямоугольного русла проф. М. Д. Чертоусов предложил весьма удобный график<sup>1</sup> (рис. 9-55) зависимости

$$\xi_c = f(\xi_{T_0}), \quad (9-80)$$

где  $\xi_c = h_c/h_{кр}$  — отношение глубины в сжатом сечении к критической глубине;  $\xi_{T_0}$  — отношение высоты напорной линии перед сооружением к критической глубине (см. рис. 9-54)<sup>2</sup>

$$\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_{кр}} = \frac{(p + H_0)}{h_{кр}}$$

Эта зависимость (9-80) изображена на графике (рис. 9-55) для разных значений коэффициента скорости. Пользование графиком заключается в следующем.

<sup>1</sup> Зайствовано из книги М. Д. Чертоусова. «Специальный курс гидравлики». М.—Л., Госэнергоиздат, 1949.

<sup>2</sup> Во многих случаях на практике можно считать  $T_0 = T$ , т. е. не учитывать скоростной напор  $v_0^2/2g$  скорости подхода.

По заданному удельному расходу  $q$  вычисляем сначала критическую глубину:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{aq^2}{g}}.$$

Затем по заданной высоте плотины  $p$  и напору на водосливе  $H_0$  ( $H_0 = H + v_0^2/2g$ ) определяем отношение

$$\xi_{T_0} = \left(\frac{p + H_0}{h_{кр}}\right) = \frac{T_0}{h_{кр}}$$

и тогда по графику рис. 9-55 находим  $\xi_c$  (по оси ординат), отвечающее расчетному  $\xi_{T_0}$  при данном значении коэффициента  $\phi$ . Зная  $\xi_c$ , находим искомую глубину сжатого сечения  $h_c = \xi_c h_{кр}$ .

**Пример.** Дано: удельный расход  $q = 2$  м<sup>3</sup>/сек·м;  $H_0 = 1,12$  м;  $p = 10,6$  м и коэффициент скорости  $\phi = 0,95$ . Определить  $h_c$  (рис. 9-55а).

**Решение 1.** Находим

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{aq^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 10 \cdot 2^2}{9,81}} = 0,765 \text{ м.}$$

2. Затем вычисляем

$$\xi_{T_0} = \frac{p + H_0}{h_{кр}} = \frac{10,6 + 1,12}{0,765} = 15,3.$$

3. Далее по графику рис. 9-55 при  $\xi_{T_0} = 15,3$  и  $\phi = 0,95$  находим  $\xi_c = 0,191$ , и тогда искомая глубина  $h_c$  в сжатом сечении

$$h_c = \xi_c h_{кр} = 0,191 \cdot 0,765 = 0,146 \text{ м.}$$

в) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАЛЬНОСТИ ОТГОНА ПРЫЖКА

Определение дальности отгона прыжка, т. е. расстояния  $l$  (рис. 9-54), производится так же, как и в случае возникновения прыжка при смене уклона, например при  $i > 0$ , т. е. пользуясь формулой

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - i) [\phi(\eta_2) - \phi(\eta_1)],$$

где  $h_0$  — глубина равномерного движения при уклоне  $i$ ;  $\eta_1 = h_1/h_0$ , причем глубина  $h_1$  принимается равной глубине в сжатом сечении, т. е.  $h_1 = h_c$ ;  $\eta_2 = h_2/h_0$ , причем глубина  $h_2$  перед прыжком вычисляется как сопряженная с бытовой глубиной бьефа  $l$ , т. е. по формуле

$$h_2 = \frac{t}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{t}\right)^3} - 1 \right].$$

**Примечание.** Бытовая глубина  $t$  может быть и не равна  $h_0$ , она определяется условиями  $Q = f(H)$  нижнего бьефа. Для реки  $Q = f(H)$  обычно дается на основе гидрометрических наблюдений.

**Пример.** Определить дальность отгона прыжка при водосливной плотине. Дано: русло большой ширины  $b \gg h$ ; удельный расход  $q = 2$  м<sup>3</sup>/сек·м; высота плотины  $p = 10,6$  м; напор  $H_0 = 1,12$  м; коэффициент скорости  $\phi = 0,95$ ; уклон русла в нижнем бьефе  $i = 0,000237$ ; коэффициент шероховатости  $n = 0,024$ ; бытовая глубина  $t = 2$  м (рис. 9-55а<sup>1</sup>).

**Решение 1.** Определяем глубину в сжатом сечении (см. пример на стр. 138):

$$h_c = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}} = \frac{2}{0,95 \sqrt{2g(10,6 + 1,12 - h)}} = 0,14 \text{ м.}$$

2. Критическая глубина

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{aq^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 10 \cdot 2^2}{9,81}} = 0,765 \text{ м.}$$

3. Раздельная глубина

$$h_{разд} = \frac{h_c}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h_c}\right)^3} - 1 \right] =$$

$$= \frac{0,14}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left(\frac{0,765}{0,14}\right)^3} - 1 \right] = 2,46 \text{ м.}$$

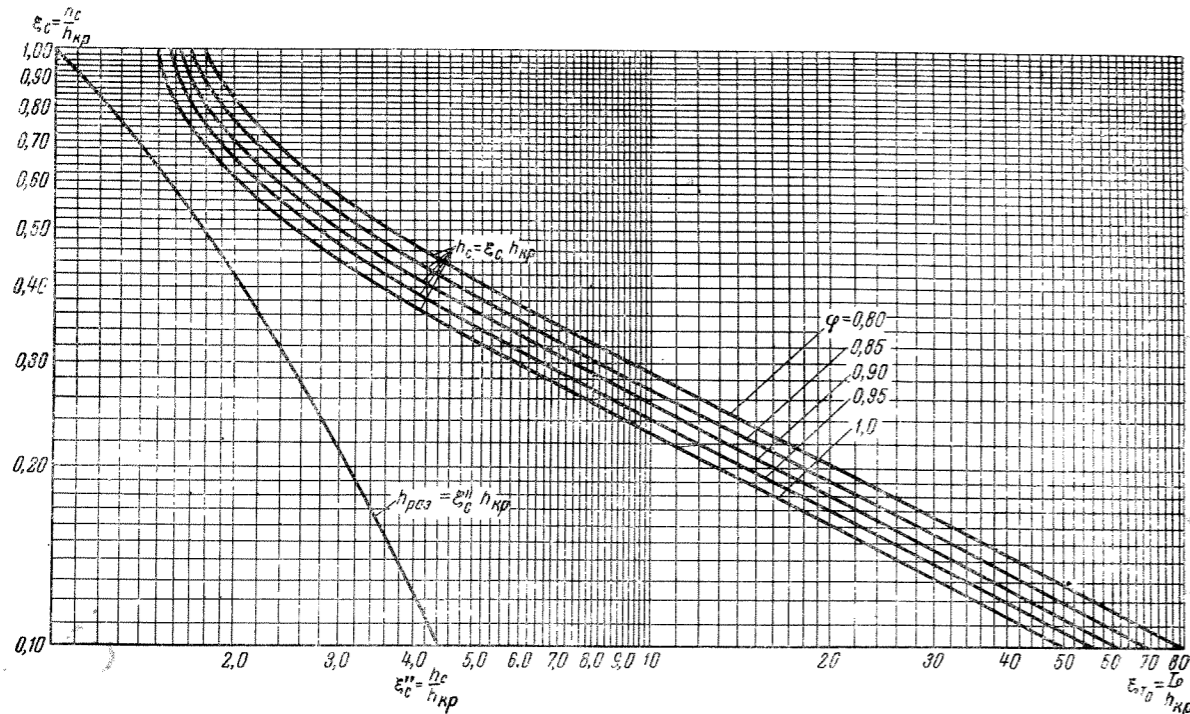


Рис. 9-55. График для определения глубины в сжатом сечении и глубины, сопряженной с ней.

4. Так как  $h_{разд} > h_{быт} = t(2,46 > 2)$ , то сопряжение происходит с отгоном прыжка.

5. Для определения дальности отгона прыжка  $l$  воспользуемся формулой

$$\frac{tl}{h_0} = \gamma_2 - \gamma_1 - (1-j) [\varphi(\gamma_2) - \varphi(\gamma_1)],$$

предварительно вычислив глубину равномерного движения  $h_0$ , глубину в сечении  $m$  как сопряженную с  $t_{быт}$ , и гидравлический показатель русла  $x$ :  $h_0$  находим из формулы  $Q = \omega C \sqrt{Ri}$ , полагая, что для прямоугольного русла большой ширины  $R = h_0$ , и принимая  $y = 1/6$ :

$$h_0 = \left( \frac{qn}{Vi} \right)^{1,6} = \left( \frac{2 \cdot 0,025}{V0,000237} \right)^{1,6} = 2,02 \text{ м};$$

$$h_1 = t_{быт} = \frac{2}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{0,765}{2} \right)^2} - 1 \right] = 0,22 \text{ м};$$

гидравлический показатель русла  $x$  принимаем приближенно равным  $x=3,0$  (при  $B > h$  для прямоугольного русла).

6. Далее последовательно находим

$$\gamma_2 = \frac{h_1}{h_0} = \frac{0,22}{2,02} = 0,109$$

и по табл. 9-3  $\varphi(\gamma_2) = \varphi(0,109) = 0,109$ ;

$$\gamma_1 = \frac{h_c}{h_0} = \frac{0,14}{2,02} = 0,069$$

и по табл. 9-3  $\varphi(\gamma_1) = \varphi(0,069) = 0,069$ ;

$$j_0 = \frac{\alpha C^2 i B}{g X} = \frac{1,10 \cdot 26,2^2 \cdot 0,000237}{9,81} = 0,0183.$$

7. Вычисляем величину дальности отгона прыжка

$$l = \frac{h_0}{i} \{ \gamma_2 - \gamma_1 - (1-j) [\varphi(\gamma_2) - \varphi(\gamma_1)] \};$$

$$l = \frac{2,02}{0,000237} \{ 0,109 - 0,069 - (1 - 0,0183) (0,109 - 0,069) \} \approx 62 \text{ м}.$$

\* Бытовая глубина в нижнем бьефе может и не равняться глубине равномерного движения  $h_0$  (в данном примере бытовая глубина  $l$  по заданию равна  $l=2$  м и, следовательно,  $l < h_0 = 2,02$  м).

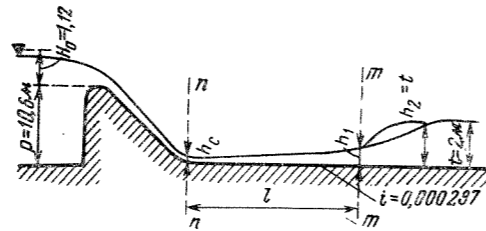


Рис. 9-55а.

г) СОПРЯЖЕНИЕ ПРИ ИСТЕЧЕНИИ ИЗ-ПОД ЗАТВОРА

На рис. 9-56 изображены три возможные формы сопряжения, подобные указанным выше трем возможным формам сопряжения при переливе через плотину. Какая из этих форм имеет место, в каждом конкретном случае определяется на основании того же критерия (9-74), что и при переливе через плотину, т. е. будет ли

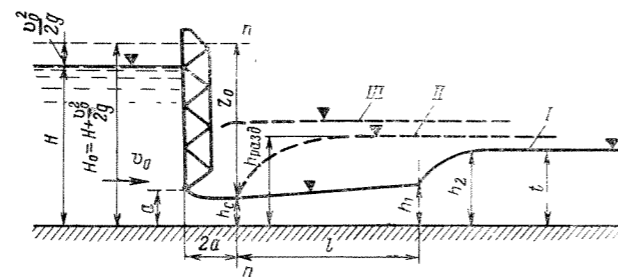


Рис. 9-56.

I — прыжок отогнан; II — прыжок в критическом положении; III — прыжок надвинут.

раздельная глубина больше или меньше бытовой глубины. При прямоугольном русле

$$h_{разд} = \frac{h_0}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{пр}}{h_0} \right)^2} - 1 \right] > t.$$

Определение глубины  $h_c$  в сжатом сечении в данном случае может быть произведено

а) по формуле 
$$h_c = \varepsilon a, \quad (9-81)$$

где  $\varepsilon$  — коэффициент сжатия (см. гл. 4);  $a$  — высота открытия отверстия (рис. 9-56);

б) по формуле 
$$q = \varphi h_c \sqrt{2gz_0} = \varphi h_c \sqrt{2g(H_0 - h_0)}, \quad (9-82)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости при истечении из отверстия.

Числовые значения коэффициентов  $\varepsilon$  и  $\varphi$  указаны в гл. 4 «Истечение из отверстий». Они в полной мере зависят от типа отверстий и условий входа (см. также табл. 9-10). Обычно при истечении из донных отверстий с плоскими затворами принимают на практике:

коэффициент сжатия  $\varepsilon = 0,63 \div 0,65$ ;

коэффициент скорости  $\varphi = 0,95 \div 0,97$ .

По данным Н. Е. Жуковского  $\varepsilon = f(a/H)$  имеем значения, указанные в табл. 9-12.

Таблица 9-12

Коэффициент сжатия при истечении из-под щита

При $a/H$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
$\varepsilon$	0,615	0,620	0,625	0,630	0,645	0,66

Дальность отгона прыжка определяется так, как было указано выше.

Примечание. Если окажется, что раздельная глубина меньше бытовой, т. е.  $h_{разд} < t$ , отверстие будет «затопленным» и расход определится по формуле затопленного отверстия, а именно:

$$Q = m \omega \sqrt{2g(H_0 - t)}.$$

а) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАЛЬНОСТИ ОТГОНА ПРЫЖКА

В НЕПРИЗМАТИЧЕСКОМ РУСЛЕ

Решение лучше всего производить графическим способом. На продольном профиле потока (рис. 9-57) сначала строим две линии независимо одну от другой: линию  $MN$  — кривую подпора и линию  $OP$  — линию «бытового» горизонта свободной поверхности (рис. 9-57). Затем строим линию  $SS$  — глубин, сопряженных с глубинами, отвечающими кривой подпора  $MN$ . Для этой цели для произвольно выбранных сечений с глубинами  $h_1, h_2, h_3 \dots$  вычисляем сопряженные глубины и, таким

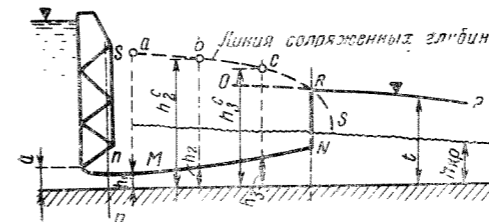
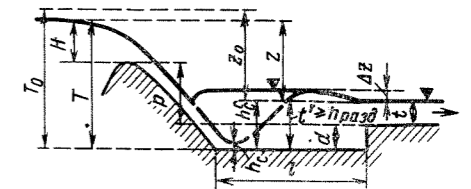
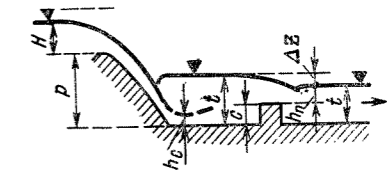


Рис. 9-57.



водобойный колодец



водобойная стенка

Рис. 9-58.

образом, находим точки кривой  $SS$ . Пересечение линии  $OP$  с линией  $SS$  (точка  $R$ ) определит местоположение прыжка, так как в этом сечении глубины, определяемые кривой подпора (линии  $MN$ ) и линией бытовой свободной поверхности нижнего бьефа, будут сопряженными.

Примечание. Этот способ применим и для случаев перелива через плотину.

е) РАСЧЕТ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА И ВОДОБОЙНОЙ СТЕНКИ

Почти во всех случаях, когда сопряжение бьефов происходит с образованием отогнанного прыжка, устраивают так называемый водобойный колодец, заменяя его иногда иными конструкциями (например, водобойной стенкой), увеличивающими глубину за сооружением до таких пределов, при которых прыжок оказывается затопленным и устраняется явление его отгона. Расчет водобойного колодца сводится к определению его глубины и длины.

Определение глубины водобойного колодца. Глубина водобойного колодца определяется из условий получения в нижнем бьефе за сооружением глубины  $t'$ , равной или больше раздельной глубины  $h_{разд}$  (сопряженной с глубиной сжатого сечения  $h_c$  у дна колодца) (рис. 9-58), т. е. по формуле

$$t' = d + t + \Delta z \geq h_c^c = h_{разд}. \quad (9-83)$$

Для колодца с прямоугольным поперечным сечением

$$h_{разд} = \frac{h_c}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{пр}}{h_c} \right)^2} - 1 \right]. \quad (9-84)$$

В формуле (9-83) следующие обозначения:  $d$  — глубина водобойного колодца;  $t$  — глубина нижнего бьефа;  $\Delta z$  — перепад, образующийся при выходе потока из водобойного колодца в русло нижнего бьефа и соответственно равный

$$\Delta z = \frac{v_0^2}{\varphi^2 2g} - \frac{v_0^2}{2g}, \quad (9-85)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости, зависящий, как и в случае затопленного водослива с широким порогом, от формы входной кромки;  $\varphi = 0,80 \div 0,95$  (см. водослив с широким порогом);  $v_0$  — средняя скорость в нижнем бьефе, соответствующая бытовой глубине;  $v_0$  — средняя скорость в водобойном колодце, равная  $q/t'$ .

На практике при соображениях расчета с «запасом» пренебрегают величиной  $\Delta z$ , т. е. увеличивают мини-

мально необходимую глубину  $t'$ , вычисленную по формуле (9-84), на 5—10%, в соответствии с чем глубину водобойного колодца находят по условию

$$d = (1,05 - 1,10) \frac{h_0}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_0} \right)^3} - 1 \right] - t. \quad (9-86)$$

Решение уравнения (9-86) производится обычным методом последовательного приближения. Назначается ряд произвольных значений  $d_1, d_2 \dots$  и вычисляются для каждого из них соответствующие значения глубины сжатого сечения  $h_{с1}, h_{с2} \dots$  и ряд значений  $d'_1, d'_2 \dots$  по формуле (9-86). Вычисления продолжают до совпадения  $d_n = d'_n$ . Вычисления удобно производить в табличной форме.

ж) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ШИРИНЫ ВХОДНОГО СЕЧЕНИЯ ПЕРЕПАДА

При устройстве перепадов и быстротоков иногда бывает необходимо сохранить равномерное движение в подводящей части канала. В этом случае ширина входного сечения должна иметь величину  $B_0$ . Если ширина будет принята равной  $B > B_0$ , то в канале возникнет кривая спада и, наоборот, если  $B < B_0$  — кривая подпора.

Определение  $B_0$ . По уравнению Бернулли для сечения в канале и сечения на пороге перепада напишем

$$h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h_{кр} + \frac{\alpha v_{кр}^2}{2g} + \zeta \frac{v_{кр}^2}{2g}.$$

Обозначив  $h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = H_0$  и  $\frac{\alpha v_{кр}^2}{g} = h_{кр}$ , получим:

$$H_0 = h_{кр} \left( 1 + \frac{1}{2} + \frac{\zeta}{2\alpha} \right) = m h_{кр} = m \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{g B^2}},$$

откуда находим необходимую ширину входного сечения перепада

$$B_0 = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{g} \left( \frac{m}{H_0} \right)^3} = \sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}} \frac{Q}{\sqrt{H_0^3}},$$

где

$$\zeta m = 1,5 + \frac{\zeta}{2\alpha}.$$

Полагая  $\zeta = 0,05$  и  $\alpha = 1,10$ , получим  $m = 1,525$

и тогда  $\sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}} = 0,63$  и  $B_0 = 0,63 \frac{Q}{\sqrt{H_0^3}}$ .

**Пример.** Заданы:  $Q = 10$  м<sup>3</sup>/сек и  $H_0 = 1$  м; определить необходимую ширину  $B_0$ . Вычисляем.

$$B_0 = \sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}} \frac{Q}{\sqrt{H_0^3}} = 0,63 \frac{10}{\sqrt{1}} = 6,3 \text{ м.}$$

**Примечание.** В диапазоне изменения коэффициентов  $\zeta$  от 0,05 до 0,15 и  $\alpha$  от 1,0 до 1,10 коэффициент  $\sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}}$  в среднем равен  $\sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}} = 0,63$  (0,6 ÷ 0,66).

ГИДРАВЛИКА СООРУЖЕНИЙ

А. ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ПРЫЖКА

10-1. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК В ПРЯМОУГОЛЬНОМ НАКЛОННОМ РУСЛЕ

а) РУСЛО С ПРЯМЫМ УКЛОНОМ ДНА

Определение второй сопряженной глубины  $h_2^c$  (по вертикали) и длины прыжка  $l_n$  (по горизонтали) производится по заданной первой сопряженной [глубине  $h_1^c$ , удельному расходу  $q$  и уклону русла  $i$ . Вторая сопряженная глубина (рис. 10-1,а)

$$h_2^c = a + h_1^c + l_n \operatorname{tg} \theta \quad (10-1)$$

по предложению Г. К. Илчев а<sup>1</sup> определяется по графику  $\eta = f(i, \sqrt{Fr})$  (рис. 10-2),

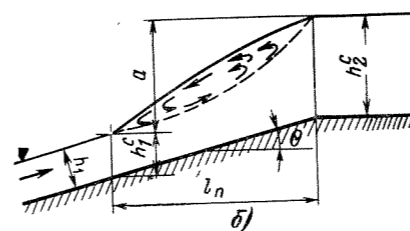
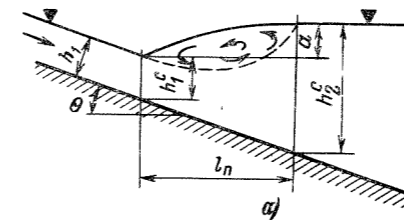


Рис. 10-1.

где  $\sqrt{Fr} = q/h_1^c \sqrt{gh_1^c}$  и  $\eta = h_2^c/h_1^c$ , а длина прыжка по формуле

$$l_n = 10,3 (\sqrt{Fr} - 1)^{0,81} (1 + 3,75i) h_1^c = l'_n (1 + 3,75i). \quad (10-2)$$

<sup>1</sup> Илчев Г. К. Гидравлически скок в легло с голями на дъното. Известия. Инженерно-строителны институт. София. «Техника», кн. III, 1961.

Здесь  $l'_n$  — длина прыжка при  $i = 0$ :

$$l'_n = 10,3 (\sqrt{Fr} - 1)^{0,81} h_1^c.$$

Высота гидравлического прыжка

$$a = h_2^c - h_1^c - l_n \operatorname{tg} \theta. \quad (10-3)$$

**Пример.** Дано:  $q = 3,45$  м<sup>3</sup>/сек на 1 м длины; уклон  $i = 0,2$  (угол наклона дна к горизонту  $\theta = 11^\circ 32'$ ); первая сопряженная глубина  $h_1^c = 0,6$  м\*. Требуется определить вторую сопряженную глубину  $h_2^c$  и длину прыжка  $l_n$ .

**Решение.** 1. Определяем

$$\sqrt{Fr} = \frac{q}{h_1^c \sqrt{gh_1^c}} = \frac{3,45}{0,6 \sqrt{9,81 \cdot 0,6}} = 2,37.$$

2. По графику (рис. 10-2) при  $i = 0,2$  и  $\sqrt{Fr} = 2,37$  находим  $\eta = h_2^c/h_1^c = 7$ , и тогда  $h_2^c = 7 \cdot 0,6 = 4,2$  м.

3. Находим длину прыжка  $l'_n$  при  $i = 0$  по формуле (9-57):

$$l'_n = 13,3 \cdot 0,6 \approx 8 \text{ м.}$$

4. Определяем длину прыжка при заданном уклоне  $i = 0,2$ :

$$l_n = l'_n (1 + 3,75i) = 8(1 + 3,75 \cdot 0,2) = 13,9 \text{ м.}$$

\* В этом примере принято  $h_1^c \approx h_1$  (рис. 10-1,а) полагая  $\cos \theta = 1,0$ .

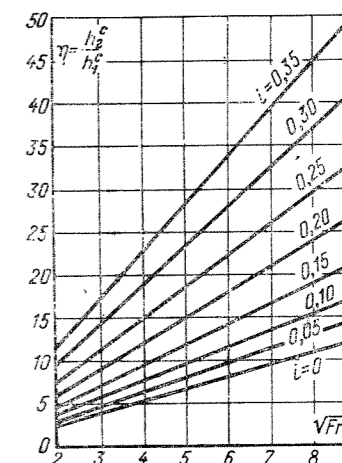


Рис. 10-2.



6) РУСЛО С ОБРАТНЫМ УКЛОНОМ

По И. А. Снегиреву<sup>1</sup> высота гидравлического прыжка в русле с обратным уклоном (рис. 10-1,б) (при  $i = \sin \theta \leq 0,20$  и  $l_{\text{п}}/h_{\text{кр}} < 30$ ) определяется по формуле

$$a = a_0(1 - 2 \sin \theta), \quad (10-4)$$

где  $a_0$  — высота гидравлического прыжка при  $i=0$ ; а длина прыжка по формуле

$$l_{\text{п}} = l'_{\text{п}}(1 - 2 \sin \theta). \quad (10-5)$$

При известных  $a$  и  $l_{\text{п}}$  глубина, сопряженная с глубиной в начальном сечении,

$$h_2^c = a + h_1^c - l_{\text{п}} \operatorname{tg} \theta. \quad (10-6)$$

10-2. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК В ВОДОВОДАХ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ

а) ПРЫЖОК ПРИ ПОСТОЯННОМ ДИАМЕТРЕ ВОДОВОДА

В водоводах с замкнутым профилем, в частности круглого сечения, возможны два вида гидравлического прыжка (рис. 10-3,а, б).

Если диаметр водовода  $d > h_2$ , то прыжок имеет обычную для открытого канала форму и сопряженные глубины  $h_1^c = h_1$  и  $h_2^c = h_2$  определяются из уравнения прыжковой функции

$$\Pi(h_1) = \Pi(h_2),$$

где  $\Pi(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega} + y \omega$  (см. § 9-6).

<sup>1</sup> Снегирев И. А. Гидравлический прыжок в русле с обратным уклоном диа. — «Гидротехническое строительство», 1960, № 4.

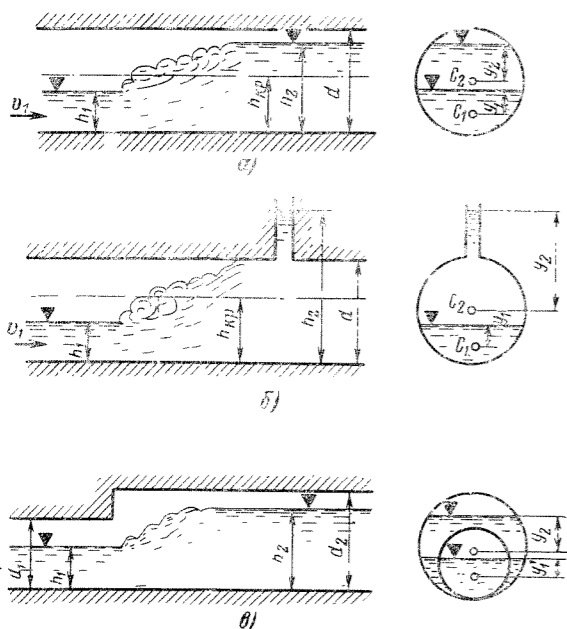


Рис. 10-3.

Если  $d < h_2$ , то сопряженные глубины определяются также из уравнения прыжковой функции (9-45)

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y_1 \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + y_2 \omega_2,$$

но здесь  $y_2 = \left(h_2 - \frac{d_2}{2}\right)$ , а  $\omega_2 = \frac{\pi d_2^2}{4}$ , поэтому вторая сопряженная глубина  $h_2$  вычисляется (без подбора) по формуле

$$h_2 = \frac{\alpha_0 Q^2 (\omega_2 - \omega_1)}{g \omega_1 \omega_2^2} + y_1 \frac{\omega_1}{\omega_2} + \frac{d}{2}, \quad (10-7)$$

где в правой части известны все величины ( $Q$  — заданный расход;  $\omega_2 = \frac{\pi d_2^2}{4}$  определяется по заданному  $d$ ;  $\omega_1$  — площадь сегмента со стрелкой, равной заданной глубине  $h_1$ , а  $y_1$  определяется по известным правилам нахождения центра тяжести площади).

Длина прыжка в первом случае (т. е. при  $d > h_2$ ) определяется по формуле В. С. Кальфа<sup>1</sup>

$$l_{\text{п}} = 6 \frac{\omega_2 - \omega_1}{B_1}, \quad (10-8)$$

где  $B_1$  — ширина свободной поверхности в первом сечении.

Для упрощения расчетов служат графики<sup>2</sup>, представленные на рис. 10-4, 10-5.

б) ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ДИАМЕТРА ВОДОВОДА

Для случая изменения диаметра водовода с меньшего на больший (рис. 10-3,в) уравнение прыжка принимает следующий вид:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y'_1 \omega'_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + y_2 \omega_2 = \Pi(h); \quad (10-9)$$

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y'_1 \omega'_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \Omega} + \left(h_2^c - \frac{d_2}{2}\right) \Omega. \quad (10-10)$$

В этих уравнениях, помимо прежних обозначений,  $\omega'_1$  — площадь живого сечения водовода большего диаметра, заполненного водой до уровня наполнения меньшего водовода;  $y'_1$  — погружение центра тяжести площади  $\omega'_1$  под уровень свободной поверхности водовода меньшего диаметра;  $d_2, \Omega$  — диаметр и площадь сечения большего водовода.

Формулы (10-7) — (10-10) не учитывают влияния аэрации потока и получены без учета возможного падения давления воздуха на свободную поверхность воды<sup>3</sup>.

Пример. 1. Определить параметры прыжка ( $h_2^c, l_{\text{п}}$ ) в водоводе круглого сечения. Диаметр водовода  $d = 2,2$  м; площадь водовода  $\Omega = 3,80$  м<sup>2</sup>; глубина наполнения до прыжка  $h_1 = h_1^c = 0,90$  м,  $h_1/r = 0,90/1,10 = 0,82$ ; средняя скорость до прыжка  $v_1 = 5$  м/сек.

Коэффициент кинетической энергии  $\alpha$  принимаем равным 1,1; коэффициент количества движения (§ 3-3)  $\alpha_0 = 1,03$ . Принимаем  $\alpha_0 = \alpha_0$ .

<sup>1</sup> Кальфа В. С. — Сборник «Гидравлика и гидротехника», Київ, «Техника», 1967, № 5.  
<sup>2</sup> Графики составлены М. Э. Факторовичем. — «Известия ВНИИГ», т. 32, 1947.  
<sup>3</sup> Швайштейн А. М. — «Известия ВНИИГ», тт. 77, 80, 82, 1965—1966.

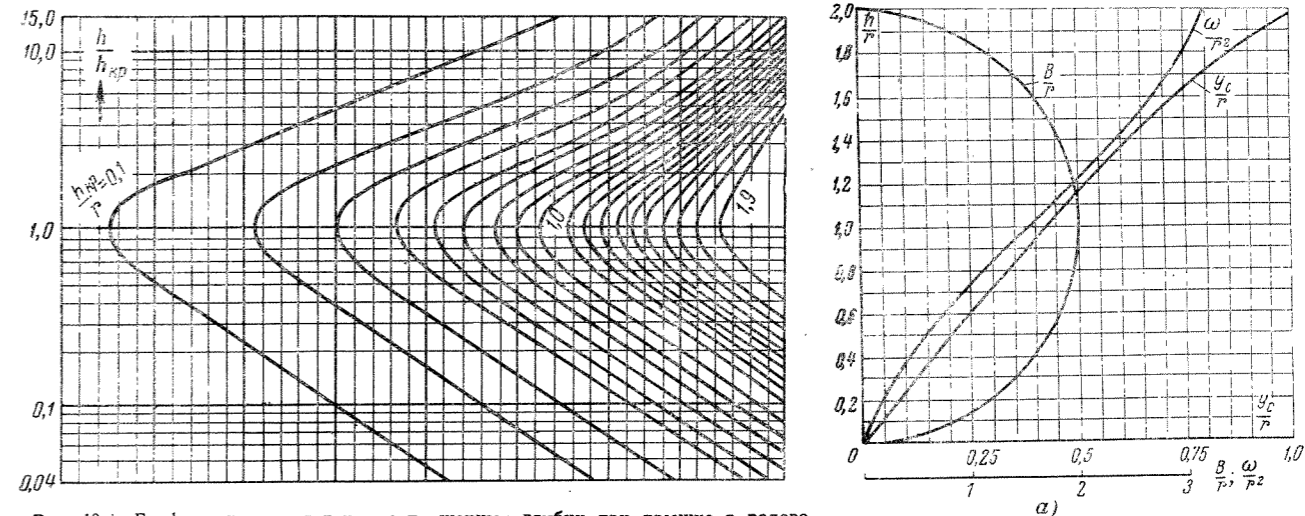


Рис. 10-4. График для определения сопряженных глубин при прыжке в водоводах круглого сечения при  $h_2 < d$ .

Решение. 1. Площадь живого сечения до прыжка определяется по табл. 3-1 или графику на рис. 10-5,а. При  $h_1/r = 0,82$  по графику находим  $\omega_1/r^2 = 1,22$ , т. е.  $\omega_1 = 1,22 \cdot 1,1^2 = 1,48$  м<sup>2</sup>;  $B_1/r = 1,95$ ;  $B_1 = 2,16$  м.

Расход при  $v = 5$  м/сек равен  $Q = \omega_1 v = 1,48 \cdot 5,0 = 7,4$  м<sup>3</sup>/сек. 2. Критическая глубина в каждом из рассматриваемых случаев находится по графику на рис. 10-5,б.  $\alpha Q^2/r^5 = \frac{1,1 \cdot 7,4^2}{1,1^5} = 37,4$  м<sup>3</sup>/сек<sup>2</sup>;

$h_{\text{кр}}/r = 1,12$   $r = 1,12 \cdot 1,1 = 1,23$  м. 3. Вторая сопряженная глубина определяется по графику на рис. 10-4.  $h_1^c/h_{\text{кр}} = 0,90/1,23 = 0,7$ , следовательно, при  $h_{\text{кр}}/r = 1,12$  имеем  $h_2^c/h_{\text{кр}} = 1,4$  и  $h_2^c = 1,4 \cdot 1,23 = 1,72$  м  $< d$ .

Площадь живого сечения  $\omega_2$  и ширину сечения по свободной поверхности находим по графику на рис. 10-5,а. При  $h_2^c/r = 1,72/1,1 = 1,56$  имеем  $\omega_2/r^2 = 2,6$ ;  $\omega_2 = 2,6 \cdot 1,1^2 = 3,14$  м<sup>2</sup>.

4. Длина прыжка при частично заполненном водоводе по формуле (10-8)

$$l_{\text{п}} = 6 \frac{\omega_2 - \omega_1}{B_1} = 6 \frac{3,14 - 1,48}{2,16} = 4,6 \text{ м.}$$

Пример 2. Определить глубину  $h_2^c$  за прыжком при изменении диаметра водовода ( $d_1 = 2,2$  м;  $d_2 = 8,0$  м). Наполнение водовода меньшего диаметра  $h_1 = 1,28$  м, скорость воды  $v_1 = 10$  м/сек.

Решение. 1. Площадь живого сечения водовода малого диаметра определяем, пользуясь графиком на рис. 10,5,а.

$$h_1/r_1 = 1,28/1,1 = 1,16; \quad \omega_1/r_1^2 = 1,89; \quad \omega_1 = 1,89 \cdot 1,1^2 = 2,29 \text{ м}^2.$$

2. Площадь живого сечения водовода большего диаметра, заполненного водой на глубину  $h_1 = 1,28$  м, также определяем с помощью графика рис. 10-5,а.  $h_1/r_2 = 1,28/4,0 = 0,32$ ;

$$\frac{\omega'_1}{r_2^2} = 0,33; \quad \omega'_1 = 0,33 \cdot 4,0^2 = 5,35 \text{ м}^2.$$

3. Определяем погружение под уровень центра тяжести площади  $\omega'_1$ . При  $h_1/r_2 = 1,28/4,0 = 0,32$  по графику на рис. 10-5,а имеем  $y'_1/r_2 = 0,13$ , следовательно,  $y'_1 = 0,13 \cdot 4,0 = 0,52$  м.

4. При известной скорости  $v_1 = 10$  м/сек определяем расход  $Q = \omega_1 v_1 = 2,29 \cdot 10,0 = 22,9$  м<sup>3</sup>/сек.

5. Предполагая, что  $h_2^c < d_2$ , вычисляем  $\Pi(h_1)$ , т. е. находим значение левой части уравнения (10-9), приняв  $\alpha_0 = 1,03$ .

$$\Pi(h_1) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y'_1 \omega'_1 = \frac{1,03 \cdot 22,9^2}{9,81 \cdot 2,29} + 0,52 \cdot 5,35 = 24,1 + 2,8 = 26,9.$$

6. Определяем  $h_2^c$ . Для этого задаемся рядом значений  $h_2/d_2$ , вычисляем аналогично предыдущему значения  $\omega_2$  и  $y_2$  и затем, вычислив по формуле (10-9)  $\Pi(h_2)$ , строим кривую  $\Pi(h_2) = f(h_2/d_2)$

10 Справочник п/р Киселева П. Г.

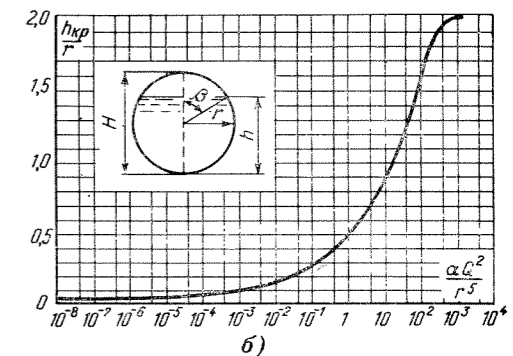


Рис. 10-5. Графики для определения в водоводах круглого сечения:

а — площади живого сечения, погружения его центра тяжести и ширины сечения на уровне свободной поверхности; б — критической глубины.

(рис. 10-6). При  $\Pi(h_2) = \Pi(h_1) = 26,9$  определяем по рис. 10-6  $h_2^c/d_2 = 0,78$ , откуда  $h_2^c = 0,78 \cdot 8,0 = 6,25$  м, что меньше  $d_2 = 8,0$  м, т. е. за прыжком водовод безнапорный.

Если бы оказалось, что  $h_2^c > d_2$ , то расчет пришлось бы вести заново, определяя  $h_2$  непосредственно из уравнения (10-10).

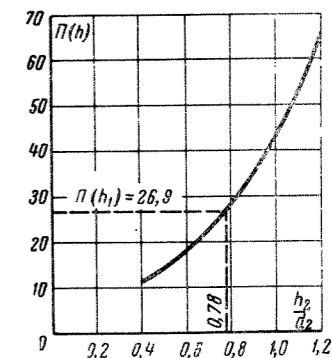


Рис. 10-6.

10-3. ПРОСТРАНСТВЕННЫЙ ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК В ПРИЗМАТИЧЕСКОМ РУСЛЕ

Если русло нижнего бьефа шире начального сечения, через которое поток поступает в нижний бьеф, то в зависимости от параметров потока (расхода, скорости, относительных глубин и ширины нижнего бьефа) устанавливается одна из форм струй, показанных на рис. 10-7. Гидравлический прыжок в этих случаях образуется в пространственных условиях.

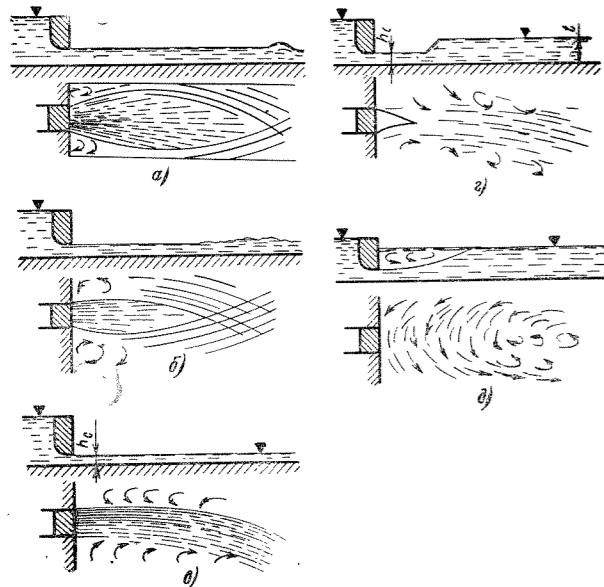


Рис. 10-7.

а — растекание, стесненное боковыми стенками; б — растекание без стеснения; в — струя без растекания; г — затопленная струя; д — полностью затопленная струя.

Наибольший практический интерес представляет задача определения условий, при которых растекающийся поток переходит в струю без растекания (рис. 10-7,в), а затем с повышением уровня нижнего бьефа происходит частичное (рис. 10-7,г) или полное (рис. 10-7,д) затопление струи. В ряде случаев представляет интерес расчет глубин и скоростей при свободном растекании бурного потока (рис. 10-7,а, б).

а) УСЛОВИЯ ЗАТОПЛЕНИЯ БУРНОГО ПОТОКА

Затопление бурного потока при двустороннем боковом натекании воды на струю (рис. 10-7,г) происходит тогда, когда глубина нижнего бьефа  $t$  превосходит глубину  $h_c^c$ , сопряженную с глубиной бурного потока в начальном сечении. Глубина  $h_c^c$  может быть определена по графику М. З. Абрамова<sup>1</sup> (рис. 10-8), построенному для  $\beta = B/b = 1 + 5$ , где  $B$  — ширина русла в нижнем бьефе;  $b$  — ширина отверстия.

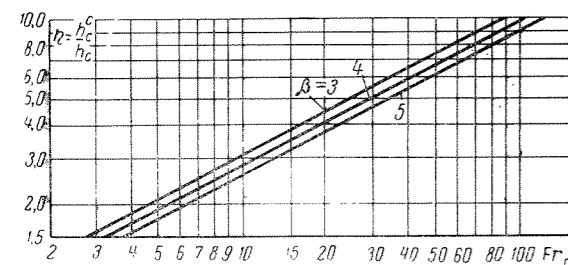


Рис. 10-8.

График построен в координатах  $Fr_0 = v_0^2/gh_c$  и  $\eta = h_c^c/h_c$ , где  $h_c$  — глубина в начальном сечении.

Пример. Дано:  $Q=10 \text{ м}^3/\text{сек}$ ;  $b=2 \text{ м}$ ;  $h_c=0,5 \text{ м}$  и  $B=6 \text{ м}$ . Определить глубину нижнего бьефа  $t$ , необходимую для затопления прыжка.

Решение. 1. Определяем число Фруда  $Fr_0 = \frac{Q^2}{(bh_c)^2 gh_c} = \frac{10^2}{(2 \cdot 0,5)^2 \cdot 9,81 \cdot 0,5} = 20,5$ .

2. Находим по графику на рис. 10-8 при  $\beta = 6/2 = 3$  и  $Fr_0 = 20,5$  отношение  $\eta = h_c^c/h_c = 4,5$ . Искомая глубина  $h_c^c = 4,5 \cdot 0,5 = 2,25 \text{ м}$ .

При глубине  $t$ , большей 2,25 м, прыжок будет затоплен.

б) РАСТЕКАНИЕ БУРНОГО ПОТОКА С ОБРАЗОВАНИЕМ КОСЫХ ПРЫЖКОВ

При растекании бурного потока в русле ограниченной ширины различают три характерных участка (рис. 10-9). Первый — участок до створа полного растекания ( $DD$ ); второй — участок косых прыжков (от створа полного растекания до точки  $E$  пересечения линий косых прыжков на оси потока), третий — далее до фронта прямого прыжка, который образуется при достаточной глубине (бытовой) нижнего бьефа.

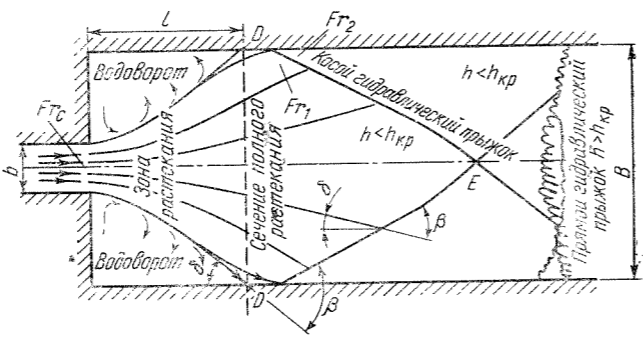


Рис. 10-9.

С увеличением глубины нижнего бьефа происходит приближение фронта прямого прыжка к сечению полного растекания и изменение его конфигурации в плане. При некоторой глубине после прорыва воды в области водоворотов за крайние линии токов (рис. 10-9) устанавливается форма растекания без стеснения боковыми стенками (рис. 10-7,б) или струя без растекания (рис. 10-7,в) (обычно сбойная).

Для расчета глубин и скоростей растекающегося бурного потока И. А. Шеренковым<sup>2</sup> предложен график (рис. 10-10) в координатах

$$\bar{y} = \frac{y}{b}, \quad \bar{x} = \frac{x}{b \sqrt{Fr_0}} \quad (10-11)$$

и соответствующая ему табл. 10-1. Здесь  $b$  — ширина струи в начальном сечении,  $Fr_0 = v_0^2/gh_0$  — число Фруда для начального сечения ( $h_0 = h_c$ ).

При  $\bar{y} \geq 1,1$  относительная глубина на граничной линии тока ( $\Delta Q = 0$ ) может быть найдена по предложенной

<sup>1</sup> Абрамов М. З. — «Известия НИИГ», М., 1940, т. XXVI.  
<sup>2</sup> Шеренков И. А. — «Труды объединенного семинара по гидроэнергетическому строительству». Харьков, 1958, вып. I, 1961, вып. III.

Таблица 10-1

Координаты линий равных глубин и линий тока в области растекания бурного потока

$\Delta Q, \%$	Координаты	Линии равных глубин $h/h_0 = \text{const}$									
		0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
0	$\bar{x}$	0,050	0,150	0,280	0,400	0,500	0,600	0,730	0,860	1,100	—
	$\bar{y}$	0,503	0,510	0,530	0,565	0,620	0,675	0,760	0,870	1,100	—
10	$\bar{x}$	0,165	0,305	0,460	0,610	0,790	1,000	1,210	1,660	2,770	4,470
	$\bar{y}$	0,405	0,420	0,450	0,500	0,575	0,690	0,820	1,110	1,980	3,380
20	$\bar{x}$	0,270	0,430	0,610	0,780	0,970	1,220	1,590	2,140	3,790	6,920
	$\bar{y}$	0,310	0,330	0,360	0,410	0,480	0,580	0,750	1,020	1,840	3,360
30	$\bar{x}$	0,370	0,520	0,710	0,880	1,060	1,360	1,800	2,460	4,370	8,140
	$\bar{y}$	0,210	0,230	0,250	0,290	0,350	0,440	0,560	0,770	1,360	2,520
40	$\bar{x}$	0,450	0,590	0,750	0,920	1,120	1,430	1,910	2,690	4,770	9,250
	$\bar{y}$	0,115	0,125	0,140	0,160	0,190	0,230	0,300	0,410	0,760	1,350
50	$\bar{x}$	0,480	0,610	0,770	0,940	1,130	1,450	1,950	2,760	4,940	9,950
	$\bar{y}$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

С. М. Слисским формуле, аппроксимирующей теоретическое решение при  $\bar{y} > 1,1$

$$\frac{h}{h_0} = \frac{0,1}{(\bar{y} - 0,1)^{3/2}} \quad (10-12)$$

При  $\bar{y} > 1,7$  следует принимать  $h/h_0 = 0,05$ .

При построенном плане течения растекающегося бурного потока расчет косых прыжков (положение фронта, глубины и скорости за прыжком) может быть произведен с помощью номограмм И. А. Шеренкова<sup>1</sup> (для определения угла  $\delta$  между направлениями граничной линии тока и осью потока, рис. 10-11) и Б. Т. Емцева<sup>1</sup> (для определения угла  $\beta$  между направлением вектора скорости и фронтом косого прыжка, значений  $\sqrt{Fr_2}$ , отвечающих состоянию потока за косым прыжком, и отношения  $\eta = h_2/h_1$  глубин за и перед косым прыжком; рис. 10-12).

При пользовании номограммой на рис. 10-12 следует иметь в виду, что при  $\sqrt{Fr_2} > 1$  поток за косыми прыжками остается бурным, примерно при  $0,8 < \sqrt{Fr_2} < 1$  он становится спокойным; с дальнейшим уменьшением  $\sqrt{Fr_2}$  образуется прыжок, имеющий фронт, нормальный к линиям тока. В действительности угол растекания  $\delta$  для линии тока  $\Delta Q = 0$  имеет несколько большую величину, а сечение полного растекания лежит ближе к начальному сечению, чем это следует из расчета по графику рис. 10-10.

<sup>1</sup> Емцев Б. Т. Двухмерные бурные потоки. М., «Энергия», 1968.

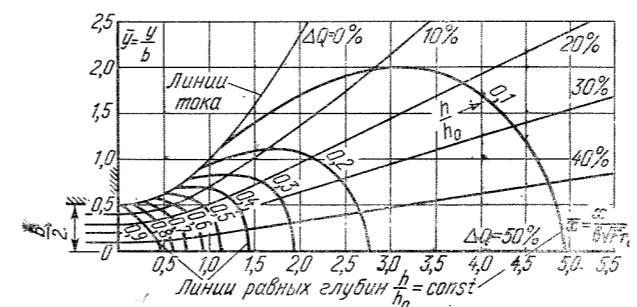


Рис. 10-10.

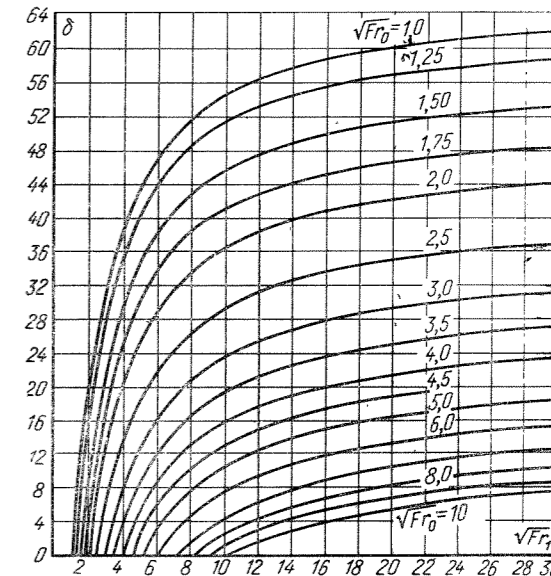


Рис. 10-11.

$\delta$  — угол между линией тока и осью потока;  $\beta$  — угол между линией тока и фронтом косого прыжка в точках отражения.

Расстояние  $l$  до сечения полного растекания может быть найдено по следующей формуле, полученной С. М. Слисским обработкой опытных данных Г. А. Лилицкого<sup>1</sup>:

$$\lambda = \frac{l}{b} = \lambda_0 + [0,047(\beta - 3) + 0,032],$$

где  $\lambda_0 = 0,415(\beta - 3) + 1,26$ ,  $\beta = B/b$ ; при  $Fr_0 \leq 3,7$

$$\lambda = \lambda_0.$$

Формула экспериментально проверена при  $Fr_0 \leq 16,8$ . Пример. Определить скорости и глубины свободно растекающегося бурного потока, истекающего в прямоугольное отводящее русло из прямоугольной трубы. Ширина русла  $B = 10,0 \text{ м}$ .

<sup>1</sup> Лилицкий Г. А. — В сб.: «Гидравлика и гидротехника». Кнѳ, Техника», 1966, № 3.

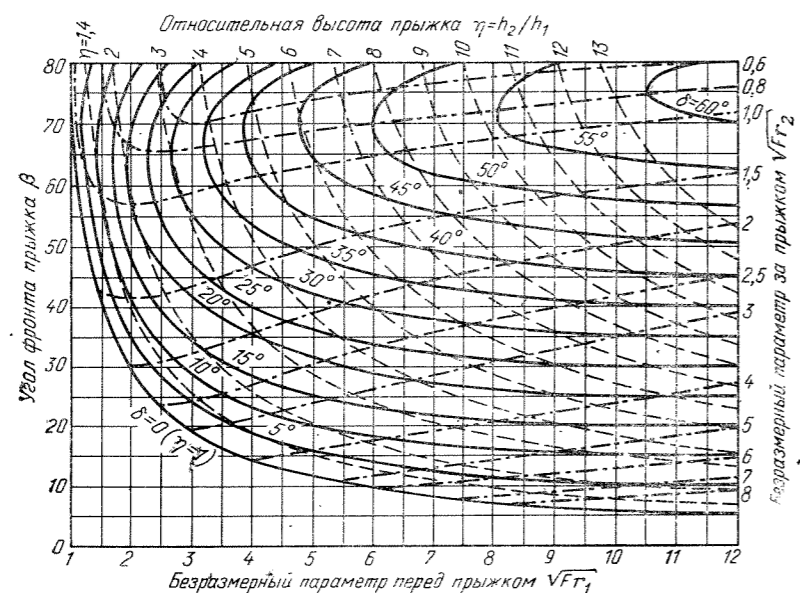


Рис. 10-12. — δ=const; - - - η=const; · · · · N₂=const.

Таблица А

Координаты линий тока и равных глубин при  $\sqrt{Fr_0} = 1,67$ ;  $h_0 = 1,46$  м;  $v_0 = 6,3$  м/сек;  $T_0 = 3,48$  м

Линии равных глубин $h/h_0$	Глубина $h$ , м	Скорость $v$ , м/сек	Координаты линий тока и равных глубин											
			$\Delta Q = 0\%$		$\Delta Q = 10\%$		$\Delta Q = 20\%$		$\Delta Q = 30\%$		$\Delta Q = 40\%$		$\Delta Q = 50\%$	
			x, м	y, м	x, м	y, м	x, м	y, м	x, м	y, м	x, м	y, м	x, м	y, м
0,9	1,31	6,52	0,25	1,51	0,83	1,22	1,35	0,93	1,95	0,63	2,26	0,34	2,40	0,00
0,8	1,17	6,73	0,75	1,53	1,53	1,26	2,15	0,99	2,66	0,69	2,96	0,38	3,06	0,00
0,7	1,02	6,95	1,40	1,59	2,30	1,35	3,06	1,08	3,56	0,75	3,76	0,42	3,86	0,00
0,6	0,88	7,15	2,01	1,70	3,06	1,50	3,91	1,23	4,41	0,81	4,61	0,48	4,71	0,00
0,5	0,73	7,35	2,51	1,86	3,96	1,72	4,87	1,44	5,31	1,05	5,62	0,57	5,67	0,00
0,4	0,58	7,53	3,01	2,02	5,01	2,07	6,12	1,74	6,82	1,32	7,18	0,69	7,27	0,00
0,3	0,44	7,72	3,66	2,28	6,07	2,46	7,98	2,25	9,04	1,68	9,60	0,90	9,78	0,00
0,2	0,29	7,90	4,31	2,61	8,33	3,33	10,75	3,06	12,30	2,31	13,50	1,23	13,82	0,00
0,1	0,15	8,07	5,50	3,30	13,90	5,94	19,00	5,52	21,90	4,08	23,90	2,28	24,75	0,00

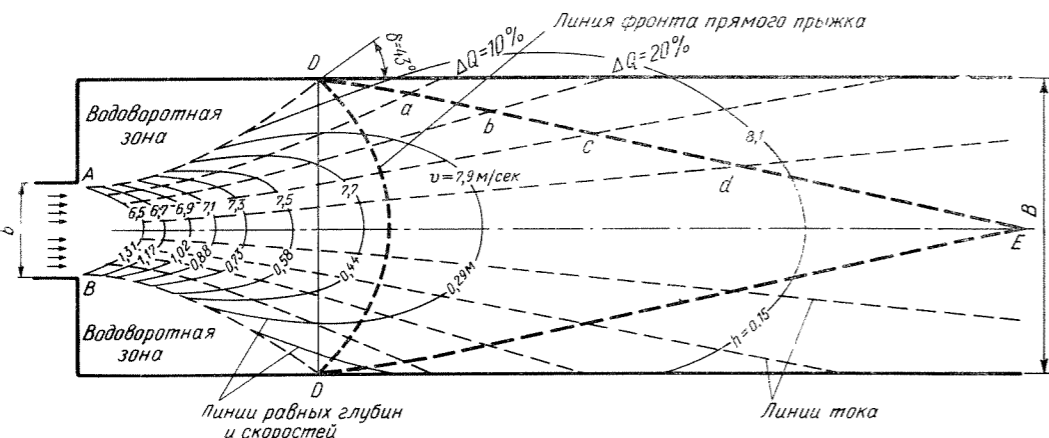


Рис. 10-13.

ширина трубы  $b=3,0$  м, уклон дна русла  $i=0$ . Расход  $Q=27,6$  м<sup>3</sup>/сек, глубина в выходном сечении трубы  $h_0=1,46$  м (рис. 10-13). Скорость в выходном сечении

$$v_0 = \frac{Q}{bh_0} = \frac{27,6}{3,0 \cdot 1,46} = 6,3 \text{ м/сек}; \quad \sqrt{Fr_0} = \frac{6,3}{\sqrt{9,81 \cdot 1,46}} = 1,67;$$

$$T_0 = h_0 + \frac{v_0^2}{2g} = 1,46 + \frac{6,3^2}{19,62} = 3,48 \text{ м}.$$

Решение 1. Для заданных значений  $b$  и  $Fr_0$  определяем по табл. 10-1 и формулам (10-11) координаты линий токов и линий равных глубин (табл. А) и по ним строим план течения (рис. 10-13).

Относительная координата  $y$  точки встречи граничной линии тока со стенкой (точки D) равна  $y=b=5,0/3,0=1,67$ . Поскольку значение  $y$  больше 1,1, глубину  $h=h_1$  в точке D определяем по формуле (10-12):

$$\frac{h}{h_0} = \frac{0,1}{(y-0,1)^{3/2}} = \frac{0,1}{(1,67-0,1)^{3/2}} = 0,051,$$

откуда  $h_1=0,051 \cdot 1,46=0,07$  м.

2. Скорости, отвечающие линиям равных глубин, определяем из уравнения Бернулли, составленного для линий токов. Потери напора в первом приближении пренебрегаем. Таким же образом определяем скорость на граничной линии вблизи стенки (точки D), где  $h_1=0,07$  м:

$$v = \sqrt{2g(T_0-h_1)} = \sqrt{19,62(3,48-0,07)} = 8,17 \text{ м/сек}.$$

Число Фруда, соответствующее этой скорости и глубине  $h_1$ , равно:

$$Fr_1^2 = \frac{v^2}{gh_1} = \frac{8,17^2}{9,81 \cdot 0,07} = 97,2; \quad \sqrt{Fr_1} = 9,86.$$

3. По графику на рис. 10-11, а при  $\sqrt{Fr_0}=1,67$  и  $\sqrt{Fr_1}=9,86$  определяем угол отклонения линии тока от оси потока (в данном случае угол между линией тока и стенкой)  $\delta=43^\circ$ .

4. По графику на рис. 10-12 при известных  $\delta=43^\circ$  и  $\sqrt{Fr_1}=9,86$  определяем угол между направлением вектора скорости в точке D и фронтом косого прыжка  $\beta=50^\circ$  и значение  $\sqrt{Fr_2}=2,0$ , отвечающее потоку у стенки за косым прыжком.

5. Из точки D под углом  $\beta$  к линии тока  $\Delta Q=0\%$  проводим линию фронта косого гидравлического прыжка до пересечения в точке а с линией тока  $\Delta Q=10\%$ . Находим в этой точке на плане течения угол  $\delta=27^\circ$ . Глубину  $h_2$  в точке а находим, интерполируя значения  $h$  между точками пересечения линии тока  $\Delta Q=10\%$  и линий равных глубин  $h/h_0=0,1$  и  $0,2$ . Скорость в точке а находим из уравнения Бернулли для линии тока  $\Delta Q=10\%$  или интерполированием;  $h_1=0,22$  м;  $v=8,0$  м/сек (см. табл. Б). Следовательно,  $\sqrt{Fr_1}=8,0/\sqrt{9,81 \cdot 0,22}=5,45$ .

6. По графику на рис. 10-12 при  $\delta=27^\circ$  и  $\sqrt{Fr_1}=5,45$  находим угол  $\beta=37^\circ$ ;  $\eta=h_2/h_1=4,1$ ;  $\sqrt{Fr_2}=2,2$ ;  $Fr_2=4,84$ . Следовательно, глубина за косым прыжком в точке а равна  $h_2=4,1 \cdot 0,22=0,9$  м. По формуле (9-46) находим глубину, сопряженную с глубиной  $h_2=0,9$  м. Получаем  $h_2^c=2,4$  м.

7. Продолжая аналогичным путем расчет, находим параметры косого гидравлического прыжка в точках b, c, d, E (табл. Б).

Таблица Б. Расчет косого гидравлического прыжка

Точки	Линия тока, $\Delta Q$ , %	$\delta$ , град	$h_1$ , м	$v$ , м/сек	$\sqrt{Fr_1}$	$\beta$ , град	$\sqrt{Fr_2}$	$\eta$	$h_2$ , м	$Fr_2$	$h_2^c$ , м
a	10	27	0,22	8,02	5,45	37	2,2	4,1	0,90	4,84	2,4
b	20	18	0,24	7,98	5,37	29	2,7	3,2	0,77	7,29	2,5
c	30	12	0,22	8,02	5,45	22	3,3	2,3	0,50	10,89	2,1
d	40	9	0,18	8,06	6,07	18	4,0	2,0	0,36	16,00	1,9
E	50	0	0,11	8,15	7,85	7	7,2	1,4	0,15	51,84	1,5

Примечания: 1. Расчет глубины за прыжком в точке D не производим, так как в результате набегания потока на стенку она получается больше расчетной.

2. Значение  $\eta$  в точке E находим непосредственно по формуле сопряженных глубин для косого прыжка:  $\eta = (\sqrt{1+8Fr_1 \sin^2 \beta} - 1)$ .

Из расчета следует, что по оси потока перед пересечением линии косых прыжков глубина  $h_1=0,11$  м, после их пересечения  $h_2=0,15$  м, а глубина спокойного потока, сопряженная с глубиной, устанавливающейся после пересечения косых прыжков,  $h_2^c=1,5$  м. Это значит, что при бытовой глубине нижнего бьефа, меньшей 1,5 м, поток остается бурным, с образованием последующих косых прыжков. При увеличении бытовой глубины прямой прыжок будет надвигаться на участок косых прыжков.

Параметры прямого гидравлического прыжка, надвинутого на участок косых прыжков до сечения полного растекания, и его плановые очертания могут быть рассчитаны в последовательности, изложенной в следующем примере.

Пример. Для исходных данных и плана течения бурного потока предыдущего примера построим линию фронта прямого прыжка за сечением полного растекания и найдем глубину потока за прыжком.

Решение 1. Поскольку фронт прямого гидравлического прыжка располагается нормально к линиям тока, для построения фронта проводим из точки D линию, нормальную к линии тока  $\Delta Q=0$  до пересечения ее с линией тока  $\Delta Q=10\%$ . Продолжая эту операцию, строим в первом приближении линию фронта прямого прыжка во всей ширине русла, между точками D. Соединяя середины участков фронта между соседними линиями тока, получаем искомую линию фронта прямого гидравлического прыжка (рис. 10-13).

2. В точке пересечения линии тока  $\Delta Q=50\%$  с фронтом прыжка интерполицией между линиями равных глубин (до и после этой точки) определяем глубину  $h_1$  потока перед прыжком,  $h_1=0,39$  м.

3. Из уравнения Бернулли, составленного для линии тока  $\Delta Q=50\%$ , определяем скорость перед прыжком  $v$  и  $\sqrt{Fr_1}$ :

$$v = \sqrt{2g(T_0-h_1)} = \sqrt{19,62(3,48-0,39)} = 7,8 \text{ м/сек}; \quad \sqrt{Fr_1} = v/\sqrt{gh_1} = 7,8/\sqrt{9,81 \cdot 0,39} = 4,0.$$

4. По формуле сопряженных глубин (9-46) определяем глубину спокойного потока, сопряженную с глубиной  $h_1$  перед прыжком;  $h_2^c=1,9$  м. Из аналогичных расчетов для других линий тока следует, что по всему фронту прыжка глубина  $h_2^c$  остается примерно той же величины, что и по линии тока  $\Delta Q=50\%$ .

Таким образом, при бытовой глубине нижнего бьефа  $h_0^c=h_2^c=1,9$  м прямой прыжок будет располагаться в сечении полного растекания бурного потока. При  $h_0^c < 1,9$  м произойдет отгон прыжка, причем при  $h_0^c < 1,5$  м следует ожидать отгона прыжка за пределы участка косых прыжков (см. предыдущий пример). При  $h_0^c > 1,9$  м вода прорвется в области за границейми линиями тока  $\Delta Q=0$ , где образуются водовороты; возникнет сбойное течение или растекание бурного потока без стеснения стенками.

При  $1,5 < h_0^c < 1,9$  м прыжок будет расположен в пределах участка косых прыжков.

При построении плана течения с учетом потерь напора скорость в сечении линии тока определяется из уравнения Бернулли с учетом уклона  $i_0$  русла и уклона трения  $i_f$ , определяемого по Шези:

$$h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + i_0 \Delta s = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + i_f \Delta s, \quad (10-13)$$

где  $\Delta s$  — расстояние вдоль линии тока между выбранными начальным и конечным сечениями.

По плану течения может быть задано очертание расширяющегося русла, при котором будут отсутствовать косые прыжки и отрывы потока от стенок. Согласно экспериментальным данным, удовлетворительные

очертания такого русла могут быть построены по уравнению 1

$$\frac{y}{b} = 0,5 \left[ \left( \frac{x}{b\sqrt{Fr_0}} \right)^{3/2} + 1 \right]. \quad (10-14)$$

Такое очертание расширяющегося русла примерно отвечает линии тока  $\Delta Q=5\%$ , построенной по расчету без учета потерь напора.

1 Чоу В. Т. Гидравлика открытых потоков, М., Стройиздат, 1960, стр. 331—332.

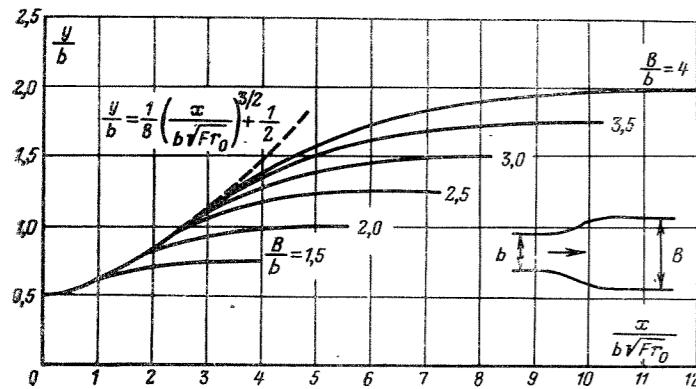


Рис. 10-14.

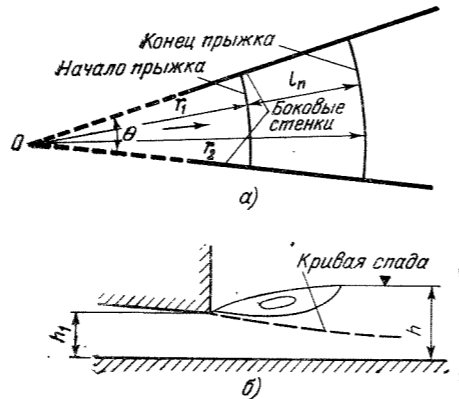


Рис. 10-14а.

Русло, очерченное по уравнению (10-14), беспредельно расширяется. Расходящиеся стенки практически обычно сопрягаются с параллельными, вследствие чего в русле возможно возникновение волн возмущения. Волны возмущения могут быть погашены созданием в конце участка расширения гидравлического прыжка, понижением дна уступом в сечении окончания расширяющегося участка или правильно подобранными очертаниями стенок на участке расширения русла (рис. 10-14). В последнем случае для достижения заданной степени расширения русла требуется участок большей длины.

§ 10-4. ПРЫЖОК В ПЛАВНО РАСШИРЯЮЩЕМСЯ РУСЛЕ

Расчет сопряженных глубин в расширяющемся русле с радиальным направлением линий токов (рис. 10-14а) при истечении из-под затвора или из отверстия, очерченных в плане по дуге окружности, может быть произведен по формуле О. Ф. Васильева<sup>1</sup>. Для приближенных расчетов формулы применимы также и в случае злого начального сечения.

Длина прыжка

$$l_{\text{п}} = \frac{10,3 h_1 (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}}{1 + 0,54 \frac{h_1}{r_1} (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}}, \quad (10-15)$$

где  $r_1$  — радиус, соответствующий первой сопряженной глубине;  $Fr_1$  — число Фруда для начального сечения прыжка:

$$Fr_1 = \left( \frac{h_{\text{кр}1}}{h_1} \right)^3 = \frac{\alpha}{g} \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_1^3 h_1^3}, \quad (10-16)$$

причем критическая глубина для начального сечения прыжка

$$h_{\text{кр}1} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left( \frac{Q}{\theta r_1} \right)^2}, \quad (10-17)$$

где  $\alpha$  — корректив скоростного напора ( $\alpha \approx 1$ ) (см. § 3-3);  $g$  — ускорение свободного падения;  $Q$  — расход;  $\theta$  — угол расширения канала в плане, рад,

$$\theta = \frac{\pi}{180} \theta^\circ = \frac{\theta^\circ}{57,3}. \quad (10-18)$$

Формула (10-15) может быть записана в виде:

$$l_{\text{п}} = \frac{f}{1 + 0,052 f \frac{h_1}{r_1}} h_1, \quad (10-19)$$

где  $f = 10,3 (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}$  может быть найдено по табл. 9-9.

<sup>1</sup> Васильев О. Ф. — «Доклады АН СССР». 1956, т. 106, № 5.

Сопряженные глубины прыжка в расширяющемся русле могут быть определены из уравнения

$$\frac{2\alpha'}{g} \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_1 h_1^3} + r_1 (h_1^c)^2 = \frac{2\alpha'}{g} \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_2 h_2^3} + r_2 (h_2^c)^2 - \beta \frac{(h_1^c)^2 + h_1^c h_2^c + (h_2^c)^2}{3} l_{\text{п}}, \quad (10-20)$$

где  $\alpha'$  — коэффициент количества движения ( $\alpha' \approx 1$ );  $\beta$  — коэффициент, равный 0,9;  $r_2$  — радиус, соответствующий второй сопряженной глубине  $h_2^c = h$  (рис. 10-14а);

$$r_2 = r_1 + l_{\text{п}}. \quad (10-21)$$

Отношение  $Q/\theta$  представляет собой удельный расход потока на один радиан.

При глубине в русле  $t > h$  прыжок в начальном сечении будет затоплен. Если глубина в русле  $t < h$ , то произойдет отгон прыжка.

Вторая сопряженная глубина и длина пространственного прыжка в расширяющемся русле меньше, чем для прыжка в призматическом русле при одинаковых условиях в начальном сечении. Экспериментальная проверка формул проведена при  $\theta = 19, 26$  и  $31^\circ$ .

Пример. Поток из напорного донного расширяющегося в плане прямоугольного водосброса (рис. 10-4а) поступает в русло, расширяющееся под углом  $\theta = 20^\circ$ . Ширина выходного отверстия  $b = 5,0$  м, высота  $h_1 = 1,0$  м, расход  $Q = 80$  м<sup>3</sup>/сек. Определить длину прыжка и взаимную глубину  $h_2^c$ .

Решение. 1. Радиус, соответствующий начальному сечению,

$$r_1 = \frac{b}{2 \sin \frac{\theta}{2}} = \frac{5,0}{2 \cdot 0,174} = 14,4 \text{ м.}$$

2. Критическая глубина и число Фруда в начальном сечении

$$h_{\text{кр}1} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left( \frac{Q}{\theta r_1} \right)^2} = \sqrt[3]{\frac{1,0}{9,81} \frac{80}{0,349 \cdot 14,4}} = \sqrt[3]{25,6} = 2,95 \text{ м.}$$

Здесь

$$\theta = \frac{\theta^\circ}{57,3} = \frac{20^\circ}{57,3} = 0,349 \text{ рад.}$$

$$Fr_1 = \left( \frac{h_{\text{кр}1}}{h_1} \right)^3 = \left( \frac{2,95}{1,0} \right)^3 = 25,6.$$

3. Длина прыжка определяется по формуле (10-19):

$$l_{\text{п}} = \frac{f}{1 + 0,052 f \frac{h_1}{r_1}} h_1 = \frac{32}{1 + 0,052 \cdot 32 \frac{1,0}{14,4}} \cdot 1,0 = 28,0 \text{ м.}$$

Радиус, соответствующий второй сопряженной глубине,  $r_2 = r_1 + l_{\text{п}} = 14,4 + 28,0 = 42,4$  м.

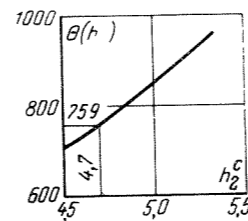


Рис. 10-15.

Значение  $f = 32$  найдено по табл. 9-9 при  $Fr_1 = 25,6$ .

4. Из уравнения (10-20) определяем искомую величину  $h_2^c$ . Вычисляем левую часть уравнения, принимая  $h_1 = h_1^c$ :

$$\frac{2\alpha'}{g} \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_1 h_1^3} + r_1 (h_1^c)^2 = \frac{2 \cdot 1,0}{9,81} \left( \frac{80}{0,349} \right)^2 \frac{1}{14,4 \cdot 1,0} + 14,4 \cdot 1,0^2 = 759.$$

В правой части уравнения (10-20) неизвестной величиной является  $h_2^c$ :

$$\frac{2\alpha'}{g} \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_2 h_2^3} + r_2 (h_2^c)^2 - \beta \frac{(h_1^c)^2 + h_1^c h_2^c + (h_2^c)^2}{3} l_{\text{п}} = \frac{2 \cdot 1,0}{9,81} \left( \frac{80}{0,349} \right)^2 \frac{1}{42,4 h_2^3} + 42,4 (h_2^c)^2 - 0,9 \frac{1,0 + 1,0 h_2^c + (h_2^c)^2}{3} 28,0.$$

Задаваясь несколькими значениями  $h_2^c$ , строим график  $\theta(h) = f(h_2^c)$  (рис. 10-15) и определяем  $h_2^c = 4,7$  м.

§ 10-5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК В СУЖИВАЮЩЕМСЯ РУСЛЕ

Гидравлический прыжок в прямоугольном суживающемся русле, за которым следует прямоугольное русло с уклоном больше критического (рис. 10-16) или уступ, может быть рассчитан по формулам А. В. Шевченко<sup>1</sup>. В пределах суживающегося участка устанавливается или бурный, или спокойный поток.

Расход, при котором происходит переход от бурного потока к спокойному, определяется по формуле

$$Q_{\text{кр}} = \mu_{\text{кр}} b \sqrt{2g} \mathcal{E}_1^{3/2}, \quad (10-22)$$

где  $\mathcal{E}_1$  — удельная энергия сечения в начале суживающегося участка.

Коэффициент расхода  $\mu_{\text{кр}}$  при критическом состоянии потока определяется из выражения

$$\mu_{\text{кр}} = 0,366 - 0,016 \left( 0,2 Fr + \frac{\psi - 1}{2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}} \right), \quad (10-23)$$

где  $Fr_1$  — число Фруда в начальном сечении 1-1;  $\psi = b/B$  — степень сужения русла.

Формула (10-23) справедлива при  $b/B = 0,935 \div 1,87$ ;  $\theta = 17 \div 46^\circ$ ,  $Fr_1 = 9 \div 40$ . Для этих условий  $\mu_{\text{кр}}$  изменяется в пределах 0,25  $\div$  0,37.

<sup>1</sup> Шевченко А. В. Исследование движения воды на суживающемся входном участке быстротока. Автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук. Киев, 1968 (Киевский автомобильный институт); Гидравлический прыжок в суживающемся русле. — Сборник «Гидравлика и гидротехника», Київ, «Техніка», 1968, № 6.

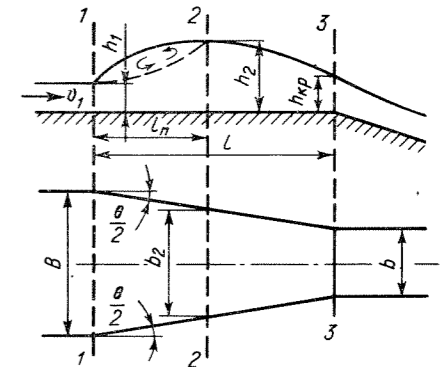


Рис. 10-16.

Переход потока от спокойного состояния к бурному произойдет при расходе

$$Q'_{\text{кр}} = \mu'_{\text{кр}} b \sqrt{2g} \mathcal{E}_2^{3/2}, \quad (10-24)$$

где  $\mathcal{E}_2$  — удельная энергия сечения в конце прыжка (в сечении 2-2, рис. 10-16);

$$\mu'_{\text{кр}} = \varphi' K' \sqrt{1 - \beta' K'}, \quad (10-25)$$

где  $\varphi'$  — коэффициент скорости выходного участка при спокойном состоянии потока,  $\varphi' = 0,95$ ;  $\beta'$  — коэффициент, учитывающий влияние кривизны струй в сечении 3-3 на величину потенциальной энергии;  $K' = h_3/\mathcal{E}_2$  — относительная глубина потока в выходном сечении 3-3.

Если за суживающимся участком расположен быстроток с уклоном  $i_0$ , то

$$K' = \frac{1,08}{i_0 + 1,41} + 0,15 \left( \frac{\mathcal{E}_2}{b} - 0,20 \right); \quad (10-26)$$

$$\beta' = 0,96 - 0,51 i_0. \quad (10-27)$$

При наличии за суживающимся участком уступа

$$K' = 0,565 + 0,22 \left( \frac{\mathcal{E}_2}{b} - 0,20 \right) \quad (10-28)$$

и  $\beta' = 0,73$ .

Формулы (10-25), (10-26) и (10-28) применимы при  $\theta = 22 \div 35^\circ$ ,  $i_0 = 0,050 \div 0,565$ ;  $\mathcal{E}_2/b = 0,20 \div 1,20$ ,  $l/h_1 = 3 \div 10$ .

При спокойном состоянии потока и  $\mathcal{E}_2/b > 0,3$  коэффициент расхода суживающегося участка перед перепадом или быстротоком с уклоном  $i_0 > 0,05$  всегда больше 0,385 и может достигать 0,48.

Залишем основное уравнение гидравлического прыжка в суживающемся русле в безразмерном виде:

$$(1 + 2\psi_2) \eta^2 + (1 - \psi_2) \eta^2 - (2 + \psi_2 + 6 Fr_1) \eta + 6 Fr_1 / \psi_2 = 0, \quad (10-29)$$

где  $\psi_2 = b_2/B$  — степень сужения русла в створе прыжка;  $\eta = h_2/h_1$  — относительная глубина;  $Fr_1 = \frac{Q^2}{g b^2 h_1^3}$  —

число Фруда в сечении 1-1.

При использовании уравнения (10-29) предварительно вычисляется относительное сужение

$$\psi_2 = 1 - \frac{2 l_{\text{п}} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}{B}, \quad (10-30)$$

где  $l_{\text{п}}$  — длина гидравлического прыжка в суживающемся русле, которая может быть определена по формуле

М. Д. Чертоусова с введением в нее поправки, полученной С. М. Слисским на основании опытов А. В. Шевченко, проведенных при  $Fr_1=10 \div 60$ ,  $\theta/2=7,5 \div 19,8^\circ$  и  $B/b=4 \div 1,9$ :

$$l_{II} = \left(1 + 0,145 \sqrt{Fr_1 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}\right) f h_1, \quad (10-31)$$

где  $f=10,3(Fr_1-1)^{0,81}$  может быть найдено по табл. 9-9.

Предлагаемая формула проверена экспериментально при  $\theta \leq 40^\circ$ ,  $Fr_1=10 \div 70$ ,  $\Delta_1/B=0,21 \div 0,46$ .

Расчет может производиться при истечении в сужающемся русле через водослив, из отверстия и из-под затвора.

При  $Q < Q_{кр}$  поток в суживающемся русле всегда находится в бурном состоянии, при  $Q > Q_{кр}$  — в спокойном. В диапазоне расходов  $Q_{кр} \leq Q \leq Q'_{кр}$  поток может находиться в любом из двух возможных состояний.

Расход  $Q_{кр}$  находится по формулам (10-22) и (10-23),  $Q'_{кр}$  — по формулам (10-24) и (10-29).

Пример. Рассчитать возможные режимы в суживающемся русле с уступом при истечении из-под затвора или из отверстия напорного водосброса. Ширина русла в начале  $B=72,0$  м, в конце  $b=35,0$  м. Угол сужения русла  $\theta=30^\circ$ , дно конфузора горизонтально. Глубина в сжатом сечении  $h_1=1,88$  м,  $\psi=b/B=35,0/72,0=0,486$ .

Решение. 1. Критический расход  $Q_{кр}$ , соответствующий переходу потока от бурного состояния к спокойному, определяется решением уравнений (10-22) и (10-23):

$$Q_{кр} = \mu_{кр} b \sqrt{2g} \Delta_1^{3/2} = \mu_{кр} 35,0 \cdot 0,4,43 \Delta_1^{3/2} = 155,0 \mu_{кр} \Delta_1^{3/2};$$

$$\mu_{кр} = 0,366 - 0,016 \left(0,2 Fr_1 + \frac{\psi - 1}{2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}\right) = 0,366 - 0,016 (0,2 Fr_1 - 0,95);$$

$$q = \frac{Q}{B}; \quad \Delta_1 = h_1 + \frac{q^2}{2gh_1^2}; \quad Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3}.$$

Задавая произвольными значениями расхода  $Q_i$ , определяем  $q$ ,  $\Delta_1$ ,  $Fr_1$  и  $\mu_{кр}$  и вычисляем  $Q_{кр}$ . Искомое  $Q_{кр}$  получаем при  $Q_{кр} = Q_i$ . Расчет сводим в табл. А; строим график (рис. 10-17,а); при  $Q_{кр} = Q_i$  имеем  $Q_{кр} = 1690$  м³/сек.

Таблица А

$Q_i$ , м³/сек	$q = \frac{Q_i}{72,0}$ , (м³/сек·м)	$\Delta_1$ , м	$\Delta_1^{3/2}$	$Fr_1$	$\mu_{кр}$	$Q_{кр}$ , м³/сек
1600	22,2	9,08	27,36	7,70	0,357	1530
1700	23,6	9,88	30,9	8,45	0,356	1720
1800	25,0	10,88	35,51	9,60	0,351	1940
1850	25,7	11,35	38,23	10,15	0,349	2065

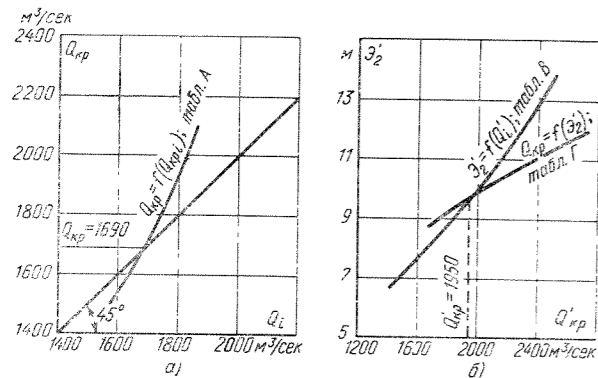


Рис. 10-17.

2. Критический расход  $Q'_{кр}$ , соответствующий переходу от спокойного состояния потока к бурному, определяем, решая уравнения (10-24) и (10-29). Предварительно для произвольных значений расхода (числа Фруда) находим по (10-31) длину прыжка и по (10-30) относительное сужение русла  $\psi_2$  в конце крыжка и его ширину  $b_2 = \psi_2 B$ .

$$l_{II} = \left(1 + 0,145 \sqrt{Fr_1 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}\right) f h_1 = (1 + 0,145 \sqrt{0,268 Fr_1}) f 1,88;$$

$$\psi_2 = 1 - \frac{2l_{II} 0,268}{72,0} = 1 - \frac{0,536 l_{II}}{72,0}.$$

Расчет  $l_{II}$ ,  $\psi_2$  и  $b_2$  сводим в табл. Б.

Таблица Б

$Q'_i$ , м³/сек	$q_i$ , м³/(сек·м)	$Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3}$	$f$	$l_{II}$ , м	$\psi_2$	$b_2$ , м
1440	20,0	6,15	14,0	31,2	0,738	56,8
2000	27,8	11,9	21,0	50,2	0,627	45,2
2520	35,0	18,8	27,3	67,8	0,495	35,6

По формуле (10-29) для значений  $\psi_2$  и  $Fr_1$ , взятых из табл. Б, вычисляем  $h_2 = h_1/h_2$ , глубину  $h_2 = \eta h_1$  и удельную энергию сечения в створе 2-2 в конце прыжка  $\Delta_2 = h_2 + \frac{Q^2}{h_2^3 b_2^2} \frac{1}{2g}$ . Расчет сводим в табл. В.

Таблица В

$Q'_i$ , м³/сек	$\psi_2$	$\eta$	$h_2$ , м	$\Delta_2$ , м
1440	0,768	3,0	5,64	6,72
2000	0,627	4,6	8,64	9,99
2520	0,495	6,44	12,1	13,85

По данным табл. В строим кривую  $\Delta_2 = f(Q'_i)$  (рис. 10-17,б). По формуле (10-24) вычисляем для произвольных значений  $\Delta_2$  ряд значений  $Q'_{кр}$ , определяя  $K'$  по (10-28) и  $\mu'_{кр}$  по (10-25).

Результаты расчета сведены в табл. Г.

Таблица Г

$\Delta_2$ , м	$\frac{\Delta_2}{b}$	$K'$	$\mu'_{кр}$	$Q'_{кр}$ , м³/сек
9,16	0,262	0,579	0,418	1770
10,0	0,286	0,584	0,420	2060
12,52	0,358	0,620	0,436	3010

На рис. 10-17,б строим по данным табл. Г кривую  $Q'_{кр} = f(\Delta_2)$ , пересечение которой с кривой  $\Delta_2 = f(Q'_i)$  дает искомый расход  $Q'_{кр}$ , при котором спокойное течение переходит в бурное;  $Q'_{кр} = 1950$  м³/сек.

3. В результате расчета получено: при расходе  $Q < Q_{кр} = 1690$  м³/сек поток в бурном состоянии; при  $Q > Q'_{кр} = 1950$  м³/сек — в спокойном (прыжок затоплен), при  $1690 \leq Q \leq 1950$  м³/сек может быть как бурное, так и спокойное состояние потока.

### 10-6. ПОВЕРХНОСТНЫЙ ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК НА НАКЛОННОМ ДРЕНИРОВАННОМ ВОДОБОЕ

На наклонном многоступенчатом дренажном водобое с уклоном 1:5—1:12 образуется устойчивый поверхностный режим с незатопленным прыжком<sup>1</sup>. Водобой состоит из ряда ступенек (рис. 10-18), имеющих горизонтальную поверхность или обратный наклон. Дренажные отверстия в виде щелей, ориентированных по

<sup>1</sup> Гордиенко П. И. Плотины и водосбросы. — «Труды МИСИ», 1970, вып. 2, № 61.

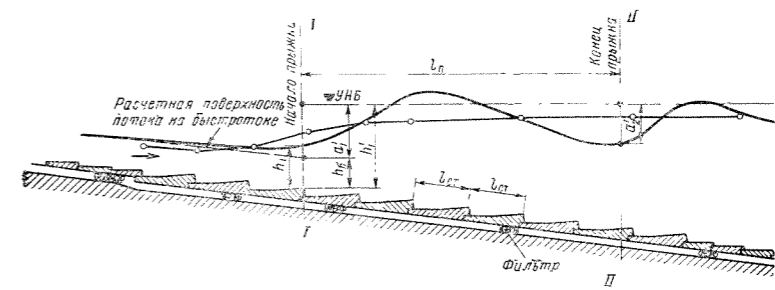


Рис. 10-18.

— — свободная поверхность потока; —○—○— пьезометрическая линия для нижней границы фильтра.

потоку, составляют 3—5% площади каждой ступени.

При обратном наклоне ступеней  $i=0,05 \div 0,08$  высота прыжка

$$a'_1 = (0,6 Fr^{2/3} - 0,03 Fr + 0,2) h_6. \quad (10-32)$$

Длина прыжка (расстояние от начала прыжка до первой впадины свободной поверхности)

$$l_{II} = (7,3 - 0,04 Fr^{3/2}) a'_1. \quad (10-33)$$

При горизонтальных ступенях ( $i=0$ )

$$a'_1 = (0,6 Fr^{2/3} - 0,05 Fr + 0,2) h_6; \quad (10-34)$$

$$l_{II} = (7,8 - 0,03 Fr^{3/2}) a'_1. \quad (10-35)$$

В этих формулах

$$Fr = \frac{av_6^2}{gh_6 \cos \theta}, \quad (10-36)$$

где  $v_6$ ,  $h_6$  — средняя скорость и расчетная глубина потока на быстроте в створе начала прыжка;  $\alpha$  — коэффи-

циент Кориолиса для створа начала прыжка;  $\theta$  — угол наклона дна.

Формулы применимы при  $Fr=3 \div 15$ ,  $\operatorname{tg} \theta=1 \div 8$ ; отношения длины прыжка к длине ступени  $l_{II}/l_{ст} = 2 \div 8$ .

Превышение уровня нижнего бьефа над ступенью водобоя в начальном створе составляет  $h'_1 = h_6 + a'_1$ . Глубина потока в начале прыжка

$$h_1 = (1,08 \div 1,24) h_6. \quad (10-37)$$

При изменении расхода и уровня нижнего бьефа поверхностный режим сохраняется, но изменяется положение начального сечения.

Превышение уровня нижнего бьефа над свободной поверхностью воды в конце прыжка (впадина волны) примерно равно:

$$a'_2 = i_0 l_{II}, \quad (10-38)$$

где  $i_0$  — уклон дна водобоя.

При  $Fr \geq 5$  волны, следующие за первой волной, затухают на длине  $(1 \div 1,5) l_{II}$ .

## Б. БЫСТРОТОКИ. МНОГОСТУПЕНЧАТЫЙ ПЕРЕПАД

Быстроотками называются открытые каналы и лотки, переводящие воду из верхнего бьефа в нижний по жесткому руслу с уклоном больше критического.

Входная (головная) часть быстротока представляет собой короткое русло переменной ширины, по которому вода подводится к собственно быстротоку. Выходная часть быстротока обычно выполняется в виде раструба, переходящего в водобойный колодец. Очертания раструба, соответствующие безотрывному растеканию, можно определить по рис. 10-10 и 10-14. При угле расхождения стенок раструба, превышающем угол свободного растекания, для обеспечения безотрывного растекания применяют различного вида растекатели (при больших скоростях потока они могут подвергаться кавитационным воздействиям).

### 10-7. БЫСТРОТОКИ ПОСТОЯННОЙ ШИРИНЫ

На быстротоке в зависимости от глубины в начальном сечении устанавливается кривая спада или подпора (рис. 10-19).

Для построения кривой свободной поверхности используется уравнение неравномерного движения (9-20).

На участке сосредоточенного падения местности продольный профиль быстротока может быть выполнен параболическим с координатами (рис. 10-20)

$$x = 0,45 v \sqrt{y}, \quad \text{м}, \quad (10-39)$$

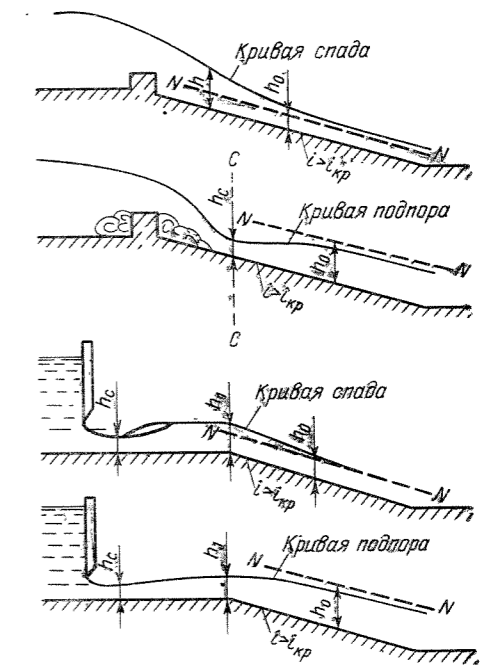


Рис. 10-19.

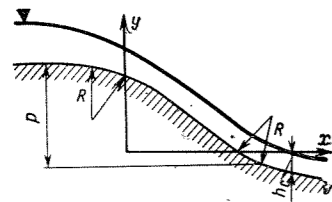


Рис. 10-20.

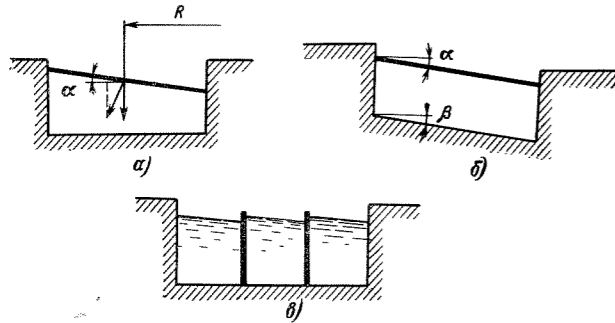


Рис. 10-21.

где  $v$  — средняя скорость в сечении перед криволинейным участком, м/сек.

При повороте быстротока в плане необходимо учитывать динамику бурного двухмерного потока<sup>1</sup>.

В первом приближении расчет криволинейного быстротока постоянной ширины при повороте по дуге окружностей производится по тем же формулам, что и прямолинейного. Поперечный наклон свободной поверхности потока на таком быстротоке шириной до 3 м (рис. 10-21, а) можно принимать:

$$\operatorname{tg} \alpha = v^2/gR, \quad (10-40)$$

где  $v$  — средняя скорость воды на повороте;  $R$  — радиус кривизны по оси.

Дно широких быстротоков делают наклонным в поперечном направлении (рис. 10-21, б) или делят его на несколько каналов продольными стенками (рис. 10-21, в).

### 10-8. БЫСТРОТОКИ ПЕРЕМЕННОЙ ШИРИНЫ

При расчете быстротоков переменной ширины решается одна из следующих задач:

1. При заданных формах и параметрах русла строится кривая свободной поверхности.

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

Следует иметь в виду, что при бурных потоках в руслах с ломаными или криволинейными стенками могут образовываться отраженные от стенок косые волны возмущения. Для расчета параметров волн (косых прыжков) или безволновых плановых очертаний русла используется теория двухмерных бурных потоков<sup>1</sup>. В первом приближении, без учета возможности образования волн возмущения, расчет может быть выполнен по уравнению (9-36) путем разбивки потока по длине на участки. Так как изменение поперечного сечения происходит в начальной части быстротока более интенсивно, расстояния между расчетными сечениями следует принимать в начале быстротока не-

большими, с увеличением их для участков, лежащих ниже.

Для быстротоков с постоянной глубиной расчет удобно производить по формуле, предложенной В. Д. Журиным:

$$\Delta s = \left( \frac{\alpha C^2}{g\chi} \right)_{\text{ср}} \frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2} [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (10-41)$$

где  $\eta = K/K_0$  — отношение расходной характеристики данного сечения к характеристике при равномерном движении:

$$K = \omega C \sqrt{R}; \quad K_0 = Q/\sqrt{i};$$

$\varphi(\eta)$  — функция, определяемая по таблицам для построения кривых подпора и спада при гидравлическом показателе русла  $\chi = 2,0$  (табл. 9-3).

При заданном линейном законе изменения глубины на быстротоке (отсчитывается по нормали к дну)

$$h(s) = as + h_c,$$

где  $a = \frac{h_1 - h_c}{L}$ ;  $h_1$ ,  $h_c$  и  $L$  — глубины в начальном сечении и в конце быстротока и его длина.

Площадь сечения  $\omega$  на произвольном расстоянии  $s$  от начала быстротока может быть определена из уравнения, предложенного Б. Т. Емцевым<sup>2</sup>:

$$\omega = \frac{\omega_1 e^{\bar{\sigma}s}}{\sqrt{1 + \frac{Pg}{\sigma v_1^2} [e^{2\bar{\sigma}s} - 1]}}, \quad (10-42)$$

где приняты следующие обозначения:

$$p = i - \alpha \sqrt{1 - i^2};$$

$$\bar{\sigma} = \frac{g}{\alpha C^2 R},$$

причем  $\bar{\sigma}$  — среднее значение этого параметра на участке  $s$  при средних для этого участка коэффициенте Шези  $C$  и гидравлическом радиусе  $R$ ;  $v_1$  и  $\omega_1$  — соответственно средняя скорость и площадь живого сечения в начальном створе быстротока;  $\alpha$  — коэффициент кинетической энергии.

При заданном линейном изменении скоростного напора  $v^2/2g = ms + k$ ,

$$\text{где } m = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}; \quad k = \frac{v_1^2}{2g}.$$

Глубина потока на произвольном расстоянии  $s$  от начала быстротока определяется по следующей формуле Б. Т. Емцева:

$$h \cos \mu = h_1 \cos \mu + (i - m - 2\bar{\sigma}k) s - \bar{\sigma}ms^2, \quad (10-43)$$

где  $\mu$  — угол наклона дна быстротока к горизонту.

Зная глубину  $h$  и скорость  $v = \sqrt{2g(ms + k)}$ , определяем площади живых сечений  $\omega_1$ , а следовательно, и искомую ширину быстротока.

При постоянной скорости расчет производят по уравнению (10-43), приняв  $m=0$ .

В русле с постоянной скоростью свободная поверхность всегда прямолинейна.

**Пример.** Построить план быстротока трапециевидального сечения с технически гладкой бетонной поверхностью. Расход  $Q = 5,6$  м³/сек; постоянная глубина  $h = 0,8$  м; уклон  $i = 0,143$ , коэффициент откоса  $m = 1,0$ ; коэффициент шероховатости  $n = 0,017$  и ширина по дну в начальном сечении  $b = 1,6$  м.

<sup>1</sup> Емцев Б. Т. Расчет безнапорных водоводов по заданному изменению гидравлических параметров. — «Гидротехническое строительство», 1963, № 3.

Таблица А

Ширина по дну $b_i$ , м	$\chi$ , м	$C^2$	$\frac{\alpha C^2}{g\chi}$	$\left[ \frac{\chi C^2}{g\chi} \right]_{\text{ср}}$	$K$ , м³/сек	$\eta = \frac{K}{K_0}$	$b_i - b_{i+1}$ , м	$\eta_i - \eta_{i+1}$	$\varphi(\eta_i)$	$\varphi(\eta_i) - \varphi(\eta_{i+1})$	$\Delta s = s_i - s_{i+1}$ , м	$s_i$ , м
1,6	3,86	2 740	78,8	80,4	71,0	4,80	0,20	0,525	0,2122	0,026	0,80	0,0
1,4	3,66	2 710	82,1	84,0	63,5	4,28	0,20	0,505	0,2382	0,034	1,14	0,80
1,2	3,46	2 680	86,1	88,0	56,0	3,78	0,20	0,475	0,2722	0,046	1,79	1,94
1,0	3,26	2 640	90,0	92,1	49,1	3,31	0,20	0,445	0,3138	0,054	2,12	3,73
0,8	3,06	2 600	94,2	96,3	42,0	2,84	0,20	0,415	0,3684	0,080	3,30	5,85
0,6	2,86	2 540	98,5	100,7	35,2	2,38	0,20	0,385	0,4484	0,1416	6,23	9,15
0,4	2,66	2 470	103,0	107,7	28,6	1,89	0,20	0,355	0,5900			15,38

Примечание. Числовые значения  $C$  и  $K$  заимствованы из примера, приведенного в книге Чертоусов М. Д. Специальный курс гидравлики М.—Л., Госэнергоиздат. 1962.

**Решение.** Находим  $K_0 = Q/\sqrt{i} = 5,6/\sqrt{0,143} = 14,8$  м³/сек. Далее для построения плана быстротока назначаем ширину по дну для ряда сечений и вычисляем по формуле (10-41) расстояния между расчетными сечениями (табл. А). По данным первого и последнего столбцов таблицы строим план быстротока.

### 10-9. БЫСТРОТОКИ С УСИЛЕННОЙ ШЕРОХОВАТОСТЬЮ

Для уменьшения и стабилизации скорости на быстротоках применяют искусственную шероховатость. Различают две основные формы течения на быстротоке с искусственной шероховатостью: перепадную, при которой вода переливается через выступы-ребра как через водосливы, с образованием между ними прыжков, и быстроточную, при которой между выступами образуются донные вихри, так что струя движется по гребням выступов и слою донных вихрей. П. И. Гордиенко различает также переходную форму: бурная волнистая транзитная струя между выступами шероховатости касается дна русла (без образования прыжков); перед каждым выступом и за ним образуются донные водоворотные области.

Для выбора типов и размеров выступов шероховатости имеются предложения различных авторов. Приводим способы расчета Е. А. Замарина<sup>1</sup> и П. И. Гордиенко<sup>2</sup>.

Если характеризовать шероховатость русла величиной  $1/C$ , то по Замарину, назвавшему  $1/C = k$  удельной шероховатостью,  $1/C$  зависит от уклона быстротока и относительной глубины потока, а по Гордиенко  $1/C = n$ , где  $n$  — коэффициент шероховатости, определяющийся по его шкале, не зависит при быстроточном течении от относительной глубины потока, а при заданной скорости не зависит также и от уклона быстротока.

#### а) РАСЧЕТ УСИЛЕННОЙ ШЕРОХОВАТОСТИ ПО Е. А. ЗАМАРИНУ

Удельная шероховатость  $k = f(\alpha, \beta)$  определяется по эмпирическим формулам, составленным для каждого типа шероховатости. Здесь  $\alpha = h/\Delta$ ;  $\beta = b/h$ ;  $h$  — глубина воды над выступом шероховатости;  $\Delta$  — высота выступа шероховатости;  $b$  — ширина прямоугольного быстротока.

В качестве примера приводим формулу для расчета шероховатости в виде поперечных прямоугольных брусков, уложенных по дну быстротока с гладкими бортами, имеющего уклон  $i = 15\%$ :

$$1000k = 47,5 - 1,2\alpha + 0,1\beta$$

(при  $8 \geq \alpha \geq 3$ ;  $1 \leq \beta \leq 12$  и оптимальном расстоянии между ребрами  $l = 8\Delta$ ).

<sup>1</sup> Замарин Е. А. и др. Курс гидротехнических сооружений. М., Сельхозгиз, 1940; Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам. М., Госэнергоиздат, 1961, стр. 216.

<sup>2</sup> Гордиенко П. И. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике», М., «Энергия», 1969, вып. 52.

Аналогичные зависимости даны и для других типов искусственной шероховатости. При  $i \neq 15\%$  значение  $k$  умножается на поправочный коэффициент: при  $i = 4\%$  на 0,9, при  $i = 10\%$  — на 1,06.

Порядок расчета. По заданному расходу  $Q$ , ширине лотка  $b$  и допустимой расчетной скорости течения  $v$  определяют глубину

$$h = \frac{Q}{vb} \quad \text{и} \quad \beta = \frac{b}{h}.$$

Затем определяют необходимое значение коэффициента

$$k = \frac{1}{C} = \frac{v\sqrt{Ri}}{v}$$

и, наконец, зная  $k$  и  $\beta = b/h$ , находят  $\Delta$  из формулы  $k = f(\alpha, \beta)$ .

#### б) РАСЧЕТ УСИЛЕННОЙ ШЕРОХОВАТОСТИ ПО П. И. ГОРДИЕНКО

Быстроточное течение П. И. Гордиенко считает наиболее устойчивым и рекомендует проектировать быстротоки с усиленной шероховатостью так, чтобы поток сохранял быстроточный характер в возможно более широком диапазоне глубин, начиная с минимальной. Быстроточная форма течения характеризуется тем, что поток над выступами шероховатости и над слоем донных вихрей можно рассматривать как равномерный.

Расчет при этом ведется по формуле Шези  $v = C\sqrt{Ri}$ , но коэффициент Шези  $C$  определяется по формуле  $C = \frac{1}{n} \alpha^m$ , где  $n$  — коэффициент шероховатости прини-

мается по шкале, составленной Гордиенко и не совпадающей со шкалой, принятой для определения  $C$  по формулам Павловского, Маннинга и др.; показатель степени для быстроточной формы течения равен нулю, а для иных форм течения  $m > 0$ ;  $\alpha = h_1/\Delta$  отношение расчетной глубины на быстротоке к высоте выступов шероховатости  $\Delta$ . Для шероховатости в виде поперечных ребер расчетной является глубина над выступами  $h_1 = h$ ; для ступеней по потоку прямоугольного профиля расчетной является глубина над низовыми ребрами ступеней; для шашек-кубов, расположенных в шахматном порядке, при  $l/\Delta > \sqrt{2}$   $h_1 = h + \Delta - 2\Delta^3/l^2$ ; при плотном расположении окатанного камня  $h_1 = h + 0,13d$ . Для быстроточного течения отношение  $\alpha$  должно быть больше значения  $\alpha_0$ , указанного в табл. 10-2. Там же даны значения  $C$ .

**Пример.** Заданы расход  $Q = 18,5$  м³/сек; ширина быстротока  $b = 4,6$  м; уклон дна  $i = 0,115$  и максимальная допустимая скорость  $v_{\text{макс}} = 6,0$  м/сек. Определить вид и размеры искусственной шероховатости так, чтобы в условиях быстроточного течения средняя скорость потока не превышала заданной.

**Решение 1.** Глубина потока

$$h = \frac{Q}{bv_{\text{макс}}} = \frac{18,5}{4,6 \cdot 6,0} = 0,67 \text{ м.}$$

<sup>1</sup> Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов. М., Стройиздат, 1969, стр. 314. Емцев Б. Т. Двухмерные бурные потоки. М., «Энергия», 1967.

Таблица 10-2

Значения  $C$  и  $\alpha_0$  для быстрого течения при  $\beta = b/h \gg 3$  (по П. И. Гордиенко)

Вид шероховатости дна	$l/\Delta$	$\alpha_0$	$C$
Ребра поперечные:	10	3,3	18,5
	5	2,5	21,1
	7,7	—	17,0
	3,7	2,4	40,3
Ступени прямоугольного профиля, сплошные	8	1,2	29,5
	6	1,5	22,7
	4	1,1	23,0
	4,5	3,8	29,6
Шапки-кубы в шахматном расположении	1,5	3,0	24,2
Окатанный камень	—	2,4	21,4

2. Значение коэффициента Шези

$$C = \frac{v}{\sqrt{hi}} = \frac{6,0}{\sqrt{0,67 \cdot 0,115}} = 21,6$$

Далее расчет ведем по П. И. Гордиенко.

3. По табл. 10-2 находим, что значению  $C=21,6$  соответствует шероховатость вида поперечных ребер квадратного сечения при  $\alpha_0 = h/\Delta = 2,5$  и  $l/\Delta = 5$ .

4. Высота выступов  $\Delta = h/\alpha_0 = 0,67/2,5 = 0,27$  м.

Чтобы обеспечить  $\alpha > \alpha_0$  и быстроточный режим в большом диапазоне глубин, принимаем  $\Delta = 10$  см.

5. Расстояние между выступами  $l = 5\Delta = 50$  см.

Примечание. При расчете высоты выступов по Е. А. Замарину получаем высоту выступа 0,45 м. При этом  $h/\Delta = 0,67/0,45 = 1,5$ , что меньше  $\alpha_0 = 2,5$ . Это значит, что исходя из данных П. И. Гордиенко при  $\Delta = 0,45$  м будем иметь перепадную или переходную форму течения, а не быстроточную.

10-10. УСТОЙЧИВОСТЬ И АЭРАЦИЯ ПОТОКА НА БЫСТРОТОКЕ

Потеря устойчивости потока на быстротоке выражается образованием катящихся волн. Образующиеся в начале быстротока волны нагоняют друг друга, сливаются и растут, а при достаточной длине быстротока их профиль становится неизменным. В сечениях под гребнями волн средняя скорость и расход наибольшие, а в хвостах волн — наименьшие. Волны оказывают динамическое воздействие на облицовку, вызывают всплески в водобойном колодце и неустановившийся режим в отводящем канале.

Для оценки устойчивости равномерного потока на быстротоке может быть использован критерий Т. Г. Войнич-Сяноженцкого<sup>1</sup>. Поток на быстротоке устойчив при

$$\frac{1}{Fr} > \left(\frac{x\omega}{2Bh}\right)^2 - 2(2\alpha_0 - 1)\frac{x\omega}{2Bh} + 2\alpha_0 - 1 \quad (10-44)$$

Здесь  $Fr$ ,  $\omega$ ,  $B$ ,  $h$  — число Фруда, площадь живого сечения, ширина свободной поверхности и глубина потока на быстротоке перед зоной волнообразования;  $x$  — гидравлический показатель русла по Б. А. Бахметеву;  $\alpha_0$  — коэффициент количества движения, определяемый по формуле А. С. Образовского:

$$\alpha_0 = \frac{(1+k_1)^2(1+k_2)^2}{(1+2k_1)(1+2k_2)} \quad (10-45)$$

где  $k_1 = \sqrt{g/xC}$  и  $k_2 = 2k_1(1-b/x_0)$ ;  $C$  — коэффициент Шези по формуле Н. Н. Павловского;  $x_0 = 0,36$  — постоянная Кармана;  $\omega$ ,  $b$  — смоченный периметр русла и ширина канала по дну.

<sup>1</sup> Войнич-Сяноженцкий Т. Г., Федоров Е. П. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике», 1963, вып. VII, стр. 266, 279.

Для безволновых быстротоков  $\alpha_0 = 1,037 \div 1,15$ ; для быстротоков, на которых возникает волновое движение,  $\alpha_0 = 1,01 \div 1,039$ . С увеличением  $\alpha_0$  правая часть неравенства (10-44) быстро уменьшается, поэтому при предварительных расчетах следует использовать меньшие значения  $\alpha_0$ .

С увеличением скорости потока происходит захват воздуха потоком и, следовательно, глубина потока на быстротоке увеличивается. Степень насыщения аэрированного потока воздухом может быть определена по формуле Н. Б. Исаченко<sup>1</sup>

$$\alpha = \frac{W_a}{W_v} = \left(0,035 + 0,83 \frac{\Delta}{R}\right) \times \sqrt{Fr - 45 \left(1 - \frac{\Delta}{R}\right)^{14}} \quad (10-46)$$

где  $W_a/W_v$  — отношение объема воздуха к объему воды в потоке;  $\Delta/R$  — относительная шероховатость русла быстротока;  $Fr = v^2/gR$  — число Фруда, вычисленное по гидравлическому радиусу потока без учета воздушных включений.

При малой шероховатости русла бетонных быстротоков  $\Delta/R = 0,02 \div 0,04$ ; при естественной повышенной шероховатости  $\Delta/R = 0,05 \div 0,1$ .

Критическое число Фруда, при котором начинается аэрация,

$$Fr_{кр} = 45(1 - \Delta/R)^{14}$$

При известной глубине  $h$  неаэрированного потока глубина потока, содержащего воздух, может быть принята:

$$h_a = (1 + \alpha)h \quad (10-47)$$

10-11. СОПРЯЖЕНИЕ БЪЕФОВ ЗА БЫСТРОТОКОМ

На трассе быстротока или его выходной части может быть устроен водобойный колодец без стенки падения (рис. 10-22, а) и со стенкой падения (рис. 10-22, б). Глубина колодца в обоих случаях определяется по формуле

$$d = h_2 - t - z, \quad (10-48)$$

или, пренебрегая перепадом  $z$ ,

$$d = h_2 - t. \quad (10-48')$$

Для предварительных расчетов глубина в сжатом сечении может приниматься равной глубине  $h_0$  на быстротоке.

Глубина воды в колодце  $h_2$ , как и в других случаях устройства водобойных колодцев, принимается на 5–10% больше сопряженной глубины, вычисляемой по формуле (9-46) или (9-46').

<sup>1</sup> Исаченко Н. Б. — «Известия ВНИИГ», 1961, т. 68.

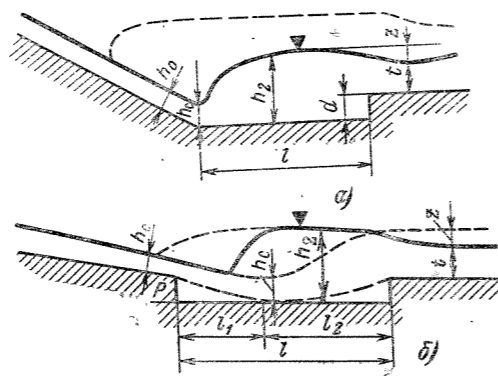


Рис. 10-22.

Длина колодца  $l$  (рис. 10-22) принимается равной 0,8 длины прыжка  $l_p$ . При наличии уступа  $l = l_1 + 0,8l_p$ , где  $l_1$  — дальность отлета струи. При уклонах быстротока перед колодцем  $i < 1/10$  скорость  $v$  в створе стенки падения можно считать направленной горизонтально. Тогда

$$l_1 = v \sqrt{\frac{2y}{g}} \quad (10-49)$$

где  $y = p + h_0/2$ .

Если глубина воды за быстротоком  $t > h_2 - d$ , то прыжок сместится на быстроток также и при отсутствии водобойного колодца. Положение надвинутого на быстроток прыжка, его высоту можно рассчитать по формулам § 10-1.

За быстротоком может быть получен поверхностный режим, что достигается устройством уступа надлежащей высоты или водопроницаемого дренированного дна (§ 10-6). Возможно также устройство в конце быстротока трамплина, отбрасывающего воду на безопасное для сооружения расстояние (см. § 10-20) или применение рассеивающих трамплинов<sup>1</sup>, исключающих возможность подмыва сооружения. В некоторых случаях целесообразно использовать свойства бурного потока растекаться равномерно без устройства растекателей (см. § 10-3).

10-12. МНОГООРУПЕНЧАТЫЙ ПЕРЕПАД

Число ступеней перепада и величина падения на каждой ступени устанавливаются в зависимости от величины общего перепада и характера продольного профиля местности. Колодцы за каждой ступенью рассчитываются самостоятельно.

При  $n$  ступеней, равных по высоте, перепад одной ступени равен:

$$z_1 = (z - z')/n, \quad (10-50)$$

где  $z$  — общий перепад;  $z'$  — разность уровней свободной поверхности воды в низовом водобойном колодце и в начале отводящего канала. Если  $z' \approx 0$ , то  $z_1 \approx z/n$ .

Перепады большой ширины иногда делят продольными стенками, препятствующими возникновению сбойного течения; расстояние между стенками принимается от 2 до 4 м.

При расчете глубины на ступени в сжатом сечении коэффициент скорости можно находить по графикам рис. 10-23\* (при доступе воздуха под струей;  $a$ ,  $b$  — без бокового сжатия,  $\theta$  — с боковым сжатием).

Пример. Произвести расчет перепада прямоугольного сечения с постоянной шириной  $b = 4,0$  м, расходом  $Q = 14$  м<sup>3</sup>/сек. Канал перед перепадом трапециевидный, его средняя ширина  $B_k = 6,0$  м; глубина равномерного течения  $h_0 = 1,66$  м; средняя скорость  $v_0 =$

$$= \frac{14}{6 \cdot 1,66} = 1,4 \text{ м/сек}; \quad \frac{v_0}{2g} = 0,1 \text{ м}; \quad H_0 = 1,76 \text{ м.}$$

Отметки дна верхнего и нижнего участков канала соответственно равны 20,0 и 10,0 м (рис. 10-24). Ширина прямоугольного входного отверстия перепада равна ширине перепада:  $b = 4,0$  м. Удельный расход  $q = 14,0/4,0 = 3,5$  м<sup>3</sup>/сек · м.

Решение. 1. Принимаем число ступеней  $n = 4$  и назначаем предварительную глубину колодцев  $d = 0,75$  м. При этой глубине колодцев высота каждой ступени будет равна:

$$p = \frac{20,0 - 10,0}{4} + 0,75 = 3,25 \text{ м.}$$

2. Первая ступень. Глубину  $h_{c1}$  в сжатом сечении на дне колодца находим из формулы

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

<sup>1</sup> Турсунов А. А. — «Известия ВНИИГ», 1969, т. 69, В. соцкий Л. И. Основы теории управления бурными потоками. Издание Саратовского государственного университета, 1968.

\* Алексеев Ю. С. Некоторые вопросы гидравлики перепадов в руслах прямоугольного сечения. Автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук, 1967. (Одесский инженерно-строительный институт).

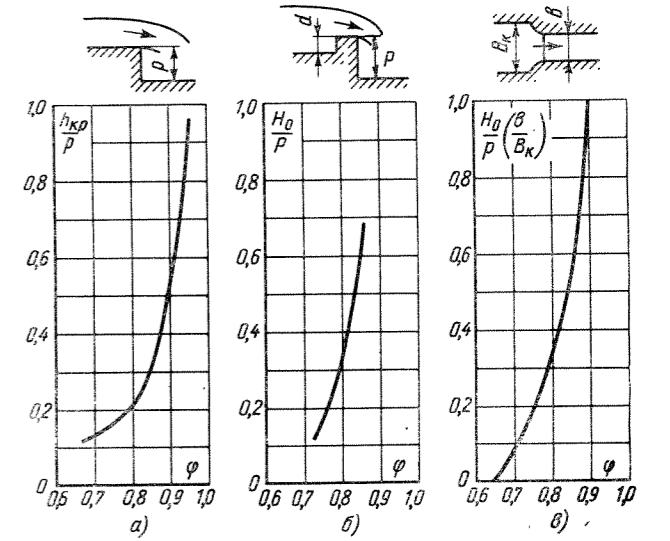


Рис. 10-23.

где коэффициент скорости  $\varphi = 0,77$  определяется по графику на рис. 10-23, а при

$$\frac{H_0}{p} \left(\frac{b}{B_k}\right)^2 = \frac{1,76}{3,25} \left(\frac{4,0}{6,0}\right)^2 = 0,24 \quad \varphi = 0,77;$$

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}} = \frac{3,5}{0,77 \sqrt{19,62(3,25 + 1,76 - h_c)}} = 0,483 \text{ м.}$$

Сопряженная глубина

$$h_c^c = 0,5h_c \left[ \sqrt{1 + \frac{8}{gh_c} \left(\frac{q}{h_c}\right)^2} - 1 \right] = 0,5 \cdot 0,483 \left[ \sqrt{1 + \frac{8}{9,81 \cdot 0,483} \left(\frac{3,5}{0,483}\right)^2} - 1 \right] = 2,03 \text{ м.}$$

Напор над порогом водослива (в конце ступени)

$$H_0 = \left(\frac{q}{M}\right)^{2/3} = \left(\frac{3,5}{1,86}\right)^{2/3} = 1,52 \text{ м};$$

здесь коэффициент расхода  $M = 1,86$  принят как для водослива с острым порогом. Глубина воды на пороге первого колодца

$$H = H_0 - \frac{v^2}{2g} = 1,52 - \frac{1}{19,62} \left(\frac{3,5}{2,03}\right)^2 = 1,52 - 0,15 = 1,47 \text{ м.}$$

Глубина колодца (высота первого порога)

$$d = h_c^c - H = 2,03 - 1,47 = 0,66 \text{ м.}$$

что несколько меньше глубины колодца, принятой в начале расчета.

Принимаем с некоторым запасом  $d_1 = 0,75$  м. Глубина воды в колодце

$$t = d_1 + H = 0,75 + 1,47 = 2,22 \text{ м.}$$

Коэффициент запаса в глубине колодца

$$\frac{t}{h_c} = \frac{2,22}{2,03} = 1,1.$$

3. Вторая и последующие ступени. Здесь также  $H_0 = 1,52$  м. По графику рис. 10-23, б при  $H_0/p = 1,52/3,25 = 0,46$  имеем  $\varphi = 0,82$ .

Аналогично предыдущему находим  $h_c = 0,489$  м;  $h_c^c = 2,04$  м;  $d = 0,66$  м для второй ступени. Принимаем  $d_2 = 0,75$  м;  $t = 2,22$  м.

Средняя скорость на пороге

$$v = q/H = 3,5/1,47 = 2,48 \text{ м/сек.}$$

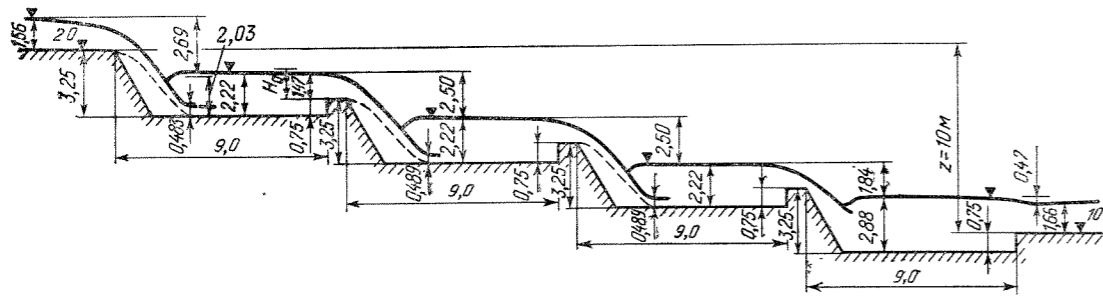


Рис 10-24. Схема многоступенчатого перепада.

Длину ступеней определяем, суммируя дальность отлета струй и 0,8 длины прыжка [формулы (10-49) и, например, (9-53)]:

$$l_{\text{кол}} = v \sqrt{\frac{2y}{g} + 0,8 \cdot 2,5 (1,9h_c^c - h_c)} =$$

$$= 2,48 \sqrt{\frac{2}{9,81} \left( 3,2 + \frac{1,47}{2} \right) + 0,8 \cdot 2,5 (1,9 \cdot 2,04 - 0,49)} =$$

$$= 2,21 + 6,78 = 8,99 \text{ м.}$$

Принимаем  $l_{\text{кол}} = 9 \text{ м.}$

4. Последняя ступень (низовой водобойный колодец). Колодец устраиваем в виде расширяющегося в плане раструбы, от ширины  $b=4,0 \text{ м}$  до  $B=8,0 \text{ м}$ . Определяем перепад  $z$  на выходе из колодца при глубине в отводящем канале  $h=1,66 \text{ м}$ :

$$V_{z_0} = \frac{Q}{\phi b h \sqrt{2g}} = \frac{14}{0,95 \cdot 8 \cdot 1,66 \cdot 4,43} = 0,25; z_0 = 0,5 \text{ м.}$$

Скорость подхода к выходному сечению колодца

$$v_0 = \frac{Q}{B(d+h)} = \frac{14}{8,0(0,75+1,66)} = 0,73 \text{ м/сек;}$$

$$z_0/2g \approx 0,03 \text{ м; } z = z_0 - v_0^2/2g = 0,47 \text{ м.}$$

Глубина воды в колодце

$$t = d + h + z = 0,75 + 1,66 + 0,47 = 2,88 \text{ м.}$$

Коэффициент запаса в глубине колодца

$$t/h_c^c = 2,88/2,04 = 1,4.$$

Поскольку запас достаточно велик, глубина низового колодца может быть уменьшена.

### В. ШАХТНЫЙ ВОДОСБРОС

Шахтный водосброс представляет собой сооружение с водосливом обычного кругового очертания в плане в виде полной окружности или ее части; вертикальной или наклонной шахтой и отводящим напорным или безнапорным туннелем. В шахте поток может быть напорным или свободно падающим.

#### 10-13. ШАХТНЫЙ ВОДОСБРОС С ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАПОРНОЙ ШАХТОЙ

В состав сооружения входят (рис. 10-25):

- 1) водосливно-воронка (иногда с плоским гребнем);
- 2) переходный участок — шахта с уменьшающимся по длине диаметром;
- 3) вертикальная шахта с постоянным диаметром;
- 4) колено, соединяющее шахту с отводящим туннелем.

#### а) ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ КРУГОВОГО ВОДОСЛИВА

При истечении через круговой водослив-воронку, имеющий профиль, отвечающий нижней поверхности струи (рис. 10-26) при отсутствии подтопления со стороны последующего водосбросного тракта (шахта — колено — туннель) возможны следующие режимы работы воронки:

- $H/R < 0,46$  — неподтопленный водослив;
- $H/R = 0,46 \div 1,0$  — подтопленный водослив (за счет самоподтопления пропускная способность водослива снижается; при  $H/R = 0,8 \div 1,0$  над воронкой устанавливается плоская свободная поверхность);
- $H/R = 1,0 \div 1,6$  — затопленная воронка (режим близок к истечению через погруженное отверстие);
- $H/R > 1,6$  (приближенно) — значительно затопленная воронка.

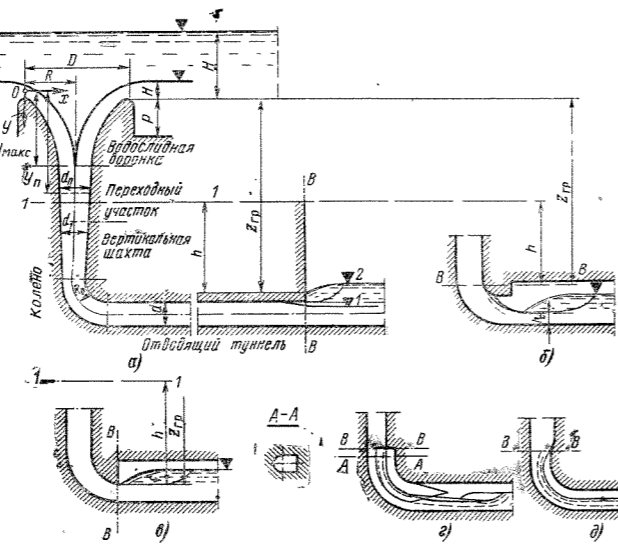


Рис. 10-25.

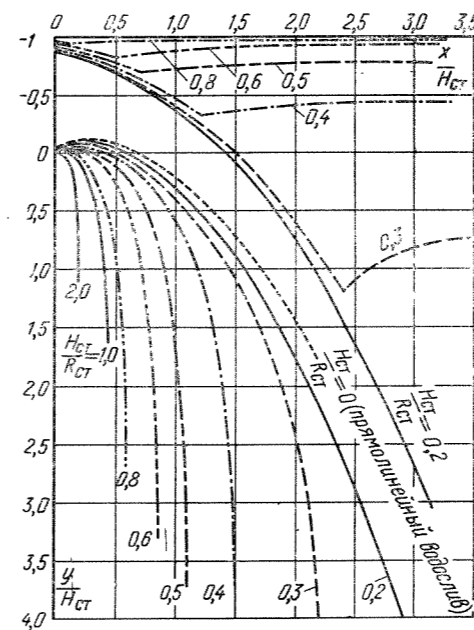


Рис. 10-26.

будет лимитироваться величиной расхода при напорном режиме работы сооружения в целом.

Расход через шахтный водосброс определяется:

1. При  $H/R \leq 1$  и отсутствии подтопления водослива за счет последующего за воронкой напорного водосбросного тракта

$$Q = \epsilon m (2\pi R - n_0 s) \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (10-51)$$

где  $m$ ,  $R$  и  $H$  — соответственно коэффициент расхода, радиус воронки и напор на его гребне;  $n_0$ ,  $s$  и  $\epsilon$  — число бычков, их ширина на уровне гребня, коэффициент сжатия, равный в среднем 0,9; при отсутствии бычков  $\epsilon = 1$ .

При наличии противоводоворотных устройств при  $H/R = 0,20 \div 0,38$  и  $p/R = 0 \div 1$  коэффициент расхода определяется по формуле Н. И. Романько<sup>1</sup>:

$$m = \left[ 0,490 - 0,068 \left( \frac{H}{R} \right)^{1/2} \right] - 0,03 \left[ 1 - \left( \frac{p}{R} \right)^{2/3} \right], \quad (10-52)$$

где  $H$  — расчетный напор (по которому строится профиль воронки).

<sup>1</sup> Романько Н. И. — Сборник «Гидравлика», Київ, «Техника», 1966, № 2.

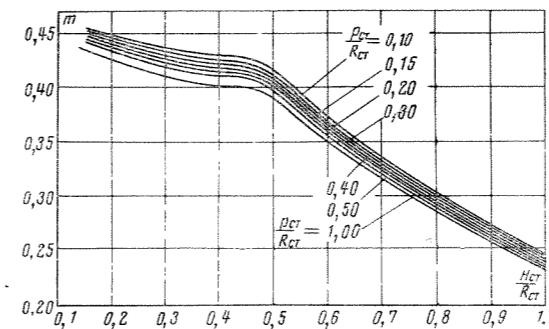


Рис. 10-27.

При отсутствии противоводоворотных устройств коэффициент расхода, найденный по формуле (10-52), уменьшается на 6%.

Для кругового водослива с гребнем и воронкой, построенным по координатам табл. 10-3, коэффициент расхода  $m$  можно определять по графику на рис. 10-27.

2. При значительно затопленной воронке, т. е. при  $H/R > 1,6$ ,

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g} (H + z_{гр}), \quad (10-53)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода, определяемый по сумме сопротивлений от входа в воронку до выходного сечения  $v-v$  (рис. 10-25);  $\omega$  — площадь выходного сечения напорного водосбросного тракта;  $z_{гр}$  — превышение гребня водослива над свободной поверхностью в выходном сечении напорного водосбросного тракта.

#### б) ОЧЕРТАНИЯ ВОРОНКИ БЕЗ ПЛОСКОГО ГРЕБНЯ

Воронка без плоского гребня применяется при  $2,2H < R < 5H$ . При  $R < 2,2H$  происходит ее самоподтопление; при  $R > 5H$  — чрезмерное увеличение размеров.

Радиус воронки при заданных  $Q$ ,  $H$ ,  $n_0$  и  $s$  определяется из формулы (10-51).

При построении профиля воронки по А. Н. Ахутину методом расчета траектории центральной струйки начало координат располагается на оси потока в створе гребня, где глубина равна  $0,75H$  (рис. 10-28,а).

Средняя скорость на гребне

$$v_r = \frac{Q}{2\pi R 0,75H}. \quad (10-54)$$

Уравнение центральной струйки

$$y = gx^2/2v_r^2. \quad (10-55)$$

Средняя скорость и толщина струи в любом сечении

$$v = \sqrt{v_r^2 + 2gy}; \quad (10-56)$$

$$h = \frac{Q}{2\pi(R-x)v}. \quad (10-57)$$

Профиль воронки и свободной поверхности струи<sup>1</sup> строят, откладывая в различных сечениях по нормальям к центральной струйке величины отрезков  $0,5h$  и соединяя их концы. Воронка и свободная поверхность потока могут быть построены по координатам табл. 10-3 и 10-4. Начало координат  $O_{ст}$  расположено на сливной кромке кругового водослива с тонкой стенкой (рис. 10-26). Поскольку координаты этой таблицы и значения  $m$  даны для кругового водослива с тонкой стенкой, следует принимать

$$H_{ст} = H + y_0; R_{ст} = R + x_0,$$

где  $H$  — напор на гребне кругового плавноточечного водослива;  $R$  — радиус его кривизны,  $y_0$  и  $x_0$  — координаты наивысшей точки подъема нижней границы струи, определяются по табл. 10-3. Например, при  $R_{ст}/R = 1,00$  и  $H_{ст}/R_{ст} = 0,20$  имеем  $y_0 = 0,095 H_{ст}$ ;  $x_0 = 0,225 H_{ст}$ .

Примечание. При принятом  $H/R$  по координатам табл. 10-3 строится воронка безвакуумного профиля. При уменьшении напора ( $H/R < 1$ ) этот профиль становится вакуумным. Вакуум может достиг 20% величины расчетного напора. При построении профиля воронки методом центральной струйки вакуум может составить до 50% от расчетного напора. Для уменьшения времени работы воронки под вакуумом построение ее профиля следует производить по напору  $H = H_{проф}$ , отвечающему расходу наибольшей повторяемости, а не максимальному расходу заданной обеспеченности.

<sup>1</sup> Скрыга В. Г. — Сборник трудов ХИСИ\*, 1958, вып. 10. (Профили воронки по В. Г. Скрыге и по В. Е. Вагнеру практически совпадают; W. E. W a g n e r. Proceedings ASCE. 1954, т. 80, № 432).



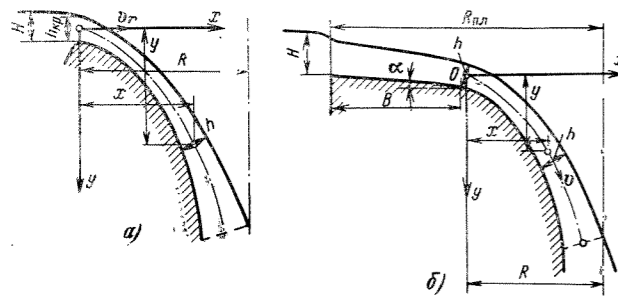


Рис. 10-28.

а) ВОРОНКА С ПЛОСКИМ ГРЕБНЕМ

Если при заданном расходе и напоре на гребне радиус воронки получается более  $(5 \div 7)H$ , то круговой водослив целесообразно выполнять с плоским гребнем (рис. 10-28,б):

$$R_{пл} = (5 \div 7)H. \quad (10-58)$$

Глубина потока в конце плоского гребня, при сходе

Таблица 10-3

Координаты  $x_{ст}/H_{ст}$  и  $y_{ст}/H_{ст}$  нижней поверхности струи в зависимости от  $H_{ст}/R_{ст}$  и  $P_{ст}/R_{ст}$

$x_{ст}/H_{ст}$	$y_{ст}/H_{ст}$															
	при $P_{ст}/R_{ст} = 1,00$ и $H_{ст}/R_{ст}$								при $P_{ст}/R_{ст} = 0,50$ и $H_{ст}/R_{ст}$							
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,025	-0,030	-0,029	-0,028	-0,028	-0,027	-0,026	-0,025	-0,018	-0,028	-0,027	-0,026	-0,026	-0,025	-0,025	-0,024	-0,018
0,050	-0,052	-0,050	-0,048	-0,046	-0,044	-0,042	-0,040	-0,025	-0,044	-0,042	-0,040	-0,039	-0,038	-0,038	-0,038	-0,021
0,075	-0,065	-0,061	-0,058	-0,057	-0,055	-0,052	-0,050	-0,020	-0,057	-0,056	-0,055	-0,053	-0,051	-0,049	-0,047	-0,017
0,100	-0,074	-0,072	-0,070	-0,068	-0,066	-0,063	-0,061	-0,008	-0,067	-0,065	-0,063	-0,061	-0,058	-0,056	-0,053	-0,005
0,125	-0,084	-0,080	-0,076	-0,072	-0,067	-0,064	-0,061	0,008	-0,076	-0,072	-0,069	-0,066	-0,063	-0,060	-0,056	0,011
0,150	-0,089	-0,084	-0,079	-0,075	-0,070	-0,064	-0,058	0,030	-0,080	-0,077	-0,073	-0,069	-0,065	-0,061	-0,057	0,030
0,175	-0,092	-0,087	-0,082	-0,076	-0,070	-0,063	-0,057	0,058	-0,083	-0,079	-0,075	-0,070	-0,066	-0,060	-0,054	0,055
0,200	-0,094	-0,087	-0,082	-0,075	-0,067	-0,060	-0,052	0,089	-0,085	-0,080	-0,076	-0,072	-0,066	-0,060	-0,050	0,087
0,225	-0,095	-0,081	-0,075	-0,073	-0,065	-0,055	-0,046	0,129	-0,085	-0,081	-0,075	-0,070	-0,063	-0,055	-0,043	0,125
0,250	-0,094	-0,084	-0,077	-0,069	-0,060	-0,050	-0,037	0,177	-0,084	-0,080	-0,074	-0,067	-0,058	-0,048	-0,035	0,175
0,275	-0,092	-0,082	-0,073	-0,063	-0,054	-0,042	-0,028	0,237	-0,082	-0,077	-0,070	-0,062	-0,053	-0,040	-0,025	0,240
0,300	-0,087	-0,076	-0,067	-0,057	-0,046	-0,033	-0,017	0,313	-0,078	-0,072	-0,065	-0,055	-0,045	-0,030	-0,015	0,320
0,325	-0,082	-0,071	-0,060	-0,050	-0,037	-0,022	-0,003	0,402	-0,067	-0,058	-0,048	-0,036	-0,020	-0,000	0,412	0,412
0,350	-0,077	-0,065	-0,053	-0,041	-0,028	-0,012	0,011	0,560	-0,069	-0,060	-0,051	-0,040	-0,026	-0,010	0,014	0,525
0,375	-0,070	-0,057	-0,046	-0,032	-0,017	0,000	0,025	0,720	-0,063	-0,053	-0,043	-0,031	-0,015	0,002	0,028	0,660
0,400	-0,063	-0,049	-0,036	-0,021	-0,004	0,013	0,042	1,040	-0,056	-0,044	-0,034	-0,021	-0,003	0,017	0,047	0,920
0,425	-0,054	-0,040	-0,026	-0,010	0,008	0,027	0,060	1,520	-0,048	-0,035	-0,023	-0,011	0,010	0,031	0,067	1,380
0,450	-0,044	-0,030	-0,016	0,002	0,022	0,043	0,078	2,210	-0,038	-0,025	-0,012	0,002	0,024	0,048	0,087	
0,475	-0,034	-0,019	-0,004	0,014	0,036	0,060	0,099		-0,029	-0,013	0,001	0,015	0,038	0,065	0,109	
0,500	-0,025	-0,008	0,009	0,028	0,052	0,078	0,122		-0,018	-0,001	0,014	0,028	0,053	0,083	0,131	
0,550	-0,003	0,017	0,036	0,057	0,077	0,117	0,174		0,006	0,025	0,040	0,058	0,085	0,120	0,183	
0,600	0,023	0,044	0,066	0,089	0,118	0,162	0,233		0,032	0,052	0,070	0,092	0,122	0,165	0,243	
0,650	0,052	0,074	0,097	0,125	0,159	0,212	0,305		0,053	0,084	0,102	0,127	0,161	0,218	0,312	
0,700	0,084	0,107	0,132	0,164	0,203	0,272	0,389		0,090	0,116	0,136	0,166	0,207	0,280	0,400	
0,750	0,118	0,142	0,170	0,207	0,252	0,338	0,489		0,125	0,152	0,175	0,208	0,255	0,350	0,493	
0,800	0,154	0,180	0,211	0,250	0,307	0,415	0,535		0,162	0,188	0,215	0,252	0,307	0,427	0,610	
0,850	0,192	0,221	0,256	0,299	0,364	0,500	0,790		0,202	0,230	0,257	0,300	0,365	0,520	0,750	
0,900	0,233	0,264	0,301	0,352	0,428	0,610	1,080		0,246	0,272	0,302	0,352	0,427	0,625	0,960	
0,950	0,276	0,310	0,349	0,406	0,498	0,730			0,290	0,320	0,350	0,405	0,490	0,750	0,430	
1,000	0,319	0,357	0,398	0,463	0,590	0,910			0,340	0,370	0,402	0,460	0,575	0,900		
1,250	0,590	0,648	0,711	0,832	1,205				0,595	0,645	0,700	0,835	1,235			
1,500	0,898	0,995	1,115	1,460					0,920	0,998	1,100	1,430				
1,750	1,280	1,400	1,633	3,200					1,310	1,398	1,638	3,145				
2,000	1,748	1,880	2,400						1,760	1,875	2,410					
2,250	2,290	2,468							2,270	2,465						
2,500	2,865	3,290							2,866	3,315						
2,750	3,520	5,035							3,530	5,250						
3,000	4,285								4,300							
3,250	5,230								5,250							

Примечание. Координаты нижней поверхности струи при  $P_{ст}/R_{ст} = 0,4$  и  $0,2$  (см. „Сборник трудов ХИСИ“, 1958, вып. 10).

рис. 10-28,б):

$$y = \frac{gx^2}{2v_r^2 \cos^2 \alpha} + x \operatorname{tg} \alpha, \quad (10-62)$$

где  $x$  изменяется в пределах от 0 до  $R$ , а  $R = R_{пл} - B - 0,5h \sin \alpha$ .

Скорость в любой точке по длине средней струйки определится по формуле

$$v_n = \sqrt{v_r^2 + 2gy_n + 2v_n \sin \alpha \sqrt{2gy_n}}. \quad (10-63)$$

Построение профилей воронки и свободной поверхности производится методом центральной струйки аналогично случаю воронки без плоского гребня.

г) ПЕРЕХОДНЫЙ УЧАСТОК

За начальное сечение переходного участка принимается сечение, проходящее через точку пересечения струй свободной поверхности потока при расчетном расходе. Переходный участок может быть очерчен по координатам табл. 10-3 или определен расчетом. Ордината точки пересечения струй свободной поверхности  $y_{макс}$  найдена путем построения профиля свободной поверх-

ности струи, определяет скорость в начальном сечении переходного участка

$$v_y = 0,98 \sqrt{2gy_{макс}}. \quad (10-64)$$

Диаметр воронки в начальном сечении переходного участка

$$d_{нач} = \sqrt{4Q/\pi v_y}. \quad (10-65)$$

Определение диаметров в последующих сечениях переходного участка производится по скорости в каждом сечении  $v = 0,93 \sqrt{2gy}$ .

Переходный участок обычно заканчивают сечением, где свободное падение струи переходит в напорное движение. Из этого условия превышение  $h$  конечного сечения переходного участка над свободной поверхностью воды в сечении B-B (рис. 10-25)

$$h = \sum h_{ш} - \frac{v_1^2 - v_{вых}^2}{2g}, \quad (10-66)$$

где  $v_1$  и  $v_{вых}$  — средние скорости в конце переходного участка в выходном сечении B-B.

Длина переходного участка при всех возможных (от

$x_{ст}/H_{ст}$	$y_{ст}/H_{ст}$															
	при $P_{ст}/R_{ст} = 0,30$ и $H_{ст}/R_{ст}$								при $P_{ст}/R_{ст} = 0,10$ и $H_{ст}/R_{ст}$							
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-0,026	-0,025	-0,024	-0,023	-0,022	-0,021	-0,020	-0,016	-0,020	-0,019	-0,018	-0,017	-0,015	-0,014	-0,013	-0,013	-0,007
-0,042	-0,040	-0,039	-0,038	-0,037	-0,036	-0,035	-0,018	-0,033	-0,031	-0,029	-0,027	-0,025	-0,023	-0,021	-0,021	-0,010
-0,056	-0,055	-0,053	-0,051	-0,049	-0,047	-0,045	-0,012	-0,044	-0,040	-0,037	-0,034	-0,031	-0,028	-0,025	-0,025	-0,007
-0,066	-0,064	-0,062	-0,059	-0,056	-0,054	-0,051	0,000	-0,051	-0,046	-0,043	-0,040	-0,036	-0,031	-0,026	0,002	
-0,074	-0,071	-0,067	-0,064	-0,060	-0,058	-0,053	0,017	-0,055	-0,050	-0,046	-0,042	-0,035	-0,030	-0,025	-0,025	0,020
-0,077	-0,075	-0,073	-0,069	-0,066	-0,061	-0,058	0,037	-0,056	-0,051	-0,048	-0,042	-0,032	-0,026	-0,020	-0,020	0,042
-0,080	-0,077	-0,073	-0,069	-0,063	-0,056	-0,050	0,061	-0,056	-0,050	-0,047	-0,041	-0,028	-0,021	-0,014	0,070	
-0,081	-0,077	-0,072	-0,067	-0,060	-0,052	-0,043	0,092	-0,055	-0,048	-0,045	-0,038	-0,025	-0,012	-0,004	0,102	
-0,081	-0,076	-0,071	-0,064	-0,055	-0,046	-0,036	0,134	-0,052	-0,045	-0,040	-0,034	-0,016	-0,002	0,007	0,137	
-0,080	-0,075	-0,068	-0,060	-0,050	-0,038	-0,027	0,185	-0,046	-0,040	-0,035	-0,027	-0,008	0,009	0,020	0,185	
-0,077	-0,072	-0,064	-0,055	-0,043	-0,032	-0,017	0,245	-0,041	-0,035	-0,028	-0,020	0,000	0,020	0,032	0,242	
-0,073	-0,067	-0,058	-0,046	-0,035	-0,022	-0,005	0,322	-0,034	-0,027	-0,020	-0,012	0,012	0,033	0,047	0,325	
-0,070	-0,060	-0,052	-0,040	-0,026	-0,010	0,009	0,417	-0,027	-0,020	-0,012	0,002	0,022	0,046	0,063	0,445	
-0,064	-0,054	-0,044	-0,030	-0,015	0,000	0,024	0,542	-0,019	-0,012	-0,002	0,010	0,034	0,060	0,077	0,555	
-0,057	-0,045	-0,035	-0,020	-0,005	0,012	0,040	0,690	-0,010	-0,002	0,008	0,021	0,047	0,074	0,096	0,700	
-0,050	-0,037	-0,025	-0,010	0,006	0,027	0,058	0,950	-0,001	0,007	0,018	0,033	0,061	0,089	0,116	0,910	
-0,041	-0,026	-0,015	-0,002	0,020	0,042	0,076	1,530	0,009	0,018	0,030	0,046	0,075	0,106	0,134	1,550	
-0,032	-0,016	-0,004	0,015	0,034	0,057	0,097		0,019	0,030	0,042	0,059	0,090	0,123	0,156		
-0,022	-0,004	0,008	0,028	0,050	0,073	0,119		0,030	0,041	0,056	0,074	0,107	0,142	0,180		

Таблица 10-4

Координаты  $x_{ст}/H_{ст}$  и  $y_{ст}/H_{ст}$  в верхней поверхности струи в зависимости от  $H_{ст}/R_{ст}$  и  $p_{ст}/R_{ст}$

$x_{ст}/H_{ст}$	$y_{ст}/H_{ст}$													
	при $p_{ст}/H_{ст}=1,00$ и $H_{ст}/R_{ст}$							при $p_{ст}/H_{ст}=0,50$ и $H_{ст}/R_{ст}$						
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,000	-0,881	-0,885	-0,888	-0,893	-0,900	-0,905	-0,919	-0,870	-0,873	-0,876	-0,879	-0,883	-0,887	-0,915
0,200	-0,812	-0,826	-0,832	-0,842	-0,852	-0,862	-0,873	-0,830	-0,838	-0,847	-0,856	-0,864	-0,870	-0,875
0,400	-0,730	-0,751	-0,761	-0,770	-0,783	-0,800	-0,815	-0,750	-0,760	-0,770	-0,785	-0,800	-0,810	-0,820
0,600	-0,634	-0,656	-0,670	-0,685	-0,702	-0,724	-0,749	-0,650	-0,660	-0,670	-0,680	-0,710	-0,735	-0,755
0,800	-0,520	-0,543	-0,562	-0,586	-0,600	-0,622	-0,725	-0,525	-0,540	-0,550	-0,565	-0,620	-0,655	-0,680
1,000	-0,386	-0,419	-0,447	-0,468	-0,480	-0,500	-0,777	-0,370	-0,390	-0,410	-0,445	-0,508	-0,630	-0,728
1,250	-0,192	-0,226	-0,250	-0,280	-0,335	-0,665	-0,800	-0,200	-0,220	-0,245	-0,290	-0,390	-0,720	-0,780
1,500	0,058	0,022	-0,007	-0,042	-0,400	-0,670	-0,800	-0,010	-0,040	-0,060	-0,110	-0,137	-0,740	-0,790
1,750	0,380	0,330	0,291	0,155	-0,430	-0,680	-0,800	0,225	0,180	0,140	0,080	-0,430	-0,750	-0,800
2,000	0,765	0,678	0,620	0,065	-0,435	-0,680	-0,800	0,490	0,410	0,370	0,110	-0,430	-0,760	-0,850
2,250	1,180	1,050	0,920	0,000	-0,440			0,780	0,680	0,630	0,020	-0,510	-0,760	-0,805
2,500	1,650	1,450	0,860	-0,038	-0,440			1,090	0,960	0,910	-0,230	-0,530	-0,760	
2,750	2,150	1,880	0,830	-0,060				1,440	1,290	0,880	-0,040	-0,540		
3,000	2,720	2,340	0,800					1,840	2,670	0,840	-0,050	-0,550		
3,250	3,350	2,830						2,260	2,100	0,820	-0,060			
3,500	4,030							2,740	2,580	0,810				
3,750	4,880							3,230	3,100	0,800				
4,000	5,730							3,770	3,640					
4,250	6,690							4,300	4,200					
4,500								4,860	4,480					
4,750								5,400	4,450					

$x_{ст}/H_{ст}$	при $p_{ст}/H_{ст}=0,30$							при $p_{ст}/H_{ст}=0,10$						
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,000	-0,871	-0,875	-0,882	-0,890	-0,898	-0,906	-0,914	-0,870	-0,874	-0,882	-0,890	-0,900	-0,909	-0,916
0,200	-0,830	-0,837	-0,847	-0,855	-0,864	-0,870	-0,875	-0,810	-0,820	-0,830	-0,841	-0,851	-0,861	-0,871
0,400	-0,730	-0,740	-0,750	-0,760	-0,770	-0,800	-0,819	-0,725	-0,740	-0,755	-0,772	-0,787	-0,803	-0,814
0,600	-0,630	-0,645	-0,660	-0,680	-0,690	-0,720	-0,750	-0,616	-0,635	-0,648	-0,663	-0,680	-0,720	-0,740
0,800	-0,500	-0,520	-0,535	-0,555	-0,580	-0,630	-0,670	-0,485	-0,505	-0,520	-0,540	-0,565	-0,635	-0,655
1,000	-0,355	-0,375	-0,400	-0,430	-0,475	-0,620	-0,740	-0,330	-0,350	-0,370	-0,405	-0,435	-0,650	-0,735
1,200	-0,195	-0,230	-0,250	-0,280	-0,350	-0,680	-0,780	-0,150	-0,180	-0,220	-0,250	-0,295	-0,720	-0,790
1,400	0,000	-0,030	-0,070	-0,110	-0,330	-0,720	-0,800	0,050	0,015	-0,030	-0,090	-0,310	-0,740	-0,805
1,600	0,210	0,180	0,130	0,090	-0,400	-0,750	-0,810	0,270	0,230	0,160	0,090	-0,390	-0,750	-0,810
1,800	0,470	0,430	0,370	0,110	-0,440	-0,760	-0,810	0,515	0,475	0,390	0,120	-0,440	-0,760	-0,820
2,000	0,750	0,700	0,630	0,000	-0,450	-0,760	-0,800	0,790	0,740	0,650	0,005	-0,475	-0,765	-0,820
2,200	1,050	1,000	0,950	-0,040	-0,450	-0,760		1,095	1,030	0,940	-0,050	-0,490	-0,765	
2,400	1,400	1,320	0,870	-0,070	-0,450			1,440	1,360	0,900	-0,090	-0,505		
2,600	1,770	1,700	0,820	-0,080				1,800	1,720	0,805	-0,110			
2,800	2,180	2,100	0,790	-0,090				2,215	2,125	0,740	-0,120			
3,000	2,660	2,560	0,770					2,700	2,600	0,700				
3,200	3,200	3,080	0,770					3,220	3,140	0,680				
3,400	3,750	3,640						3,800	3,710					
3,600	4,330	4,240						4,390	4,320					
3,800	4,960	4,820						5,100	4,470					
4,000	5,500	4,460						5,700	4,380					

Примечание. Координаты верхней поверхности струи при  $p_{ст}/R_{ст}=0,4$  и  $0,2$  (см. «Сборник трудов ХИСИ», 1958, вып. 10).

максимума до минимума) расчетных значений потерь напора  $\Sigma h_{м}$  должна обеспечивать расположение сечения 1-1 (перехода потока в напорное движение) в пределах переходного участка (рис. 10-25). Если сечение 1-1 будет расположено ниже переходного участка, то в сечениях вертикальной шахты возникнет вакуум и нарушение сплошности потока; если выше, то может произойти частичное или полное подтопление водосливной воронки.

д) ВЕРТИКАЛЬНАЯ ШАХТА, КОЛЕНА И ОТВОДЯЩИЙ ТУННЕЛЬ

Вертикальная шахта водосброса может быть цилиндрической или конической. Коническую шахту целесообразно применять в тех случаях, когда сечение 1-1 перехода потока в напорное движение может оказаться при соответствующих расходах в пределах шахты (или по условиям сопряжения переходного участка с туннелем).

В этом случае размеры ее сечений определяются из уравнения Бернулли, составленного для рассчитываемого сечения и сечения 1-1 перехода потока в напорный, в котором  $p/\gamma = p_{ат}/\gamma$ , с учетом потерь напора.

Диаметр колена при напорном режиме туннеля обычно равен диаметру туннеля (рис. 10-25, а). При безнапорном режиме колено может иметь диаметр, равный диаметру туннеля (рис. 10-25, в, д) или меньший (рис. 10-25, б, е).

Радиус поворота оси колена следует принимать не менее  $R_0 = (2 \div 5) d$ .

Для устранения на потолке колена вакуума, приводящего к кавитационной эрозии, к потолку колена подводят воздух, например, путем отрыва потока от потолка за счет устройства противовакуумной вырезки (рис. 10-25, в) или выступа, отклоняющего поток к внешней образующей колена (рис. 10-25, д). Избежать вакуума недопустимой величины можно путем уменьше-

ния площади выходного сечения колена (рис. 10-25, в) или увеличением радиуса его кривизны. Расчет давления на потолке колена может быть произведен по формулам § 10-15, 10-19.

При безнапорном движении потока в отводящем туннеле (рис. 10-25, б—д) глубина за коленом определяется по обычным формулам глубины в сжатом сечении (§ 9-9) с вычислением коэффициента скорости по известному коэффициенту сопротивления водосброса до сечения В-В. Коэффициент сопротивления колена определяется по формулам § 4-4. В зависимости от высоты (диаметра) сечения отводящего туннеля, его уклона, уровня свободной поверхности нижнего бьефа, расхода туннель может работать как напорный или как безнапорный. В безнапорном туннеле при уклоне меньше критического за сжатым сечением образуется гидравлический прыжок (см. § 10-2).

е) подвод воды к воронке

Очертание выемки в верхнем бьефе, по которой вода подводится к воронке, должно обеспечивать равномерное поступление воды по периметру водосливной воронки. Кроме того, необходимо устранить вращательное движение поступающей в водосброс воды, снижающее коэффициент расхода водослива. Вращательное движение воды не образуется при  $(0,2 \div 0,4) > H/R$  (по П. П. Мойсу<sup>1</sup>) и при  $p/R \geq 1$  (по Н. И. Романько<sup>2</sup>), где  $p$  — высота порога водослива. Имеется ряд способов обеспечения равномерного подвода воды к воронке без вращательного движения. Одним из способов является устройство со стороны берега плавной очерченной раздельной стенки, очертания которой определяются по уравнению<sup>3</sup>

$$\beta - \alpha = C', \quad (10-67)$$

где  $\beta$  и  $\alpha$  — углы, определяющие положение контура раздельной стенки в плане (рис. 10-29, а);  $C'$  — постоянная, принимаемая на практике в пределах от 5 до 15°.

Приняв  $C'$  и задаваясь различными значениями угла  $\alpha$  от 0 до 70°, находим по уравнению (10-67) углы  $\beta$ . Пересечение лучей, проведенных из точек 2 и 1 при различных углах  $\beta$  и  $\alpha$ , дает ряд точек, определяющих очертание раздельной стенки или границу береговой выемки (рис. 10-29, а).

<sup>1</sup> Мойс П. П. — «Труды кафедры гидротехнических сооружений МИСИ». Сб. № 24, вып. 2, М., 1958.  
<sup>2</sup> Романько Н. И. — «Гидротехническое строительство», 1963, № 4.  
<sup>3</sup> Севко А. И. К расчету шахтных водосбросов. Изд-во Военно-инженерной академии РККА, М., 1938.

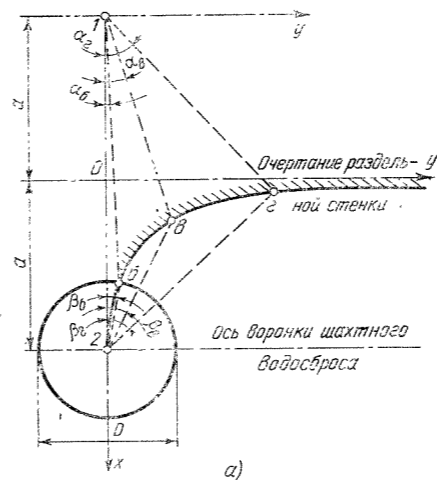


Рис. 10-29.

В случае расположения воронки вблизи твердой стенки, имеющей прямолинейное очертание по оси  $y$  (рис. 10-29, б), скорости на гребне в диаметрально противоположных точках определяются по формулам:

$$v_e = \frac{Q}{2\pi R} \frac{2K_1}{0,75H K_1 + K_2}; \quad (10-68)$$

$$v_d = \frac{Q}{2\pi R} \frac{2K_2}{0,75H K_1 + K_2}, \quad (10-69)$$

где  $v_e$  и  $v_d$  — скорости на гребне в точке  $e$  со стороны водохранилища и в точке  $d$  со стороны выемки (рис. 10-29, б);  $R$  — радиус воронки;  $K_1, K_2$  — коэффициенты, которые определяются по графику рис. 10-30 в зависимости от радиуса воронки, выраженного в долях расстояния  $a$ .

Скорость в других точках гребня можно определить в функции угла  $\varphi$

$$v_i = v_d + \frac{\pi - \varphi}{\pi} (v_e - v_d), \quad (10-70)$$

где  $\varphi$  изменяется в пределах от 0 до  $\pi$ .

Примечание. Если скорости на гребне воронки неодинаковы, то воронка и переходный участок могут быть асимметричными в соответствии с плановым распределением скоростей на гребне.

П. П. Мойс рекомендует очерчивать границы выемки по параболе (рис. 10-31, а)

$$y = \frac{4x(l-x)f}{l^2}, \quad (10-71)$$

принимая  $l = (6,5 \div 7,0) D$ ,  $f = 2D$ .

По Н. И. Романько подводящая выемка может в плане иметь полигональную форму (рис. 10-31, б). При этом длина направляющей стенки

$$l_{ст} = (2,5 \div 3) H_{расч.}$$

А. Р. Скуе в случае глубоких выемок рекомендует параболическое очертание выемки<sup>1</sup> (рис. 10-31, в)

$$y = 0,8D = \left(\frac{x}{D}\right)^{5/2} \quad (10-72)$$

с раздельным быком, имеющим центральный угол 70° и относительными размерами  $p/H = 2$ ,  $H/R = 0,14$ . При этом длина водослива по гребню уменьшается до  $0,8\pi R$ , что следует иметь в виду, ведя расчет по формуле (10-51).

В качестве противоворотных устройств предлагается<sup>2</sup> ряд конструкций (рис. 10-31). Помимо раздельной криволинейной стенки (рис. 10-31, в) могут приме-

<sup>1</sup> Скуе А. Р. — «Труды ЛПИ», 1966, № 274.  
<sup>2</sup> Мойс П. П. Шахтные водосбросы. М., «Энергия», 1970.

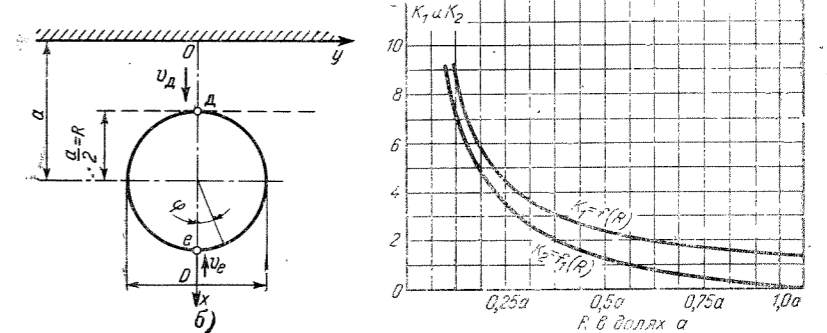


Рис. 10-30.

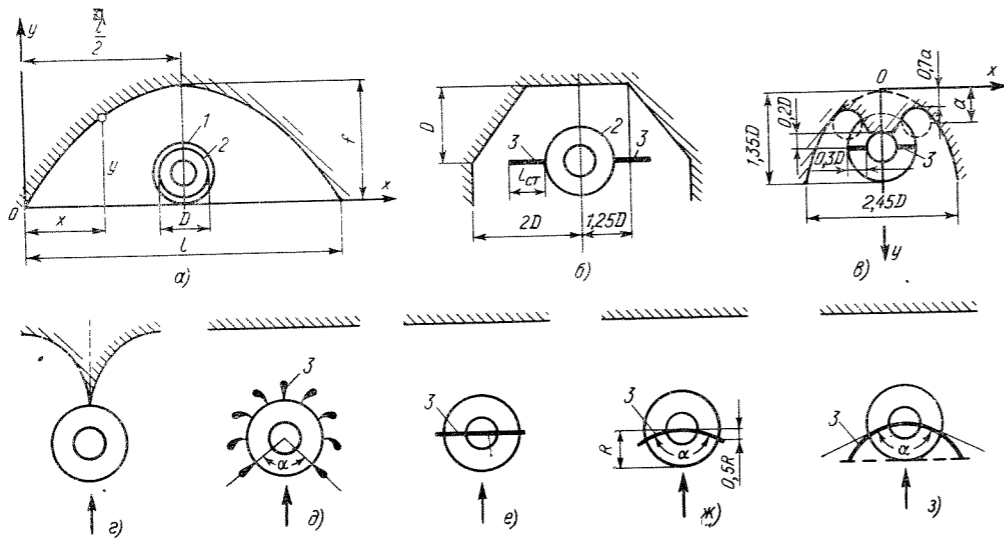


Рис. 10-31.

1 — внешняя граница порога; 2 — гребень воронки; 3 — направляющая стенка.

няться криволинейные в плане быки (рис. 10-31,д), причем в пределах угла  $\alpha=152^\circ$  быки не требуются или могут быть выполнены радиальными. Устранение вихреобразования достигается устройством на гребне прямой (рис. 10-31,е) или криволинейной (рис. 10-31,ж, з) направляющей стенки. Криволинейная стенка более эффективна при заглублении ее низа в воронку примерно на  $0,5R$ .

ж) ПЕРЕХОД ОТ РАБОТЫ ВОДОСБРОСА С ПОДТОПЛЕННЫМ ГРЕБНЕМ ВОДОСЛИВА К РАБОТЕ С ЗАТОПЛЕННЫМ ГРЕБНЕМ

На рис. 10-32 в координатах  $(Q, z_i)$  показано изменение пропускной способности шахтного водосброса в зависимости от напора на гребне его водослива при  $H/R < 0,46$  (т. е. без самоподтопления воронки). Пока водослив воронки работает без подтопления (участок  $Oa$  кривой 1 на рис. 10-32) расчет пропускной способности водосброса ведется по формуле (10-51).

Величина  $z_i$  определяет положение сечения, ниже которого в шахте устанавливается напорное движение. При  $z_i > z_{rp}$  и  $H > 1,6R$  (приблизительно) воронка работает как значительно затопленное отверстие. Пропускная способность водосброса определяется по фор-

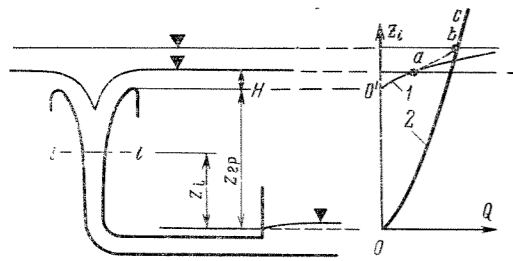


Рис. 10-32.

муле (10-52) (участок  $bc$  кривой 2) с введением в расчет коэффициента сопротивления воронки как отверстия с плавноочерченным входом ( $\zeta_{вх}=0,05$ ).

При напорах, отвечающих участку  $ab$  между кривыми 1 и 2 (рис. 10-32), происходит переход от работы воронки как подтопленного водослива к работе как значительно затопленного отверстия.

з) РАСЧЕТ ОТВОДЯЩЕГО ТУННЕЛЯ ШАХТНОГО ВОДОСБРОСА

Безнапорный туннель может быть принят с уклоном (расчет по формуле Шези) или горизонтальным (строение свободной поверхности по формуле Б. Т. Емцева для неравномерного движения в горизонтальном русле, § 9-2). При этом высота туннеля должна быть больше глубины потока в туннеле с запасом на увеличение глубины за счет аэрации, а положение начального сечения, от которого производится построение свободной поверхности, определяется с учетом длины гидравлического прыжка (§ 10-2). При уклоне туннеля больше критического прыжок не образуется.

В случае напорного туннеля для расчета водосброса необходимо знать уровень свободной поверхности воды в его выходном сечении. При уровне свободной поверхности нижнего бьефа ниже верхней кромки выходного сечения туннеля может произойти отрыв потока от потолка туннеля (уровень 1 на рис. 10-25,а). Если уровень свободной поверхности в нижнем бьефе выше верхней кромки выходного отверстия (уровень 2 на рис. 10-25,а), то следует учитывать образование перелома восстановления, расчет которого производится по § 10-24. Перепад восстановления может достигать весьма значительной величины, что увеличивает рабочий напор водосброса по сравнению со статическим напором — разностью уровней бьефов. Значительное увеличение перепада восстановления может быть достигнуто за счет специальных конструктивных мер (§ 10-16,б).

Г. СИФОННЫЙ ВОДОСБРОС

10-14. РАСЧЕТ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ СИФОНА

Сифонные водосбросы автоматически вступают в работу при небольшом подъеме горизонта воды верхнего бьефа (рис. 10-33) над гребнем его оголовка. Коэффициент расхода сифонного водосброса  $\mu=0,70 \div 0,85$ . Для повышения устойчивой работы сифона устраивают во входной его части особый регулятор расхода.

При истечении из сифона под постоянный уровень следует наименьшую отметку потолка выходного участка сифона располагать не более чем на  $0,5$  м и не менее  $0,25$  м под уровнем воды нижнего бьефа. При переменном уровне воды за сифоном необходимо устройство колодца, обеспечивающего затопление наименьшей точки потолка сифона в тех же пределах, что и указано выше.

Для зарядки сифона устраивается носок, отбрасывающий воду от сливной поверхности сифона к потолку (рис. 10-34). Для принудительного включения сифона (зарядки сифона) предусматривается устройство трубы (с задвижкой), через которую может быть произведена откачка воздуха. Сифон работает обычно устойчиво при изменении расхода в пределах от  $Q_{мин}=0,25Q_{макс}$  до  $Q_{макс}$ .

Расход сифона определяется по формуле

$$Q = \mu \omega_{вых} \sqrt{2gH_0}, \quad (10-73)$$

где  $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta}}$  — коэффициент расхода сифона;  $\omega_{вых}$  — площадь выходного сечения;  $H_0 = H + v_0^2/2g$  — напор, равный разности горизонтов воды перед входом и выходом сифона, с учетом скоростного напора в верхнем бьефе.

Суммарные местные потери  $\Sigma \zeta$  складываются из потерь: а) во входном отверстии; б) в местах изменения площади поперечного сечения трубы сифона; в) на закруглениях; г) от зарядного носка; в) от трения по длине. Коэффициент сопротивления входного отверстия приблизительно равен  $\zeta_{вх}=0,1 \div 0,2$ . Потери на сужение, на закруглениях, на расширение можно определить согласно гл. 4. Сопротивление от зарядного носка при его устройстве на прямом участке сифона можно принять равным сопротивлению при сужении  $\zeta_{нос} = \zeta_{суж}$ . Коэффициент сопротивления по длине определяется по формулам § 4-3, причем при переменном сечении сифона он разбивается на участки и расчет производится для каждого участка по средним значениям гидравлического радиуса и коэффициента  $C$ .

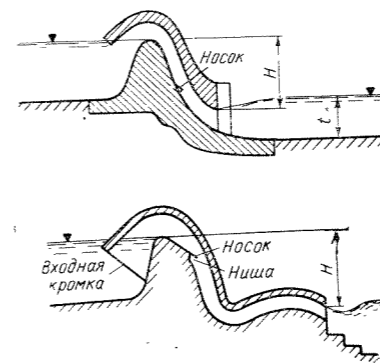


Рис. 10-33.

Верхняя кромка входного отверстия сифона должна быть заглублена под уровень воды в верхнем бьефе. Понижение уровня воды перед сифоном после его включения в работу

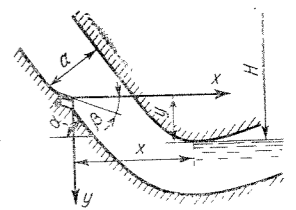


Рис. 10-34.

$$\delta z = \frac{v_{вх}^2 - v_0^2}{2g}, \quad (10-74)$$

где  $v_{вх}$  и  $v_0$  — скорость во входном сечении сифона и скорости подхода воды к сифону.

Откидной носок, предназначенный для зарядки сифона, рекомендуется располагать с превышением над наименьшей точкой потолка <sup>1</sup>

$$y = (0,6 \div 0,7) a, \quad (10-74a)$$

где  $a$  — высота сечения сифона перед носком.

Угол наклона откидного носка  $\beta$  определяется из уравнения траектории струи

$$y = x \operatorname{tg} \beta + \frac{g}{2v^2} (1 + \operatorname{tg}^2 \beta) x^2, \quad (10-75)$$

где  $x = y \operatorname{ctg} \alpha + \frac{a}{\sin \alpha}$ ;  $\alpha$  — угол наклона трубы сифона к горизонту;  $v = \varphi \sqrt{2g(H-y)}$  — скорость струи на сходе с носка;  $\varphi$  — коэффициент скорости, равный  $0,6 - 0,7$ .

10-15. РАСЧЕТ ДАВЛЕНИЯ В СЕЧЕНИИ НА ПОВОРОТЕ

Давление в сечениях на повороте сифонного или иного напорного водосброса рассчитывается для оценки величины вакуума в сечении; вакуум не должен превышать предельного значения, при котором происходит разрыв сплошности потока и начинается кавитация. Давление в любой точке сечения на повороте сифона может быть вычислено по формуле

$$\left( \frac{p}{\gamma} \right)_i = \left( z + \frac{p}{\gamma} \right)_{cp} - z_i + \frac{p^*}{\gamma}, \quad (10-76)$$

где  $(z + p/\gamma)_{cp}$  — пьезометрический уровень в рассматриваемом сечении, найденный без учета влияния кривизны струй;  $z_i$  — высотное положение рассматриваемой точки;  $p^*/\gamma$  — кинетическое давление, обусловленное поворотом потока.

Значение  $(z + p/\gamma)_{cp}$  определяется из уравнения Бернулли. При составлении уравнения Бернулли коэффициент кинетической энергии на повороте сифона прямоугольного сечения определяется по формуле <sup>2</sup>

$$\alpha = \frac{\left( \frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} \right) (r_2 - r_1)^2}{2 \left( \ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3}, \quad (10-77)$$

где  $r_1, r_2$  — радиусы кривизны дна и потолка сифона (рис. 10-35).

<sup>1</sup> Кеберле С. И. Автоматические сифонные водосбросы. Автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук. Ташкент, 1954 (Среднеазиатский политехнический институт).  
<sup>2</sup> Слисский С. М. Гидравлика зданий ГЭС. М., «Энергия», 1970.

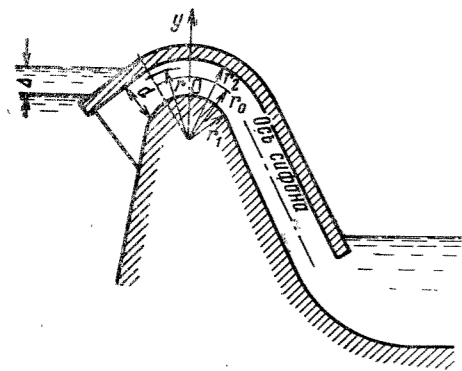


Рис. 10-35.

Кинетическое давление определяется при концентрическом очертании дна и потолка по формуле

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{u_0^2}{2g} \left[ 1 - \left( \frac{r_0}{r_0 + y} \right)^2 \right], \quad (10-78)$$

где  $r_0$  — радиус кривизны оси сифона;  $y$  — расстояние от оси сифона до рассматриваемой точки;  $u_0$  — скорость по оси сифона в створе гребня:

$$u_0 = \frac{q}{r_0 \ln \frac{r_2}{r_1}}. \quad (10-79)$$

При несовпадении центров кривизны дна и потолка сифона кинетическое давление может быть определено по формулам (10-101), (10-102).

При заданных значениях радиуса кривизны дна и потолка сифона максимальный вакуум может возникнуть на потолке, дне или стенке сифона. В сечении, проходящем через гребень сифона, место возникновения максимального вакуума может быть найдено по формулам Г. В. Симакова<sup>1</sup>.

**Пример.** Определить давление в створе вершины гребня сифона (рис. 10-36). Расход  $Q=19,58 \text{ м}^3/\text{сек}$ ; высота горловины

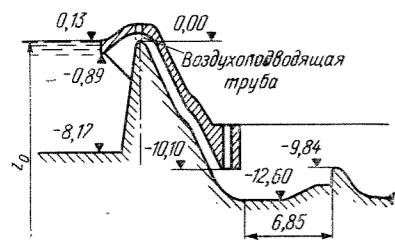


Рис. 10-36.

$d=0,85 \text{ м}$ ; ширина трубы  $b=2,65 \text{ м}$ ; радиус закругления гребня сифона  $r_1=0,92 \text{ м}$ ; радиус закругления  $r_2=1,77 \text{ м}$ ; радиус оси

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = 1,345 \text{ м}.$$

Площадь живого сечения сифона после сужения входного участка  $\omega_{суж} = \omega_{гр} = 0,85 \cdot 2,65 = 2,25 \text{ м}^2$ ; площадь входного отверстия  $\omega_{вх} = 9,06 \text{ м}^2$ ;  $\omega_{вх}/\omega_{суж} = 4$ ; угол конусности входного участка  $\alpha = 28^\circ$ ; угол поворота трубы сифона у гребня  $64^\circ$ . Превышение верхнего бьефа над гребнем сифона  $\Delta = 0,13 \text{ м}$ . Абсолютная отметка гребня  $\nabla = 1224,7 \text{ м}$  (условная отметка 0,0).

Решение. 1. Пренебрегая скоростным напором в верхнем бьефе, определяем из уравнения Бернулли пьезометрический

<sup>1</sup> Симаков Г. В. О сифонных водосбросах с максимальной пропускной способностью. — «Труды ЛПИ», 1968, № 289.

уровень  $(z + p/\gamma)_{ср}$  в сечении, проходящем через гребень:

$$\left( z + \frac{p}{\gamma} \right)_{ср} = z_0 - \frac{\alpha v^2}{2g} - \Sigma h_w.$$

При условной отметке гребня  $z_{гр} = 0,0 \text{ м}$  имеем  $z_0 = \nabla BB = 0,13 \text{ м}$ . Скоростной напор в сечении, проходящем через гребень,

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left( \frac{19,58}{2,25} \right)^2 = 3,86 \text{ м}.$$

Коэффициент кинетической энергии в сечении на повороте по формуле (10-77)

$$\alpha = \frac{\left( \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) (r_2 - r_1)^2}{2 \left( \ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3} =$$

$$= \frac{\left( \frac{1}{0,92} - \frac{1}{1,77} \right) (1,77 - 0,92)^2}{2 \left( \ln \frac{1,77}{0,92} \right)^3} = 1,11.$$

Потери напора на вход

$$h_{вх} = 0,2 \frac{1}{2g} \left( \frac{19,58}{9,06} \right)^2 = 0,05 \text{ м}.$$

Потери напора на суживающемся участке

$$h_w = 0,1 \frac{1}{2g} \left( \frac{19,58}{2,25} \right)^2 = 0,39 \text{ м}.$$

где 0,1 — коэффициент сопротивления постепенного сужения при угле конусности  $\alpha = 28^\circ$ .

Потери напора на повороте

$$h_w = 0,13 \frac{1}{2g} \left( \frac{19,58}{2,25} \right)^2 = 0,50 \text{ м}.$$

где 0,13 — коэффициент сопротивления поворота трубы прямоугольного сечения при угле поворота  $32^\circ$  (гл. 4).

Потери на трение на участке от входа до гребня сифона входят в вычисленные выше местные потери. Суммарные потери

$$\Sigma h_w = 0,05 + 0,39 + 0,50 = 0,94 \text{ м}.$$

Условная отметка пьезометрической линии в сечении гребня

$$\left( z + \frac{p}{\gamma} \right)_{ср} = 0,13 - 1,11 \cdot 3,86 - 0,94 = -5,09 \text{ м}.$$

2. Скорость и скоростной напор по оси сифона на повороте

$$u_0 = \frac{Q}{r_0 b \ln \frac{r_2}{r_1}} = \frac{19,58}{1,345 \cdot 2,65 \ln \frac{1,77}{0,92}} = 3,89 \text{ м}; \quad \frac{u_0^2}{2g} = 4,00 \text{ м}.$$

3. Кинетическое давление у потолка ( $y = 0,425 \text{ м}$ ) по формуле (10-78)

$$\left( \frac{p^*}{\gamma} \right)_{пот} = 4,00 \left[ 1 - \left( \frac{1,345}{1,345 + 0,425} \right)^2 \right] = 1,68 \text{ м}.$$

4. Кинетическое давление на гребне ( $y = -0,425 \text{ м}$ )

$$\left( \frac{p^*}{\gamma} \right)_{гр} = 4,00 \left[ 1 - \left( \frac{1,345}{1,345 - 0,425} \right)^2 \right] = -4,56 \text{ м}.$$

5. По формуле (10-76) при относительной отметке потолка  $z_{пот} = z_{гр} + d = 0,0 + 0,85 = 0,85 \text{ м}$  получаем избыточное давление на потолке  $(p/\gamma)_{пот} = -5,09 - 0,85 + 1,68 = -4,26 \text{ м}$ , т. е.  $p_{вак}/\gamma = 4,26 \text{ м}$ . Давление на гребне  $(p/\gamma)_{гр}$  равно:

$$\left( \frac{p}{\gamma} \right)_{гр} = -5,09 - 0,0 - 4,56 = -9,65 \text{ м}, \text{ т. е. } \frac{p_{вак}}{\gamma} = 9,65 \text{ м}.$$

При температуре воды  $20^\circ \text{C}$  давление насыщенных водяных паров  $p_{нас}/\gamma = 0,24 \text{ м вод. ст.}$  Критический вакуум по формуле (10-104)

$$\left( \frac{p_{вак}}{\gamma} \right)_{кр} = 9,94 - \frac{900}{\gamma} - \frac{p_{нас}}{\gamma} = 9,94 - \frac{1224,7}{900} - 0,24 = 8,34 \text{ м}.$$

В нашем случае при  $(p_{вак}/\gamma)_{гр} = 9,65 > (p_{вак}/\gamma)_{кр} = 8,34 \text{ м}$  следует ожидать разрыва сплошности потока на повороте у гребня сифона, что недопустимо. Необходимо или уменьшить кривизну гребня сифона (оси сифона), или снизить его пропускную способность путем введения сопротивления или уменьшения площади сечения сифона на участке за гребнем.

\* Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М., Госэнергоиздат, 1960.

### Д. ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ НАПОРНЫХ ВОДОСБРОСОВ И ВОДОСПУСКОВ. РАСЧЕТ ДАВЛЕНИЙ И СКОРОСТЕЙ В СЕЧЕНИЯХ НА ПОВОРОТЕ

#### 10-16. ДЕЙСТВУЮЩИЙ НАПОР

При определении действующего напора  $H_d$  (разности полной удельной энергии в верхнем бьефе и потенциальной энергии в выходном сечении водосбросов) различают следующие случаи:

1. Истечение в атмосферу (водосбросное отверстие расположено выше уровня воды в нижнем бьефе), за водосбросным отверстием отсутствует полка, имеется свободный доступ воздуха под струю (рис. 10-37,а). В этом случае

$$H_d = \nabla BB - \nabla ЦО = T'_0 - 0,5h_1, \quad (10-80)$$

где  $\nabla ЦО$  — отметка центра отверстия.

2. Донное незатопленное отверстие (рис. 10-37,б) или незатопленное отверстие с горизонтальной полкой  $l \geq 0,7h_1$  при свободном падении струи (рис. 10-37,в) и при подтопленной струе (рис. 10-37,з):

$$H_d = \nabla BB - \nabla B_{кр} = T'_0 - h_1, \quad (10-81)$$

где  $\nabla B_{кр}$  — отметка верхней кромки отверстия.

При отсутствии уступа (рис. 10-37,б, д)  $T'_0 = T$ .

3. Затопленное отверстие донное или на уступе (рис. 39,д, е)

$$H_d = \nabla BB - \nabla O = T'_0 - (h_1 + \delta) = z + \Delta h_0, \quad (10-82)$$

где  $\delta$  — глубина затопления верхней кромки отверстия.

При отсутствии уступа  $T'_0 = T$ .

При известном действующем напоре расход во всех рассмотренных выше случаях (рис. 10-37) определяется по формуле

$$Q = \mu \omega_1 \sqrt{2gH_d}, \quad (10-83)$$

где  $\omega_1$  — площадь выходного отверстия

Если струя, поступающая в нижний бьеф из отверстия на уступе без полки (рис. 10-37,а), будет подтоплена (но не затоплена), то расход следует определять по формуле<sup>1</sup>

$$Q = \sigma_r \mu \omega_1 \sqrt{2gH_d}, \quad (10-83')$$

где  $H_d$  — напор, вычисленный по формуле (10-81);  $\sigma_r$  —

<sup>1</sup> Слисский С. М. — «Научные доклады высшей школы. Строительство». 1959, № 1, стр. 271.

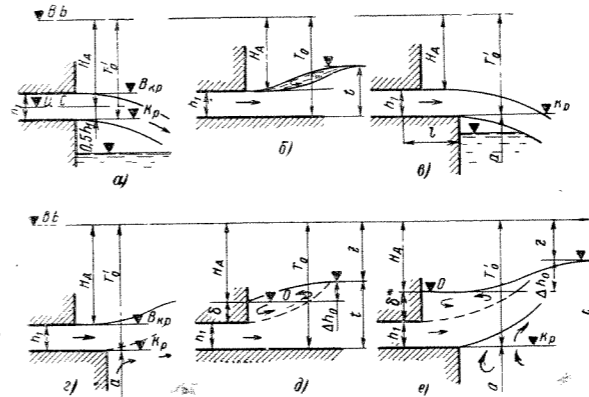


Рис. 10-37.

коэффициент, учитывающий влияние на пропускную способность пьезометрического напора  $h_0$  под струей, отсчитываемого от нижней кромки отверстия:

$$\sigma_r = \frac{\ln \eta}{\eta - 1}; \quad \eta = \sqrt{\frac{T_1 - h_1}{T_1 - h_0}}$$

При  $h_0 = 0$  (свободное истечение из отверстия в атмосферу, рис. 10-37,а) формула (10-83') дает несколько более точный результат, чем формула (10-83).

#### 10-17. ПЕРЕПАД ВОССТАНОВЛЕНИЯ. ГЛУБИНА ЗАТОПЛЕНИЯ ДОННОГО ОТВЕРСТИЯ

а) ГЛУБИНА ЗАТОПЛЕНИЯ ДОННЫХ ОТВЕРСТИЙ И РАСЧЕТ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ПЕРЕПАДА ВОССТАНОВЛЕНИЯ

Донное отверстие будет затоплено при глубине воды в нижнем бьефе  $t$  большей, чем глубина, сопряженная с глубиной в выходном сечении, равной высоте отверстия. При этом уровень в створе отверстий будет ниже уровня воды в нижнем бьефе на перепад восстановления  $\Delta h_0$  (рис. 10-38).

Глубина затопления  $\delta$  донного отверстия (его верхней кромки) может быть определена при  $\beta = b/B > 0,7$  по И. И. Леви<sup>1</sup>. При заданных  $Q, T_0, t, B, \mu$  и коэффициентах количества движения  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  из уравнения количества движения определяется  $\Delta h_0$  и затем вычисляется открытие затвора или высота отверстия  $h_1$ , отвечающая заданному удельному расходу  $q$ :

$$\frac{2Q}{g} \left[ \alpha_1 \sqrt{2g(T_0 - t + \Delta h_0)} - \frac{\alpha_2 Q}{tB} \right] = \Delta h_0 (2t - \Delta h_0) B. \quad (10-84)$$

При вычислении можно принимать  $\alpha_1 = 1,02, \alpha_2 = 1,04$ .

Если при заданных уровнях воды в бьефах и  $h_1$  необходимо рассчитать пропускную способность водовода, то используется уравнение

$$4\mu^2 h_1 b (T_0 - t + \Delta h_0) (\alpha_1 t - \alpha_2 h_1) = t \Delta h_0 (2t - \Delta h_0) B, \quad (10-85)$$

из которого определяется  $\Delta h_0$ .

При известном  $\Delta h_0$  глубина затопления отверстия равна:

$$\delta = t - h_1 - \Delta h_0. \quad (10-86)$$

<sup>1</sup> Леви И. И. — «Известия ВНИИГ», 1932, т. 6.

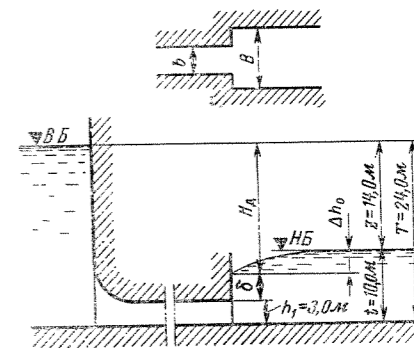


Рис. 10-38.

По вычисленному  $\delta$  или  $\Delta h_0$  по формуле (10-82) определяется действующий напор и затем расход.

**Пример.** Рассчитать пропускную способность трубы (рис. 10-38) прямоугольного сечения  $h_1 \times b = 3,0 \times 3,0$  м. Коэффициент расхода  $\mu = 0,6$ ; разность уровней бьефов  $z = T - t = 14,0$  м; глубина воды в нижнем бьефе  $t = 10$  м;  $\alpha_1 = 1,02$ ;  $\alpha_t = 1,04$ ;  $B = 3,0$  м.

**Решение.** 1. Из уравнения (10-85) определяем перепад  $\Delta h_0 = 4 \cdot 0,36 \cdot 3 \cdot 3(14 + \Delta h_0)(1,02 \cdot 10 - 1,04 \cdot 3) = 10 \Delta h_0(2 \cdot 10 - \Delta h_0) \cdot 3$ ;  $\Delta h_0 = 3,1$  м.

2. Действующий напор

$$H_{\text{д}} = z + \Delta h_0 = 14,0 + 3,1 = 17,1 \text{ м.}$$

3. Искомый расход по формуле (10-83)

$$Q = 0,6 \cdot 9,0 \cdot 4,43 \sqrt{17,1} = 99 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Без учета перепада восстановления  $Q = 90 \text{ м}^3/\text{сек.}$

б) УВЕЛИЧЕНИЕ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ ДОННЫХ ВОДОСБРОСОВ

Для использования перепада восстановления<sup>1</sup> эффективной мерой является устройство в русле за водосбором устка с обратным уклоном или плавнообтекаемого порога (рис. 10-39).

При устройстве плавнообтекаемого порога высота порога и величина перепада восстановления  $\Delta h_0 = z_{\text{вс}}$  могут быть определены в зависимости от числа Фруда по графикам А. М. Попова  $d/h_{\text{кр}} = f(Fr_1)$ ;  $\frac{z_{\text{вс}}}{v^2/2g} = f(Fr_1)$  и  $z_{\text{вс}}/h_{\text{кр}} = f(Fr_1)$  на рис. 10-39. Участок, на котором расположен порог, должен иметь ширину, равную ширине отверстия (боковые вертикальные стенки). Наклон порога 1:3. При числе Фруда менее 3 наклонный участок можно начинать непосредственно за выходным отверстием, при числе Фруда в диапазоне  $3 < Fr_1 < 9$  расстояние до начала наклонного участка должно составлять от 0,25 до 0,5 критической глубины  $h_{\text{кр}}$ .

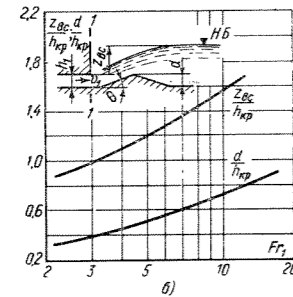
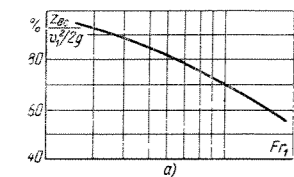


Рис. 10-39.

а — изменение перепада восстановления в долях скоростного напора; б — в долях критической глубины.

**Пример.** Пропуск строительного расхода осуществляется через трубу с параметрами, приведенными в предыдущем примере. Ширина нижнего бьефа за трубой равна ширине трубы (за счет устройства низовых стенок). Определить возможность снижения верховой перемычки за счет перепада восстановления. **Решение.** Скорость в выходном сечении

$$v = \mu \sqrt{2gH_{\text{д}}} = 0,6 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{17,1} = 11 \text{ м/сек.}$$

Число Фруда

$$Fr = \frac{v^2}{gh_1} = \frac{11^2}{9,81 \cdot 3} = 4,1;$$

критическая глубина при  $\alpha = 1,1$   $h_{\text{кр}} = 4,92$  м.

По графику на рис. 10-39 при  $h_{\text{кр}} = 4,1$  м имеем  $d/h_{\text{кр}} = 0,46$ ;  $z_{\text{вс}}/h_{\text{кр}} = 1,1$ . Следовательно,  $d = 0,46 h_{\text{кр}} = 0,46 \cdot 4,92 = 2,26$  м;  $z_{\text{вс}} = 1,1 \cdot 4,92 = 5,4$  м.

<sup>1</sup> Попов А. М. Восстановление энергии как средство увеличения пропускной способности строительных туннелей. Автореф. на соискание ученой степени канд. техн. наук. 1969 (ЛПИ им. М. И. Калинина).

Располагая трубу так, чтобы верхняя кромка ее выходного отверстия была заглублена под уровень нижнего бьефа на  $z_{\text{вс}} = 5,4$  м, будем иметь верхнюю кромку отверстий незатопленной. При этом уровень воды в верхнем бьефе будет выше уровня воды в нижнем бьефе на  $H_{\text{д}} - z_{\text{вс}} = 17,1 - 5,4 = 11,7$  м. Без повышения положения трубы и без устройства порога высотой  $d$  превышение  $\nabla BB$  над  $\nabla HB$  составляет  $z = 14,0$  м. Таким образом, отметка уровня воды в верхнем бьефе снизилась на  $14,0 - 11,7 = 2,3$  м, что позволяет соответственно уменьшить высоту перемычки.

При расчете пропускной способности строительного отверстия без учета перепада восстановления (по разности уровней в бьефах) перемычка была бы выше на 5,4 м.

10-18. РАСЧЕТ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ НАПОРНЫХ ВОДОСБРОСОВ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА УСТУПЕ

При наличии за напорными водосборамы быков, ограничивающих растекание непосредственно за водосборамы струи, поступающей из водосборных отверстий (см. рис. 10-40, 10-41), верхняя кромка водосборных отверстий остается незатопленной при значительном превышении уровня воды в нижнем бьефе над этой кромкой.

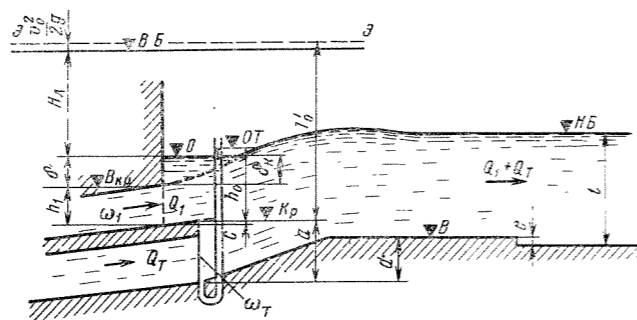


Рис. 10-40.

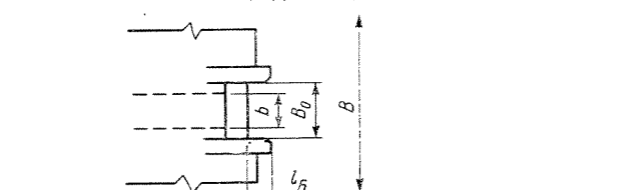
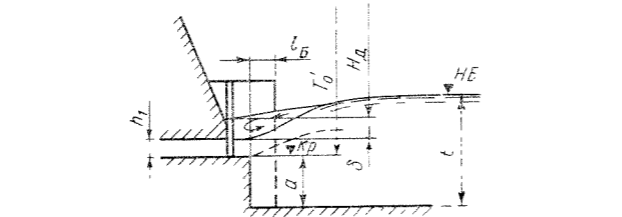
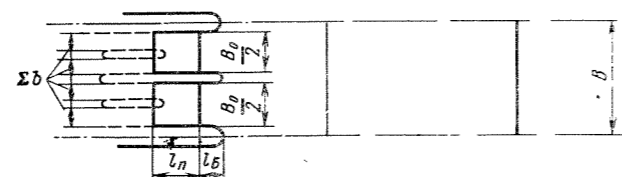


Рис. 10-41.

а) РАСЧЕТ УРОВНЯ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ, ПРИ КОТОРОМ ЗАТАПЛИВАЮТСЯ ОТВЕРСТИЯ НАПОРНЫХ ВОДОСБРОСОВ НА УСТУПЕ

Применительно к схемам сооружений на рис. 10-40 и 10-41 глубина нижнего бьефа  $t$  (отсчитываемая от уровня рисбермы), при которой происходит затопление верхней кромки водосборных отверстий, рассчитывается по формулам:

$$\text{при } \beta = b/B > 0,65 \div 0,7 \text{ и } l_0 \geq h_{0\text{кр}} \\ t_{\text{кр}} = e + \sqrt{(a-d)^2 + 2(a-d)h_{0\text{кр}} + \beta_0 h_1^2 + (1-\beta_0)h_{0\text{кр}}^2 + A}; \quad (10-87)$$

$$\text{при } \beta = b/B > 0,65 \div 0,7 \text{ и } l_0 < h_{0\text{кр}} \\ t_{\text{кр}} = e + \sqrt{(a-d)^2 + 2(a-d)h_{0\text{кр}} + h_1^2 + A}; \quad (10-88)$$

$$\text{при } \beta < 0,65 \text{ и } l_0 \geq h_{0\text{кр}} \text{ или } l_0 = 0 \\ t_{\text{кр}} = a - d + e + h_{0\text{кр}}; \quad (10-89)$$

если  $l_0 = 0$ , то расчет по формуле (10-89) возможен в случае, когда  $b \geq 4(h_{0\text{кр}} - h_1)$ , при точности расчета  $t_{\text{расч}}/t_{\text{опыт}}$  примерно  $\pm 10\%$ .

В приведенных выше формулах  $h_{0\text{кр}}$  — отсчитываемый от сливной кромки полки пьезометрический напор в створе уступа, отвечающий моменту затопления верхней кромки отверстий (критический пьезометрический напор),

$$h_{0\text{кр}} = 0,58 h_1 \sqrt{2\beta' Fr_1 + 1}, \quad (10-90)$$

$$\text{где при } l_0 > h_1 \quad \beta' = \beta_0 = \frac{b}{B_0};$$

$$\text{при } l_0 < h_1 \quad \beta' = \beta = \frac{b}{B};$$

$$Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3}; \quad q = \frac{Q}{b};$$

$h_1$  — высота отверстий водосбора в свету;  $B_0$  и  $B$  — расстояние между быками в свету и их осями (при  $b = B_0$   $\beta_0 = 1$ );  $l_0$  — длина быков, выступающих в нижний бьеф, отсчитываемая от сливной кромки уступа.

Значение члена  $A$  в формулах (10-87), (10-88) вычисляется при расчете затопления отверстий напорных водосборов совмещенных гидроэлектростанций по формуле

$$A = \frac{2}{gB} \left[ \frac{\alpha_1 Q_B^2}{\omega_1} + \frac{\alpha_t Q_T^2}{\omega_t} - \frac{\alpha_t (Q_B + Q_T)^2}{\omega_t} \right], \quad (10-91)$$

где  $Q_B$ ,  $Q_T$  — расходы водосбора и турбины;  $\omega_1$ ,  $\omega_t$ ,  $\omega_t$  — площади отверстий водосбора, отсасывающей трубы и живого сечения нижнего бьефа на ширине  $B$ ;  $\alpha_1$ ,  $\alpha_t$ ,  $\alpha_t$  — коэффициенты количества движения примерно равные: струя в створе уступа  $\alpha_1 = 1,0$ ; отверстие отсасывающей трубы  $\alpha_t = 1,37$ ; отверстие донного водосбора  $\alpha_t = 1,0$ ; нижний бьеф  $\alpha_t = 1,03$ .

В приведенных выше формулах для сооружения, отвечающего схеме на рис. 10-41, имеем  $e = 0$ ;  $d = 0$ ;  $\omega_t = 0$ ;  $Q_T = 0$ . В этом случае

$$A = \frac{2Q_B^2}{gB} \left[ \frac{\alpha_1}{\omega_1} - \frac{\alpha_t}{\omega_t} \right] \quad (10-91')$$

или

$$A = 2 Fr_1 h_1^3 \beta \left( \frac{\alpha_1}{h_1} - \frac{\alpha_t \beta}{t} \right), \quad (10-92)$$

где  $Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3}$ ;  $h_1$  и  $t$  — глубины струи на уступе и ниж-

него бьефа (за пределами водобойного колодца, если таковой имеется).

б) РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ ЗАТОПЛЕНИЯ ВЕРХНЕЙ КРОМКИ ВОДОСБОРНЫХ ОТВЕРСТИЙ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА УСТУПЕ

Для расчета глубины затопления  $\delta_{\text{к}}$  водосборных отверстий (их верхней кромки) в общем случае при поступлении из отверстия в уступе дополнительного расхода (совмещенные гидроэлектростанции, двухъярусные водосборы) или при отсутствии отверстия в уступе могут быть использованы следующие формулы в зависимости от условий затопления.

При  $\beta = b/B > 0,65 \div 0,7$  возможны следующие расчетные случаи:

1. Если затопление отверстий значительно, так что  $\nabla HB - \nabla Kp > (3h_{0\text{кр}} - h_1)$ , то  $\delta_{\text{к}} = h_0 - h_1 + c$ , где

$$h_0 = \frac{-(2a-d) + \sqrt{(2a-d)^2 - 4[a^2 - (a-d)d - dt - (t-e)^2 + A]}}{2}; \quad (10-93)$$

А вычисляется по формулам (10-91) или (10-92);  $h_0$  — пьезометрический напор под струей в створе уступа, отсчитываемый от сливной кромки полки. Остальные входящие в формулу величины обозначают размеры сооружения и показаны на рис. 10-40, 10-41.

2. При  $\nabla HB - \nabla Kp \leq 3(h_{0\text{кр}} - h_1)$ , т. е. при сравнительно незначительном затоплении отверстий, следует решать систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned} h_0 &= f(\delta_{\text{к}}); \\ \delta_{\text{к}} &= f(h_0, r_0). \end{aligned} \right\} \quad (10-94)$$

где дополнительно к принятым выше обозначениям  $\delta_{\text{к}}$  — глубина затопления верхней кромки отверстия в створе уступа;  $r_0$  — радиус кривизны поверхности струи в створе уступа в момент затопления отверстий.

Первое уравнение имеет вид:

$$h_0 = \frac{-(2a-d) + \sqrt{(2a-d)^2 - 4(1-\beta_0)[a^2 - (a-d)d - dt - (t-e)^2 + \beta_0(h_1 + \delta_{\text{к}}) + A]}}{2(1-\beta_0)}; \quad (10-95)$$

Второе уравнение

$$\delta_{\text{к}} = h_0 - h_1 - \mu^2 (T'_0 + c - h_1 - \delta) \times \left[ 1 - \frac{\left( 1 + 1,1 \ln \frac{1}{1 - \frac{\delta_{\text{к}}}{h_0 - h_1}} \right) r_0}{\left( 1 + 1,1 \ln \frac{1}{1 - \frac{\delta_{\text{к}}}{h_0 - h_1}} \right) r_0 + h_1} \right]^2, \quad (10-96)$$

<sup>1</sup> Слесский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. М., «Энергия», 1970.

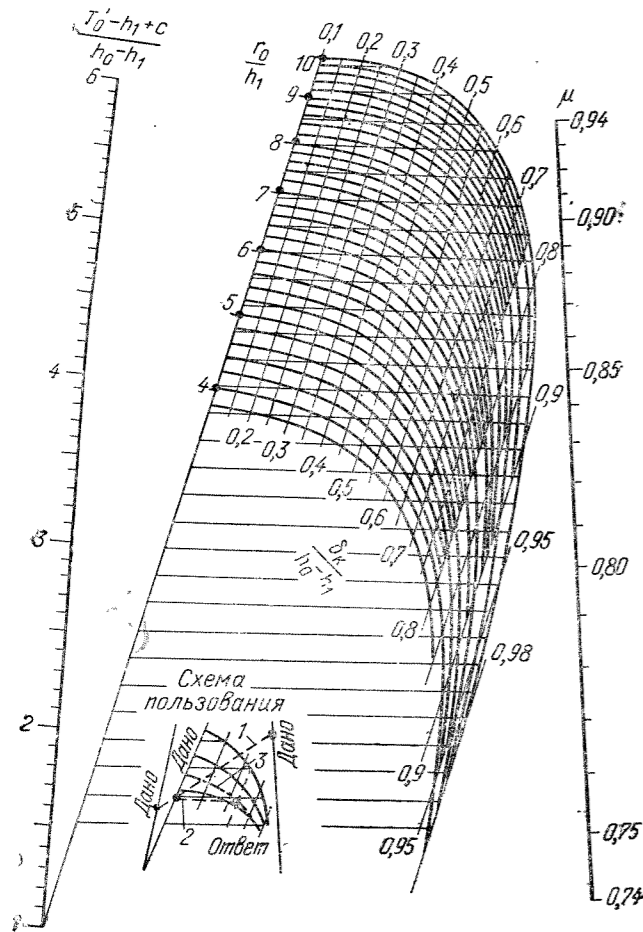


Рис. 10-42.

где

$$r_0 = \frac{h_1 \sqrt{1 - \frac{h_{окр} - h_1}{\mu^2(T'_0 + c - h_1)}}}{1 - \sqrt{1 - \frac{h_{окр} - h_1}{\mu^2(T'_0 + c - h_0)}}} \quad (10-97)$$

а  $\mu$  — коэффициент расхода водосбросов.

Решая уравнения (10-95) и (10-96), строим кривые, точка пересечения которых дает  $\delta_k$  и  $h_0$ . При известном  $\delta_k$  искомая величина затопления верхней кромки отверстия равна:  $\delta \approx \delta_k + c$ , а при горизонтальной полке  $\delta \approx \delta_k$ . Для построения графика  $\delta_k = f(h_0, r_0)$  (формула 10-96) можно использовать номограмму рис. 10-42.

При  $\beta = b/B < 0,65$  возможны следующие расчетные случаи:

1. Быки, выступающие в нижний бьеф, отсутствуют или имеют незначительную длину ( $l_6 \approx 0$ ). При неработающих смежных отверстиях уровень воды в створе отверстия определяется уровнем в конце водобоя. Тогда (рис. 10-40)

$$\delta = t - e + d - a - h_1. \quad (10-98)$$

2. Работает одно, два смежных отверстия. Имеются быки, выступающие в нижний бьеф. Отверстие затоплено незначительно, т. е.  $\nabla_{НБ} - \nabla_{Кр} \leq 3(h_{окр} - h_1)$ . Давление под струей может определяться уровнем воды

в водоворотных боковых областях, что дает

$$h_0 = t - e + d - a. \quad (10-99)$$

При найденном  $h_0$  расчет ведется по (10-96) с использованием номограммы на рис. 10-42.

Расчет пропускной способности напорных водосбросов совмещенных ГЭС производится одновременно с расчетом эжекции (§ 10-26).

Пример. Рассчитать пропускную способность напорного водосброса (рис. 10-41) гравитационной плотины с отверстием на уступе. Дано:  $T'_0 = 26,88$  м;  $t = 17$  м;  $a = 8,0$  м;  $h_1 = 2,40$  м;  $b = 6,0$  м;  $\omega = 14,4$  м<sup>2</sup>;  $B_0 = 8,0$  м;  $\beta_0 = b/B_0 = 0,75$ ;  $l_6 = 7,0$  м;  $\mu = 0,88$ . Полка за водосбросными отверстиями горизонтальна. Ширина нижнего бьефа  $B > b$  ( $\beta < 0,65$ ).

Решение. 1. Удельный расход в створе отверстий при незатопленной верхней кромке

$$q = \mu h_1 \sqrt{2g(T'_0 - h_1)} = 0,88 \cdot 2,40 \sqrt{2 \cdot 9,81(26,88 - 2,40)} = 46,2 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}.$$

$$Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3} = \frac{46,2^2}{9,81 \cdot 2,40^3} = 15,75.$$

2. Определяем, будут ли отверстия водосброса затоплены. По формуле (10-90) определяем критический пьезометрический напор, при котором происходит затопление отверстий. В данном случае  $l_6 > h_1$ ;  $7,0 > 2,40$ , поэтому  $\beta' = \beta_0 = 0,75$ .

$$h_{окр} = 0,58 h_1 \sqrt{2\beta' Fr_1 + 1} = 0,58 \cdot 2,40 \sqrt{2 \cdot 0,75 \cdot 15,75 + 1} = 6,9 \text{ м}.$$

Согласно заданию имеем  $\beta < 0,65$ , следовательно, глубину нижнего бьефа, отвечающую моменту затопления отверстий определяем по формуле (10-89) (при  $d = 0, e = 0$ )

$$t_{кр} = a + h_{окр} = 8,0 + 6,9 = 14,9 \text{ м}.$$

Глубина в нижнем бьефе  $t = 17,0 > t_{кр} = 14,9$  м, следовательно, верхняя кромка отверстий затоплена.

3. Определяем глубину затопления верхней кромки отверстия  $\delta$ .

$$\nabla_{НБ} - \nabla_{Кр} = t - a = 17,0 - 8,0 = 9,0 \text{ м};$$

$3(h_{окр} - h_1) = 3(6,9 - 2,40) = 13,50$  м;  $9,0 < 13,5$ . При этом  $\beta < 0,65$ , следовательно, расчет нужно вести по формулам (10-99), (10-96). По формуле (10-99) при  $d = 0$  и  $e = 0$

$$h_0 = t - a = 17,0 - 8,0 = 9,0 \text{ м}.$$

Переходя к определению  $\delta$ , вместо непосредственного расчета по формуле (10-96) используем номограмму на рис. 10-42. При  $c = 0$  имеем:

$$\frac{T'_0 - h_1 + c}{h_0 - h_1} = \frac{26,88 - 2,4}{9,00 - 2,4} = 3,81;$$

$$\frac{r_0}{h_1} = \frac{\sqrt{1 - \frac{6,9 - 2,40}{0,88^2(26,88 - 2,40)}}}{1 - \sqrt{1 - \frac{6,9 - 2,40}{0,88^2(26,88 - 2,40)}}} = 6,8.$$

По номограмме определяем

$$\frac{\delta_k}{h_0 - h_1} = 0,74,$$

откуда  $\delta_k = 0,74(9,0 - 2,4) = 4,7$  м.

Так как  $c = 0$  (полка горизонтальна),  $\delta = \delta_k = 4,7$  м.

4. Напор водосброса определяем по формуле (10-82)

$$H_d = T'_0 - (h_1 + \delta) = 26,88 - (2,40 + 4,7) = 19,78 \text{ м}$$

(при разности уровней бьефов 17,88 м, т. е. неучет действительной глубины затопления отверстия занижает напор на 1,9 м). Расход

$$Q = 0,88 \cdot 14,4 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 19,78} = 250 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

10-19. РАСЧЕТ ДАВЛЕНИЙ И СКОРОСТЕЙ В СЕЧЕНИЯХ НА ПОВОРОТЕ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ<sup>1</sup>

При проектировании напорных водоводов (водосбросов, водоспусков) для назначения допустимых радиусов кривизны внутренних поверхностей (из условия ограничения вакуума и кавитации) определяем в сечении на повороте величины давления и местные скорости потока.

а) ДАВЛЕНИЕ В СЕЧЕНИИ НА ПОВОРОТЕ И ЕГО РАСЧЕТ

Давление на стенку на повороте может рассматриваться как сумма составляющих гидростатического и кинетического давлений. Последнее обусловлено действием нормальных ускорений.

При заданной отметке  $z_M$  рассматриваемой точки  $M$  на криволинейной поверхности водовода давление в точке равно (рис. 10-43.а):

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_M = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_{cp} - z_M \pm \frac{p^*}{\gamma}. \quad (10-100)$$

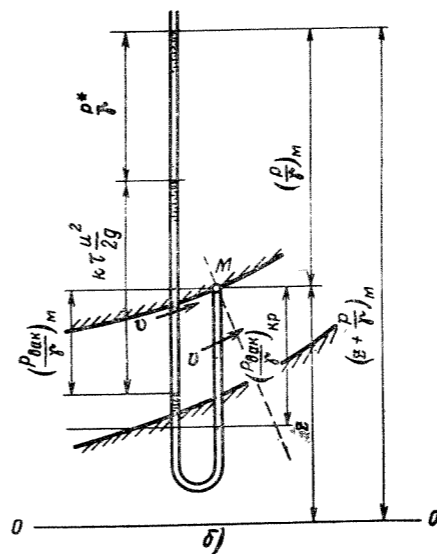
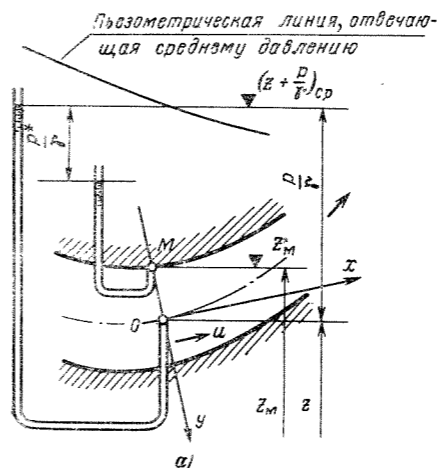


Рис. 10-43.

<sup>1</sup> Слисский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. М., «Энергия», 1970.

Средний пьезометрический напор в данном сечении вычисляется по уравнению Бернулли по средней скорости в сечении. Знак перед  $p^*/\gamma$  определяется направлением нормальных ускорений. Кинетическое давление при совпадении центров кривизны стенок водовода может быть определено по формуле (10-78). При несовпадении центров кривизны поверхностей проточной части водосброса значение  $p^*/\gamma$  на стенке с радиусом  $R_2$  ( $y = h/2$ ) определяется по формуле

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{v^2}{g \left[ 1 + \left( \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \frac{h}{24} \right]^2} \left[ \left( \frac{1}{R_1} + \frac{3}{R_2} \right) \frac{h}{8} - \left( \frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \frac{5h^2}{64} - \frac{3h^2}{32R_1R_2} + \left( \frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} \right) \frac{h^2}{16} \right]. \quad (10-101)$$

Кинетическое давление на стенке радиуса  $R_1$  ( $y = -h/2$ )

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{-v^2}{g \left[ 1 + \left( \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \frac{h}{24} \right]^2} \left[ \left( \frac{3}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \frac{h}{8} + \left( \frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \frac{5h^2}{64} + \frac{3h^2}{32R_1R_2} + \left( \frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} \right) \frac{h^2}{16} \right]. \quad (10-102)$$

В этих формулах  $v$  — средняя скорость в рассматриваемом сечении;  $h$  — расстояние между криволинейными поверхностями сечения;  $R_1, R_2$  — радиусы кривизны внутренней и внешней стенок.

б) РАСЧЕТ МЕСТНЫХ СКОРОСТЕЙ В ПРЯМОУГОЛЬНОМ СЕЧЕНИИ НА ПОВОРОТЕ

Средние скорости в какой-либо точке сечения на повороте могут быть вычислены по следующей полуэмпирической формуле:

$$u = A \frac{v_{cp} \left( \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \frac{y^2}{2h} - \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \frac{y}{2}}{1 + \left( \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \frac{h}{24}} \times \left[ 1 - \left( \frac{2y}{h} \right)^2 \right]^B. \quad (10-103)$$

Здесь  $v$  — средняя скорость в рассматриваемом сечении;  $y$  — расстояние от оси до рассматриваемой точки (рис. 10-43.б);

$$A = 1 + \frac{0,125}{1 + 10h/R_0};$$

$$B = 0,125 - 0,0833(h/R_0)^{0,113},$$

где  $R_0$  — радиус кривизны оси водовода.

Значения коэффициента  $A$  и показателя степени  $B$  даны в табл. 10-5.

Формула (10-103) не учитывает влияние на распределение скоростей относительной высоты водовода и коэффициента трения.

Таблица 10-5  
Значения коэффициента А и показателя В в формуле (10-103)

h/R <sub>0</sub>	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
A	1,125	1,162	1,042	1,031	1,025	1,021	1,018	1,016	1,014	1,012	1,011
B	0,125	0,060	0,058	0,052	0,050	0,048	0,046	0,045	0,044	0,043	0,042

Примечание. Если радиус одной из поверхностей равен бесконечности, в расчет вводится средняя величина радиуса кривизны  $\frac{1}{R_0} = \frac{1/R_1 + 0}{2}$ .

а) ВАКУУМ В СЕЧЕНИИ НАПОРНЫХ ВОДОСБРОСОВ, ДОПУСТИМЫЙ ИЗ УСЛОВИЯ ОГРАНИЧЕНИЯ КАВИТАЦИИ

Кавитация возникает при падении давления в рассматриваемой точке давления насыщенных водяных паров  $(p/\gamma)_{нас}$ . Учитывая падение атмосферного давления в зависимости от абсолютной отметки местности на  $\nabla/900$  и возможное его падение на 0,39 м в зависимости от метеорологических условий, можно критическую величину вакуума, отвечающего давлению насыщенных водяных паров, определить по формуле

$$\left(\frac{p_{вак}}{\gamma}\right) = 10,33 - \frac{\nabla}{900} - 0,39 - \left(\frac{p}{\gamma}\right)_{нас} = 9,94 - \frac{\nabla}{900} - \left(\frac{p}{\gamma}\right)_{нас}, \quad (10-104)$$

где 10,33 м — физически возможный вакуум.

Кавитация не возникнет, если вакуум меньше его критического значения, или, иначе, избыточное давление больше критического:

$$\frac{p_{вак}}{\gamma} < \left(\frac{p_{вак}}{\gamma}\right)_{кр}; \quad (10-105)$$

$$\frac{p}{\gamma} > \left(\frac{p}{\gamma}\right)_{кр}. \quad (10-105')$$

В сечении на повороте напорного водовода актуальное, т. е. мгновенное, давление в некоторой точке М на потолке, стенке или днище может быть определено по формуле (рис. 10-43,б)

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_M = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_{ср} - z_M \pm \frac{p^*}{\gamma} - K\tau \frac{u^2}{2g} \pm \delta \frac{v^2}{2g}, \quad (10-106)$$

где  $\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_{ср}$  — пьезометрический напор, соответствующий среднему давлению в сечении (определяется из уравнения Бернулли); К, τ — коэффициенты, учитывающие понижение давления при набегании потока на неровности; δ — пульсационная составляющая давления, выраженная в долях от скоростного напора; u — местная скорость (скорость набегания потока на неровности поверхности водовода); v — средняя скорость.

Значения коэффициентов К и τ могут быть найдены в специальных работах<sup>1</sup>; δ при безотрывном обтекании может быть принята равной 0,1—0,2, при отрыве потока от стенок δ=0,3÷0,6. Кинетическое давление  $p^*/\gamma$  и

скорость набегания на неровности u могут быть определены по формулам (10-78), (10-101)—(10-103).

Расчет является приближенным, ориентировочным.

Пример. Оценить возможность возникновения кавитации в ключевом сечении диффузорного напорного водосброса (рис. 10-44) совмещенной ГЭС. Исходные данные: площади поперечных сечений  $\omega_{вх}=200 \text{ м}^2$ ;  $\omega_{к.л}=78,1 \text{ м}^2$ ;  $\omega_{вых}=135 \text{ м}^2$ ;  $R_1=8,8 \text{ м}^2$ ;  $R_2=\infty$ ; расстояние между стенками в ключевом сечении  $b=7,20 \text{ м}$ .

Отметка потолка водосброса  $\nabla П=43,6 \text{ м}$ , верхнего бьефа  $\nabla ВВ=68,0 \text{ м}$ , уровня свободной поверхности воды в створе отверстий  $\nabla О=55,80 \text{ м}$  (рассчитывается по § 10-18,б) действующий напор  $H_d = \nabla ВВ - \nabla О = 12,20 \text{ м}$ .

Расход, пропускаемый водосбросом  $Q_B=1360 \text{ м}^3/\text{сек}$ ; скорость подхода в верхнем бьефе  $v_0=0,4 \text{ м/сек}$ ;  $v_{вх}=6,8 \text{ м/сек}$ .

Решение. 1. Определяем средний пьезометрический напор в ключевом сечении (без учета влияния кривизны водовода), для чего вычисляем суммарные потери напора на участке от входа до ключевое сечения.

Коэффициент сопротивления на вход, отнесенный к скоростному напору во входном сечении  $\zeta_{вх}=0,9^*$ . Потери напора на вход  $h_{вх} = 0,9 \cdot 6,8^2/19,62 = 2,1 \text{ м}$ . Коэффициент сопротивления участка от входа до ключевое сечения, длина которого  $l_{вх}=12,4 \text{ м}$ , определяем, взводя в расчет эквивалентный конус с углом при вершине:

$$\text{tg } \frac{\beta}{2} = \frac{\sqrt{\omega_{вх}} - \sqrt{\omega_{к.л}}}{l_{вх} \sqrt{\pi}} = \frac{\sqrt{200} - \sqrt{78,1}}{12,4 \cdot \sqrt{\pi}} = 0,211; \quad \beta = 27^\circ.$$

Коэффициент сопротивления сходящихся переходных конусов  $\zeta_{кон}$  (§ 4-4) при  $\beta=27^\circ$  равен 0,23. Потери напора на рас-

\* Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М., Госэнергоиздат, 1960 (диаграмма 3-12 на стр. 90).

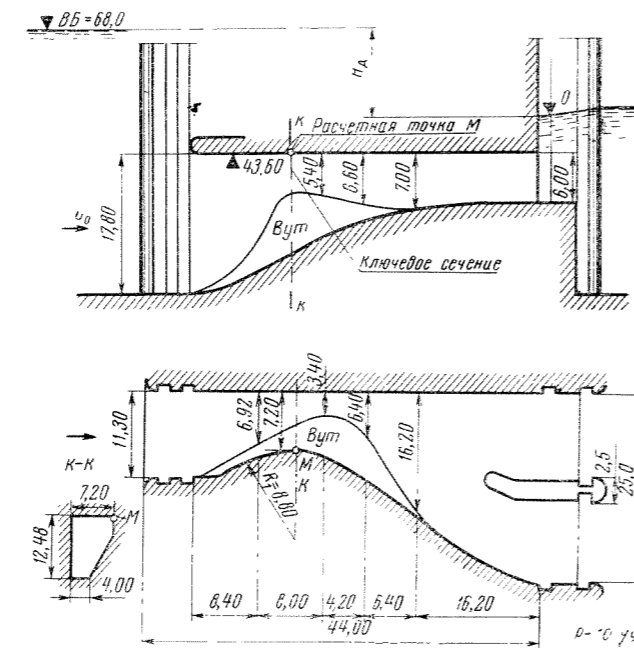


Рис. 10-44.

<sup>1</sup> Розанов Н. П., Шальнев К. К. и др.; Воробьев Г. А. — «Известия ВНИИГ», 1965, т. 78; Слисский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. М., «Энергия», 1970, стр. 131.

рассматриваемом участке

$$h_{шкон} = \zeta_{кон} \frac{v_{к.л}^2}{2g} = 0,23 \frac{17,4^2}{19,62} = 3,5 \text{ м}.$$

Суммарные потери от верхнего бьефа до ключевое сечения

$$\Sigma h_w = h_{вх} + h_{шкон} = 2,1 + 3,5 = 5,6 \text{ м}$$

Из уравнения Бернулли для сечений в верхнем бьефе и ключевое сечения определяем средний пьезометрический напор в ключевом сечении:

$$\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_0 + \frac{v_0^2}{2g} = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_{ср} + \frac{v_{к.л}^2}{2g} + \Sigma h_w;$$

$$68,0 + 0,01 = (z + p/\gamma)_{ср} + 15,4 + 5,6,$$

откуда  $(z + p/\gamma)_{ср} = 47,0 \text{ м}$ .

### Е. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ СВОБОДНОЙ ОТБРОШЕННОЙ СТРУЕЙ

#### 10-20. ДАЛЬНОСТЬ ОТЛЕТА СТРУИ

а) РАСЧЕТ БЕЗ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ АЭРАЦИИ, РАСПАДА СТРУИ И ГЛУБИНЫ НИЖНЕГО БЬЕФА

Дальность отлета струи  $L=L_0$ ,  $L=L_d$ ,  $L=L_{л.р}$  (до встречи со свободной поверхностью, дном до размыва или дном ямы размыва), отброшенной с трамплина в конце водослива, быстрого тока или из отверстия напорного водосброса может быть определена по формуле (рис. 10-45,а)

$$L = \frac{v_1^2 \cos \alpha_c}{g} \left( \sin \alpha_c + \sqrt{\sin^2 \alpha_c + \frac{2gy}{v_1^2}} \right). \quad (10-107)$$

При угле наклона оси струи в створе уступа, равном нулю, формула дальности отлета принимает вид:

$$L = \frac{v_1^2}{g} \sqrt{\frac{2gy}{v_1^2}} = v_1 \sqrt{\frac{2y}{g}}. \quad (10-107')$$

В этих формулах  $v_1$  — средняя скорость струи в створе уступа;  $\alpha_c$  — угол наклона оси струи к гори-

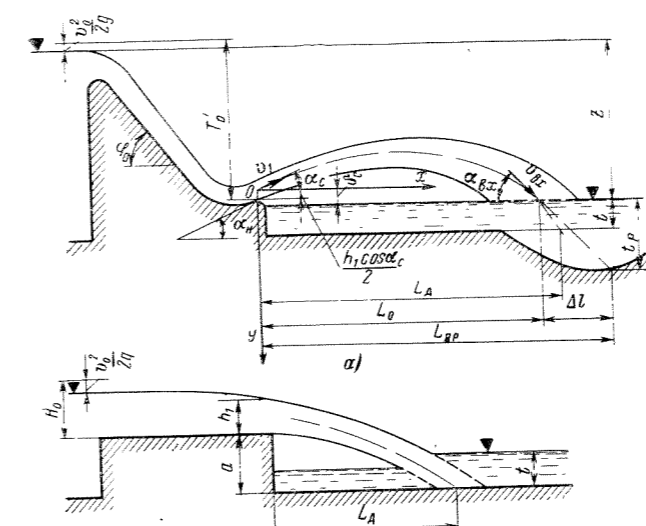


Рис. 10-45.

2. Кинетическое давление в ключевом сечении, в точке М у потолка определяем по формуле (10-102) (стенка меньшего радиуса кривизны). При подстановке в эту формулу значений средней скорости  $v_{к.л}=1360/78,1=17,4 \text{ м/сек}$ , расстояния между стенками  $b=7,20 \text{ м}$ ; значений  $1/R_1=1/8,8=0,113 \text{ м}^{-1}$  и  $1/R_2=1/\infty=0$  получаем:

$$\left(\frac{p^*}{\gamma}\right)_M = -0,0382 v_{к.л}^2 = -0,0382 (1360/78,1)^2 = -11,6 \text{ м}.$$

3. Искомое давление в точке М ( $z = \nabla П = 43,6 \text{ м}$ )

$$\left(\frac{p^*}{\gamma}\right)_M = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_{ср} - z + \left(\frac{p^*}{\gamma}\right)_M = 47,0 - 43,6 - 11,6 = -8,2 \text{ м}.$$

4. Для оценки возможности появления кавитации используем формулу (10-106), сравнивая полученное давление с его критическим значением, вычисленным по формуле (10-105'). Скорость u в формуле (10-106) определяем по формуле (10-103) при  $y=h/2=3,60 \text{ м}$ .

зону в створе уступа (§ 10-21). В общем случае  $\alpha_c \neq \alpha_n$ , где  $\alpha_n$  — угол наклона носка; y — превышение центра сечения струи в створе уступа над местом падения струи. При падении струи на свободную поверхность  $y=\delta_c$ ; на дно до размыва  $y=l+\delta_c$ ; в яму размыва  $y=l_p+\delta_c$ .

Скорость  $v_1$  неподтопленной струи определяется по формуле

$$v_1 = \varphi \sqrt{2g(T'_0 - 0,5h_1 \cos \alpha_c)}, \quad (10-108)$$

где  $T'_0$  — превышение уровня верхнего бьефа (с учетом скоростного напора) над сливной кромкой носка;  $h_1$  — глубина струи в створе уступа;  $\varphi$  — коэффициент скорости.

Дальность отлета струи, свободно отброшенной с уступа водослива с широким порогом (рис. 10-45,б) (с точки пересечения оси струи с дном), можно вычислить по (10-107) или по формуле

$$L = 4,26m \sqrt{H_0(a + 0,24H_0)}, \quad (10-109)$$

которая при коэффициенте расхода  $m=0,385$  превращается в формулу Д. М. Чертоусова

$$L = 1,64 \sqrt{H_0(a + 0,24H_0)}, \quad (10-110)$$

где a — превышение порога над местом падения струи (в данном случае высота порога).

Дальность отлета струи существенно зависит от значения коэффициента скорости и угла наклона струи в створе уступа.

Коэффициент скорости  $\varphi$  для водослива практического профиля ориентировочно может быть найден по формуле Г. П. Скребкова

$$\varphi = 1 - 0,0155 \frac{T' - H}{H}, \quad (10-111)$$

где  $T'$  — превышение уровня верхнего бьефа над сливной кромкой носка; H — напор на гребне водослива.

Для напорных водосбросов можно принимать  $\varphi=1$ .

Угол расширения струи (в одну сторону) в плане может быть вычислен по формуле<sup>1</sup>

$$\text{tg } \beta = \frac{h_1 \sqrt{1 + \frac{v_c^2}{gR}}}{v_c}. \quad (10-112)$$

Ширина струи в месте ее падения

$$B_c = b + 2L_0 \text{tg } \beta, \quad (10-113)$$

где b — ширина струи в створе уступа.

<sup>1</sup> Бурков А. Ф. — «Известия ВНИИГ», 1963, т. 72.

При глубине нижнего бьефа, меньшей глубины, сопряженной со сжатой, образуется отогнанный прыжок.

б) РАСЧЕТ ДАЛЬНОСТИ ОТЛЕТА СТРУИ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ГЛУБИНЫ НИЖНЕГО БЬЕФА

Струя, войдя под уровень, движется по прямой (ось струи), касательной к точке встречи оси струи со свободной поверхностью. Вследствие этого при глубине нижнего бьефа  $t > \delta_c$  становится существенным увеличение дальности отлета струи.

Дальность падения струи на дно ямы размыва с учетом ее движения под уровнем по прямой (рис. 10-45,а) равна<sup>1</sup>:

$$L_{п.р} = L_0 + \Delta l; \quad (10-114)$$

$$\Delta l = \frac{t_p}{\text{tg } \alpha_{вх}}. \quad (10-115)$$

Тангенс угла  $\alpha_{вх}$  входа струи под уровень определяется по формуле

$$\text{tg } \alpha_{вх} = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha_c + \frac{2g\delta_c}{v_1^2 \cos^2 \alpha_c}}, \quad (10-116)$$

которая при  $\alpha_c = 0$  (горизонтальное направление струи при спуске с уступа) принимает вид:

$$\text{tg } \alpha_{вх} = \sqrt{2g\delta_c}/v_1. \quad (10-117)$$

При расчете  $L_{п.р}$  первоначально определяется по (10-119)  $t_p$ , затем при  $y = \delta_c$  вычисляется  $L_0$ , по (10-115) находится  $\Delta l$  и далее по (10-114) вычисляется искомая  $L = L_{п.р}$ .

При вычислении  $L = L_d$  (яма размыва отсутствует) в формуле (10-115) принимается  $t_p = t$ .

При  $\alpha_c = 0$  влияние затопления струи на дальность ее падения может быть учтено с помощью графика на рис. 10-46, где  $L_{зат}$  — дальность отлета струи на дно или в яму размыва с учетом влияния затопления,  $L$  — то же, без учета влияния затопления.

При расчете глубины в яме размыва по формуле (10-119) скорость входа струи под уровень

$$u_{вх} = \varphi \sqrt{2gz}. \quad (10-118)$$

в) ВЛИЯНИЕ АЭРАЦИИ И РАСПАДА СТРУИ НА ДАЛЬНОСТЬ ЕЕ ОТЛЕТА

Струя в полете насыщается воздухом и разрушается тем больше, чем значительней скорости, чем тоньше струя в начальном сечении и чем дальше рассматриваемое сечение отстоит от уступа. По данным Н. Б. Исаченко и А. Г. Чанишвили, И. А. Каменева<sup>2</sup> концентрация воздуха в струе  $S = 1 - \gamma_{см}/\gamma_{вод}$  достигает на расстоянии  $x/h_1 = 20$  величины около 0,8.

Для учета влияния аэрации и распада струи на дальность ее отлета следует значение  $L$ , найденное по

<sup>1</sup> Эльясберг С. Я. — «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.

<sup>2</sup> Исаченко Н. Б., Чанишвили А. Г. — «Известия ВНИИГ», т. 87, 1968; Каменев И. А. «Гидравлическое строительство», 1966, № 3; 1964, № 8.

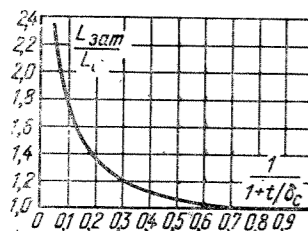


Рис. 10-46.

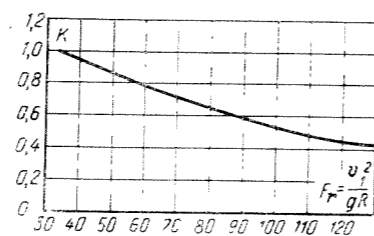


Рис. 10-47.

формулам предыдущего параграфа, умножить на поправочный коэффициент  $k < 1$ , величина которого определяется в зависимости от числа Фруда, составленного для сечения струи в створе уступа (рис. 10-47)\*.

г) ГЛУБИНА РАЗМЫВА СВОБОДНО ОТБРОШЕННОЙ СТРУЕЙ

Для несвязного грунта Ц. Е. Мирцхулава предложил следующую формулу для определения глубины ямы размыва, образующейся в месте падения отброшенной струи<sup>1</sup>

$$t_p = 2,4q \left( \frac{\eta}{W} - \frac{2,5}{u_{вх}} \right) \frac{\sin \alpha_{вх}}{1 - 0,175 \text{ctg } \alpha_{вх}} + 0,25t. \quad (10-119)$$

Здесь  $u_{вх}$  — скорость струи при входе ее под уровень (определяется по формуле (10-118));  $\alpha_{вх}$  — угол входа струи под уровень (определяется по формуле 10-116);  $t$  — глубина в нижнем бьефе за ямой размыва;  $\eta$  — коэффициент перехода от средних скоростей к актуальным:  $\eta = 1,5 \div 2$ ;  $W$  — гидравлическая крупность грунта:

$$W = \sqrt{\frac{2(\gamma_{гр} - \gamma_0)d}{1,75\gamma_0}}, \quad (10-120)$$

где  $d$  — вводимый в расчет диаметр частиц грунта, отвечающий фракциям, мельче которых в грунте содержится 90% частиц;  $\gamma_{гр}$ ,  $\gamma_0$  — удельные (отнормированные) веса материала и воды с учетом содержания в воде воздуха;  $\gamma_0 = (1-S)$ , где концентрация воздуха в струе  $S$  примерно равна 0,8.

С некоторым приближением формула (10-119) может быть применена для расчета глубины в яме размыва скального грунта (исходя из предположения, что скальный грунт состоит из отдельностей, характеризующихся размером  $d$ , связи между которыми нарушены в результате воздействия струи).

Для построения профиля воронки в несвязных грунтах М. А. Михалев рекомендует<sup>2</sup> на оси струи, ниже уровня воды, провести радиусом

$$R = 0,215t_p \text{ctg } \alpha_{вх} \quad (10-121)$$

окружность, касательную к горизонтальной линии, проходящей через точку максимального размыва, а затем провести под углом естественного откоса касательные к этой окружности, которые определяют контур воронки (рис. 10-48,а).

По Г. А. Юдицкому длина воронки в скальных грунтах может достигать в направлении потока

\* Временные указания по гидравлическому расчету поверхностных водосбросов высоких гравитационных плотин с носком — трамплином, ВСН. Л., «Энергия», 1965 (ВНИИГ).

<sup>1</sup> Мирцхулава Ц. Е. Размыв русл и методика оценки их устойчивости. М., «Колос», 1957, стр. 152.

<sup>2</sup> Михалев М. А. — «Гидротехническое строительство», 1960, № 9.

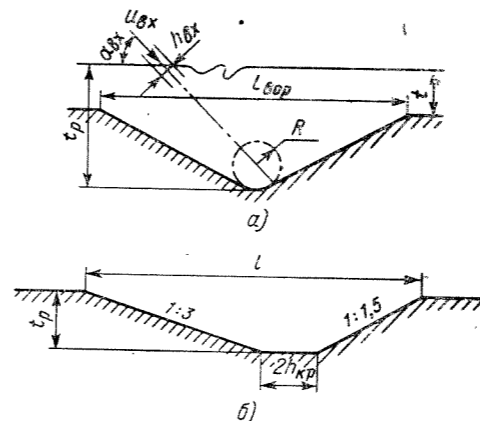


Рис. 10-48.

$$l = 4,5t_p + 2h_{кр}. \quad (10-122)$$

Верховой откос ямы размыва он предлагает принимать равным 1:3, низовой 1:1,5 (рис. 10-48,б);  $h_{кр}$  — критическая глубина.

10-21. УГОЛ НАКЛОНА НЕПОДТОПЛЕННОЙ СТРУИ В СТОРЕ УСТУПА

Величина угла наклона к горизонту струи, сходящей с носка на уступе, существенно сказывается на дальности ее отлета. Величину этого угла можно определить по графику<sup>1</sup> (рис. 10-49,а). На графике  $\beta$  — угол между плоскостью слива и касательной к носку в створе сливной кромки;  $\alpha$  — угол между той же плоскостью и направлением оси струи.

Искомый угол  $\alpha_c$  определяется при заданных  $\beta = \varphi_c + \alpha_n$  и  $R/h$

$$\alpha_c = \alpha_n - (\beta - \alpha).$$

Углы  $\alpha_n$  и  $\alpha_c$  в данном случае отсчитываются со знаком «плюс» вверх (обратный уклон), со знаком «минус» — вниз (прямой уклон).

На рис. 10-49,б дан график для определения угла  $\alpha_c$  наклона струи при отклонении ее плоскостью, расположенной под углом  $\beta$  (отклонение струи стенкой или растекателями в конце консоли или носка).

Графики позволяют назначить такие размеры носка или стенки, которые обеспечивают в начальном сечении заданный угол наклона к горизонту оси струи.

**Пример.** Определить угол наклона к горизонту оси струи, сходящей с носка. Угол наклона к горизонту слива  $\varphi_c = 40^\circ$ ; носка  $\alpha_n = 0^\circ$ ;  $R/h = 6$ , где  $h$  — глубина струи перед закруглением.

**Решение.**  $\beta = \varphi_c + \alpha_n = 40 + 0 = 40^\circ$ . По графику на рис. 10-49,а при  $R/h = 6$  и  $\beta = 40^\circ$  определяем  $\alpha/\beta = 0,95$ . Следовательно,  $\alpha = 0,95 \beta = 38^\circ$ . Искомый угол  $\alpha_c = \alpha_n - \beta + \alpha = 0 - 40 + 38 = -2^\circ$ . Струя наклонена вниз.

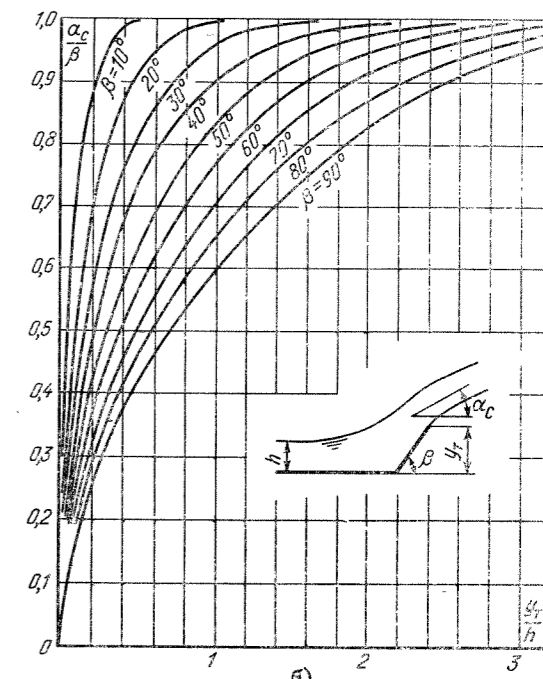
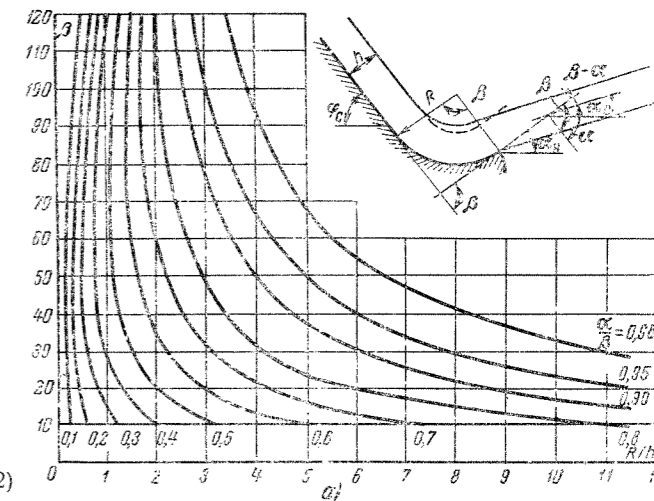


Рис. 10-49.

Ж. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ ЗА ПЛОТИНАМИ И СОВМЕЩЕННЫМИ ГЭС ПРИ СБРОСЕ С УСТУПА ПОДТОПЛЕННОЙ СТРУИ

10-22. КРИТИЧЕСКИЕ РЕЖИМЫ И ИХ РАСЧЕТ

а) РЕЖИМЫ НИЖНЕГО БЬЕФА

При сбросе потока через водосбросное сооружение с уступом в зависимости от высоты уступа, уровня воды в нижнем бьефе, величины расхода, скорости и угла

наклона струи в створе уступа в нижнем бьефе может устанавливаться донный или поверхностный режим.

Смена режимов происходит через критические режимы. Важнейшими критическими режимами являются (рис. 10-50).

Первый критический режим (I) — разграничивает донный режим (рис. 10-50,а) и поверхностный режим с незатопленным прыжком (рис. 10-50,б).

<sup>1</sup> Орлов В. Т. — «Известия ВНИИГ», 1968, т. 87; «Известия высших учебных заведений». «Энергетика», 1968, № 12.



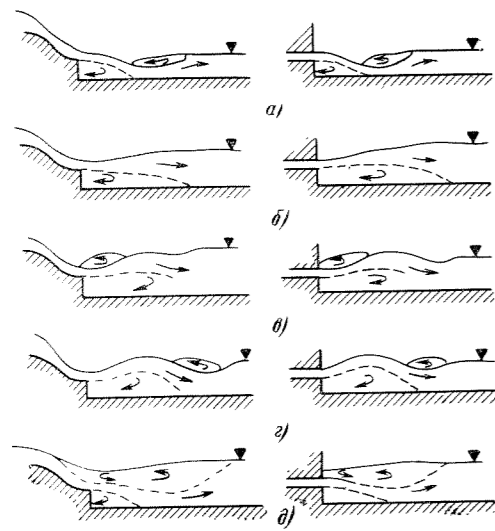


Рис. 10-50.

Различают нижнюю и верхнюю границы первого критического режима, отвечающие переходу от донного прыжка к поверхностному (нижняя граница, глубина в нижнем бьефе  $t'_{кр1}$ ) и от поверхностного к донному (верхняя граница,  $t''_{кр1} > t'_{кр1}$ ).

Первый критический режим характерен периодической сменой поверхностного и донного режимов.

Второй критический режим (II) — разграничивает поверхностные режимы с незатопленной струей (рис. 10-50,б) и с затопленной струей (рис. 10-50,в). Режим определяется практически однозначно. При истечении из напорных водосбросов с водосбросными отверстиями на уступе второй критический режим практически отвечает моменту затопления водосбросных отверстий (их верхней кромки).

Третий критический режим (III) — разграничивает режим поверхностный с незатопленной струей и поверхностно-донный (рис. 10-50,в). Нижняя и верхняя границы режима обычно совпадают.

Четвертый критический режим (IV) — характерен сменой поверхностного режима донным восстановленным, при котором струя затоплена на всей ее длине (и на уступе) (рис. 10-50,г), или сменой донного восстановленного режима поверхностным.

При расчете критических глубин, определяющих смену режимов за совмещенными гидроэлектростанциями, влияние расхода турбин учитывается в формулах табл. 10-6 членом  $A$ .

Расчет критических режимов заключается в определении (при заданной глубине в нижнем бьефе и расходе) глубин  $t_{кр}$ , при которых происходит смена режимов. При непостоянстве в реальных условиях расхода и уровня нижнего бьефа целесообразно строить расчетным путем графики  $a_i = f(q)$ , где  $a_i$  — высота уступа, отвечающая рассматриваемому режиму сопряжения бьефов, и  $t_{кр} = f(q)$ , дающие полное представление о гидравлических режимах за сооружениями с уступом.

6) РАСЧЕТ ВЫСОТЫ УСТУПА, ОБЕСПЕЧИВАЮЩЕЙ ЗАДАННЫЙ РЕЖИМ<sup>1</sup>

При заданной глубине воды в нижнем бьефе и расходе для обеспечения поверхностного режима с не-

затопленным прыжком (рис. 10-51,а) высота уступа должна быть меньше на 7÷10% величины

$$a_1 = h_{окр} - 2h_1 - t + 2\sqrt{t^2 - A}. \quad (10-123)$$

Для того чтобы установился поверхностный режим с затопленным прыжком, высота уступа должна быть меньше на 5% чем

$$a_2 = -h_{окр} + \sqrt{(h_{окр} - h_1)h_{окр} + t^2 - A}. \quad (10-124)$$

При высоте уступа  $a_1$  наблюдается смена режимов донного поверхностным и обратно (рис. 10-50,а,б). При высоте уступа  $a_2$  имеет место режим, изображенный на рис. 10-51,б. При высоте уступа меньшей  $a_2$  струя будет затоплена (рис. 10-50,в).

В приведенных выше формулах

$$h_{окр} = \frac{1}{3} (1 + \sqrt{6 Fr + 1}) h_1; \quad (10-125)$$

$$A = 2 Fr h_1^3 \beta \left( \frac{\alpha_1}{h_1} - \frac{\alpha_2 \beta}{t_2} \right); \quad (10-126)$$

$\beta = b/B$  (рис. 10-51,в);

$$Fr = \frac{q^2}{gh_1^3} = \left( \frac{h_{кр}}{h_1} \right)^3,$$

где  $h_1$  — глубина струи на уступе, вычисляемая по графикам или формулам глубины в сжатом сечении. При истечении из напорных водосбросов  $h_1$  — высота водосбросных отверстий;  $\alpha_1, \alpha_2$  — коэффициенты количества движения;  $\alpha_1 = 1, \alpha_2 = 1,04$ ; коэффициент  $\alpha_t$  может также приниматься равным единице.

**Пример.** Дано:  $q = 11,2 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$ ;  $t = 11,0 \text{ м}$ ;  $T_0 = 23,4 \text{ м}$ . Определить высоту уступа, при которой образуется поверхностный режим с незатопленной струей;  $\beta = 1$ .

**Решение.** 1. Задаемся произвольно высотой уступа (несколько меньшей глубины  $t$ ). Пусть  $a = 10,0 \text{ м}$ , следовательно,  $T_0 = T_0 - a = 23,4 - 10,0 = 13,4 \text{ м}$ . Критическая глубина

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{11,2^2}{9,81}} = 2,34 \text{ м}.$$

При коэффициенте скорости  $\varphi = 0,95$  определяем по формуле глубины в сжатом сечении глубину на носке  $h_1 = 0,75 \text{ м}$ . Число Фруда  $(h_{кр}/h_1)^3 = 30,37$

2. По формуле (10-125) определяем:

$$h_{окр} = \frac{1}{3} (1 + \sqrt{6 \cdot 30,37 + 1}) \cdot 0,75 = 3,53 \text{ м}.$$

По формуле (10-126) при  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$  и  $\beta = 1$

$$A = 2 \cdot 30,37 \cdot 3,53^3 \left( \frac{1}{0,75} - \frac{1}{11,0} \right) = 31,8 \text{ м}^2.$$

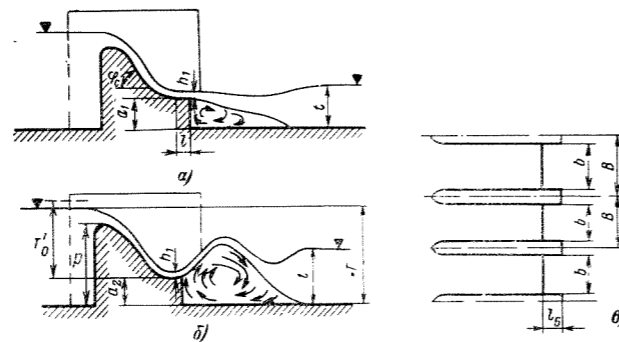


Рис. 10-51.

По формуле (10-123)

$$a_1 = 3,55 - 2 \cdot 0,75 - 11,0 + 2\sqrt{11^2 - 31,8} = 9,95 \text{ м}.$$

3. Расчет второго приближения (при найденном значении  $a_1$ ) практически дает то же значение искомой величины.

в) МИНИМАЛЬНЫЕ ВЫСОТА УСТУПА И РАЗМЕРЫ НОСКА, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИЕ ОБРАЗОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНЫХ РЕЖИМОВ

При заданной величине расхода малая высота уступа или значительный наклон носка в сторону нижнего бьефа не обеспечивают, несмотря на наличие уступа, поверхностного режима.

Минимальная высота уступа, обеспечивающая образование поверхностного режима, может быть опреде-

лена по формуле П. М. Степанова<sup>1</sup>

$$a_{мин} = (4,05 \sqrt[3]{Fr_1 - \eta}) h_1, \quad (10-127)$$

где  $\eta = -0,4\alpha + 8,4$ ;  $\alpha$  — угол наклона струи в створе уступа, град.

Формула применима при угле наклона свободной поверхности струи в створе уступа, равном углу наклона носка ( $\alpha_n = \alpha$ ) и  $15 < Fr_1 < 50$ . Число Фруда вычисляется по глубине струи на уступе.

При горизонтальном направлении скорости потока в створе уступа может быть использована формула М. Ф. Складнева<sup>2</sup>

$$a_{мин} = 2,7h_{кр} - 4,32h_1. \quad (10-128)$$

<sup>1</sup> Степанов П. М. — «Известия высших учебных заведений. Энергетика», 1967, № 7.

<sup>2</sup> Складнев М. Ф. — «Известия ВНИИГ», 1958, т. 58.

Таблица 10-6

Формулы для расчета критических поверхностных режимов

Критический режим	Значение $\beta$	Формулы для расчета глубины нижнего бьефа	Коэффициенты запаса к величине $t_{кр}$ , точность формул
Первый	При любом значении $\beta$ ; если $\beta < 0,7$ , то при $b > 4(h_{окр} - h_1)$	При горизонтальном дне ( $d = 0, e = 0$ ) $t_{кр1} = \frac{1}{3} (2h_1 + a - h_{окр} + 2\sqrt{(2h_1 + a - h_{окр})^2 + 3A})$ (10-129)	Нижняя граница первого критического режима: $t'_{кр1} = 0,93t_{кр1}$ Верхняя граница первого критического режима: $t''_{кр1} = 1,07t_{кр1}$
		При падении струи за наклонный участок водобоя $t_{кр1} = e + \frac{1}{3} (2h_1 + a - d - h_{окр} + 2\sqrt{(2h_1 + a - d - h_{окр})^2 + 3A})$ (10-130)	
Второй	$\beta \geq 0,7$	При падении струи на наклонный участок водобоя $t_{кр1} = e + \frac{2}{3} [K_0 + E + \sqrt{(K_0 + E)^2 + 3(K_0 + a - 0,5d)^2 + 0,75d^2 + 3A}]$ (10-131) $K_0 = h_1 + 0,5(d - a - h_{окр}); E = a - 1,5d$	Устойчивый поверхностный режим с незатопленной струей образуется при $t = 0,95t_{кр2}$ Устойчивый поверхностный режим с затопленной струей образуется при $t = 1,05t_{кр2}$
		Быки оканчиваются в створе уступа (короткие быки) $t_{кр2} = e + \sqrt{(a + h_1)^2 + (2a + h_1)^2 \beta (h_{окр} - h_1) - (2a - d)d + 2dh_{окр} + A}$ (10-132)	
Третий	$\beta \leq 0,7$ $b > 4(h_{окр} - h_1)$	Длинные быки (оканчиваются на расстоянии от уступа $t_0 \geq h_{окр}$ ) $t_{кр2} = e + \sqrt{(a - d)^2 + 2(a - d + \frac{\beta h_1}{2})h_{окр} + (1 - \beta)h_{окр}^2 + A}$ (10-133)	При $b > 8(h_{окр} - h_1)$ точность расчета $\pm 5\%$ При $4(h_{окр} - h_1) < b < 8(h_{окр} - h_1)$ точность расчета $\pm 10\%$
		$t_{кр2} = a - d + h_{окр} + e$ (10-134)	
Четвертый	$\beta \approx 1$	Верхняя граница $t''_{кр4} = a + t_{кр2}$ (10-136) Нижняя граница $t'_{кр4} = t_{кр3}$ (10-137)	Поверхностно-донный режим образоваться не может при $t_{кр2} < 0,98t_{кр3}$

<sup>1</sup> Слисский С. М. — «Труды МЭИ», серия ГЭ, 1961, № 2.

При неизменном положении дна нижнего бьефа  $h_1$  зависит от искомой величины  $a_{мин}$ , вследствие чего расчет приходится вести подбором.

При угле наклона слива  $\varphi_0$  более  $35-40^\circ$  для образования поверхностного режима необходимо иметь длину носка (рис. 10-51, а) не менее  $l \approx 1,6h_1$ . Влияние размеров носка на угол схода с уступа при  $0 < h_0 \approx h_1$  (условия, близкие к имеющимся при сходе с уступа неподтопленной струи) можно оценить по графикам рис. 10-49.

г) РАСЧЕТ КРИТИЧЕСКИХ ГЛУБИН В НИЖНЕМ БЬЕФЕ, ОТВЕЧАЮЩИХ СМЕНЕ РЕЖИМОВ

Расчет I, II и III критических режимов для наиболее общего случая (поступления под струю дополнительного расхода, что имеет место на совмещенных ГЭС и у двухъярусных плотин) может быть произведен по формулам С. М. Слисского, пригодным также для расчета критических режимов в пространственных условиях (табл. 10-6).

В таблице различаются случаи  $\beta = b/B \geq 0,7$  (незначительная пространственность нижнего бьефа) и  $\beta < 0,7$  (значительная пространственность). При  $\beta < 0,7$  возможность применения формул для расчета первого и второго критических режимов ограничивается условием

$$b > 4(h_{0кр} - h_1). \quad (10-138)$$

Примечание. Формулы применимы при угле наклона  $\alpha_n$  свободной поверхности струи в створе уступа не более  $|\alpha_n| = 6^\circ$ , что имеет место при носке водосливного уступа достаточной длины (§ 10-22, в) и при сходе струи с водослива с широким порогом или с полки за выходными отверстиями напорных водосбросов.

В формулах табл. 10-6  $t_{кр1}$  — глубина в нижнем бьефе (рис. 10-52) при первом критическом режиме, (средняя из глубин  $t'_{кр1}$  и  $t''_{кр1}$ , отвечающих верхней и нижней границам первого критического режима).

$$t'_{кр1} = 0,93t_{кр1}; \quad t''_{кр1} = 1,07t_{кр1}; \quad (10-139)$$

$t_{кр2}$  — глубина в нижнем бьефе при втором критическом режиме;  $t_{кр3}$  — то же, при третьем критическом режиме;  $a$  — превышение сливной кромки уступа над дном нижнего бьефа в створе уступа;  $d$  — превышение водобоя над дном в створе уступа (высота наклонного участка водобоя за выходным отверстием отсасывающей трубы);  $e$  — превышение повышенной части водобоя над рисбермой;  $h_1$  — глубина струи на носке в створе уступа. При истечении из напорных водосбросов  $h_1$  — высота отверстий водосбросов в свету. Глубина струи на носке в створе уступа определяется по формуле сжатой глубины (§ 9-9) в зависимости от величины  $T'_0$  — запаса удельной энергии над сливной кромкой уступа;  $h_{0кр}$  — критический пьезометрический напор. При втором кри-

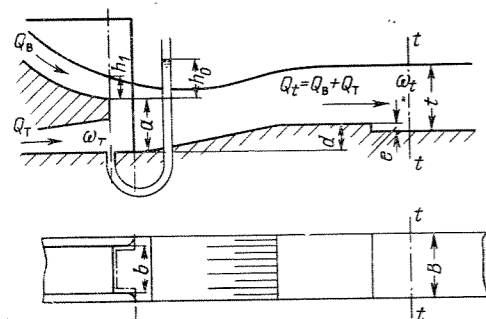


Рис. 10-52.

тическом режиме  $h_{0кр}$  отсчитывается от сливной кромки носка. Вычисляется  $h_{0кр}$  по формуле (10-125) при истечении через водослив и по (10-90) при истечении из напорных водосбросов.

При вычислении по формулам (10-91), (10-92) следует принимать при расчете первого критического режима

$$t = a - d + h_1 + e. \quad (10-140)$$

При расчете второго критического режима

$$t = a - d + h_{0кр} + e. \quad (10-141)$$

В табл. 10-6 для четвертого критического режима дана формула П. М. Слисского<sup>1</sup>. Верхней границе четвертого критического режима соответствует глубина нижнего бьефа, при превышении которой возникает восстановленный донный режим; нижней границе — при которой в процессе уменьшения глубины нижнего бьефа он исчезает.

Пример. Рассчитать глубины нижнего бьефа за водосливной плотиной (рис. 10-51) при первом, втором и третьем критических режимах. Ширина отверстия плотины  $b = 14,0$  м; расстояние между осями быков  $B = 17,0$  м. Водобой горизонтальный ( $d = 0, e = 0$ ). Высота уступа  $a = 8,0$  м, водослива  $p = 12,0$  м. Быки плотины выдвинуты в нижний бьеф на  $l_6 = 7,5$  м. Напор на водосливе  $H_0 = 8,0$  м; превышение уровня верхнего бьефа над носком  $T'_0 = 12,0$  м (с учетом скоростного напора). Коэффициент расхода водослива  $m = 0,43$ , коэффициент скорости  $\varphi = 0,95$ ;  $\beta = b/B = 0,82$ . Открыты все пролеты плотины.

Решение. 1. Удельный расход на 1 метр длины на водосливе и критическая глубина равны:

$$q = m \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 0,43 \cdot 4,43 \cdot 8,0^{3/2} = 43,2 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}.$$

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{9,81}} = \sqrt[3]{\frac{43,2^2}{9,81}} = 5,75 \text{ м}.$$

2. Поверхностные режимы могут образоваться лишь в том случае, если прыжок на водобое будет затоплен. Глубина в сжатом сечении на водобое и сопряженная с ней глубина определяются по формулам или графикам § 9-9.

$$\frac{T_0}{h_{кр}} = \frac{T'_0 + a}{h_{кр}} = \frac{20,0}{5,75} = 3,48.$$

В данном случае имеем  $\xi'' = h_c^2/h_{кр} = 1,95$ ;  $h_c = 1,95 \cdot 5,75 = 11,2$  м, т. е. во избежание отгона прыжка глубина в нижнем бьефе должна быть больше  $t = 1,05 \cdot 11,2 = 11,7$  м.

3. Определяем глубину струи на уступе. Имеем  $T'_0/h_{кр} = 12,0/5,75 = 2,09$ ; по графикам глубины в сжатом сечении (§ 9-9) получаем:

$$h_1 = h_c = \xi_c h_{кр} = 0,614 \cdot 5,75 = 3,52 \text{ м}.$$

4. Критический пьезометрический напор при  $Fg = \frac{43,2^2}{9,81 \cdot 3,52^3} = 4,35$ , определяемый по формуле (10-125), равен:

$$h_{0кр} = \frac{1}{3} (1 + \sqrt{6 \cdot 4,35 + 1}) \cdot 3,52 = 7,30 \text{ м}.$$

5. Вычисляем  $A$  по формуле (10-92), приняв  $t = a + h_1$ , при  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$

$$A = 2 Fg_1 h_1^3 \beta \left( \frac{\alpha_1}{h_1} - \frac{\alpha_2 \beta}{t} \right) = 2 \cdot 4,35 \cdot 3,52^3 \cdot 0,82 \left( \frac{1}{3,52} - \frac{0,82}{8,00 + 3,52} \right) = 66,2 \text{ м}^2.$$

6. Глубина нижнего бьефа при первом критическом режиме определяется по формуле (10-129) (табл. 10-6, дно горизонтальное):

$$t_{кр1} = \frac{1}{3} (2h_1 + a - h_{0кр} + 2 \sqrt{(2h_1 + a - h_{0кр})^2 + 3A}) = \frac{1}{3} (2 \cdot 3,52 + 8,00 - 7,30 + 2 \sqrt{(2 \cdot 3,52 + 8,00 - 7,30)^2 + 3 \cdot 66,2}) = 13,3 \text{ м}.$$

<sup>1</sup> Слиссский П. М. — «Труды МЭИ», 1956, вып. XIX.

7. Устойчивый донный режим будет наблюдаться при глубине нижнего бьефа не более  $t = 0,93t_{кр1} = 0,93 \cdot 13,3 = 12,4$  м; поверхностный режим при глубине не более  $t = 1,07 \cdot 13,3 = 14,2$  м.

8. Выбираем формулу для расчета глубины нижнего бьефа при втором критическом режиме. Быки плотины выдвинуты в нижний бьеф:  $l_6 = 7,5$  м  $>$   $h_{0кр} = 7,3$  м. Расчет ведем по формуле (10-133) при  $e = 0$  и  $d = 0$ , полученной для случая  $l_6 \geq h_{0кр}$ :

$$t_{кр2} = \sqrt{a^2 + 2 \left( a + \frac{\beta h_1}{2} \right) h_{0кр} + (1-\beta) h_{0кр}^2 + A} = \sqrt{8,00^2 + 2 \left( 8,00 + \frac{0,82 \cdot 3,52}{2} \right) 7,30 + (1-0,82) 7,30^2 + 66,2} = 16,83 \text{ м}.$$

Здесь  $t = a + h_{0кр}$  [по формуле (10-141) при  $d = 0, e = 0$ ].

$$9. A = 2 Fg h_1^3 \beta \left( \frac{1}{h_1} - \frac{\beta}{a + h_{0кр}} \right) = 2 \cdot 4,35 \cdot 3,52^3 \cdot 0,82 \left( \frac{1}{3,52} - \frac{0,82}{8,00 + 7,30} \right) = 71,9 \text{ м}^2.$$

10. Устойчивый поверхностный режим будет наблюдаться при глубине нижнего бьефа не менее  $t = 0,95t_{кр2} = 0,95 \cdot 16,83 = 16,0$  м. Струя будет, несомненно, затоплена при глубине нижнего бьефа

$$t = 1,05t_{кр2} = 1,05 \cdot 16,83 = 17,7 \text{ м}.$$

11. Глубина нижнего бьефа при третьем критическом режиме определяется по формуле (10-135), при  $d = 0$

$$t_{кр3} = a + h_1 + h_{0кр} = 8,00 + 3,52 + 7,30 = 18,82 \text{ м}.$$

При  $t_{кр2} < 0,98t_{кр3}$  поверхностно-донный режим образоваться не может (см. табл. 10-6). В нашем случае  $t_{кр2} = 16,83 < 0,98 \cdot t_{кр3} = 18,5$  м. Затопление поверхностной струи произойдет, минуя поверхностно-донный режим.

Таким образом, расчетом установлено, что при глубине воды в нижнем бьефе  $t$  менее 11,7 м будет отгон прыжка на водобое; при  $11,7 < t < 12,4$  м донный режим (затопленный донный прыжок); при  $12,4 \leq t \leq 14,2$  м — первый критический режим (неустойчивый, т. е. донный или поверхностный режим или периодическая смена указанных режимов); при  $14,2 < t \leq 16,0$  м — поверхностный режим с отогнанным прыжком (т. е. струя без поверхностного вальца); при  $t > 16,0 + 17,7$  м — поверхностный режим с затопленным прыжком и подтоплением водослива ( $t > p = 12,0$  м).

После затопления поверхностной струи дальнейшее увеличение глубины в нижнем бьефе приводит к восстановлению донного режима, чему отвечает верхняя граница четвертого критического режима:

$$t = t'_{кр4} = a + t_{кр2} = 8,00 + 16,83 = 24,83 \text{ м}.$$

Исчезает донный восстановленный режим при уменьшении глубины в нижнем бьефе до (10-137)

$$t = t'_{кр4} = t_{кр3} = 18,82 \text{ м}.$$

д) РАСЧЕТ КРИТИЧЕСКИХ РЕЖИМОВ ПО ЭМПИРИЧЕСКИМ ФОРМУЛАМ М. Ф. СКЛАДНЕВА<sup>1</sup>

Нижняя граница первого критического режима

$$t'_{кр1} = 0,875a + 0,7h_{кр}. \quad (10-142)$$

Верхняя граница первого критического режима

$$t''_{кр1} = a + 1,2h_{кр}. \quad (10-143)$$

<sup>1</sup> Складнев М. Ф. — «Известия ВНИИГ», 1956, т. 55.

Второй критический режим

$$t_{кр2} = a + 2h_{кр}. \quad (10-144)$$

Третий критический режим

$$t_{кр3} = a + 1,7h_{кр}. \quad (10-145)$$

Формулы применимы при  $\beta = b/B = 1$ , горизонтальном дне нижнего бьефа, отсутствии дополнительного расхода из отверстия в уступе, при  $a/h_1 > 2$  и  $Fg_1 < 40$  (число Фруда вычисляется по глубине  $h_1$ ).

10-23. СВОБОДНАЯ ПОВЕРХНОСТЬ И ДАЛЬНОСТЬ ОТЛЕТА ПОДТОПЛЕННОЙ СТРУИ

При назначении длины крепления нижнего бьефа, определения положения ямы размыва, расчете режимов нижнего бьефа с учетом влияния наклонного участка водобоя, а на совмещенных ГЭС — для расчета эжекции необходимо знать дальность отлета подтопленной струи, сходящей с уступа, и длину вальца под струей.

е) СВОБОДНАЯ ПОВЕРХНОСТЬ ПОДТОПЛЕННОЙ СТРУИ, СХОДЯЩЕЙ С УСТУПА

Уравнение свободной поверхности подтопленной струи<sup>1</sup>, сходящей с уступа, в параметрической форме  $y = f(t)$ ,  $x = f(t)$  имеет вид:

$$y = \sqrt{\frac{h_1}{g}} u_0 \sin \alpha_n \sin \sqrt{\frac{g}{h_1}} t + (h_0 - h_1) \left( 1 - \cos \sqrt{\frac{g}{h_1}} t \right); \quad (10-146)$$

$$x = \frac{g}{h_1} \frac{1}{u_0} \left\{ 2 (T'_0 - h_1) \left[ h_0 - \frac{2}{3} (T'_0 - h_1) \right] t + h_0 \sqrt{\frac{h_1}{g}} \Delta \cos \varphi - h_0 (h_0 - h_1) \left( t - \sqrt{\frac{h_1}{g}} \sin \varphi \right) + \frac{1}{6} \left[ \Delta^2 t - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{h_1}{g}} \sin 2\varphi (\Delta^2 - (h_0 - h_1)^2) \right] - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_1}{g}} (h_0 - h_1) \Delta \left( \cos \varphi + \frac{1}{2} \sin^2 \varphi \right) + (h_0 - h_1)^2 \left( \frac{t}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_1}{g}} \sin \varphi \right) \right\} + u_0 \left( \cos \alpha_n - \frac{h_0 - \frac{2}{3} (T'_0 - h_1)}{h_1} \right) t - \frac{1}{3} \sin \alpha_n (h_0 + 2h_1). \quad (10-147)$$

В этих формулах  $u_0$  — поверхностная скорость в начальном сечении;  $\alpha_n$  — угол наклона поверхности струи в створе уступа;  $h_1$  — глубина струи в створе уступа;  $h_0$  — пьезометрический напор под струей в створе усту-

<sup>1</sup> Слиссский С. М. — «Труды МЭИ», серия ГЭ, 1961, № 2.

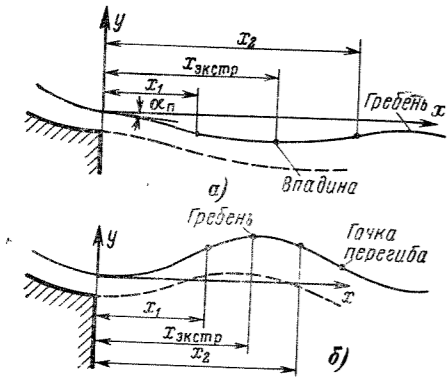


Рис. 10-53.

па, отсчитываемый от сливной кромки уступа;  $T'_0$  — запас удельной энергии струи в створе уступа над сливной кромкой уступа;  $t$  — время движения рассматриваемой точки на поверхности струи, отсчитываемое от начального момента  $t=0$ ;

$$\varphi = \sqrt{\frac{g}{h_1}} t;$$

$$\Delta = u_0 \sin \alpha_n \sqrt{\frac{h_1}{g}}$$

Формула значительно упрощается при  $\alpha_n = 0$ .

Примечание. Начальное сечение принимается в створе уступа, а при наличии горизонтального участка носка и  $h_0 > h_1$  — в створе начала этого участка (но не далее чем на расстоянии  $h_1$  от сливной кромки). Уравнение свободной поверхности применимо в случае вогнутой струи — на участке до гребня, а при выпуклой струе — на участке до точки перегиба, расположенной за гребнем (рис. 10-53).

Ординаты характерных точек и время  $t$ , отвечающее этим точкам, определяют по формулам:

1. Гребень или впадина при  $\alpha_n \neq 0$ :

$$x_{гр.вп} = h_0 - h_1 \pm \sqrt{(h_0 - h_1)^2 + \Delta^2} \quad (10-148)$$

При  $\alpha_n = 0$  здесь  $\Delta = 0$ .

$$t_{гр.вп} = \sqrt{\frac{h_1}{g}} \times \arcsin \frac{u_0 \sin \alpha_n \sqrt{\frac{h_1}{g}}}{\sqrt{\frac{u_0^2 \sin^2 \alpha_n h_1}{g} + (h_0 - h_1)^2}} \quad (10-149)$$

2. Точка перегиба

$$y_{пер} = h_0 - h_1; \quad (10-150)$$

$$t_{пер} = \sqrt{\frac{h_1}{g}} \times \arcsin \frac{h_0 - h_1}{\sqrt{\frac{u_0^2 \sin^2 \alpha_n h_1}{g} + (h_0 - h_1)^2}} \quad (10-151)$$

Кривая свободной поверхности является симметричной относительно ординат ее экстремумов (гребень, впадина), что при известных абсциссах  $x_1$  точек до гребня или впадины позволяет определять абсциссы симметрично расположенных им точек по формуле (рис. 10-53)

$$x_2 = 2x_{экстр} - x_1 \quad (10-152)$$

При расчете свободной поверхности глубина  $h_1$  в створе уступа определяется по § 9-9; пьезометрический напор  $h_0$  — как указано в § 10-26, 10-27 при  $Q_T=0$  или  $Q_T \neq 0$ . При истечении из напорных водосбросов  $h_1$  есть высота в свету водосбросного отверстия.

Пример: Дано:  $q=11,9$  м³/сек · м;  $h_1=0,7$ ;  $T'_0=16,90$  м; углы наклона носка, ось и поверхности струи  $\alpha_n = \alpha_0 = \alpha_{пн} = 15^\circ$ ;  $\sin \alpha = 0,258$ ;  $h_0=3,40$  м. Построить траекторию струи, сходящей с уступа.

Решение. 1. Поверхностная скорость в створе уступа при коэффициенте скорости для поверхности струи  $\varphi=1,0$ .

$$u_0 = \varphi \sqrt{2g(T'_0 - h_1)} = 1,0 \sqrt{2 \cdot 9,81(16,9 - 0,70)} = 17,85 \text{ м.}$$

2. По формуле (10-149) вычисляем время достижения рассматриваемой точки гребня свободной поверхности:

$$t_{гр} = \sqrt{\frac{h_1}{g}} \arcsin \left[ \frac{u_0 \sin \alpha_n \sqrt{\frac{h_1}{g}}}{\sqrt{\frac{u_0^2 \sin^2 \alpha_n}{g} h_1 + (h_0 - h_1)^2}} \right] = \sqrt{\frac{0,7}{9,81}} \arcsin \left[ \frac{17,85 \cdot 0,258 \sqrt{\frac{0,7}{9,81}}}{\sqrt{\frac{17,85^2 \cdot 0,258^2}{9,81} + 0,7 + (3,40 - 0,70)^2}} \right] = 0,237 \arcsin \frac{1,23}{2,97} = 0,237 \frac{155,5^\circ}{180^\circ} \pi = 0,73 \text{ сек.}$$

3. Далее по формулам (10-146) и (10-147) вычисляем координаты свободной поверхности на участке до гребня, задаваясь временем 0,1; 0,3; 0,5; 0,7 сек и при  $t_{гр} = 0,73$  сек. Абсциссы симметричных относительно гребня точек определяем по формуле (10-152). После подстановки в эти формулы числовых величин получаем:

$$y = \sqrt{\frac{0,70}{9,81}} 17,85 \cdot 0,258 \sin \sqrt{\frac{9,81}{0,70}} t + (3,40 - 0,70) \left( 1 - \cos \sqrt{\frac{9,81}{0,70}} t \right);$$

$$x = 13,62t + 0,397 \cos \varphi + 0,898 \sin \varphi + 0,102 \sin 2\varphi - 0,224 \sin^2 \varphi - 0,413.$$

Расчет сводим в табл. А. Вычисленная кривая свободной поверхности изображена на рис. 10-54.

При отрицательном  $\cos \varphi$  угол  $\varphi$  берется во второй четверти.

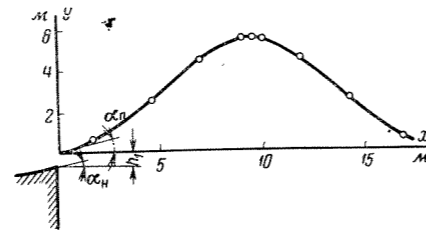


Рис. 10-54.

б) длина вальца под сходящей с уступа подтопленной струей

Дальность отлета струи (длину донного вальца) (рис. 10-55) при режимах донном, поверхностном, близком ко второму критическому, поверхностно-донном можно определить по формуле

$$l_в = x_{пер} + \left( a - d + h_1 + y_{пер} - \frac{h_1 + 0,1x_{пер}}{\cos(\beta + 5^\circ 45')} \right) \operatorname{ctg}(\beta + 5^\circ 45'), \quad (10-153)$$

Таблица А

Таблица расчета координат  $y$  и  $x$  для построения свободной поверхности подтопленной струи

t, сек	y, м	$\varphi = t \sqrt{\frac{g}{h_1}}$	$\varphi$	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$\sin^2 \varphi$	$\sin 2\varphi$	x, м	
								по формуле (10-147)	по формуле (10-152)
0,10	0,69	0,37	21°17'	0,364	0,932	0,132	0,676	1,69	—
0,30	2,52	1,12	64°00'	0,899	0,438	0,810	0,788	4,56	—
0,50	4,52	1,87	107°00'	0,993	-0,122	0,989	-0,242	6,99	—
0,70	5,57	2,62	153°00'	0,530	-0,866	0,250	-0,866	9,06	—
0,73	5,55	2,74	157°09'	0,391	-0,927	0,152	-0,719	9,48	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,82
—	—	—	—	—	—	—	—	—	11,89
—	—	—	—	—	—	—	—	—	14,32
—	—	—	—	—	—	—	—	—	16,89

где  $x_{пер}$  — абсцисса точки перегиба (при донном режиме — первая точка перегиба; при режимах поверхностном и поверхностно-донном — вторая точка перегиба);  $y_{пер}$  — ордината точки перегиба:  $y_{пер} = h_0 - h_1$ ;  $a$  — высота уступа, отсчитываемая от уровня водобоя;  $d$  — высота наклона участка водобоя;  $\beta$  — угол наклона касательной к свободной поверхности в точке перегиба.

При донном режиме (рис. 10-55,б)

$$\operatorname{ctg} \beta = \frac{u_0 \cos \alpha_n - \frac{g}{2q}(h_0^2 - h_1^2)}{\sqrt{u_0 \sin^2 \alpha_n + \frac{g}{h_1}(h_0 - h_1)^2}} \quad (10-154)$$

При режимах поверхностном, близком ко второму критическому, и поверхностно-донном (рис. 10-55,а) угол наклона струи в створе уступа  $\alpha_n = 0$ , поэтому

$$\operatorname{ctg} \beta = \frac{u_0 - \frac{g}{2q}(h_0^2 - h_1^2)}{(h_0 - h_1) \sqrt{\frac{g}{h_1}}} \quad (10-155)$$

Расчет может производиться как при отсутствии, так и при наличии поступающего под струей дополнительного расхода из отверстия в уступе (двухъярусные плотины и совмещенные ГЭС).

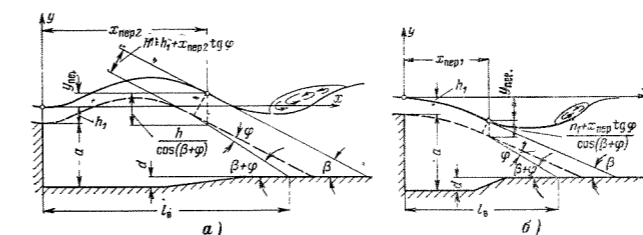


Рис. 10-55.

Пример. Рассчитать длину вальца под струей при поверхностно-донном режиме. Превышение носка над водобоем  $a = 7,57$  м;  $d = 0$ ; удельный расход на сливной кромке уступа  $q = 48,95$  м³/сек · м;  $h_1 = 3,18$  м;  $h_0 = 7,3$  м. Поверхностная скорость в створе уступа

$$u_0 = \sqrt{2g(T'_0 - h_1)} = 17,22 \text{ м/сек.}$$

Решение. 1. Ордината точки перегиба  $y_{пер} = h_0 - h_1 = 7,3 - 3,18 = 4,12$  м.

2. Угол наклона касательной к свободной поверхности в точке перегиба определяем по формуле (10-155)

$$\operatorname{ctg} \beta = \frac{u_0 - \frac{g}{2q}(h_0^2 - h_1^2)}{(h_0 - h_1) \sqrt{\frac{g}{h_1}}} = \frac{17,22 - \frac{9,81}{2 \cdot 48,95}(7,3^2 - 3,18^2)}{(7,3 - 3,18) \sqrt{\frac{9,81}{3,18}}} = 1,90;$$

$$\beta = 29^\circ.$$

3. Время, отвечающее первой точке перегиба и гребню [формулы (10-151) и (10-149) при  $\alpha_n = 0$ ],

$$t_{пер1} = \frac{h_1}{g} \arcsin 1 = \frac{3,18}{9,81} \cdot 1,57 = 0,51 \text{ сек.}$$

$$t_{гр} = \frac{h_1}{g} \arcsin 0 = \frac{3,18}{9,81} \cdot 3,14 = 1,02 \text{ сек.}$$

4. Абсциссы точки перегиба и гребня определяем по формулам (10-147)\* и (10-152):

$$x_{пер1} = 13,83 \text{ м; } x_{гр} = 23,9 \text{ м;}$$

$$x_{пер2} = 2x_{гр} - x_{пер1} = 33,97 \text{ м.}$$

5. Искомая длина вальца (расстояние от уступа до точки выклинивания вальца) по формуле (10-153) равна:

$$l_в = x_{пер2} + \left( a + h_1 + y_{пер} - \frac{h_1 + 0,1x_{пер2}}{\cos(\beta + 5^\circ 45')} \right) \operatorname{ctg}(\beta + 5^\circ 45') = 33,97 + \left( 7,57 + 3,18 + 4,12 - \frac{3,18 + 0,1 \cdot 33,97}{\cos 34^\circ 45'} \right) \operatorname{ctg} 34^\circ 45' = 44,3 \text{ м.}$$

При горизонтальном носке (длина горизонтальной вставки не менее глубины  $h_1$  струи на носке) и отсутствии дополнительного расхода под струей длина донного вальца может быть найдена в условиях плоскостного потока или близких к нему по эмпирическим формулам М. Ф. Складнева<sup>1</sup> (табл. 10-7).

Для выбора расчетной формулы необходимо знать число Фруда для сечения струи в створе уступа и режим нижнего бьефа. Формулы дают среднюю длину  $l_в$ , вследствие пульсации длины вальца отклонение длины вальца от среднего значения составляет  $\pm 10-15\%$ .

\* При  $\alpha_n = 0$  эта формула значительно упрощается.  
<sup>1</sup> Складнев М. Ф. — «Известия ВНИИГ», 1956, т. 55.

Т а б л и ц а 10-7

Длина донного вальца за уступом при поверхностных режимах (при отсутствии дополнительного расхода под струей;  $\beta=1$ )

Схема	При числе Фруда $Fr = \frac{Q^2}{3gh_1}$	Формула
	1-10	При понижающейся свободной поверхности струи или горизонтальной $l_B = 0,28(t-h_1)(33,2 - Fr)$ (10-156)
	>10	$l_B = 0,015(t-h_1)(420 + Fr)$ (10-157)
	<10	При повышающейся свободной поверхности на начальном участке $l_B = 0,25(t-h_1)(33 - Fr)$ (10-158)
	>=10	$l_B = 0,01(t-h_1)(515 + Fr)$ (10-159)
	>5	Поверхностный режим с затопленной струей $l_B = (t-h_1) \left( 6,6 + \frac{1}{Fr} - 0,7 \frac{t}{x_{p2}} \right)$ (10-160)
	>=5	Поверхностно-донный режим с незатопленной струей $l_B = 3,1(t-h_1) \left( 1 + \frac{0,65}{Fr-2} \right)$ (10-161)
	>=5	Общая длина водоворотных зон $l = 4,4(t-h_1) \left( 1 + \frac{2,1}{Fr} \right)$ (10-162)
	>=5	$l = 4,5(t-h_1)$ (10-163)
	>=25	

10-24. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ЭЖЕКЦИИ НА СОВМЕЩЕННЫХ ГЭС

Повышение уровня нижнего бьефа ГЭС в период паводков может вызывать падение напора турбины, что приводит к уменьшению мощности ГЭС по сравнению с установленной (рис. 10-56).

Восстановление напора и мощности ГЭС в паводок возможно за счет снижения пьезометрического уровня

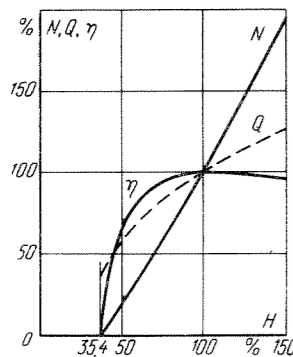


Рис. 10-56.

под рабочим колесом турбины, что может быть достигнуто эжекцией, осуществляемой путем холостых сбросов через блоки ГЭС или в непосредственной близости от них.

Действующий напор турбины  $H_T$  при отсутствии эжекции определяется по формуле

$$H_T = \nabla BB - \nabla OT = z + \Delta h_0, \quad (10-164)$$

а при наличии эжекции

$$H_{T,эж} = \nabla BB - \nabla OT = z + \Delta h_{эж}, \quad (10-165)$$

где  $\nabla BB$  — отметка уровня воды в верхнем бьефе;  $\nabla OT$  — отметка пьезометрического уровня в выходном сечении отсасывающей трубы;  $z$  — перепад, т. е. разность отметок верхнего и нижнего бьефов;  $\Delta h_0$  — перепад восстановления при отсутствии эжекции, т. е. повышение пьезометрической линии на участке от выходного сечения отсасывающей трубы до сечения в конце рисбермы, где отметка свободной поверхности считается отметкой нижнего бьефа:  $\Delta h_0 = \nabla HB - \nabla OT$ ;  $\Delta h_{эж}$  — то же при наличии эжекции.

В задачу расчета эжекции входит прежде всего определение  $\Delta h_0$  и  $\Delta h_{эж}$ . В конечном счете расчет эжекции заключается в определении эжекционного эффекта при заданном расходе паводка  $Q_x$  и его распределении:

$Q_B$  — расход водосброса ГЭС;  $Q_T$  — турбины и  $Q_{в.п}$  — водосливной плотины.

Действующий напор турбины за счет эжекции увеличивается на

$$\Delta H_T = H_{T,эж} - H_T = h_{эж} - \Delta h_0, \quad (10-166)$$

а мощность ГЭС повышается на величину<sup>1</sup>

$$\Delta N = 9,81 Q \Delta H \eta, \text{ кет.}$$

10-25. ПЕРЕПАД ВОССТАНОВЛЕНИЯ<sup>2</sup>

Для расчета перепада восстановления  $\Delta h_0$  рекомендуется следующая формула

$$\Delta h_0 = \frac{A_0 - 2\beta R}{2(t+d-e+E)}; \quad (10-167)$$

здесь

$$A_0 = \frac{2Q_T^2}{Bg} \left( \frac{\alpha_T}{\omega_T} - \frac{\alpha_t}{tB} \right); \quad (10-168)$$

$Q_T$  — расход через одну турбину;  $B$  — ширина одного турбинного блока, равная расстоянию между осями двух соседних быков;  $g$  — ускорение свободного падения;  $\omega_T$  — площадь выходного сечения отсасывающей трубы;  $t$  — глубина нижнего бьефа при расходе, поступающем в нижний бьеф через гидроузел;  $d, e$  — высота наклонного участка и уступа дна русла;  $\alpha_T$  и  $\alpha_t$  — коэффициенты (Буссинеска), учитывающие неравномерное распределение скоростей в выходном сечении отсасывающей трубы и в створе, где глубина нижнего бьефа равна  $t$ . Для предварительных расчетов можно принимать  $\alpha_T = 1,37$  и  $\alpha_t = 1,05$ .

Значение  $R$  — динамической составляющей реакции наклонного участка водобоя, вычисляется по формуле Ю. П. Правдивца:

$$R = 0,1 \alpha_T \frac{d}{g} \left( \frac{Q_T}{\omega_T} \right)^2. \quad (10-169)$$

Член  $E$  в формуле (10-167), зависящий от соотношения длин вальца над струей, поступающей из отсасывающей трубы, и заложения наклонного участка водобоя, определяется по формулам (10-170) — (10-172) (см. табл. 10-8).

Длина вальца  $L_B$  находится по графику на рис. 10-57, где  $\delta = \nabla HB - \nabla B_{кР}$  — превышение уровня нижнего бьефа над верхней кромкой выходного отверстия отсасывающей трубы.

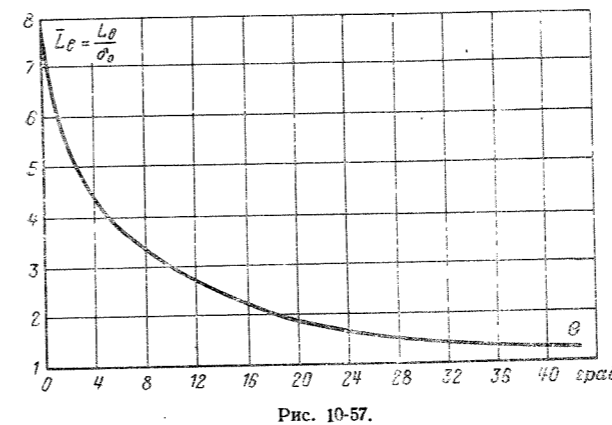


Рис. 10-57.

<sup>1</sup> При неизменных значениях  $Q$  и  $\eta$ . Если учитывать изменение  $Q$  и  $\eta$ , то  $\Delta N = 9,81(\Delta Q H \eta + Q \Delta H \eta + Q H \Delta \eta)$ .

<sup>2</sup> Сливский С. М. Гидравлика зданий ГЭС, М., «Энергия», 1970.

Т а б л и ц а 10-8  
Формулы для вычисления E при расчете перепада восстановления

Расчетный случай	Формула
	$E = -d$ (10-172')
	$E = -0,5d$ (10-172)
	$E = -0,5L_B \operatorname{tg} \theta_B$ (10-171)
	$E = 0,5L_B \operatorname{tg} \theta_B \left[ \left( 1 - \frac{d}{L_B \operatorname{tg} \theta_B} \right)^2 - 1 \right]$ (10-170)

Угол  $\theta$  на этом графике принимается равным:  $\theta = \theta_{II}$  при  $\theta_{II} \geq \theta_a$  и  $d \geq h_T$ ;  $\theta = \theta_a$  при  $\theta_{II} < \theta_a$  и  $d \geq h_T$ ;  $\theta = \theta_{II} + (\theta_a - \theta_{II}) \left(\frac{d}{h_T}\right)^2$  при  $\theta_{II} < \theta_a$  и  $d \leq h_T$ .

Здесь  $\theta_{II}$  и  $\theta_a$  — углы наклона к горизонту потолка отсасывающей трубы, расположенной в уступе (рис. 10-58),  $d$  — высота наклонного участка;  $h_T$  — высота отверстия отсасывающей трубы.

10-26. ВОДОСЛИВНАЯ ЭЖЕКЦИЯ

При сбросе воды через водослив практического профиля или с широким порогом при отверстии отсасывающей трубы, расположенном в уступе (рис. 10-58),  $h_0$  определяется по формулам табл. 10-9. Пьезометрический напор, отвечающий давлению под струей в створе уступа, отсчитывается от сливной кромки уступа. Зная  $h_0$ , определяем отметку  $\nabla OT = \nabla Kp + h_0$  и затем

$$\Delta h_{эм} = \nabla HB - \nabla OT.$$

В формулах табл. 10-9:  $h_0$  — пьезометрический напор под струей в створе уступа, отсчитываемый от сливной кромки уступа;  $\beta = b/B$  — отношение ширины струи в створе уступа (обычно ширина в свету отверстия водослива) к расчетной ширине нижнего бьефа (при работе смежных турбинных блоков — расстояние между осями блоков);  $h_1$  — глубина струи на уступе. Остальные обозначения ясны из рис. 10-58 или поясняются ниже. Величина  $A$  определяется по формуле (10-91) или номограмме на рис. 10-59.

При выборе расчетной формулы (табл. 10-9) предварительно определяется по формулам (10-153),

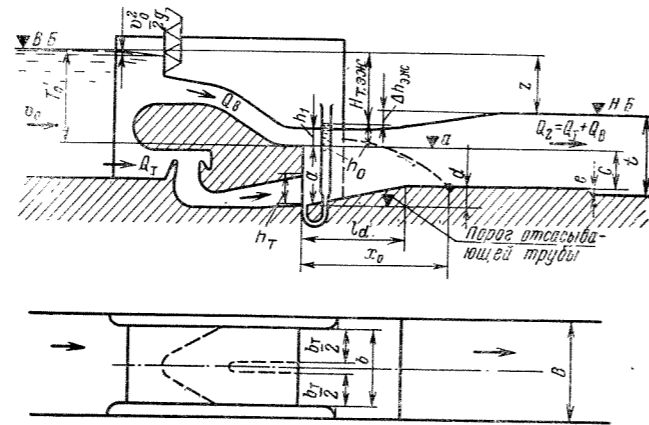


Рис. 10-58.

(10-156) — (10-163) положение наклонного участка (находится в донном вальце или вне его). Можно также использовать формулы свободного падения струи (§ 10-20); зная дальность отлета свободной струи (рис. 10-60), т. е. когда давление под струей атмосферное, при определении места падения струи следует исходить из того, что при  $h_0 > h_1$  дальность отлета струи увеличивается.

Если при расчете эжекции получается, что  $h_0 < 0$ , то при отсутствии доступа воздуха под струю там образуется вакуум. Образование вакуума под струей снижает напор турбины и способствует возникновению

Таблица 10-9

Формулы для расчета эжекции при пропуске воды через водослив или напорные водосбросы при незатопленной струе в створе уступа

Положение наклонного участка водобоя	Донный режим (см. рис. 10-50, а)	Поверхностный режим с незатопленным прыжком (см. рис. 10-50, б)
Полностью в донном вальце $x_0 > l_a$ (струя падает за наклонный участок)	$h_0 = -(a-d) + \sqrt{(t-e)^2 - \frac{\beta h_1^2}{2} - A} \quad (10-173)$	Длинные быки ( $l_0 > h_{окр}$ ) $h_0 = \frac{-(a-d + 0,5\beta h_1) + \sqrt{(a-d + 0,5\beta h_1)^2 - (1-\beta)(a-d)^2 - (t-e)^2 + A}}{1-\beta} \quad (10-175)$
		Короткие быки: ( $l_0 < h_{окр}$ ) $h_0 = \frac{(t-e)^2 + (2a-d)d - \beta a^2 - (1-\beta)(a+h_1)^2 - A}{2(\beta a-d) + \beta h_1} \quad (10-176)$
Частично или полностью за пределами донного вальца $x_0 < l_a$	$h_0 = -\frac{2a-d}{2} + \sqrt{\left(\frac{2a-d}{2}\right)^2 - a^2 + ad + (t-e)d - \frac{\beta h_1^2}{2} + (t-e)^2 - A} \quad (10-174)$	Длинные быки: ( $l_0 > h_{окр}$ ) $h_0 = \frac{-(a-0,5d + 0,5\beta h_1) + \sqrt{(a-0,5d + 0,5\beta h_1)^2 - (1-\beta)(a-d)^2 - (t-e)^2 + A}}{1-\beta} \quad (10-177)$

Примечания: 1. Длина быков отсчитывается от уступа в сторону нижнего бьефа. 2. Пьезометрический напор в створе уступа  $h_0$  отсчитывается от сливной кромки уступа вверх со знаком плюс, вниз — со знаком минус.

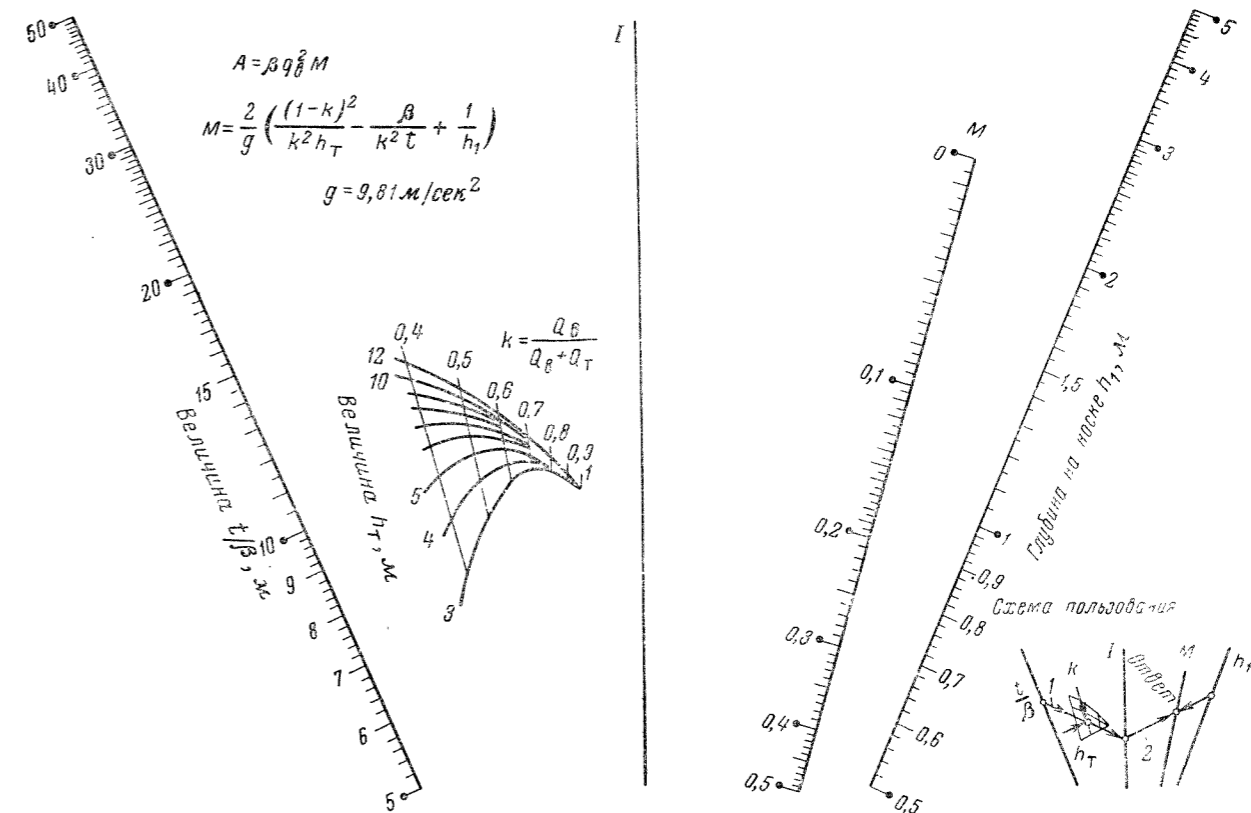


Рис. 10-59.

в нижнем бьефе неустойчивых режимов. Поэтому при  $h_0 < 0$  следует конструктивными мерами обеспечивать свободный доступ воздуха под струю.

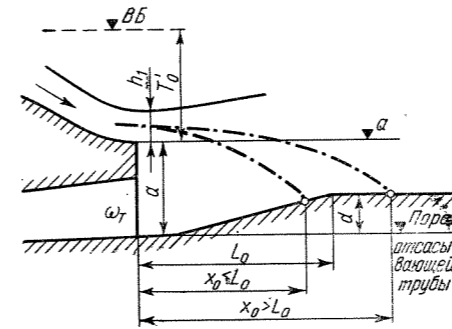


Рис. 10-60.

При поверхностном режиме с затопленным прыжком (рис. 10-61) расчет производится в случае водосливной эжекции по формуле

$$h_0 = \frac{(h_0 + d - e)^2 - a^2 - A}{2a + h_1} \quad (10-178)$$

Формула эта дает приемлемую точность в том случае, если

$$\Delta t \leq 0,8 \sqrt[3]{q_B^2}, \text{ м.} \quad (10-179)$$

где  $\Delta t$  — превышение уровня воды на рисберме над сливной кромкой уступа;  $q_B$  — удельный расход на сливной кромке носка,  $\text{м}^3/(\text{сек} \cdot \text{м})$ .

Для выбора расчетной формулы при определении положения донного вальца на водобое требуется предварительно определить режимы нижнего бьефа (§ 10-22).

Критический пьезометрический напор под струей в створе уступа, при котором происходит смена режимов и который требуется знать при выборе по табл. 10-9 расчетной формулы для оценки длины быков ( $l_0 \geq h_{окр}$ ), определяется по формуле (10-125).

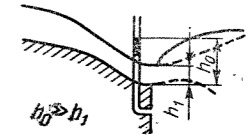


Рис. 10-61.

При ориентировочных расчетах могут быть использованы графики Б. Т. Емцева и П. М. Слисского, составленные для определения  $t_{кр1}$  и  $t_{кр2}$  при отсутствии эжекции (рис. 10-62). Графики позволяют определить  $\zeta_1 = t_{кр1}/h_{кр}$  и  $\zeta_2 = t_{кр2}/h_{кр}$  при известных  $\xi_1 = h_1/h_{кр}$  и  $\psi = c/h_{кр}$ , где  $c$  — превышение водосливной кромки носка над водобоем;  $h_{кр} = \sqrt[3]{q^2/g}$ .

Величина  $t_{кр1}$  для первого критического режима при наличии эжекции уточняется по формуле

$$t_{кр1} = \zeta_1 h_1 - 0,35(\zeta_1 h_{кр} - c). \quad (10-180)$$

Эта формула применима при  $Q_B/Q_T = 2 \div 4$ .

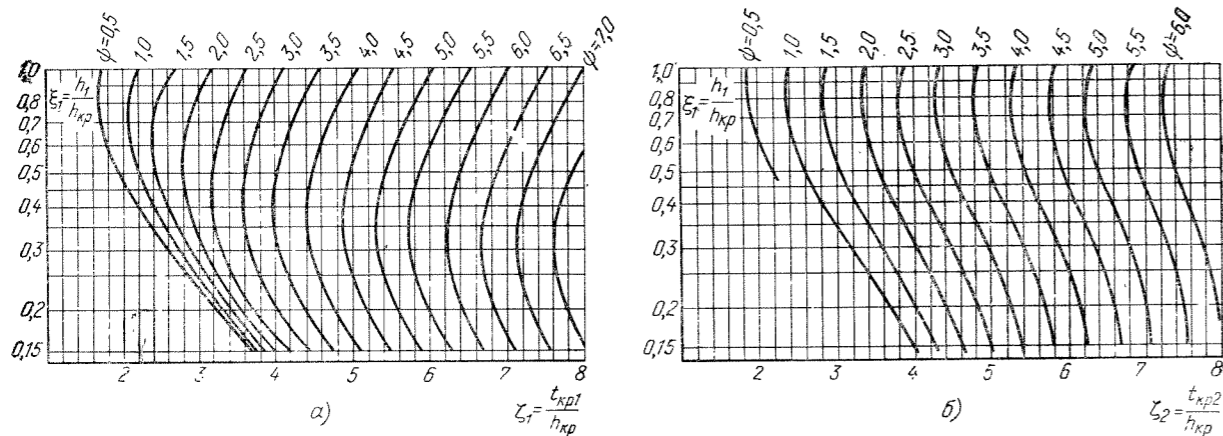


Рис. 10-62.

10-27. ЭЖЕКЦИЯ ПРИ СБРОСЕ ВОДЫ ЧЕРЕЗ НАПОРНЫЕ ВОДОСБРОСЫ

При незатопленных водосборных отверстиях и отсутствии за отверстиями полки расчет пьезометрического напора  $h_0$ , определяющего  $\nabla OT$  — отметку пьезометрического уровня в выходном отверстии отсасывающей трубы, отличается от расчета при сбросе воды через водослив только тем, что глубина струи на уступе  $h_1$  равна высоте водосборных отверстий в свету. Таким образом, остаются в силе формулы табл. 10-9. Но при наличии промежуточных быков в отверстиях напорных водосбросов при поверхностном режиме ( $t > t_{кр2}$ ) расчет следует вести по формуле

$$h_0 = \frac{-(2a-d) + \sqrt{(2a-d)^2 - 2(1-\beta_0)[a^2 - (a-d)d - dt - t^2 + \beta_0(h_1-c) + A]}}{2(1-\beta_0)}$$

$$-4(1-\beta_0)[a^2 - (a-d)d - dt - t^2 + \beta_0(h_1-c) + A] \quad (10-181)$$

Здесь и ниже  $A$  определяется, как и ранее, по формуле (10-91);  $\beta_0 = B_0/B$ .

При затопленных отверстиях расчет эжекции ведется одновременно с расчетом пропускной способности напорных водосбросов по формулам § 10-18.

При значительном затоплении отверстий, когда

$$(\nabla HB - \nabla Kp) > 3(h_{окр} - h_1),$$

где  $\nabla Kp$  — отметка сливной кромки полки;  $h_{окр}$  — пьезометрический напор под струей в створе уступа, вычисляемый по формуле (10-125);  $h_0$  определяется по формуле (10-93).

При  $(\nabla HB - \nabla Kp) \leq 3(h_{окр} - h_1)$  расчет  $h_0$  следует вести, решая систему уравнений (10-95), (10-96) (см. § 10-18, б).

Пример. При заданных уровнях бьефов рассчитать напор и расход водосбросов совмещенной ГЭС (рис. 10-63) и напор турбины.

Дано:  $\nabla BB = 40,39$  м;  $\nabla HB = 24,28$  м;  $\nabla B_{кр} = 15,91$  м;  $\nabla Kp = 13,51$  м;  $T'_0 = 23,88$  м;  $h_1 = 2,40$  м;  $\Sigma b = 17,40$  м;  $\omega_1 = 41,8$  м<sup>2</sup>;  $a = 13,51$  м;  $d = 7,80$  м;

$$I_0 = 10,0$$
 м;  $B = 30,0$  м;  $\beta = \frac{17,4}{30,0} = 0,58$ ;

$$B_0 = 21,0$$
 м;  $\beta_0 = \frac{21,0}{30,0} = 0,70$ ;  $\mu = 0,88$ ;  $\omega_x = 254$  м<sup>2</sup>;

$$c = 0$$
;  $e = 0$ ;  $t = 16,48$  м.

Решение. 1. Для последующего определения характера истечения из напорных водосбросов (затопленное или незатопленное выходное отверстие) вычисляем удельный расход при незатопленной верхней кромке отверстий и соответствующее число Фруда:

$$q = \mu h_1 \sqrt{2g(\nabla BB - \nabla B_{кр})} = 0,88 \cdot 2,40 \sqrt{19,62(40,39 - 15,91)} = 46,2 \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м};$$

$$Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3} = \frac{46,2^2}{9,81 \cdot 2,40^3} = 15,85.$$

2. Определяем, затоплены или не затоплены водосборные отверстия.

По формуле (10-90) вычисляем  $h_{окр}$ ; поскольку  $I_0 > h_1$ , принимаем  $\beta' = \beta_0 = 0,70$ :

$$h_{окр} = 0,58 h_1 \sqrt{2\beta' Fr_1 + 1} = 0,58 \cdot 2,40 \sqrt{2 \cdot 0,70 \cdot 15,85 + 1} = 6,64 \text{ м}.$$

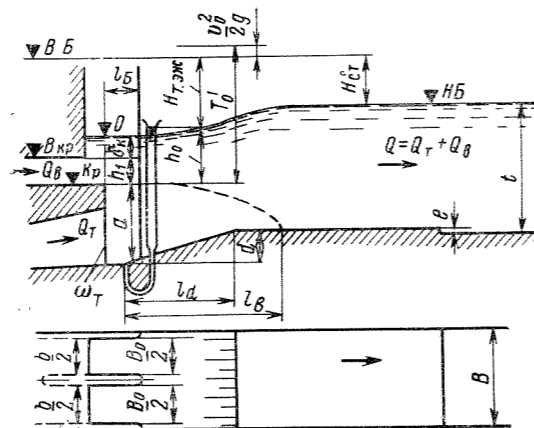


Рис. 10-63.

В данном случае  $I_0 = 10,0 > h_{окр} = 6,64$  м, поэтому  $t_{кр}$  рассчитывается по формуле (10-87):

$$t_{кр} = \sqrt{(13,51 - 7,80)^2 + 2(13,54 - 7,80)6,64 + 0,70 \cdot 2,40^2 + (1 - 0,70)6,64^2 + A} = \sqrt{125,9 + A} = 14,28 \text{ м}.$$

При вычислении величины  $A$  по формуле (10-91) принимаем напор турбины равным  $H_t = H_{ст} = \nabla BB - \nabla HB = 16,11$  м и находим  $Q_t = 620$  м<sup>3</sup>/с м по универсальной характеристике турбины. Отверстия водосбросов в данном случае не затоплены, т. е.  $Q_b = q \Sigma b = 46,2 \cdot 17,40 = 805$  м<sup>3</sup>/сек.

$$A = \frac{2}{9,81 \cdot 30,0} \left[ \frac{620^2}{254} + \frac{805^2}{41,8} - \frac{1 \cdot 425^2}{30,0 \cdot 12,35} \right] = 78,4 \text{ м}^2.$$

При вычислении  $A$  принято согласно формуле (10-141)

$$t = a - d + h_{окр} = 13,51 - 7,80 + 6,64 = 12,35 \text{ м}.$$

Для уточнения можно повторить расчет, принимая при вычислении  $A$  глубину  $t = t_{кр} = 14,28$  м. В этом случае получаем  $A = 83,5$  м<sup>2</sup>;  $t_{кр} = 14,4$  м. Разница в полученных значениях не превышает точности расчета.

Таким образом, глубина на водобое, при которой происходит затопление отверстий водосбросов  $t = t_{кр} = 14,4$  м. При заданном уровне воды в нижнем бьефе водосборные отверстия оказываются затопленными, поскольку  $t_{кр} = 14,4$  м  $<$   $t = 16,48$  м.

3. Вычисляем глубину затопления верхней кромки отверстий водосбросов, напор и расход, пропускаемый водосбросами. Обращаясь к критерию

$$\nabla HB - \nabla Kp \geq 3(h_{окр} - h_1),$$

устанавливаем, какую из формул следует использовать для расчета  $\delta_k$ :

$$\nabla HB - \nabla Kp < 3(h_{окр} - h_1);$$

$$24,28 - 13,51 < 3(6,64 - 2,40) \text{ м}; 10,77 < 12,70 \text{ м},$$

т. е. расчет ведется по формулам (10-95) и (10-96).

Значениями  $\delta_k$  задаемся в пределах  $0 < \delta_k < \nabla HB - \nabla B_{кр} = 24,28 - 15,91 = 8,37$  м и вычисляем  $h_0$ . Расчет сводим в табл. А. Значения  $\delta_k$  определяем с помощью номограмм (рис. 10-42), принимая изменение  $h_0$  в диапазоне  $h_{окр} \leq h_0 < \nabla HB - \nabla Kp$ , т. е.  $6 \leq h_0 \leq 11,0$ .

Таблица А

$\delta_k$ , м	$\nabla O = \nabla B_{кр} + \delta_k + c$ , м	$H_t = \nabla BB - \nabla O$ , м	$Q_1$ , м <sup>3</sup> /сек	$Q_t$ , м <sup>3</sup> /сек	$A$ , м <sup>2</sup>	$h_0$ , м
3	18,91	21,48	756	600	77,2	10,2
5	20,91	19,48	718	645	69,3	9,8
6	21,91	18,48	700	660	65,8	9,5

Предварительно вычисляем по формуле (10-97)  $g_0/h_1 = 17,70/2,40 = 7,38$ ;  $T'_0 - h_1 = 26,88 - 2,40 = 24,28$  м. Вычисление  $\delta_k$  сведено в табл. Б.

Точка пересечения кривых  $h_0 = f(\delta_k)$  и  $\delta_k = f(h_0)$  дает искомым  $\delta_k = 5,8$  м и  $h_0 = 9,6$  м (рис. 10-64).

Таблица Б

$h_0$ , м	7	8	9	10
$h_0 - h_1$ , м	4,60	5,60	6,60	7,60
$\frac{T'_0 - h_1}{h_0 - h_1}$	5,32	4,37	3,71	3,22
$\frac{\delta_k}{h_0 - h_1}$ (по номограмме)	0,45	0,69	0,79	0,84
$\delta_k$ , м	2,07	3,86	5,21	6,38

Действующий напор

$$H_t = \nabla BB - \nabla O = T'_0 - (h_1 + \delta_k) = 26,88 - (2,40 + 5,8) = 18,68 \text{ м}.$$

$$\text{Здесь } \delta_k = \delta + c = 5,8 + 0 = 5,8 \text{ м}.$$

Расход водосбросов

$$Q_1 = 0,88 \cdot 41,8 \sqrt{19,62 \cdot 18,68} = 702 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

При расчете напора по разности бьефов без учета фактической величины затопления отверстий расход водосбросов

$$Q_1 = 0,88 \cdot 41,8 \sqrt{19,62(40,39 - 24,28)} = 654 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

т. е. на  $\frac{702 - 654}{702} 100 = 6,8\%$  меньше.

4 Определяем напор турбины.

При  $h_0 = 9,6$  м и

$$\nabla h_0 = \nabla Kp + h_0 = 13,51 + 9,6 = 23,1 \text{ м}$$

напор турбины

$$H_{т.эж} = \nabla BB - \nabla h_0 = 40,39 - 23,1 = 17,3 \text{ м}.$$

то на 1,2 м больше напора статического  $H_{ст} = 16,1$  м.

Для определения увеличения напора турбины за счет эффекта эжекции следует вычислить перепад восстановления при неработающих водосбросах (§ 10-24); вычислить по формуле (10-164) набор турбины без эжекции и по формуле (10-166) увеличение действующего напора за счет эжекции.

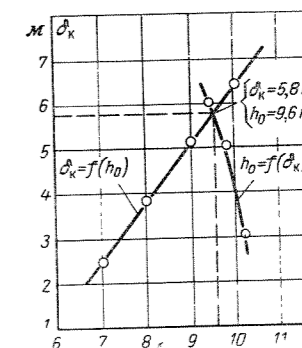


Рис. 10-64.

### 3. ПЕРЕКРЫТИЕ ПОТОКА НАБРОСКОЙ

Имеются два основных способа перекрытия: 1) способ фронтальной наброски, т. е. равномерного ее распределения по всей ширине перекрываемого русла; 2) пионерный способ, при котором перекрытие осуществляется отсыпкой от берегов дамб, смыкающихся в заключительной стадии перекрытия. Обычно экономически целесообразна наброска в виде банкета компактного профиля, формирующегося до начала массового сноса материала наброски.

Гидравлический расчет перекрытия русла заключается в решении одной из следующих задач:

- а) выбор крупности  $D$  материала, которая обеспечит перекрытие потока наброской компактного профиля;
- б) определение предельной высоты  $h_1$  банкета (при фронтальном) или ширины  $B$  прорана (при пионерном перекрытии или при выдвигении дамб перед началом фронтального перекрытия), при которых наброска из материала крупности  $D$  сохраняет компактный профиль;
- в) определение конфигурации банкета распластанного очертания при наличии сноса потоком сбрасываемого камня крупностью  $D$ .

До начала перекрытия расход проходит через перекрываемое русло и обычно одновременно через отводящий тракт<sup>1</sup>.

При фронтальном перекрытии имеет место равенство

$$Q_б = \Sigma Q_i = Q_{гр} + Q_{ф} + Q_{от} + Q_{ак}. \quad (10-182)$$

Здесь  $Q_б$  — бытовой расход реки при перекрытии;  $Q_{гр}$  — расход над гребнем наброски;  $Q_{ф}$  — фильтрационный расход через наброску;  $Q_{от}$  — расход через отводящий тракт;  $Q_{ак}$  — расход, аккумулирующийся в верхнем бьефе.

При пионерном перекрытии в равенство (10-182) вместо  $Q_{гр}$  следует вводить расход в проране  $Q_{пр}$ .

В процессе перекрытия русла расход  $Q_{гр}$  (фронтальное) или  $Q_{пр}$  (пионерное перекрытие) уменьшается и в момент выхода банкета по всему фронту из воды (или полного смыкания дамб) становится равным нулю, что приводит к перераспределению расходов:

$$Q_б = \Sigma Q_i = Q_{ф} + Q_{от} + Q_{ак}. \quad (10-182')$$

В последующий период с заполнением аккумулирующего объема верхнего бьефа и прекращением турбулентной фильтрации происходит дальнейшее повышение уровня воды перед наброской, требующее наращивания ее высоты вплоть до наступления момента, когда  $Q_{ф} \approx 0$ ,  $Q_{ак} \approx 0$ ,  $Q_б = Q_{от}$ .

Для проектирования перекрытия потока наброской необходимо иметь данные на период производства работ о расходе воды  $Q_б$ , м<sup>3</sup>/сек; бытовой глубине  $h_б$ ; ширине  $B$  потока, а также данные о материале, используемом для наброски (объемный вес и размеры камня или массивов, приведенные к диаметру шара) и характеристику пропускной способности отводящего тракта в виде зависимости  $Q_{от} = f(z)$ , где  $z$  — разность уровней бьефов.

При расчете в первом приближении перекрытия потока естественное русло следует привести к прямоугольному сечению  $\omega_p = B h$ , принимая  $h = h_{б, макс}$ . Ширина приведенного русла  $B = \omega_p / h_{б, макс}$ , где  $\omega_p$  — площадь живого сечения русла;  $h_{б, макс}$  — максимальная глубина бытового русла в створе наброски.

<sup>1</sup> Подводящий канал — временные отверстия в сооружении (или строительный туннель) — отводящий канал.

#### 10-28. РАВНОВЕСИЕ КАМНЯ В ПОТОКЕ

Преграждение русла наброской компактного профиля возможно, если материал наброски обеспечивает его устойчивость при достижении потоком наибольших скоростей над гребнем наброски (при фронтальной) или в проране (при пионерной наброске).

Значение предельной скорости, с превышением которой нарушается устойчивость материала наброски, определяется по формуле С. В. Избаша<sup>1</sup>

$$v_p = Y_с \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \sqrt{D}}, \quad (10-183)$$

где  $Y_с$  — коэффициент устойчивости камня на сдвиг, обычно принимаемый равным 0,86—0,9;  $\gamma$ ,  $\gamma_1$  — вес единицы объема воды и камня;  $D$  — диаметр камня, приведенного к шару,

$$D = \sqrt[3]{\frac{6W}{\pi}} = 1,24 \sqrt[3]{W}, \quad (10-184)$$

где  $W$  — средний объем камня.

Диаметр приведенного к шару искусственного массива равен: для куба со стороной  $a$   $D = 1,24 a$ ; для тетраэдра со стороной  $a$   $D = 0,61 a$ ; для прямоугольной плиты со сторонами  $a \times b \times c$   $D = 1,24 \sqrt[3]{abc}$ .

Из (10-183) следует, что при скорости  $v$  камень, устойчивый против сдвига, должен иметь диаметр

$$D = \left( \frac{v}{0,86 \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}} \right)^2. \quad (10-185)$$

#### 10-29. РАСЧЕТ ФРОНТАЛЬНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЛА

а) Поперечное сечение банкета компактного профиля принимается треугольной формы (рис. 10-65), с заложением откосов  $m_1 = 1,25$  и  $m_2 = 2$ . Площадь поперечного сечения банкета высотой  $h_1$  в этом случае равна

$$\Omega = 0,5 h_1 (m_1 + m_2). \quad (10-186)$$

При скорости над наброской, большей  $v_p$ , отсыпь расплывается<sup>2</sup>.

б) Пропускная способность наброски как водослива определяется по формуле

$$Q = m B V \sqrt{2g} H_0^{3/2}; \quad q = m \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (10-187)$$

где  $B$  — длина фронта наброски.

Коэффициент расхода<sup>3</sup> вычисляется по формуле  $m = 0,46 (z/H_0)^{1/6}$  или определяется по графику на рис. 10-66.

Средняя скорость на гребне наброски

$$v_{гр} = \frac{Q}{B(H - \Delta z)} = \frac{q}{H(1 - \Delta z/H)}, \quad (10-188)$$

где  $\Delta z/H$  определяется по графику на рис. 10-66.

<sup>1</sup> Избаш С. В. Гидравлика в производстве работ. М., Стройиздат, 1949.

<sup>2</sup> Лебедев И. В. — «Труды МЭИ», серия ГЭ, 1960, № 1; «Известия ВНИИГ», 1964, т. 67.

<sup>3</sup> Isbаш S. V., Lebedev L. V. Change of natural streams during construction of hydraulic structures. JAHR—Ninth convention, Belgrade, 1961.

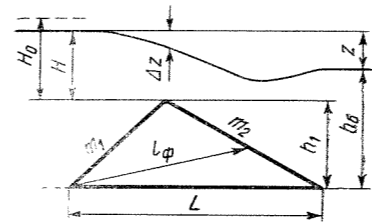


Рис. 10-65.

То же значение средней скорости на гребне получаем по формуле

$$v_{гр} = \varphi \sqrt{2gz}, \quad (10-189)$$

где

$$\varphi = \frac{0,46}{(1 - \Delta z/H) \sqrt{z/H}}. \quad (10-190)$$

в) Расчет фильтрационного расхода через наброску производится с целью уточнения расходов пропускаемых над наброской и по водоотводящему тракту. Удельный фильтрационный расход через наброску компактного профиля может быть вычислен по формуле С. В. Избаша

$$q_{ф} = h_1 v_{ф} = h_1 K \sqrt{i_{ф}}, \quad (10-191)$$

где  $i_{ф}$  — средний гидравлический уклон фильтрационного потока

$$i_{ф} = \frac{z}{1,7 h_1}. \quad (10-192)$$

Коэффициент  $K$  турбулентной фильтрации по С. В. Избашу (табл. 10-10)

$$K = n (20 - a/D) \sqrt{D}, \text{ см/сек}, \quad (10-193)$$

где  $n$  — пористость материала в наброске;  $D$  — эквивалентный диаметр, см;  $a$  — коэффициент, равный для камня круглой формы — 14, для рваного камня (пористость  $n = 0,4$ ) — 5.

Фильтрационный расход обычно определяется методом подбора (первоначально расходом  $Q_{ф}$  пренебрегают, или, задавшись  $Q_{ф}$ , добиваются баланса расходов подбором). Однако если известен фильтрационный расход  $Q_{ф, макс}$  при  $z_{вых}$  (в момент выхода наброски из воды), расход  $Q_{ф}$  при любом значении  $z$ , в пределах от начального до максимального, может быть приближенно найден по следующей зависимости (предложение Таблица 10-10)

Коэффициенты турбулентной фильтрации  $K$ , см/сек, для наброски

Тип материала	Вес элемента наброски, кг, при $\gamma_1 = 2,4 \text{ т/м}^3$								
	1,36	10,5	80	160	500	1 000	3 000	5 000	10 000
	Эквивалентный диаметр $D$ , см								
	10	20	40	50	75	90	130	160	200
Камень, $n = 0,4$	23,5	34,5	50	57	69	—	—	—	—
Бетонные кубы $n = 0,475$	—	—	61	63	83	93	110	120	136
Бетонные тетраэдры $n = 0,50$	—	—	—	76	93	100	120	140	150

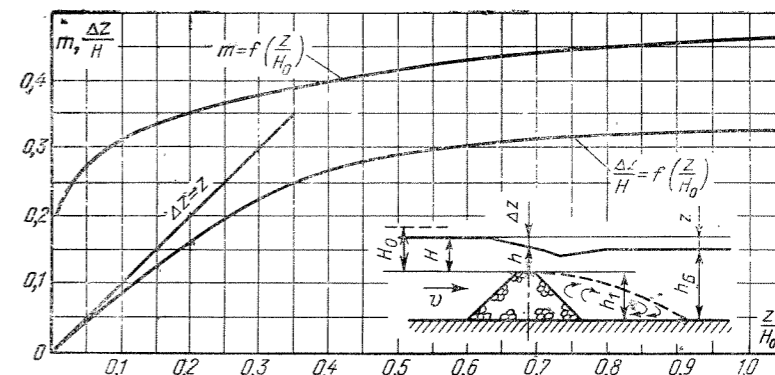


Рис. 10-66.

С. М. Слискового):

$$Q_{ф} = Q_{ф, макс} \sqrt{\frac{z}{z_{вых}}}. \quad (10-194)$$

г) Аккумулирующая способность верхнего бьефа не учитывается, если наброска ведется с малой интенсивностью, с перерывами, в результате чего отсыпь растет в высоту медленно. Не учитывается она также при малой емкости верхнего бьефа. При интенсивной наброске и наличии некоторой емкости чаши верхнего бьефа влияние аккумулирующей емкости верхнего бьефа может заметно сказаться на условиях перекрытия и результатах расчета. По данным П. В. Бородина при перекрытии р. Волги во время строительства Волгоградского гидроузла в момент выхода наброски из воды расход снизился за счет аккумуляции на 20%. При аккумуляции воды в верхнем бьефе процесс наброски рассматривается как неустановившийся<sup>4</sup>.

При заданной кривой площади зеркала верхнего бьефа  $S = f(H)$  уравнение (10-182) баланса расходов может быть записано в следующем виде:

$$\bar{S} \Delta H = (Q_б - Q_{гр} - Q_{ф} - Q_{от}) \Delta t, \quad (10-195)$$

где  $\Delta t$  — рассматриваемый отрезок времени;  $\bar{S}$  — средняя площадь зеркала верхнего бьефа при повышении горизонта на  $\Delta H$ .

Изменение высоты отсыпи за время  $\Delta t$ , при начальной ее высоте  $h_1$ , может быть найдено из условия равенства объема камня  $u_{к} \Delta t$ , сброшенного в воду, приращению объема отсыпи

$$u_{к} \Delta t = m_{ср} (h_2^2 - h_1^2), \quad (10-196)$$

где  $h_2$  и  $h_1$  — высоты наброски на двух смежных этапах отсыпки;  $u_{к}$  — интенсивность отсыпки материала наброски, м<sup>3</sup>/ч на 1 м длины банкета;  $m_{ср} = 0,5(m_1 + m_2)$ .

<sup>4</sup> Емцев Б. Т. — «Гидротехническое строительство», 1956, № 5; Бородин П. В. — «Гидротехническое строительство», 1959, № 8.

Если в некоторый момент  $t_1$  высота наброски компактного профиля равна  $h_1$ , то при интенсивности наброски  $u_k$  высота отсыпи в момент  $t_2$

$$h_2 = \sqrt{u_k \Delta t / m_{cp} + h_1^2} \quad (10-197)$$

**Пример.** Определить диаметр камня, обеспечивающего перекрытие прорана наброской компактного профиля при следующих исходных данных: ширина русла в верхнем бьефе  $B_{в.б.} = 39$  м; ширина прорана  $B = 18$  м;  $Q_6 = 76$  м³/сек; глубина нижнего бьефа  $h_6 = 4,18$  м. Объем чаши водохранилища, создающийся в процессе перекрытия русла, мал, что позволяет аккумуляирование не учитывать:  $Q_{ан} = 0$ . Водоотвод выполнен в виде напорного туннеля  $\omega_t = 15$  м²; коэффициент расхода отводящего тракта  $\mu_{от} = 0,8$ . Объемный вес камня  $\gamma_1 = 2,6$  т/м³.

**Решение.** 1. Задаемся диаметром камня  $D = 0,25$  м и определяем по формуле (10-183) скорость, при которой камень в наброске теряет устойчивость. Получаем  $v_p = 2,42$  м/сек.

2. Расход через отводящий тракт

$$Q_{от} = \mu_{от} \omega_t \sqrt{2gz} = 0,8 \cdot 15 \cdot 0,443 \sqrt{z} = 53 \sqrt{z}, \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (а)$$

3. Фильтрационный расход определяем по формуле (10-191):

$$Q_\phi = Bh_1K \sqrt{i_\phi} = 18h_1 \cdot 0,39 \sqrt{i_\phi} = 7,7h_1 \sqrt{i_\phi}, \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (б)$$

где коэффициент турбулентной фильтрации определяем по формуле (10-193) при  $n = 0,4$ :

$$K = n \left( 20 - \frac{a}{D} \right) \sqrt{D} = 0,4 \left( 20 - \frac{14}{0,25} \right) \sqrt{0,25} = 39 \text{ см/сек.}$$

4. Расход над гребнем наброски при  $m = 0,46$  ( $z/H_0$ )<sup>1/6</sup>

$$Q_{гр} = mB \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 0,46 (z/H_0)^{1/6} B \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 0,46z^{1/6} 18 \cdot 0,443 H_0^{4/3} = 36,7z^{1/6} H_0^{4/3}.$$

Отсюда получаем напор на гребне (пренебрегая скоростью подхода)

$$H = \left[ \frac{Q_{гр}}{36,7z^{1/6}} \right]^{3/4}, \text{ м.} \quad (в)$$

В процессе расчета расход над гребнем определяем при заданном  $Q_6$  и известных  $Q_{от}$  и  $Q_\phi$  по формуле

$$Q_{гр} = Q_6 - Q_{от} - Q_\phi.$$

5. Конечный перепад  $z_{кон}$ , устанавливающийся после прекращения фильтрации, определяем по формуле (а)

$$Q_{от} = 53 \sqrt{z}; \quad z_{кон} = \left( \frac{Q_{от}}{53} \right)^2 = \left( \frac{76}{53} \right)^2 = 2,05 \text{ м.}$$

6. Перепад, при котором наброска выйдет из воды, определяется по расходу, пропускаемому в этот момент отводящим трактом, с учетом наличия фильтрации через наброску. Высота наброски при выходе из воды будет несколько меньше величины

$h_6 + z_{вых} = 4,18 + 2,05 = 6,23$  м. Принимая высоту банкета при выходе из воды в первом приближении равным 6 м (т. е.  $z_{вых} = 6,0 - 4,18 = 1,82$  м), находим по формуле (б) фильтрационный расход:

$$Q_{\phi, \max} = 7h_1 \sqrt{i_\phi} = 7 \cdot 6,0 \sqrt{0,18} = 18 \text{ м}^3/\text{сек.},$$

где по формуле (10-192)

$$i_\phi = \frac{z}{1,7h_1} = \frac{1,82}{1,7 \cdot 6,0} = 0,18.$$

Следовательно, на долю отводящего тракта остается  $Q_{от} = Q_6 - Q_\phi = 76 - 18 = 58$  м³/сек и перепад по формуле (а) равен:

$$z_{вых} = \left( \frac{58}{53} \right)^2 = 1,2 \text{ м.}$$

Во втором приближении:  $h_1 = h_6 + z_{вых} = 4,18 + 1,2 = 5,4$  м;

$i = \frac{1,2}{1,7 \cdot 5,4} = 0,13$ ;  $Q_\phi = 7,54 \sqrt{0,13} = 13,6 \approx 14$  м³/сек;  $Q_{от} = 76 - 14 = 62$  м³/сек;  $z_{вых} = \left( \frac{62}{53} \right)^2 = 1,4$  м.

Производить дальнейшее уточнение не требуется ввиду приближенности формул.

7. Фильтрационный расход через компактную наброску при перепаде бьефов  $z$  и известных  $Q_{\phi, \max} = 14$  м³/сек и  $z_{вых} = 1,4$  м по формуле (10-194) равен:

$$Q_\phi = Q_{\phi, \max} \sqrt{\frac{z}{z_{вых}}} = 14 \sqrt{\frac{z}{1,4}} = 11,8 \sqrt{z}. \quad (г)$$

8. Задаемся произвольными значениями  $z$  в пределах от  $z = 0,35$  м до  $z = z_{вых} = 1,4$  м. Расчеты сводим в табл. 10-11. Вычисляем: по формуле (а) расход через отводящий тракт  $Q_{от}$ ; суммарный расход  $Q_{гр} + Q_\phi$ , проходящий в створе наброски; по формуле (г) — фильтрационный расход; расход  $Q_{гр} = Q_6 - Q_\phi - Q_{от}$  — над гребнем наброски; удельный расход  $q_{гр}$ ; по формуле (в) — напор на гребне наброски  $H$ ; высоту наброски  $h_1$ ; относительный перепад  $z/H$ ; по формуле (10-188) или (10-189) — среднюю скорость на гребне наброски. Из расчета следует, что скорость  $v_{гр}$  достигает максимальной величины при  $z = 0,6$  м. Скорость  $v_{гр}$  при  $0,40 < z \leq 1,00$  м больше допустимой из условия устойчивости камня заданного размера  $D = 0,25$  м (допустимая скорость  $v_p = 2,42$  м/сек, см. п. 1 расчета).

9. По формуле (10-185) определяем размер камня, обеспечивающий образование наброски компактного профиля.

$$D = \left( \frac{v}{0,86 \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}} \right)^2 = \left( \frac{2,58}{0,86 \sqrt{19,62 \frac{2,6 - 1,0}{1,0}}} \right)^2 \approx 0,3 \text{ м.}$$

Фильтрационный расход, вычисленный при  $D = 0,30$  м, несколько больше, чем при  $D = 0,25$  м, и, следовательно, расход  $Q_\phi$  в каждый рассматриваемый момент будет меньше, чем вычисленный в табл. 10-11. Однако вследствие малой разницы в размерах камня заданного и полученного расчет второго приближения производить не следует (уточнение будет в пределах точности расчетных формул).

10. Площадь поперечного сечения наброски вычисляется по формуле (10-186).

Таблица 10-11

Расчет фронтального перекрытия русла

$z$	$Q_{от}$ (а)	$Q_{гр} + Q_\phi = Q_6 - Q_{от}$	$Q_\phi$ (г)	$Q_{гр} = Q_6 - Q_{от} - Q_\phi$	$q_{гр} = \frac{Q_{гр}}{B}$	$H$ (в)	$h_1 = h_6 + z - H$	$\frac{z}{H}$	$\frac{\Delta z}{H}$ (рис. 10-66)	$v_{гр}$ или (10-189)
м	м³/сек	м³/сек	м³/сек	м³/сек	м³/сек	м	м	—	—	м/сек
0,35	31,4	44,6	7,0	37,6	2,09	1,16	3,37	0,302	0,225	2,32
0,40	33,6	42,4	7,5	34,9	1,94	1,08	3,40	0,37	0,26	2,42
0,50	37,6	38,4	8,3	30,1	1,67	0,94	3,64	0,53	0,30	2,54
0,60	41,0	35,0	9,1	25,9	1,44	0,82	3,96	0,73	0,32	2,58
0,75	46,0	30,0	10,2	19,8	1,10	0,65	4,28	1,25	0,325	2,50
1,00	53,0	23,0	11,8	11,2	0,65	0,41	4,77	2,44	0,325	2,36
1,4	62,0	14,0	14,0	0	0	0	5,58	—	—	—
2,05	76,0	0	0	0	0	0	6,23	—	—	—

6,23—данные, отвечающие перепаду, устанавливающемуся после прекращения турбулентной фильтрации

10-30. РАСЧЕТ ПИОНЕРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЛА<sup>1</sup>

Различают два этапа при перекрытии русла пионерным методом:

1) этап выдвижения дамб (до момента смыкания на дне торцевых откосов дамб);

2) этап замыкания дамб (до момента полного смыкания торцевых откосов дамб).

а) Конфигурация наброски компактного профиля (трапецеидального, когда гребень используется для движения транспорта при отсыпке дамб) может быть получена на всех этапах возведения наброски при надлежащем размере материала наброски, увеличиваемом по мере сближения пионерных дамб.

б) Пропускная способность прорана определяется по формуле (10-187), где  $B = \bar{B}$ . Коэффициент расхода находится по графику на рис. 10-67 или, при  $z/H < 0,35$ , по формуле

$$m = (1 - z/H_0) \sqrt{z/H}. \quad (10-198)$$

При  $z/H \geq 0,35$  следует принимать  $m = 0,385$ .

Пропускная способность прорана может быть предварительно определена по формуле

$$Q_{пр} = \varphi \bar{B} h_6 \sqrt{2gz}, \quad (10-199)$$

где  $\bar{B}$  — средняя ширина прорана;  $\varphi$  и  $\epsilon$  — коэффициенты скорости и сжатия (см. п. 2 примера).

Средняя скорость в проране шириной  $\bar{B}$  вычисляется по формуле (10-188). Отношение  $\Delta z/H$  находится по графику на рис. 10-67.

в) Фильтрационный расход через пионерные дамбы

$$Q_\phi = K (B_p - \bar{B}) (h_6 + z) \sqrt{i_\phi}, \quad (10-200)$$

где  $K$  — коэффициент турбулентной фильтрации (см. табл. 10-10);  $B_p$  и  $\bar{B}$  — ширина перекрываемого русла и прорана;  $h_6 + z$  — глубина верхнего бьефа;  $z$  — перепад уровней;  $i_\phi$  — средний гидравлический уклон фильтрационного потока (рис. 10-65).

При  $l_\phi \approx L$

$$i_\phi = \frac{z}{2m_{cp} (h_6 + z) + l_{гр}}; \quad (10-201)$$

$m_{cp}$  — среднее заложение откосов.

Ширина дамбы поверху  $l_{гр}$  определяется производственными требованиями.

г) Максимальная скорость в проране наблюдается в момент смыкания дамб у дна. Поэтому расчет пионерного перекрытия достаточно производить только для этапа выдвижения дамб. При смыкании дамб у дна средняя ширина прорана (при заложении откосов  $m_{cp}$ )

$$\bar{B} = m_{cp} (H - \Delta z) = m_{cp} H \left( 1 - \frac{\Delta z}{H} \right). \quad (10-202)$$

д) Перепад в момент смыкания дамб определяется путем построения кривой  $\Sigma Q = f(z)$  и отыскания  $z$ , отвечающего заданному расходу  $Q_6$ .

е) Определение площади поперечного сечения наброски и учет аккумуляирующей способности верхнего бьефа производятся так же, как и при фронтальной наброске.

Порядок расчета пионерного перекрытия приведен в примере.

<sup>1</sup> Лебедев И. В. — «Известия ВНИИГ», 1964, т. 67; «Труды МЭИ», серия ГЭ, 1960, № 1.

**Пример.** Неразмываемое прямолинейное русло перекрывается пионерно. Рассчитать перекрытие наброской из бетонных кубов  $\gamma_1 = 2,4$  т/м³ при ширине дамб поверху  $l_{гр} = 10$  м. Ширина русла  $B_p = 393$  м;  $Q_6 = 5400$  м³/сек; бытовая глубина  $h_6 = 8,4$  м; пропускная способность водоотвода

$$Q_{от} = 3280 \sqrt{z} \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (а)$$

**Решение.** 1. Принимаем предварительно  $D = 0,9$  м, чему соответствует (табл. 10-10) коэффициент фильтрации  $K = 0,93$  м/сек. Предельная скорость

$$v_{мин} = \gamma_6 \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} V D} = 0,9 \sqrt{2g \frac{2,4 - 1,0}{1,0} V 0,9} = 4,46 \text{ м/сек.}$$

2. Перепад бьефов, устанавливающийся после включения в работу отводящего тракта, определяется из уравнения

$$Q_6 = Q_{пр} + Q_{от} = \varphi \epsilon B_p h_6 \sqrt{2gz} + 3280 \sqrt{z};$$

$$Q_6 = (0,9 \cdot 0,8 \cdot 393 \cdot 8,4 \cdot 4,43 + 3280) \sqrt{z} = 13780 \sqrt{z}, \text{ м}^3/\text{сек.}$$

где  $\epsilon$  — коэффициент сжатия, равный ориентировочно  $0,8 - 0,9$ ; при использовании крупногабаритных глыб или массивов, придающих резкое очертание входной части дамб, снижается до  $0,7$ . При  $Q_6 = 5400$  м³/сек  $z = 0,15$  м.

3. Конечный перепад (после смыкания дамб и прекращения фильтрации при  $Q_{пр} = 0$ ,  $Q_{от} = Q_6 = 5400$  м³/сек) определяем по формуле (а)

$$z_{кон} = \left( \frac{Q_6}{3280} \right)^2 = \left( \frac{5400}{3280} \right)^2 = 2,7 \text{ м.}$$

4. Фильтрационный расход через дамбы

$$Q_\phi = K (B_p - \bar{B}) (h_6 + z) \sqrt{i_\phi} = 0,93 (393 - \bar{B}) (8,4 + z) \sqrt{i_\phi}, \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (б)$$

При вычислении по (10-201) уклона  $i_\phi$  длина пути фильтрации равна (принимаем  $z = z_{кон}$ , чему отвечает максимально возможная глубина верхнего бьефа):

$$l_\phi = 2m_{cp} (h_6 + z_{кон}) + l_{гр} = 2 \cdot 1,25 \cdot (8,4 + 2,7) + 10 = 37,8 \text{ м,}$$

тогда

$$\sqrt{i_\phi} = \sqrt{z/37,8}, \quad (в)$$

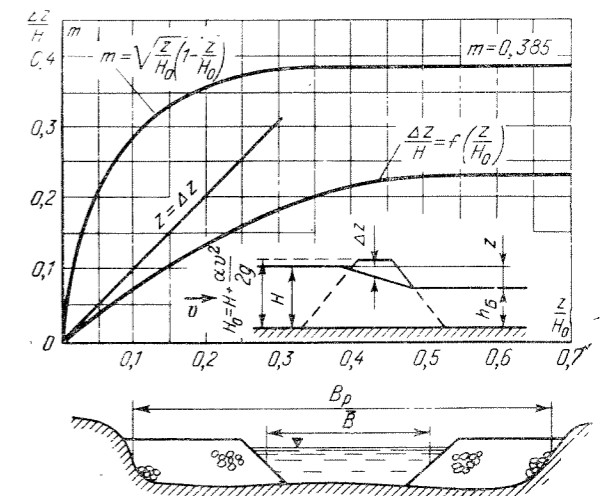


Рис. 10-67.



Таблица 10-12

К расчету пьезного перекрытия русла

$z$	$Q_{от}$ (а)	$H = H_0 + z$	$\frac{z}{H}$	$m$ (10-198)	$\sqrt{i_\phi}$ (в)	$\frac{\Delta z}{H}$ (рис. 10-67)	$\bar{B} = m_{оп} H \times \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)$ (10-202)	$B_p - \bar{B}$	$Q_\phi$ (6)	$Q_{пр}$ (10-187)	$\Sigma Q$
м	м³/сек	м	—	—	—	—	м	м	м³/сек	м³/сек	тыс. м³/сек
0,8	2 940	9,2	0,087	0,28	0,145	0,06	10,8	382,2	474	374	3,79
1,0	3 280	9,4	0,106	0,29	0,166	0,07	10,9	382,1	554	404	4,23
1,4	3 880	9,8	0,143	0,32	0,193	0,10	11,0	382,0	673	493	5,05
1,5	4 020	9,9	0,151	0,33	0,200	0,11	11,1	381,9	702	504	5,23
1,75	4 340	10,15	0,173	0,34	0,216	0,12	11,2	380,8	775	593	5,71
1,6	4 150	10,0	0,160	0,336	0,203	0,11	11,2	381,8	725	528	5,40

5. Вычисляем по формуле (10-202) среднюю ширину прорана в момент смыкания дамб на этапе выдвигания, приняв заложение откосов  $m_{ср} = 1,25$ .

Расход через проран  $Q_{пр}$  в момент смыкания дамб на этапе их выдвигания определяем по формуле (10-187).

6. Суммируя расходы  $Q_{от} + Q_\phi + Q_{пр} = \Sigma Q$ , строим кривую  $\Sigma Q = f(z)$  и при  $\Sigma Q = 5400 \text{ м}^3/\text{сек}$  определяем перепад в момент смыкания откосов дамб  $z_{смык} = 1,6 \text{ м}$ .

Все вычисления сведены в табл. (10-12) в последовательности, отвечающей порядку расчета.

В последней строчке табл. 10-12 произведен контрольный расчет при  $z_{смык} = 1,60 \text{ м}$ . Средняя ширина прорана в момент смыкания  $\bar{B}_{смык} \approx 11,2 \text{ м}$  при заложении откосов головной части дамб  $m_{ср} = 1,25$ .

7. Скорость в проране в момент смыкания дамб у дна по (10-188)

$$v = \frac{Q_{пр}}{\bar{B}_{смык} H \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)} = \frac{528}{11,2 \cdot 10,0 \cdot (1 - 0,11)} = 5,3 \text{ м/сек.}$$

8. Эквивалентный диаметр массива по формуле (10-185)

$$D = \left( \frac{v}{0,86 \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}} \right)^2 =$$

$$= \left( \frac{5,3}{0,86 \cdot 4,43 \sqrt{\frac{2,4 - 1,0}{1,0}}} \right)^2 = 1,18 \approx 1,2 \text{ м.}$$

т. е. предварительно принятая в начале расчета величина  $D$  занижена; по расчету диаметр материала наброски получается на  $0,3 \text{ м}$  больше принятой в начале расчета. Приняв  $D = 1,2 \text{ м}$ , получаем сторону бетонного куба  $a = D/1,24 \approx 1 \text{ м}$ .

При значительном отклонении найденного  $D$  от принятого в начале расчета следует произвести расчет второго приближения.

9. Объем материала для участка смыкания дамб, т. е. при  $\bar{B} < \bar{B}_{смык}$ , принимается равным  $\Omega \cdot \bar{B}$ , где  $\Omega$  — площадь профиля наброски.

Для этапа выдвигания дамб при  $\bar{B} > \bar{B}_{смык}$  расчет  $\bar{B}$ ,  $v$  и  $z$  при заданном значении  $z < z_{смык}$  производится аналогичным путем, причем для данного значения  $z$  подбором (построением кривой  $\Sigma Q = f(\bar{B})$ ) находится такое  $\bar{B}$ , при котором удовлетворяется условие, выраженное формулой (10-182) при  $Q_{тр} = Q_{пр}$ .

Если при каком-либо значении  $\bar{B}$  крупность материала будет меньше необходимой для получения компактного профиля, то произойдет значительный вынос камня с образованием шлейфа. Расход материала при этом определяется соответствующим расчетом.

## ДВИЖЕНИЕ НАНОСОВ. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ТРАНСПОРТ

### 11-1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ И ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ КРУПНОСТЬ

Наносы представляют собой совокупность твердых частиц, переносимых водным потоком. Одни и те же грунтовые частицы могут перемещаться по дну или в толще потока в зависимости от скорости и глубины потока. Отделение частицы от дна происходит за счет несимметричного обтекания ее потоком и образования за ней зоны отрыва потока, где возникают турбулентные вихри.

Донными наносами считаются такие твердые частицы, которые движутся часто, прикасаясь к дну, и для которых расстояния между последовательными касаниями дна невелики.

Взвешенные частицы движутся в потоке по сложным траекториям, причем проходят большие расстояния от одного касания дна до другого.

Различают три значения средней скорости взвешенного потока, определяющие характер движения наносов: 1) скорость трогания; 2) скорость, при которой образуются на дне потока песчаные волны или гряды; 3) скорость, взвешивающая твердые частицы.

Скорость трогания, срывающая или размывающая скорость  $v_c$  — это скорость, при которой начинается передвижение отдельных частиц (см. § 11-3). «Массовый срыв» по терминологии Шаффернака или «сплошное влечение» по терминологии М. А. Великанова наступает при превышении скорости трогания. Перемещение наносов преимущественно у дна происходит при  $v < 1,3 v_c$ , при  $v > 1,3 v_c$  наносы взвешиваются.

Массовое движение донных наносов приводит к образованию песчаных волн. Частицы при этом «взбегают» по пологой верховой грани волны, падают в теньевую область за ней и там оседают. В результате совершается медленное перемещение волн вниз по течению (рис. 11-1).

Установлено, что такой процесс перемещения наносов возможен при средних скоростях потока  $v < 1,5 \sqrt{gH}$  ( $H$  — глубина потока). При  $v > 1,5 \sqrt{gH}$  на дне потока образуются «антидюны», которые перемещаются вверх по течению по мере размыва их гребня. При больших относительных глубинах ( $H/d_5$ ) поперечные гряды формируются при срывающей скорости. При произвольных глубинах появление песчаных волн отмечается при средней скорости  $v = v'$ :

$$v' = 1,77 v_c \left( \frac{d_5}{H} \right)^{1/12}, \quad (11-1)$$

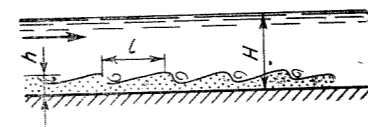


Рис. 11-1. Песчаные волны.

где  $d_5$  — диаметр наиболее крупных зерен, составляющих 5% веса всех наносов;  $v_c$  определяется по формуле (11-27) или (11-28).

Наибольшее развитие песчаные волны получают при  $v = v''$ :

$$v'' = 0,75 v''' + 0,25 v', \quad (11-2)$$

где  $v'''$  — средняя скорость потока, при которой песчаные волны (гряды) полностью исчезают,

$$v''' = 1,77 v_c \left( \frac{H}{d_5} \right)^{1/12}. \quad (11-3)$$

При средней скорости  $v = v'''$  песчаные гряды на дне потока исчезают и все наносы оказываются взвешенными. Взвешивающая скорость  $v'''$  — средняя скорость, при которой все наносы переходят во взвешенное состояние, и одновременно та наименьшая средняя скорость потока, при которой взвешенные наносы еще не выпадают. Поэтому ее также называют незаляющей и критической (расчетные формулы см. § 11-4). Взвешивающая скорость является критерием разделения наносов на донные и взвешенные.

Степень насыщения руслового потока взвешенными наносами часто характеризуется мутностью  $^1$  — весовым или объемным количеством наносов, которое данный поток содержит в единице объема. Наибольшая при данных гидравлических условиях мутность потока  $\rho_t$  называется его транспортирующей способностью. Для ее определения пользуются формулой (11-48) при известной  $v_{н.з}$  или формулами § 11-2.

Наносы распределяются по глубине руслового потока неравномерно. Наибольшее количество наносов перемещается у дна, наименьшее — у свободной поверхности. В § 11-2 даны расчетные зависимости для распределения наносов по вертикали.

Характеристикой наносов являются размеры их частиц (гранулометрия), удельный вес и поведение твердых частиц в воде. Удельный вес твердых грунтовых частиц обычно находится в пределах от  $2,4 \cdot 10^3$  до  $2,8 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$ , чаще всего песчано-гравелистые грунты имеют удельный вес  $2,65 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$ . Крупность наносов характеризуется средневзвешенным диаметром частиц, как правило, определяемым при механическом анализе

$$d = \frac{\sum_{i=1}^n d_i p_i}{P}, \quad (11-4)$$

где  $d_i$  — диаметр фракции;  $p_i$  — весовое содержание данной фракции;  $P$  — вес всего образца:

$$P = \sum_{i=1}^n p_i. \quad (11-5)$$

Основной гидравлической характеристикой наносов является гидравлическая крупность  $\psi$ , пред-

<sup>1</sup> В гидротранспорте степень насыщения потока наносами характеризуется концентрацией или консистенцией (см. § 11-5).

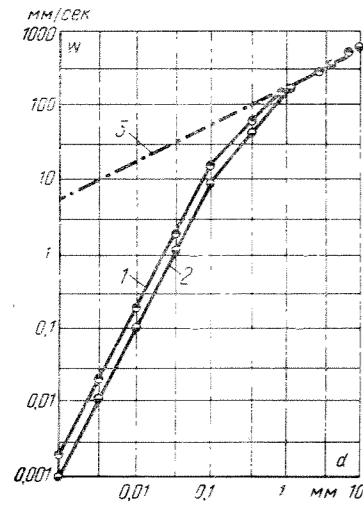


Рис. 11-2. Зависимость гидравлической крупности от размеров частиц наносов. 1 — при температуре  $t = 20^\circ\text{C}$ ; 2 — при  $t = 5^\circ\text{C}$ ; 3 —  $\omega$ , вычисленная по формуле (11-9) за пределом ее применимости.

ставляющая собой скорость равномерного падения одиночной твердой частицы в неподвижной воде. Гидравлическая крупность зависит от формы частиц, их удельного веса и температуры воды. Безразмерный параметр, аналогичный числу Рейнольдса, определяет режим обтекания частицы:

$$Re_w = \frac{\omega d}{\nu}, \quad (11-6)$$

где  $\omega$  — гидравлическая крупность;  $d$  — диаметр частицы;  $\nu$  — кинематический коэффициент вязкости воды.

Гидравлическую крупность  $\omega$  определяют экспериментально или рассчитывают по формулам. Для ламинарного обтекания частиц используется теоретическая формула Стокса

$$\omega = \frac{\gamma_1 - \gamma}{24\mu} d^2, \text{ мм/сек}, \quad (11-7)$$

где  $\gamma_1$  и  $d$  — удельный вес и диаметр твердой частицы;  $\gamma$  и  $\mu$  — удельный вес и динамический коэффициент вязкости воды.

Формула (11-7) справедлива для  $Re_w \leq 1,0$  и  $d \leq 0,15$  мм.

При  $1,0 < Re_w \leq 240$  и  $0,15 \text{ мм} < d \leq 1,5$  мм гидравлическая крупность может быть определена по формуле

$$\omega = \sqrt{\frac{3(\gamma_1 - \gamma)^2}{\rho\mu}} \beta d, \text{ мм/сек}. \quad (11-8)$$

Здесь  $\rho$  — плотность воды;  $\beta$  — эмпирический коэффициент, учитывающий уменьшение влияния вязкости с увеличением диаметра частицы:

$$\beta = 0,081 \lg 83 \left( \frac{3,7d}{0,15} \right)^{1-0,037t},$$

где  $t$  — температура воды,  $^\circ\text{C}$ .  
При  $Re_w > 240$  и  $d > 1,5$  мм

$$\omega = \sqrt{\frac{2g(\gamma_1 - \gamma)d}{1,75\gamma}}, \text{ мм/сек}, \quad (11-9)$$

где  $g$  — ускорение свободного падения.

На рис. 11-2 графически показана зависимость между размерами частиц и их гидравлической крупностью. Кривые построены В. Н. Гончаровым по формулам (11-7), (11-8), (11-9) для  $\gamma = 2,65 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$ . В таблицах 11-1 и 11-2 приводится эмпирическая шкала В. Н. Гончарова для  $\omega$ , считающаяся в настоящее время наиболее точной.

Таблица 11-1  
Значение гидравлической крупности  $\omega = f(d)$   
(по В. Н. Гончарову)

$d$ , мм	$\omega$ , мм/сек	$d$ , мм	$\omega$ , мм/сек	$d$ , мм	$\omega$ , мм/сек
1,50	164,4	6,00	329,0	17,50	552,0
1,75	173,0	7,00	355,0	20,00	602,0
2,00	190,0	8,00	380,0	22,50	637,0
2,50	212,5	9,00	403,0	25,00	672,0
3,00	232,5	10,00	425,0	27,50	706,0
4,00	268,5	12,50	477,0	30,00	736,0
5,00	300,0	15,00	520,0	40,00	870,0

Если режим обтекания частицы неизвестен, то применима формула Руби, пригодная для любых чисел Рейнольдса

$$\omega = F \sqrt{dg \frac{\rho_n - \rho}{\rho}}, \quad (11-10)$$

где

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\mu^2}{gd(\rho_n - \rho)}},$$

$\rho_n$  — плотность материала наносов;  $\rho$  — плотность воды;  $d$  — средний диаметр частиц наносов;  $\mu$  — динамический коэффициент вязкости воды.

В системе CGS при  $d < 0,1$  см  $F = 0,816$ .

Таблица 11-2  
Значения гидравлической крупности  $\omega = f(d, t)$   
(по В. Н. Гончарову)

Диаметр частиц $d$ , мм	Гидравлическая крупность $\omega$ , мм/сек, при температуре $t$ , $^\circ\text{C}$				
	10	15	20	25	30
0,001	0,00068	0,00079	0,0009	0,001	0,0011
0,010	0,068	0,079	0,090	0,100	0,110
0,015	0,154	0,178	0,210	0,225	0,253
0,02	0,274	0,316	0,360	0,400	0,450
0,03	0,618	0,710	0,810	0,900	1,012
0,04	1,099	1,263	1,440	1,600	1,800
0,05	1,717	1,973	2,270	2,590	2,812
0,07	2,51	2,88	3,25	3,65	4,10
0,10	5,12	5,88	6,63	7,44	8,37
0,15	11,50	13,25	14,90	16,75	18,84
0,20	17,11	18,75	20,42	22,06	23,72
0,25	22,67	24,39	26,02	27,66	29,32
0,30	28,31	29,96	31,62	33,26	34,92
0,40	39,51	41,16	42,92	44,46	46,12
0,50	50,71	52,36	54,02	55,66	57,32
0,60	61,91	63,56	65,22	66,86	68,52
0,70	73,11	74,76	76,42	78,06	79,72
0,80	84,31	85,96	87,62	89,26	90,92
0,90	95,51	97,16	98,82	100,46	102,12
1,00	106,71	108,36	110,02	111,66	113,32
1,20	129,11	130,76	132,42	134,06	135,72
1,50	162,71	164,36	166,02	167,66	169,32

Примечание. Падение одной твердой частицы в большом объеме воды называется свободным. Стесненным падением называется одновременное падение «облака» частиц. Гидравлической крупностью в этом случае считается скорость равномерного падения центра тяжести «облака», которая всегда меньше скорости свободного падения частицы. По указанию В. Н. Гончарова для наносов из несвязных грунтов с удельным весом  $2,65 \text{ г/см}^3$  при условии, что объемная концентрация  $f$  не превосходит 0,3, гидравлическая крупность стесненного падения  $\omega_{ст}$  может быть определена из формулы

$$\frac{\omega_{ст}}{\omega} = 1 - 1,42f; \quad (11-11)$$

<sup>1</sup> Объемная концентрация — отношение объема наносов, содержащихся в единице секундного объема взвешенного потока, к расходу потока.

б) для ламинарного обтекания

$$\frac{\omega_{ст}}{\omega} = 1 - 2,47f, \quad (11-12)$$

где  $\omega$  — гидравлическая крупность свободного падения. Увеличение концентрации при  $d > 1,5$  мм уменьшает гидравлическую крупность.

При разнородном по крупности составе наносов они характеризуются средневзвешенной гидравлической крупностью

$$\omega_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^n \omega_{ср i} p_i}{P}, \quad (11-13)$$

где  $\omega_{ср i}$  — гидравлическая крупность, подсчитанная по  $d_{ср}$  для  $i$ -й фракции;  $d_{ср} = \frac{d_{i-1} + d_i}{2}$ ;  $p_i$  — вес  $i$ -й фракции;  $P$  — вес всего образца.

Гидравлическая крупность тоже является критерием деления наносов на взвешенные и донные. Считается, что частица взвешена, если осредненная вертикальная составляющая скорости превышает гидравлическую крупность частицы  $\bar{v} > \omega$ , и наоборот, при  $\bar{v} < \omega$  частица будет перемещаться только по дну.

### 11-2. ДВИЖЕНИЕ ДОННЫХ И ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ

Расход донных наносов при скорости трогания может быть определен по формуле В. Н. Гончарова

$$q_{дон} = 2,08 \left( \frac{v}{v_t} \right)^2 \left( \frac{d}{H} \right)^{1/10} (v - v_t) d \quad (11-14)$$

или по формуле И. И. Леви при  $\frac{d}{H} > \frac{1}{300}$

$$q_{дон} = 2 \left( \frac{v}{\sqrt{gd}} \right)^2 \left( \frac{d}{H} \right)^{1/4} (v - v_t) d. \quad (11-15)$$

Здесь  $q_{дон}$  — расход донных наносов,  $\text{кг/сек}$  на 1 м ширины потока;  $v$  — расчетная средняя скорость потока;  $v_t$  — средняя скорость потока, соответствующая скорости трогания частиц;  $d$  — средний диаметр частиц;  $H$  — глубина потока.

Расход донных наносов в паводковый период на горных реках при разнородном фракционном составе наносов без явно выраженного образования гряд определяется по формуле В. С. Кнороза и А. Ю. Умарова

$$q_{дон} = 0,125 \gamma q i^{1/2} \left[ 0,40 \frac{v^2}{\rho' g d} - 1 \right], \text{ кг/сек} \cdot \text{м}, \quad (11-16)$$

где  $q_{дон}$  — расход донных наносов,  $\text{кг/сек}$  на 1 м ширины потока;  $q$  — расход воды на 1 м ширины потока,  $\text{м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}$ ;  $i$  — уклон водной поверхности;

$$\rho' = \frac{\rho_n - \rho}{\rho},$$

$\rho$ ,  $\rho_n$  — плотность воды и наносов,  $\text{кг/м}^3$ ;  $\gamma$  — объемный вес воды,  $\text{кг/м}^3$ ;  $v$  — средняя скорость потока,  $\text{м/сек}$ ;  $d$  — средневзвешенный диаметр смеси подвижных наносов, м.

Формула В. Е. Тузова для определения расхода донных наносов мелководных рек (типа Амударья)

$$G_{дон} = k \gamma_n \frac{QH}{\left( \frac{v^2}{gH} \right)^{0,5}} d, \quad (11-17)$$

где  $G_{дон}$  — расход донных наносов,  $\text{кг/сек}$ ;  $Q$  — расход воды,  $\text{м}^3/\text{сек}$ ;  $H$  — средняя глубина потока, м;  $v$  — сред-

няя скорость потока,  $\text{м/сек}$ ;  $d$  — средний диаметр донных наносов, мм;  $\gamma_n$  — объемный вес донных наносов,  $\text{кг/м}^3$ ;  $k = 2 \cdot 10^{-5}$ .

Расход взвешенных наносов. Объемный расход наносов в плотной беспустотной породе на 1 м ширины потока определяется по формуле В. Н. Гончарова

$$q_n = \frac{1 + \varphi}{800} v_c \left( 2 \frac{v^2}{v_c^2} - 0,71 \right) \left( \frac{v}{v_c} - 0,71 \right) d, \text{ м}^3/\text{сек} \cdot \text{м}, \quad (11-18)$$

где  $v$  — расчетная средняя скорость потока,  $\text{м/сек}$ ;  $d$  — средневзвешенный диаметр наносов, м;  $\varphi$  — параметр турбулентности поведения наносов — отношение расчетной скорости падения частицы, определенной по формуле (11-9) или по линии 3 на рис. 11-2, к ее действительной гидравлической крупности, соответствующей ее размеру и температуре воды;  $v_c$  — срывающая скорость, определяемая из формулы (11-27). По более грубой сокращенной формуле, справедливой при  $v > v_c \sqrt{\frac{d_s}{d}}$ ,

$$q_n = 0,85 (1 + \varphi) v_c \left( 1,41 \frac{v}{v_c} \right)^{4,33} d, \text{ кг/сек} \cdot \text{м}. \quad (11-19)$$

Формулы (11-18) и (11-19) дают среднестатистические величины расхода наносов, отклонения от которых достигают наибольшего значения при малых  $q_n$  и наличии песчаных волн (дноно-грядовый режим).

Формула Г. В. Лопатина для ориентировочного определения количества взвешенных наносов (мутности) в реке

$$\rho_{ср} = \frac{4 \sqrt{h} i}{n^2 \omega}, \quad (11-19')$$

где  $\rho_{ср}$  — средняя мутьность потока,  $\text{г/м}^3$ ;  $h$  — средняя глубина потока, м;  $i$  — продольный уклон потока;  $n$  — коэффициент шероховатости русла;  $\omega$  — средневзвешенная гидравлическая крупность взвешенных наносов.

Наибольшая мутьность при данных гидравлических условиях представляет собой транспортирующую способность потока. Для определения транспортирующей способности  $\rho_t$  широко используется формула (11-48) при известной  $v_{н.з.}$ . Для  $0,0004 \leq \omega \leq 0,0002 \text{ м/сек}$  применяется формула А. Н. Гостунского

$$\rho_t = 3300 \frac{h^{0,5} i^{1,5}}{\omega}, \quad (11-20)$$

где  $h$  — средняя глубина, м;  $i$  — уклон свободной поверхности;  $\omega$  — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов,  $\text{м/сек}$ .

Наиболее универсальной для рек и крупных оросительных каналов является формула А. Г. Хачатряна, полученная для отстойников Средней Азии:

$$\rho_t = 200 u_n \left( \ln \frac{u_n}{\omega_1} - \frac{u_n - \omega_1}{u_n} \right). \quad (11-21)$$

Здесь  $u_n$  — наибольшая взвешивающая скорость:

$$u_n = 0,065 \frac{\sqrt{gn} (v - 0,05)}{R^{1/3}},$$

где  $n$  — коэффициент шероховатости;  $R$  — гидравлический радиус;  $v$  — средняя скорость потока;  $\omega_1$  — наименьшая гидравлическая крупность данного состава наносов, определяемая из формулы

$$\left( \ln \omega_1 - \frac{\omega_1}{\omega_{n+1}} \right) (1 - \rho_1) = \ln \omega_2 - \frac{\omega_2}{\omega_{n+1}} - \rho_1 (\ln \omega_{n+1} - 1), \quad (11-22)$$

где  $\omega_2$  — большее значение гидравлической крупности первой (мелкой) фракции наносов;  $\rho_1$  — (в долях единицы) содержание первой мелкой фракции;  $\omega_{n+1}$  — наибольшая гидравлическая крупность частиц данного состава наносов (принимается  $\omega_{n+1} = u_b$ ).

Формула Х. Ш. Шапиро для расчета транспортирующей способности потока при составе наносов из четырех фракций по крупности (получена для каналов — отстойников Каракумского канала и Тедженского водохранилища). Полная транспортирующая способность определяется как сумма транспортирующих способностей для отдельных фракций

$$\rho_{\Sigma} = \sum_{i=1}^{i=4} \rho_{\tau i}; \quad (11-21')$$

$$\rho_{\tau i} = C_{\tau i} \left( \ln \frac{\omega_{i+1}}{\omega_i} - \frac{\omega_{i+1} - \omega_i}{u_b} \right), \quad (11-22')$$

где  $v$  — средняя скорость потока;  $u_b = 0,3 \sqrt{Rg_i}$ ;  $\omega_i$ ,  $\omega_{i+1}$  — гидравлические крупности фракции  $i$  и  $i+1$ ;  $C_{\tau i}$  — постоянная кривой распределения по крупности взвешенных потоков фракции  $i$ .

$$C_{\tau i} = k_i v^{0,7} u_b,$$

$$k_i = f(d).$$

$k_i$	12	59	94	85
$d, мм$	>0,10	0,1—0,05	0,05—0,01	<0,01

Результаты расчета по формуле Шапиро практически совпадают с результатами расчета по формуле Хачатряна. Сравнение мутности потока с величиной его транспортирующей способности [определенных хотя бы по формулам (11-19') и (11-21) или (11-21')] дает возможность прогнозировать, будет происходить размыв или заиливание ложа потока.

Распределение наносов по глубине потока. Формулы диффузионной теории (11-23) и (11-24) применимы лишь при насыщении потока твердым не свыше 5% по объему, при размерах частиц меньше 1 мм. Для других взвешенных потоков эти формулы не пригодны.

Формула И. И. Леви

$$\rho = \rho_{дон} e^{\frac{n\omega}{1-n} \left[ 1 - \left( \frac{y}{H-l'} \right)^{n-1} \right] \frac{u_{дон}}{g_i (H-l')}}} \quad (11-23)$$

Здесь  $u_{дон}$  — поверхностная скорость;  $l'$  — высота выступа шероховатости;  $n$  — показатель степени скорости,  $n=1/6 \div 1/8$ ;  $\rho_{дон}$  — мутность у дна;  $\rho$  — мутность на расстоянии  $y$  от дна;  $H$  — глубина потока.

Формула М. А. Великанова

$$s = s_0 \left( \frac{1-\eta}{1+\frac{\eta}{\alpha}} \right)^{\frac{\omega}{\varphi \lg \frac{8,8H}{d_5}}}, \quad (11-24)$$

где  $\eta$  — относительная ордината,  $\eta = y/H$ ;  $\alpha = l'/H$  — относительная шероховатость;  $\kappa$  — параметр Кармана, для воды  $\kappa \approx 0,4$ ;  $\omega$  — гидравлическая крупность;  $s_0$  — придонная мутность;  $\frac{\omega}{\varphi \lg \frac{8,8H}{d_5}}$  — безразмерный критерий диффузионной теории.

Формула М. А. Великанова, полученная на основе гравитационной теории взвешивания,

$$s = \frac{1 - \frac{\alpha\sigma}{\beta}}{2} - \sqrt{\frac{\left(1 - \frac{\alpha\sigma}{\beta}\right)^2}{4} - \frac{\sigma}{\beta}}, \quad (11-25)$$

где  $\beta$  — основной параметр гравитационной теории, для кварцевых песков  $\beta = 0,21 \frac{\omega}{i \sqrt{gHi}}$ ;  $\alpha = 1,65$ ;  $\sigma = 0,204$ ;

$s_{макс} = 0,38$ ;  $\beta_{мин} = 1,41$ . Для невесомых наносов ( $\rho_n = \rho$ )  $s_{макс} = 0,5$ ;  $\beta_{мин} = 0,82$ .

Эмпирическая формула С. М. Анцыферова

$$\frac{S}{S_0} = \exp \left[ V \overline{\omega} \left( \frac{z}{H} - \frac{C}{H} \right) \right], \quad (11-24')$$

где  $C = 0,5H$ ;  $H$  — глубина потока;  $z$  — вертикальная координата, отсчитываемая от поверхности ко дну, точки с концентрацией  $S$ ;  $S_0$  — концентрация на половине глубины потока;  $\omega$  — гидравлическая крупность. Формула (11-24') остается в рамках диффузионной концепции и имеет ту же область применения, что и формулы (11-23) и (11-24).

### 11-3. ДОПУСКАЕМЫЕ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ В КАНАЛАХ ПО УСЛОВИЯМ НЕРАЗМЫВАЕМОСТИ

Средняя скорость в сечении  $v$ , соответствующая данной скорости трогания отдельной частицы, приближенно может быть определена по экспериментальной зависимости М. А. Великанова и Н. М. Бочкова

$$\frac{v^2}{gd} = 15 + \frac{6}{d}, \quad (11-26)$$

где  $d$  — диаметр зерен, мм.

Значение срывающей скорости  $v_c$ , т. е. наименьшей средней скорости потока, при которой начавшийся срыв отдельных зерен несвязного грунта на дне поддерживается непрерывно, определяется по формуле В. Н. Гончарова

$$v_c = \lg \frac{8,8H}{d} \sqrt{\frac{2g(\gamma_1 - \gamma)d}{1,75\gamma}}, \quad (11-27)$$

при разнородном составе грунта ложа потока

$$v_c = \sqrt{\frac{2g(\gamma_1 - \gamma)d_{ср}}{1,75\gamma}} \lg \frac{8,8H}{d_5}, \quad (11-28)$$

где  $d_5$  — диаметр наиболее крупных зерен, составляющих 5% всего веса наносов;  $d_{ср}$  — средневзвешенный диаметр смеси наносов;  $\gamma_1$  и  $\gamma$  — объемные веса наносов и воды;  $H$  — глубина потока.

В. Н. Гончаровым получена следующая зависимость между срывающей скоростью и гидравлической крупностью:

$$\frac{\omega}{v_c} = \frac{1}{\varphi \lg \frac{8,8H}{d_5}}, \quad (11-29)$$

где  $\varphi$  — параметр турбулентности; представляет отношение расчетной скорости падения зерна при турбулентном обтекании, полученной по формуле (11-9), к его действительной гидравлической крупности, соответствующей его размеру и температуре воды.

Для галечниковых и гравелистых грунтов допускаемые неразмывающие скорости определяются по формуле Е. А. Замарина

$$v = aR^{\frac{1}{7}}, \quad (11-30)$$

где  $R$  — гидравлический радиус;  $a$  — параметр, зависящий от размеров твердых частиц  $d$  так, что для гравелистых грунтов при  $R = 0,5 \div 2$  м и  $\gamma = 2 + R$

$d, см$	До 0,5	До 1,0	До 1,5
$a$	0,95	1,05	1,15

для галечниковых грунтов при  $R = 0,5 \div 1,5$  м и  $\gamma = 2,5 + 0,5R$

$d, см$	До 5	5—10	10—12
$a$	1,4	1,75	2,0

В «ТУИН проектирования гидротехнических сооружений» МСЭС 108-59 рекомендуются следующие зависимости для расчета предельно допускаемых скоростей по условиям размыва.

а) Для несвязных грунтов или при русле, покрытом каменной наброской, гравийной отсыпью или защитным песчано-гравийным слоем при средней крупности частиц грунта (одежды)  $d_{ср} > 1,5$  мм предельно допускаемые скорости вычисляются по формуле И. И. Леви: при  $R/d_k > 50$

$$v = 1,3 \sqrt{gd_{ср}} \lg \frac{12R}{d_k}; \quad (11-31)$$

при  $10 < R/d_k < 50$

$$v = 1,3 \sqrt{gd_{ср}} \left( 1 + \frac{2}{3} \lg \frac{10R}{d_k} \right), \quad (11-32)$$

где  $d_{ср}$  — средняя крупность частиц грунта;  $d_k$  — наибольший диаметр частиц, составляющих 90% всех частиц грунта;  $R$  — гидравлический радиус.

При однородном грунте со средней крупностью частиц  $d_{ср} < 0,25$  мм рекомендуется формула В. С. Кнороза

$$v = \frac{100d_{ср}^{0,05} R^{0,125}}{\sqrt{7,5 + R^{0,25}}}, \quad см/сек; \quad (11-33)$$

при  $0,25 < d_{ср} < 1,5$  мм

$$v = 32d_{ср}^{0,25} \left( \lg \frac{7,5R}{d_{ср}} - 5,5d_{ср} \right), \quad см/сек, \quad (11-34)$$

где  $d_{ср}$  и  $R$  — в см.

При образовании «отмостки» из крупных частиц  $v_{отм} = 0,75 v$  при условии, что процент гравелистых частиц превышает 10%.

б) Для связных грунтов значения допускаемых скоростей при  $R = 1 \div 2$  м даны в табл. 11-3.

При  $R > 2$  м  $v$  следует увеличить в  $(R/2)^{0,125}$  раз.

в) Булыжная мостовая. Скорости, не превышающие 2 м/сек, относятся к неразмывающим.

Общим недостатком всех приведенных выше формул является то, что размыв характеризуется только размерами частиц и глубиной потока, хотя не менее существенно влияют на размыв пульсации скорости.

<sup>1</sup> Неразмывающими скоростями называются наибольшие скорости, допускаемые для данного грунта ложа потока по условиям размыва.

Таблица 11-3

Допускаемые неразмывающие скорости для связных грунтов по ТУИН проектирования гидротехнических сооружений МСЭС 108-59

Наименование грунта	$v, м/сек$
Супесь слабая	0,7—0,8
Супесь уплотненная	1,0
Суглинки легкие (н лессовидные)	0,7—0,8
Суглинки средние	1,0
Суглинки плотные	1,1—1,2
Глины мягкие	0,7
Глины нормальные	1,2—1,4
Глины плотные	1,5—1,8
Илистые грунты	0,5

различные формы и удельного веса наносов, изменение режима турбулентности в придонном слое, появление сил сцепления с уменьшением  $d$  и т. д. Для однородных несвязных грунтов Ц. Е. Мирцхулава дает расчетные зависимости, учитывающие многие из перечисленных выше факторов. Поэтому приведенные ниже формулы дают наиболее надежные значения средних в сечении  $v$  и придонных  $v_{дон}$  неразмывающих скоростей.

$$v = \lg \left( \frac{8,8H}{d} \right) \sqrt{\frac{2gm}{0,44\gamma_0 n} [(\gamma_1 - \gamma_0)d + 2C_{д.н}^H k]}; \quad (11-35)$$

$$v_{дон} = 1,25 \sqrt{\frac{2gm}{0,44\gamma_0 n} [(\gamma_1 - \gamma_0)d + 2C_{д.н}^H k]}. \quad (11-36)$$

Здесь  $m$  — коэффициент, характеризующий условия течения, принимается по табл. 11-4;  $\gamma_1$  и  $\gamma_0$  — удельные веса грунта и воды;  $H$  — глубина потока;  $g$  — ускорение свободного падения;  $d$  — диаметр частицы, м;  $C_{д.н}^H$  — нормативная усталостная прочность на разрыв несвязного грунта при динамической нагрузке,  $C_{д.н}^H = 0,035c$ ;  $n$  — коэффициент перегрузки, зависящий от отношения мгновенной максимальной пульсационной скорости вблизи дна к осредненной скорости в той же точке (т. е. от интенсивности турбулентности):

$$n = \left( \frac{v_{макс}}{v_{дон}} \right)^2; \quad (11-37)$$

Таблица 11-4

Значения  $m$  в формулах (11-35) и (11-36), рекомендованные Ц. Е. Мирцхулавой

Характеристика русла	Категории каналов <sup>1</sup>		
	I	II	III
Каналы несущие: наносы в коллоидном состоянии (более 0,1 кг/м <sup>3</sup> )	1,30	1,40	1,60
донные коррозийные наносы	0,75	0,80	0,85
Каналы, дно которых покрыто растительностью	1,10	1,15	1,20
Каналы, работающие с перерывами: в районах с сухим климатом	0,20	0,22	0,25
в районах с влажным климатом	0,60	0,70	0,80
Закругленные каналы: прямой канал	1,00	1,00	1,00
слабо закругленный (слабо извилистый)	0,90	0,95	0,95
средне извилистый	0,75	0,85	0,90
сильно извилистый	0,60	0,65	0,70

<sup>1</sup> При определении допускаемых (неразмывающих) скоростей каналы в зависимости от назначения делятся на следующие категории: I — главные магистральные каналы; II — межхозяйственные распределители; III — хозяйственные распределители.

приближенно

$$n = 1 + \frac{d}{0,00005 + 0,3d}; \quad (11-38)$$

$k$  — коэффициент однородности, зависит от появляющихся при мелкозернистых грунтах силах сцепления, устанавливается на основе статистической обработки экспериментальных данных:

$$k = 1 - \frac{\alpha\sigma}{c}, \quad (11-39)$$

где  $\sigma$  — среднеквадратичное отклонение от  $c$  — среднего сцепления грунта;  $\alpha$  — для каналов I категории равно 2,65; II категории 2,5; III категории 2,0.

Для определения неразрывающей скорости с учетом глубины Ц. Е. Мирцхулава дает график, представленный на рис. 11-3.

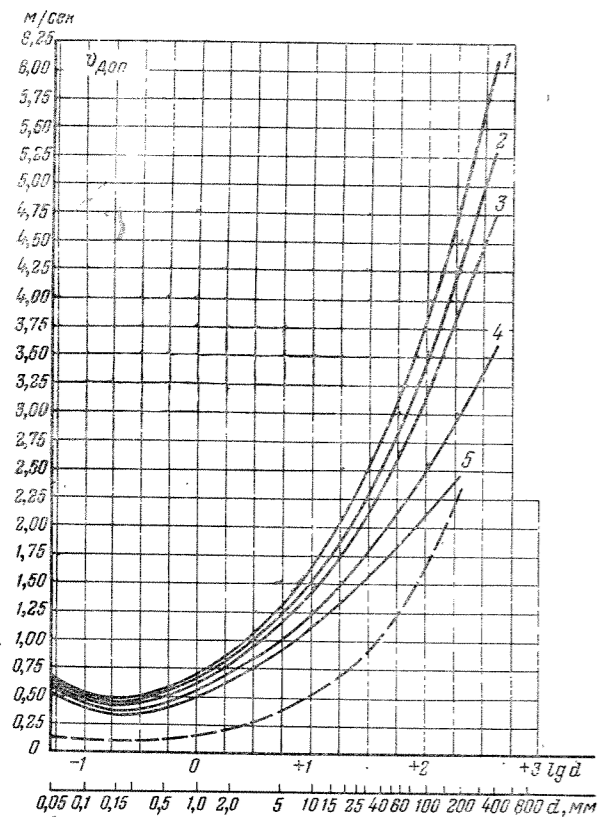


Рис. 11-3. Зависимость допускаемых (неразрывающих) средних и донных скоростей от диаметра частиц и глубины потока. — — — — — средние скорости; — — — — — донные скорости; 1 — при  $H=10$  м; 2 — при  $H=5$  м; 3 — при  $H=3$  м; 4 — при  $H=1$  м; 5 — при  $H=0,5$  м.

Для связных грунтов Ц. Е. Мирцхулава получил следующие зависимости для донной

$$v_{доп.дон} = 1,25 \sqrt{\frac{2gm}{2,6\gamma_{ол}}} [(\gamma_1 - \gamma_0)d + 1,25C_y^H k] \quad (11-40)$$

и средней неразрывающей скорости

$$v_{доп.ср} = 1g \left( \frac{8,8H}{d} \right) \times \sqrt{\frac{2gm}{2,6\gamma_{ол}}} [(\gamma_1 - \gamma_0)d + 1,25C_y^H k], \quad (11-41)$$

где  $C_y^H$  — нормативная усталостная прочность на разрыв связного грунта при динамической нагрузке; прочие обозначения в (11-40) и (11-41) те же, что и для (11-35) и (11-36).

Коэффициент однородности  $k$  для связных грунтов, полученный статистической обработкой результатов испытаний образцов ненарушенной структуры, завышен, если канал выполнялся взрывным способом или экскаватором или если он проложен в трещиноватых грунтах. Трещиноватые глинистые грунты следует рассчитывать как несвязный грунт, размер частиц которого равен среднему размеру отдельностей, созданных трещинами. Для глины  $d_{отд} = 3 \div 5$  мм.

Лессовые грунты перед определением их характеристик следует 2 мес. выдерживать под водой.

Для предварительных расчетов и для каналов III категории допускается принимать  $c$  и  $\phi$  по табл. 11-5.

**Пример 1.** Определить допускаемые (неразрывающие) скорости течения. Исходные данные: глубина потока  $H=1$  м; поток без коллоидных и донных наносов; канал постоянного действия II категории; удельный вес материала частиц грунта  $\gamma_1 = 2,65$  т/м<sup>3</sup>; образцы ненарушенного сложения отобраны с трассы канала. Ложе канала сложено из тяжелых среднеплотных суглинков однородного сложения по сечению канала. Грунт характеризуется влажностью на границе раскатывания  $w=15\%$  и коэффициентом пористости 0,68. Сцепление грунта определено по методу вдавливания сферического штампа (прибор Н. А. Цытовича, диаметр штампа 1,2 см) при нагрузке на штамп  $P=1,2$  кгс.

Для каждой глубины вдавливания вычисляется сцепление, для чего предварительно определен угол трения  $\phi=20^\circ$ :

$$c_t = 0,18 \frac{MP}{\pi D_{ш} h}$$

где  $M$  — коэффициент, учитывающий влияние трения (дан в табл. 11-6),  $M=0,285$ ;  $P$  — нагрузка на штамп;  $D_{ш}$  — диаметр штампа;  $h$  — глубина вдавливания.

$$c_1 = 0,18 \cdot 0,285 \frac{1,2}{3,14 \cdot 1,2 \cdot 0,137} = 0,12 \text{ кгс/см}^2;$$

$$c_2 = 0,18 \cdot 0,285 \frac{1,2}{3,14 \cdot 1,2 \cdot 0,099} = 0,17 \text{ кгс/см}^2;$$

$$c_3 = 0,18 \cdot 0,285 \frac{1,2}{3,14 \cdot 1,2 \cdot 0,120} = 0,14 \text{ кгс/см}^2.$$

По всем вычисленным значениям сцепления составляется вариационный ряд. В результате обработки этого ряда получаем необходимые данные.

1. Среднее арифметическое сцепления:

$$c = \frac{\sum c_i m_i}{\sum m_i} = \frac{4,61}{30} = 0,15 \text{ кгс/см}^2 \text{ (1,5 тс/м}^2\text{)},$$

где  $c_i$  — сцепление;  $m_i$  — частота.

2. Среднее квадратичное отклонение (стандарт):

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum m_i (c_i - c)^2}{\sum m_i}} = \sqrt{\frac{0,0235}{30}} = 0,0283 \text{ кгс/см}^2.$$

3. Коэффициент однородности определяем по формуле (11-39). Канал II категории, поэтому  $\alpha$  принимаем равным 2,5:

$$k = 1 - \frac{2,5 \cdot 0,0282}{0,15} = 1 - \frac{0,0705}{0,15} = 1 - 0,47 = 0,53.$$

4. Нормативная усталостная прочность на разрыв:

$$C_y^H = 0,035 \cdot c = 0,035 \cdot 0,15 = 0,053 \text{ кгс/см}^2,$$

или

$$C_y^H = 0,053 \text{ тс/м}^2.$$

<sup>1</sup> Взят из книги Ц. Е. Мирцхулава. Разрыв русл и методика оценки их устойчивости. М. «Колос», 1967.

\* При отсутствии данных специальных исследований значение угла трения  $\phi$  приближенно можно принять из табл. 11-5 по влажности на границе раскатывания и коэффициенту пористости.

Таблица 11-5

Значения сцепления  $c$ , кгс/см<sup>2</sup>, и угла трения  $\phi$ , град, для предварительных расчетов и для каналов III категории при определении неразрывающей скорости

Влажность на границе раскатывания, %	Показатель	$\phi$ и $c$ в зависимости от коэффициента пористости											
		0,41—0,50		0,51—0,60		0,61—0,70		0,71—0,80		0,81—0,95		0,96—1,10	
		Нормативные	Расчетные	Нормативные	Расчетные	Нормативные	Расчетные	Нормативные	Расчетные	Нормативные	Расчетные	Нормативные	Расчетные
>9,4	$c$ $\phi$	0,10 30	0,2 28	0,07 28	0,01 26	0,05 27	0,01 25						
9,5—12,4	$c$ $\phi$	0,12 25	0,03 23	0,08 24	0,01 22	0,05 23	0,01 21						
12,5—15,4	$c$ $\phi$	0,42 24	0,14 22	0,21 23	0,07 21	0,14 22	0,04 20	0,07 21	0,02 19				
15,5—18,4	$c$ $\phi$			0,50 22	0,19 20	0,25 21	0,11 19	0,19 20	0,08 18	0,11 19	0,04 17	0,08 18	0,02 16
18,5—22,4	$c$ $\phi$					0,68 20	0,28 18	0,34 19	0,19 17	0,28 18	0,10 16	0,19 17	0,06 15
22,5—26,4	$c$ $\phi$							0,82 18	0,36 16	0,41 17	0,25 15	0,36 16	0,12 14
26,5—30,4	$c$ $\phi$									0,94 16	0,40 14	0,47 15	0,22 13

Примечания: 1. За нормативную характеристику для данного грунта принимается среднее значение, полученное по данным не менее 25 испытаний. Расчетная характеристика представляет произведение нормативной характеристики на коэффициент однородности  $k$ .  
2. Коэффициентом пористости грунта называется отношение объема пор к объему минеральной части грунта.

Таблица 11-6

Коэффициент  $M$ , уменьшающий сцепление из-за влияния трения (по данным В. Г. Березинцева)

$\phi$ , град	0	10	20	30
$M$	1	0,615	0,285	0,122

5. Средний диаметр шаров, равнообъемных отрывающимся агрегатам, принимаем  $d_{отд} = 4$  мм (0,004 м). Коэффициент условной работы по заданию  $m=1$ . Ввиду отсутствия причин, вызывающих повышение турбулентности, принимаем коэффициент перегрузки  $n=4$ .

Полученные значения подставляем в формулу (11-40) и получаем величину допускаемой (неразрывающей) донной скорости на высоте вершины выступов шероховатости

$$v_{до} = 1,25 \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1}{2,6 \cdot 1 \cdot 4}} [(2,65 - 1)0,004 + 1,25 \cdot 0,053 \cdot 0,53] = 0,36 \text{ м/сек.}$$

Таблица 11-7

Допускаемые средние скорости  $v_{доп}$ , м/сек, для несвязных грунтов по ТУиН Главгидроэнергостроя (Ст-24-2396)

Наименование однородных несвязных грунтов	Размеры частиц грунта, мм	$v_{доп}$ при средней глубине потока $h_{ср}$ , м			
		$h_{ср} = 0,4$	$h_{ср} = 1,0$	$h_{ср} = 2,0$	$h_{ср} \geq 3$
Пыль и ил	0,005—0,05	0,12—0,17	0,15—0,21	0,17—0,24	0,19—0,26
Песок мелкий	0,05—0,25	0,17—0,27	0,21—0,32	0,24—0,37	0,25—0,40
Песок средний	0,25—1,0	0,27—0,47	0,32—0,57	0,37—0,65	0,40—0,70
Песок крупный	1,0—2,5	0,47—0,53	0,57—0,65	0,65—0,75	0,70—0,80
Гравий мелкий	2,5—5,0	0,53—0,65	0,65—0,80	0,75—0,90	0,80—0,95
Гравий средний	5—10	0,65—0,80	0,80—1,0	0,90—1,1	0,95—1,2
Гравий крупный	10—15	0,80—0,95	1,0—1,2	1,1—1,3	1,2—1,4
Галька мелкая	15—25	0,95—1,2	1,2—1,4	1,3—1,6	1,4—1,8
Галька средняя	25—40	1,2—1,5	1,4—1,8	1,5—2,1	1,8—2,2
Галька крупная	40—75	1,5—2,0	1,8—2,4	2,1—2,8	2,2—3,0
Булыжник мелкий	75—100	2,0—2,3	2,4—2,8	2,8—3,2	3,0—3,4
Булыжник средний	100—150	2,3—2,8	2,8—3,4	3,2—3,9	3,4—4,2
Булыжник крупный	150—200	2,8—3,2	3,4—3,9	3,9—4,5	4,2—4,9
Валуны	Более 200	Более 3,2	Более 3,9	Более 4,5	Более 4,9

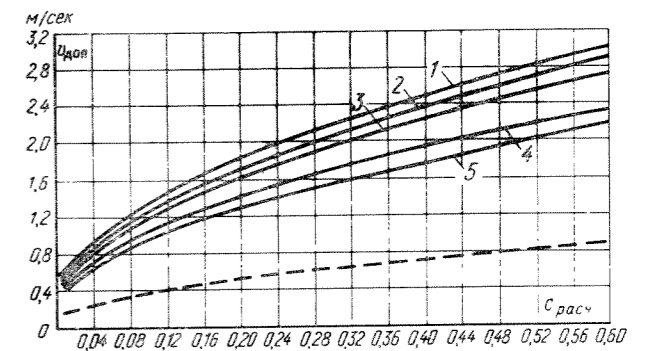


Рис. 11-4. Зависимость допускаемых (неразрывающих) средних и донных скоростей от расчетного сцепления (расчетное сцепление равно  $c_{расч} = kc$ ). Приближенно можно считать  $k=0,5$ . Обозначения см. на рис. 11-3.

Таблица 11-8  
Допускаемые средние скорости  $v_{доп}$ , м/сек, для горных пород по ТУиН Главгидроэнергостроя (Ст-24-2396)

Наименование скальных пород	$v_{доп}$ при средней глубине потока $h_{ср}$ , м							
	0,4				1,0			
	при грубой поверхности породы				при гладкой поверхности породы			
<b>А. Осадочные породы</b>								
Конгломерат, мергель, сланцевые глины и сланцы	2,1	2,5	2,9	3,1	—	—	—	—
Пористый известняк, плотный конгломерат, слоистый известняк, известняковый песчаник, доломитовый известняк	2,5	3,0	3,4	3,7	4,2	5,0	5,7	6,2
Доломитовый песчаник, плотный неслоистый известняк, кремнистый известняк	3,7	4,5	5,2	5,6	5,8	7,0	8,0	8,7
<b>Б. Кристаллические породы</b>								
Мрамор, граниты, сyenиты, габбро	16	20	23	25	25	25	25	25
Порфиры, фonoлиты, андезиты, диабазы, базальты, кварциты	21	25	25	25	25	25	25	25

Примечание. Данные относятся к породам нетрещиноватым и со свежей невыветренной поверхностью. Если породы трещиноваты и выветрены, то величины допускаемых скоростей подлежат уменьшению в зависимости от степени трещиноватости и выветренности. Для очень выветрившихся пород (разборных) допускаемые скорости определяются как для несвязного грунта по размерам преобладающих разборных кусков с учетом объемного веса этих пород.

Допускаемую (неразмывающую) среднюю скорость определяем по формуле (11-41)

$$v_{доп} = \left( \lg \frac{8,8 \cdot 1,0}{0,004} \right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1}{2,6 \cdot 1,4} (2,65 - 1) 0,004 + 1,25 \cdot 0,053 \cdot 0,53} = 0,96 \text{ м/сек.}$$

При отсутствии данных по вдавливанию сферического штампа можно воспользоваться табл. 11-5.

Для данного грунта по табл. 11-6 расчетное значение сцепления  $c_{расч} = 0,04 \text{ кгс/см}^2$ . Этой величине  $c_{расч}$  соответствует

допускаемая (неразмывающая) средняя скорость

$$v_{доп} = 0,71 \text{ м/сек.}$$

а допускаемая (неразмывающая) донная скорость

$$v_{доп} = 0,27 \text{ м/сек.}$$

При определении неразмывающей скорости для связного грунта можно пользоваться графиками Ц. Б. Мирцхулавы (рис. 11-4—11-6), построенными по формулам (11-40) и (11-41).

Согласно ТУиНП Главгидроэнергостроя (Ст-24-2396) при проектировании во всех случаях, за исключением

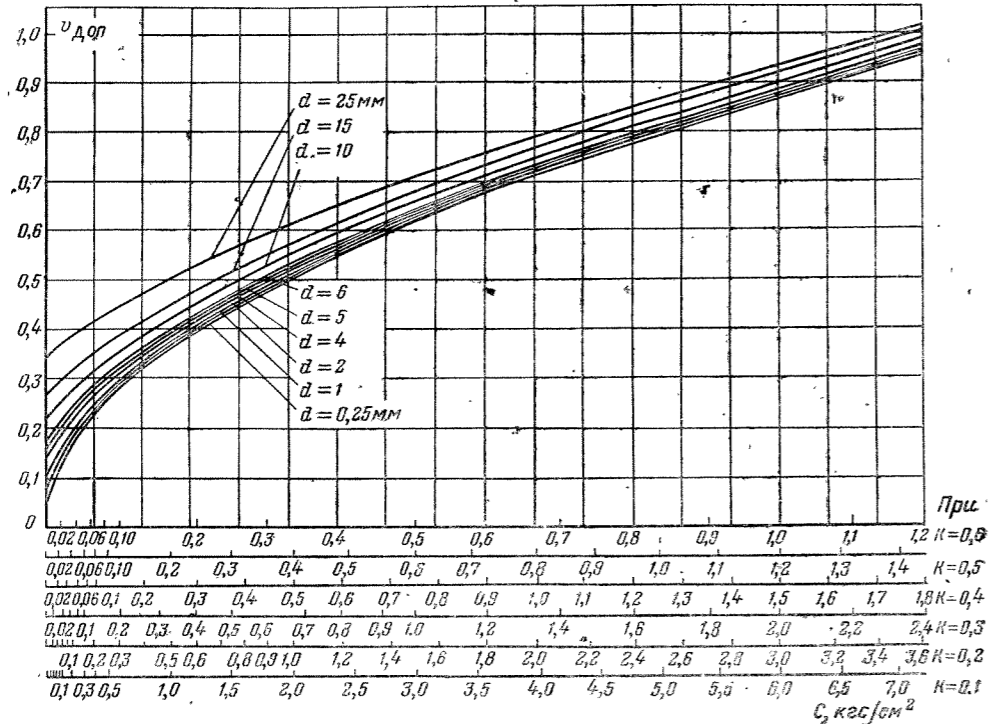


Рис. 11-5. Зависимость допускаемых неразмывающих донных скоростей водного потока ( $H=1$  м) от сцепления, размера частиц и коэффициента однородности.

Таблица 11-9  
Допускаемые средние скорости  $v_{доп}$ , м/сек, для кладки бетона, железобетона и дерева по ТУиН Главгидроэнергостроя (Ст-24-2396)

Наименование кладки и материалов	$v_{доп}$ при средней глубине потока $h_{ср}$ , м															
	0,4				1,0				2,0				3,0 и более			
	Одежда и крепления						Сооружения и конструкции									
	в обычных условиях						при затруднениях в отношении доступности ремонта									
<b>А. Кладка на цементном растворе</b>																
Кладка из кирпича с временным сопротивлением сжатию в воде 16—30 кгс/см <sup>2</sup>	1,6	2,0	2,3	2,5	2,9	3,5	2,0	4,4	1,4	1,7	2,0	2,2				
Бутовая кладка из слабых пород и кладка из плотного кирпича	2,9	3,5	4,0	4,4	5,0	6,0	6,9	7,5	2,5	3,0	3,4	3,7				
Кирпичная кладка из железняка с временным сопротивлением сжатию 120 кгс/см <sup>2</sup>	4,6	5,5	6,3	6,9	7,9	9,5	11	12	3,9	4,7	5,4	5,9				
Бутовая кладка из средних пород	5,8	7,0	8,1	8,7	10	12	14	15	5,0	6,0	6,9	7,5				
Кладка из клинкера с временным сопротивлением 250—300 кгс/см <sup>2</sup>	7,1	8,5	9,8	11	12	14	16	18	6,0	7,2	8,3	9,0				
<b>Б. Бетон и железобетон с цементной или торкретной штукатуркой при тщательном выполнении работ</b>																
Бетон марки 210 (временное сопротивление сжатию через 30 дней в кгс/см <sup>2</sup> )	7,5	9,0	10	11	25	25	25	25	15	18	21	23				
Бетон марки:																
170	6,6	8,0	9,2	10	25	25	25	25	13	16	19	20				
140	5,8	7,0	8,1	8,7	24	25	25	25	12	14	16	18				
110	5,0	6,0	6,9	7,5	20	25	25	25	10	12	13	15				
90	4,2	5,0	5,7	6,2	16	23	23	25	8	10	11	12				
<b>В. Дерево</b>	—	—	—	—	25	25	25	25	12	15	17	18				

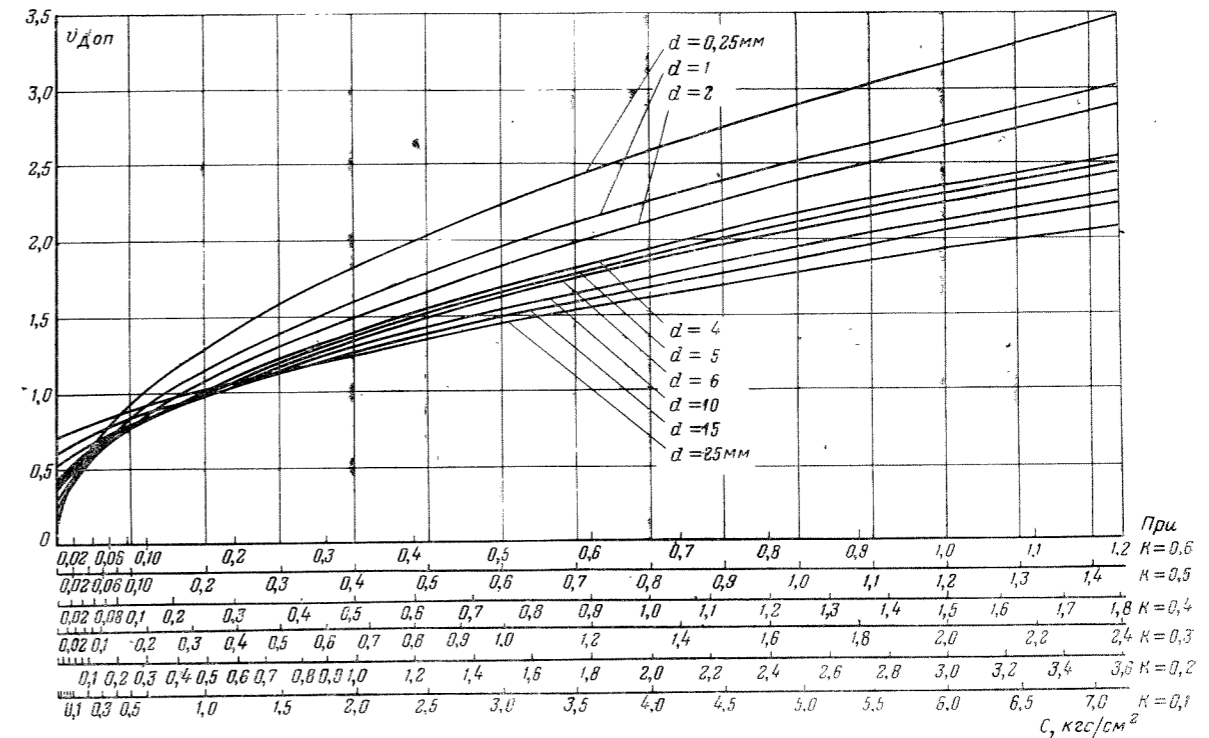


Рис. 11-6. Зависимость допускаемых (неразмывающих) донных скоростей водного потока от сцепления, размера агрегатов и коэффициента однородности.

особо ответственных сооружений, средние неразрывающиеся скорости  $v_{доп}$ , м/сек, могут быть приняты по таблицам 11-7, 11-8—11-10.

Таблица 11-10

Допускаемые средние скорости  $v_{доп}$ , м/сек, для одежды и креплений каналов по ТУИН Главгидроэнергостроя (Ст-24-2396)

Тип крепления	$v_{доп}$ при средней глубине потока $h_{ср}$ , м			
	0,4	1,0	2,0	3,0
Каменная наброска в зависимости от крупности камня	По табл. 11-7			
	По табл. 11-7 с увеличением на 10%			
Одиночная мостовая из булыжника размером, см:				
15	2,5	3,0	3,5	3,8
20	2,9	3,5	4,0	4,3
Двойная мостовая из правильных камней с приколом и ровной поверхностью, при камнях размером, см:				
15	3,1	3,7	4,3	4,6
20	3,6	4,3	5,0	5,4
Габионы	До 4,2	До 5,0	До 5,7	До 6,2
Свежие хворостяные крепления	1,8	2,2	2,5	2,7
Дерн свежий плашмя	0,6	0,8	0,9	1,0
Дерн свежий в стенку	1,5	1,8	2,0	2,2

11-4. РАСЧЕТНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ КРИТИЧЕСКОЙ НЕЗАИЛЯЮЩЕЙ СКОРОСТИ В КАНАЛЕ

Формула Н. Е. Жуковского для незаиляющей скорости, полученная без учета турбулентности потока для песчаных грунтов,

$$v_{н.з} = 0,24 + 0,29 H, \text{ м/сек.} \quad (11-42)$$

Формула Кеннеди (1895 г.)

$$v_{н.з} = cH^a. \quad (11-43)$$

Величина	Каналы Индии	Мелкозернистые грунты Египта	Крупнозернистые пески	Песчано-суглинистые отложения	Твердые обломки
$c$	0,84	0,56	0,92	1,01	1,09
$a$	0,64	—	—	—	—

Для чистой воды  $a=5$ .

Формула (11-43) надолго определила структуру формул  $v_{н.з}$ .

Для рек и каналов Советского Союза формула Кеннеди была модифицирована Л. М. Латышенковым:

$$v_{н.з} = 1,6 \sqrt{gd} \left( \frac{H}{d} \right)^{0,2}; \quad (11-44)$$

Б. И. Студеничковым

$$v_{н.з} = 0,9 \sqrt{\frac{\gamma_1 - \gamma_0}{\gamma_0}} \sqrt{g(Hd)^{0,15}} \quad (11-45)$$

и многими другими. В формулах (11-42)—(11-45)  $H$  — глубина потока;  $d$  — средняя крупность зерен грунта;  $\gamma_1$  и  $\gamma_0$  — удельный вес зерен грунта и воды.

Из гравитационной теории взвешивания, разработанной М. А. Великановым,

$$v_{н.з} = BH^{0,5}, \quad (11-46)$$

где  $B = \frac{1}{n} \sqrt[3]{\frac{0,21w}{\beta Vg}}$ ;  $\beta$  — критерий способности потока переносить наносы. Для песков  $\beta = \frac{0,4(\rho_n - \rho)w}{\rho_n i \sqrt{gHi}}$ .

Здесь  $n$  — коэффициент шероховатости;  $w$  — гидравлическая крупность;  $\rho_n$  и  $\rho$  — плотность наносов и воды;  $i$  — уклон дна потока;  $H$  — его глубина.

Эмпирическая зависимость С. А. Гиршкана, полученная для ирригационных систем Средней Азии и Закавказья,

$$v_{н.з} = GQ^{0,2}. \quad (11-47)$$

Коэффициент  $G$  в зависимости от гидравлической крупности  $w$  (1,5—3,5 м/сек) меняется от 0,33 до 0,55;  $Q$  — расход взвешенного потока.

Формула Е. А. Замарина для рек и каналов, в которых содержание наносов не превосходит 5—6 кг/м³,

$$v_{н.з} = \frac{\rho w_0 \sqrt{w_{ср}}}{0,22 \sqrt{Ri}}, \quad (11-48)$$

где  $\rho$  — содержание наносов (мутность), кг/м³;  $i$  — уклон свободной поверхности;  $R$  — гидравлический радиус;  $w_0$  — условная гидравлическая крупность, которая при  $0,002 < w_{ср} \leq 0,008$  м/сек равна  $w_{ср}$ , а при  $0,0004 \leq w_{ср} \leq 0,002$  м/сек  $w_0 = 0,002$  м/сек. Значения  $w_{ср}$  даны в табл. 11-11.

Таблица 11-11

Средняя гидравлическая крупность по данным Е. А. Замарина

$d$ , мм	0,5	0,25	0,1	0,05	0,02	0,01
$w_{ср}$ , мм/сек	53,0	27,0	8,0	2,9	0,6	0,15

Для каналов в обычном земляном русле при коэффициенте шероховатости  $n=0,0225$  и среднем диаметре преобладающей массы взвешенных наносов  $d_{ср} = 0,25$  мм критическая незаиляющая скорость определяется по формуле И. И. Леви

$$v_{кр} = 0,5 \sqrt{R}, \text{ м/сек,} \quad (11-49)$$

где  $R$  — гидравлический радиус, м.

В общем случае критическая незаиляющая скорость определяется по общей формуле И. И. Леви

$$v_{кр} = 0,01 \frac{w}{\sqrt{d_{ср}}} \sqrt[4]{\frac{p}{0,01} \frac{0,0225}{n} \sqrt{R}}, \text{ м/сек,} \quad (11-50)$$

где  $w$  — гидравлическая крупность, м/сек, для частиц с диаметром  $d=d_{ср}$ ;  $d_{ср}$  — средний диаметр для частиц преобладающей массы взвешенных наносов, мм;  $p$  — процент (по весу) взвешенных наносов с крупностью

около 0,25 мм;  $n$  — коэффициент шероховатости русла канала;  $R$  — гидравлический радиус, м.

Если насыщенность потока наносами диаметром  $d > 0,25$  мм не превышает 0,01% по весу, то критическую незаиляющую скорость в канале с гидравлическим радиусом  $R=1,0$  м можно определять приближенно в зависимости от величины  $d_{ср}$  по табл. 11-12.

Таблица 11-12

Незаиляющая скорость (по данным И. И. Леви) при  $R=1$  м и количестве наносов  $d > 0,25$  мм не более 0,01% по весу

$d_{ср}$ , мм	$v_{кр}$ , м/сек	$d_{ср}$ , мм	$v_{кр}$ , м/сек	$d_{ср}$ , мм	$v_{кр}$ , м/сек
0,1	0,22	1,0	0,95	2,0	1,10
0,2	0,45	1,2	1,00	2,2	1,10
0,4	0,67	1,4	1,02	2,4	1,11
0,6	0,82	1,6	1,05	2,6	1,11
0,8	0,90	1,8	1,07	3,0	1,11

Примечание. Для каналов, имеющих  $R \neq 1$  м, указанные в таблице значения  $v_{кр}$  надо умножить соответственно на  $\sqrt{R}$ . Например, если  $d_{ср} = 1,0$  мм и  $R = 2,0$  м, то величину критической незаиляющей скорости получим равной  $v_{кр} = 0,95 \sqrt{R} = 0,95 \sqrt{2} = 1,345 \approx 1,35$  м/сек.

Согласно ТУ Главгидроэнергостроя (ТУ-24-03) при составлении технических проектов каналов I и II классов расчет каналов на заиление производится на основании специальных исследований, а в иных случаях допускается применение формулы А. А. Черкасова или данных табл. 11-16.

Формула А. А. Черкасова

$$v_{кр} = 0,646 \alpha \beta R^{0,5}, \quad (11-51)$$

где  $v_{кр}$  — критическая скорость, м/сек;  $R$  — гидравлический радиус, м;  $\alpha$  — коэффициент, зависящий от произведения  $Ri \cdot 10^6$ , значения  $\alpha$  даны в табл. 11-13;  $\beta$  — коэффициент, зависящий от гидромеханического эквивалента наносов  $\eta$ , значения  $\beta$  даны в табл. 11-14;  $i$  — продольный уклон.

Таблица 11-13

Значения коэффициента  $\alpha$  в формуле (11-51)

$Ri \cdot 10^6$	$\alpha$		$Ri \cdot 10^6$	$\alpha$	
50	0,97	200	0,995	350	1,015
75	0,975	225	1,00	400	1,02
100	0,98	275	1,005	450	1,025
125	0,985	300	1,01	500	1,03
150	0,99				

Таблица 11-14

Значения коэффициента  $\beta$  в формуле (11-51)

$\eta$ , г-см/(л-сек)	$\beta$		$\eta$ , г-см/(л-сек)	$\beta$	
0,001	0,735	0,2	0,950	1,5	1,075
0,01	0,815	0,3	0,975	2	1,090
0,02	0,840	0,4	0,990	3	1,120
0,03	0,860	0,5	1,005	4	1,140
0,04	0,870	0,6	1,015	5	1,160
0,05	0,880	0,7	1,025	7	1,180
0,06	0,890	0,8	1,030	10	1,215
0,08	0,900	0,9	1,040	15	1,250
0,10	0,915	1,0	1,045	20	1,270
0,15	0,935				

Гидромеханический эквивалент наносов равен:

$$\eta = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} \epsilon \frac{\sum (w_i p_i)}{\sum p_i}, \quad (11-52)$$

где  $\gamma$  и  $\gamma_1$  — удельный вес воды и материала наносов;  $\epsilon$  — мутьность потока, т. е. количество граммов наносов в 1 л расхода потока;  $w_i$  — осредненная гидравлическая крупность частиц фракции  $i$ -го порядка, см/сек;  $p_i$  — содержание этой фракции во всем составе наносов, %.

Если  $\gamma_1 = 2,66$  и  $\gamma = 1$ , то

$$\eta = 0,634 \epsilon \frac{\sum (w_i p_i)}{\sum p_i}. \quad (11-53)$$

Значения  $w_i$  приведены в табл. 11-15.

Таблица 11-15

Значения осредненной гидравлической крупности в формуле (11-53)

Фракция, мм	Осредненная гидравлическая крупность $w_i$ , см/сек
0,001	0,00005
0,001—0,005	0,00158
0,005—0,010	0,01635
0,01—0,05	0,124
0,05—0,25	1,272
0,25—0,50	3,899
0,50—1,00	7,527

Если критическая скорость, вычисленная по формуле (11-51), получается меньше 0,27 м/сек, то принимается  $v_{кр} = 0,27$  м/сек.

Значения критической скорости  $v_{кр}$  приведены в табл. 11-16.

Таблица 11-16

Значения критической скорости  $v_{кр}$ , м/сек (по данным В. Н. Гончарова)

Состав взвешенных наносов	Средняя глубина $h$ , м	$v_{кр}$ при весовом содержании фракций наносов крупнее 0,005 мм $p$ , %							
		0,1	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10	
0,25—0,05 мм—25%	0,30	0,22	0,28	0,32	0,39	0,45	0,49	0,52	
	0,60	0,28	0,37	0,43	0,52	0,60	0,66	0,70	
	1,00	0,34	0,45	0,52	0,64	0,75	0,82	0,87	
	1,50	0,39	0,54	0,62	0,76	0,89	0,97	1,04	
0,005 мм—75%	0,30	0,44	0,60	0,70	0,86	1,01	1,10	1,18	
	0,60	0,48	0,66	0,77	0,94	1,11	1,22	1,30	
	1,00	0,51	0,71	0,83	1,02	1,20	1,32	1,41	
	1,50	0,58	0,83	1,02	1,20	1,32	1,41	1,49	
0,25—0,05 мм—75%	0,30	0,28	0,37	0,42	0,50	0,58	0,64	0,68	
	0,60	0,36	0,48	0,55	0,67	0,78	0,85	0,91	
	1,00	0,43	0,59	0,68	0,83	0,97	1,06	1,13	
	1,50	0,51	0,69	0,80	0,98	1,15	1,26	1,35	
0,005 мм—25%	0,30	0,57	0,78	0,91	1,11	1,31	1,43	1,53	
	0,60	0,61	0,86	0,99	1,22	1,44	1,57	1,69	
	1,00	0,65	0,92	1,07	1,32	1,55	1,70	1,82	
	1,50	0,69	0,99	1,17	1,43	1,70	1,87	1,99	
1,0—0,25 мм—25%	0,30	0,39	0,51	0,58	0,70	0,81	0,88	0,94	
	0,60	0,50	0,67	0,76	0,93	1,08	1,18	1,26	
	1,00	0,60	0,82	0,94	1,15	1,34	1,47	1,57	
	1,50	0,70	0,96	1,11	1,36	1,59	1,75	1,87	
0,05 мм—75%	0,30	0,78	1,08	1,26	1,54	1,80	1,98	2,12	
	0,60	0,85	1,19	1,38	1,69	1,99	2,18	2,33	
	1,00	0,92	1,28	1,49	1,83	2,15	2,36	2,53	
	1,50	0,99	1,41	1,64	2,01	2,38	2,63	2,81	
0,25 мм—75%	0,30	0,57	0,73	0,84	1,00	1,16	1,27	1,35	
	0,60	0,72	0,96	1,10	1,34	1,56	1,70	1,82	
	1,00	0,87	1,18	1,36	1,66	1,93	2,12	2,27	
	1,50	1,01	1,39	1,61	1,96	2,30	2,52	2,70	
0,05 мм—25%	0,30	1,13	1,56	1,81	2,22	2,60	2,86	3,06	
	0,60	1,23	1,71	1,99	2,44	2,87	3,15	3,37	
	1,00	1,32	1,85	2,15	2,64	3,10	3,41	3,65	
	1,50	1,40	1,95	2,28	2,81	3,32	3,66	3,92	

11-5. ТРАНСПОРТИРУЮЩАЯ СПОСОБНОСТЬ НАПОРНОГО ПОТОКА

Напорные потоки гидросмеси (полностью заполняющие поперечное сечение трубопровода) применяются при гидротранспорте в строительстве, сельском хозяйстве, химической, горной и других отраслях промышленности. Консистенция гидросмеси при гидротранспорте значительно выше, чем консистенция (мутность) в речных потоках, но принципиальные физические основы переноса твердых частиц в том и в другом случае одинаковы.

Транспортирующая способность потока — количество твердого материала, переносимого потоком в критическом состоянии. Частично заиленное поперечное сечение трубопровода вполне аналогично размываемому дну естественного потока.

Критическая скорость. «ТУ по расчету напорного гидравлического транспорта грунтов» МЭиЭ СССР, 1967 г. состояние потока, при котором твердые частицы начинают осаждаться, называют критическим, а соответствующую этому состоянию среднюю скорость потока критической, причем средней скоростью гидросмеси называется скорость, с которой жидкие и твердые частицы должны проходить через живое сечение потока, чтобы расход гидросмеси был равен действительному. При скоростях  $v > v_{кр}$  весь грунт транспортируется во взвешенном состоянии; при  $v$ , близкой к  $v_{кр}$ , поток заполнен взвешенными частицами, но большое их количество влечется вблизи дна, причем на дне может лежать тонкий слой грунта, иногда смыаемый потоком; при  $v < v_{кр}$  на дне трубы образуется устойчивый слой заиления.

ТУ 1967 г. рекомендуют для расчета критической скорости песчано-гравелистых грунтов формулу

$$v_{кр} = 8 \sqrt[3]{D \sqrt{C_0 \Psi_*}}, \text{ м/сек.} \quad (11-54)$$

Здесь  $D$  — диаметр трубопровода, который связан с  $v_{кр}$  зависимостью

$$D = 2 \sqrt[3]{\frac{Q}{\pi v_{кр}}} \quad (11-55)$$

где  $Q$  — расход гидросмеси,  $\text{м}^3/\text{сек}$ .

Таблица 11-17

Выбор диаметра трубопровода («ТУ по расчету напорного гидравлического транспорта грунтов» МЭиЭ СССР, 1967 г.)

Тип земснаряда	Диаметр трубопровода, мм		
	Песчаный грунт	Гравелистый песок	Гравийный грунт
1000-80	1 000	900	900
500-60	800	700	600
300-40	600	500	500
12Гр-8.3ГМ	450	400	350
3Гр-8.8НЗ	300	250	250

Таблица 11-18

Коэффициент транспортабельности  $\Psi_*$  в формуле (11-54)

(«ТУ по расчету напорного гидравлического транспорта грунтов», МЭиЭ СССР, 1967 г.)

Фракция грунта, мм	0,05—0,1	0,1—0,25	0,25—0,5	0,5—1,0	1,0—2,0	2—3	3—5	5—10	10—20
$\Psi_*$	0,02	0,20	0,40	0,80	1,2	1,5	1,8	1,9	2,0

Для предварительного определения диаметра можно пользоваться табл. 11-17.

Консистенция гидросмеси (отношение объема грунта в плотном теле  $q_T$ , заключенного в секундном объеме гидросмеси, к объему гидросмеси  $q_{см}$ )

$$C_0 = \frac{q_T}{q_{см}} = \frac{\rho_{см} - \rho_v}{\rho_T - \rho_v}, \quad (11-56)$$

$$q_T + q_v = q_{см}, \quad (11-57)$$

где  $q_v$  — секундный объем воды;  $\rho_T$ ,  $\rho_{см}$ ,  $\rho_v$  — соответственно плотность твердых частиц, гидросмеси и воды.

Для определения  $C_0$ , весовой консистенции  $C'_0$  и консистенции  $C_s$ , соответствующей рыхлому слою грунта, удобно пользоваться графиком на рис. 11-7;  $\Psi_*$  — коэффициент транспортабельности грунта, зависящий от гидравлической крупности. Рекомендуемые значения  $\Psi_*$  приведены в табл. 11-18. Для разнородного грунта определяется осредненное значение  $\Psi_{*P}$  по формуле

$$\Psi_{*P} = \frac{\sum_{i=1}^n \Psi_{*i} p_i}{100}, \quad (11-58)$$

где  $\Psi_{*i}$  — средняя величина для  $i$ -й фракции;  $p_i$  — процент содержания  $i$ -й фракции по весу в составе пробы грунта.

Формула (11-54) справедлива только для песчано-гравелистых грунтов. Кроме того, критическую скорость можно определять как скорость взвешивания по формулам § 11-4.

11-6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ДЛЯ НАПОРНОГО ПОТОКА ГИДРОСМЕСИ

Так же как и при движении воды гидравлические сопротивления при движении гидросмеси делятся на сопротивления по длине и местные сопротивления.

а) сопротивления по длине

В гидромеханизации рассматриваются обычно удельные потери напора  $i = h_n/l$ , т. е. потери на единицу длины пути. Характерная зависимость удельных потерь напора  $i$  от  $v$  — средней скорости гидросмеси, изображена на рис. 11-8. Кривая 1 изображает удельные потери напора при движении гидросмеси  $i_{см} = f(v)$ ; кривая 2 —  $i_0 = f(v)$  — удельные потери при движении воды в том же трубопроводе при тех же расходе и напоре. Область А соответствует наименьшему значению  $i_{см}$ .

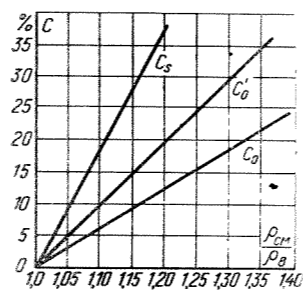


Рис. 11-7. График зависимости консистенции гидросмеси от плотности гидросмеси.

Таблица 11-19

Области применения эмпирических формул для  $i_{см}$ , установленные в МИСИ им. В. В. Куйбышева, при движении гидросмеси по горизонтальным стальным трубам (песчано-гравелистые грунты)

Диаметр частиц, мм	Однородные твердые частицы при диаметре труб $D$ , мм								
	<100	100—200	200—300	300—400	400—500	500—600	600—700	700—800	800—900
0,01	$i_{см} = \rho_{см} i_0$ (1)								
	Формула Смолдырева $i_{см} = i_0 [1 + C_0 (\rho_T - 1) s]$ (2)								
0,1—0,5	Формула Юфина $i_{см} = \beta \rho_{см} i_0$ (3)				Формула Силина — Коберника $i_{см} = i_0 + i_0 s \left[ 10 \left( \frac{VgD}{v} \right)^3 + 0,5 \right]$ (4)				
0,5—2	Формула Юфина $i_{см} = i_0 + \left[ i_{кр} - i_0 \left( \frac{v_{кр}}{v} \right)^2 \right] \sqrt[4]{\frac{v_{кр}}{v}}$ (5)								
2—10									
10—20	Формула Коржаева (7)				Формула Дюрана $\frac{i_{см} - i_0}{s i_0} = 190 \left( \frac{VgD}{v} \right)^3 \left( \frac{w}{Vgd} \right)^{1,5}$ (6)				
20—40	Формула Коржаева $i_{см} = i_0 + k (\rho_{см} - 1)$ (7)								

Примечания: 1. В формуле (2) величина коэффициента  $C_0$  изменяется в пределах 0,85—1,15. При высоком насыщении частицами  $d < 0,05$  мм гидросмесь переходит в структурную жидкость, при этом коэффициент  $C_0$  равен 1,8—2,5.  
2. Коэффициент  $\beta$  в формуле (3) равен:

$$\beta = 1 + (3,5 + 2D + 0,5 \sqrt{Vd}) (\rho_{см} - 1)^{0,8} \left( \frac{v_{кр}}{v} \right)^{2,35},$$

где

$$v_{кр} = 9,8 \sqrt[3]{D} \sqrt[4]{w} \left( \frac{\rho_{см}}{\rho_0} - 0,4 \right); \quad (8)$$

здесь  $D$  — в м;  $d$  — в мм;  $w$  — в м/сек.

3. В формуле (5)  $v_{кр}$  определяется по формуле (8), а  $i_{кр}$  — по формуле

$$i_{кр} = 1,31 \rho_{см} \sqrt[3]{\frac{\rho_{см} - 1}{\rho_T - 1}} \sqrt[3]{\frac{w^2}{gD}};$$

при  $\rho_T = 2,55$

$$i_{кр} = \rho_{см} \sqrt[3]{\frac{\rho_{см} - 1}{\rho_{см} - 1}} \sqrt[3]{\frac{w^2}{gD}}.$$

4. Коэффициент  $k$  в формуле (7) для мелких частиц ( $d < 2$  мм) зависит от их крупности. Для частиц  $d > 2$  мм величина  $k$  зависит от диаметра трубопровода:

$D$ , мм	150	175	200	500	700
$k$	0,5	0,54	0,57	—	0,81

5. Формула (7) применима в ограниченном диапазоне скоростей, так как не учитывает зависимости потерь напора от скорости:

$D$ , мм	150	200	250	300	400	500	600	700
Рекомендуемые скорости для гравия и щебня, м/сек	3,1	3,3	3,5	3,7	4,1	4,5	4,9	5,4

Таблица 11-20  
Формулы для расчета гидравлического транспорта

Авторы формул	Формулы для расчета гидравлического транспорта непесчаных материалов
А. П. Юфин	<p>Гидротранспорт разнородных зернистых грунтов</p> $i_{\text{разн}} = i_0 + (i_{\text{одн}} - i_0) \Delta_0^{0,22}, \text{ где } \Delta_0 = \frac{1}{\delta_c}; \delta_c = \frac{\delta}{3};$ $\delta = \frac{d_{90}}{d_{10}}; i_{\text{одн}} \text{ принимается по табл. 11-19.}$ $v_{\text{кр.разн}} = v_{\text{кр.одн}} \Delta_0^{0,125}.$
К. А. Царевич, А. П. Малишев	<p>Гидротранспорт дисперсной глины</p> $Q = cD^{2,6} \left( P - \frac{16}{3} \frac{g10^8}{D} \right)^{0,54}, \text{ где } Q - \text{расход раст-} \\ \text{вора, л/сек; } P - \text{перепад давлений на 1 000 м длины} \\ \text{трубопровода, кгс/см}^2; \theta - \text{статическое напряжение} \\ \text{сдвига, кгс/см}^2; D - \text{диаметр трубы, см; } c \approx 0,02.$ <p>Ламинарный (структурный) режим:</p> $\lambda = \frac{64}{\text{Re}^*}, \text{ где } \lambda - \text{коэффициент в формуле (4-8);}$ $\text{Re}^* = \frac{1}{\frac{\eta}{\rho v D} + \frac{1}{6} \frac{\theta}{\rho v^2}}; \eta - \text{коэффициент структур-} \\ \text{ной вязкости раствора; } \rho - \text{плотность раствора; } \theta - \text{ста-} \\ \text{тическое напряжение сдвига.}$ <p>Переходный режим:</p> $\lambda = 0,0097 + 2,34e + \frac{(2,94 - 534e) \cdot 10^6}{\text{Re}^*(2,309 - 97,2e)};$ <p><math>e = \Delta/r</math> — относительная шероховатость.</p> <p>Турбулентный режим:</p> $\lambda = 0,0097 + 2,34e \text{ (переходный режим от структурного} \\ \text{к турбулентному при } \text{Re}^* = 3\,000 \div 5\,000).$
А. П. Юфин, К. Т. Белова, Г. С. Нечаева	<p>Ламинарный (структурный) режим:</p> $\lambda = \frac{64}{\text{Re}^*}, \text{ где } \lambda - \text{коэффициент в формуле (4-8);}$ $\text{Re}^* = \frac{1}{\frac{\eta}{\rho v D} + \frac{1}{6} \frac{\theta}{\rho v^2}}; \eta - \text{коэффициент структур-} \\ \text{ной вязкости раствора; } \rho - \text{плотность раствора; } \theta - \text{ста-} \\ \text{тическое напряжение сдвига.}$ <p>Переходный режим:</p> $\lambda = 0,0097 + 2,34e + \frac{(2,94 - 534e) \cdot 10^6}{\text{Re}^*(2,309 - 97,2e)};$ <p><math>e = \Delta/r</math> — относительная шероховатость.</p> <p>Турбулентный режим:</p> $\lambda = 0,0097 + 2,34e \text{ (переходный режим от структурного} \\ \text{к турбулентному при } \text{Re}^* = 3\,000 \div 5\,000).$
С. В. Яковлев	<p>Гидротранспорт ила</p> <p>Ламинарный режим:</p> $\lambda = \frac{64}{\text{Re}^*}.$ <p>Переходный режим:</p> $\lambda = 0,006 + \frac{0,003}{e^{0,17}} + \frac{0,7}{(\text{Re}^*)^{0,5}}.$ <p>Турбулентный режим:</p> $\lambda = 0,006 + \frac{0,03}{e^{0,17}}.$
МИСИ им. В. В. Куйбышева	<p>Гидротранспорт лесса</p> <p>При <math>v \geq 2 \text{ м/сек}</math></p> $i_{\text{см}} = i_0 \delta_{\text{см}}, \text{ где } \delta_{\text{см}} - \text{относительный удельный вес} \\ \text{гидросмеси.}$ <p>При <math>0,2 &lt; \frac{v^2}{gD} &lt; 1,5</math></p> $\lambda_{\text{см}} = \lambda_0 + A \left( \frac{gD}{v^2} \right)^m, \text{ где } \rho = \frac{\gamma_{\text{см}} - \gamma_0}{\gamma_{\text{т}} - \gamma_0} - \text{объемный} \\ \text{вес гидросмеси; } A = 0,1; m = 4,5.$ <p>При турбулентном режиме <math>\left( \frac{v^2}{gD} &gt; 1,5 \right)</math></p> $\lambda_{\text{см}} = \lambda_0 + k\rho, \text{ где } k = 0,07.$

Продолжение таблицы 11-20

Авторы формул	Формулы для расчета гидравлического транспорта непесчаных материалов
А. П. Юфин	<p>Гидротранспорт песчано-глинистых смесей</p> $i_{\text{см}} = i_{\text{т}} + \frac{i_{\text{п}} - i_{\text{т}}}{100} p, \text{ где } i_{\text{т}} - \text{потери напора при дви-} \\ \text{жении глинистых смесей; } i_{\text{п}} - \text{то же песчаных.}$ $v_{\text{кр}} = 9,8 \sqrt{gD} \sqrt{\frac{\gamma_{\text{см}}}{\gamma_{\text{т}}} - \frac{\gamma_{\text{т}}}{\gamma_0}}, \text{ где } p - \text{процент-} \\ \text{ное содержание песка; } \gamma_{\text{т}} - \text{удельный вес воды с при-} \\ \text{месью глины (без песка); } \gamma_{\text{см}} - \text{удельный вес песчано-} \\ \text{глинистой смеси.}$
В. С. Уколов	<p>Гидротранспорт зольн шлама</p> $i_{\text{см}} = i_0 \delta_{\text{см}} + \frac{1,31 \cdot 10^{-5}}{D^{0,38}} \delta_{\text{см}} \sqrt{\mu_{\text{т}}^2}, \text{ где } \mu_{\text{т}} - \text{весовая} \\ \text{консистенция; } \mu_{\text{т}} = \tau/\eta, \%; D - \text{в м; } v - \text{в м/сек.}$ $v_{\text{кр}} = 1,76 D^{0,48} \sqrt{\mu_{\text{т}}}.$

Поэтому гидротранспорт наиболее экономичен в критическом режиме, и подавляющее большинство эмпирических зависимостей для  $i_{\text{см}}$  относятся к критическому режиму. Области применимости наиболее известных эмпирических формул для определения удельных потерь гидросмеси на трение в стальных горизонтальных трубах для песчано-гравелистых грунтов даны в табл. 11-19, а формулы для расчета движения непесчаных материалов — в табл. 11-20\*.

Общая структура формулы удельного потерянного напора в критическом режиме имеет вид:

$$i_{\text{см}} = i_0 + \Delta i, \quad (11-59)$$

где  $\Delta i$  — дополнительные потери, связанные с наличием в потоке твердых частиц, зависящие от их крупности и концентрации, от диаметра трубы и средней скорости потока;  $i_0$  — потери на трение при движении воды.

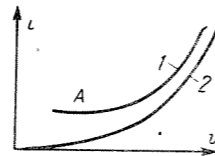


Рис. 11-8. Характер зависимости  $i=f(v)$  для чистой воды и гидросмеси.

ТУ 1967 г. рекомендуют определять первое слагаемое в формуле (11-59) как удельные потери при движении воды в гидравлически гладких трубах, т. е. для коэффициента сопротивления по длине  $\lambda$  применять либо формулу Коначова

$$\lambda = \frac{1}{(1,8 \text{Re} - 1,5)^2}, \quad (11-60)$$

либо формулу Шевелева (4-27), либо (при  $\text{Re} > 10^5$ ) формулу Альгшуля — Колебрука

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,8 \lg \frac{\text{Re}}{7}, \quad (11-60a)$$

где  $\text{Re} = vD/\nu$ ;  $D$  — диаметр трубы;  $\nu$  — средняя скорость гидросмеси;  $\nu$  — кинематический коэффициент вязкости воды.

\* Юфин А. П. Гидромеханизация. М., Стройиздат, 1965.

где  $v_0$  — оптимальная скорость, т. е. скорость, соответствующая минимуму потерь напора:

$$v_0 = 5,5 \sqrt{C_0 \Psi_* D a}, \quad (11-63)$$

где  $C_0$  — консистенция гидросмеси;  $\Psi_*$  — коэффициент транспортабельности грунта (табл. 11-18);  $D$  — диаметр трубопровода;  $a$  — поправочный множитель на крупность при диаметре частиц  $d > 10 \text{ мм}$ , определяемый по табл. 11-21;  $v_{\text{кр}}$  — критическая скорость, определяемая по формуле (11-54).

При движении гидросмеси со скоростями  $v > v_{\text{кр}}$  твердые частицы в поперечном сечении распределяются гораздо равномернее, их ламинизирующее влияние скатывается во всех его точках и кривая 2 ближе подходит к кривой 1 (рис. 11-8). Поток может считаться однородным, и

$$i_{\text{см}} = \lambda \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g} \frac{\gamma_{\text{см}}}{\gamma}, \quad (11-64)$$

или

$$i_{\text{см}} = i_0 \frac{\gamma_{\text{см}}}{\gamma}. \quad (11-65)$$

б) МЕСТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

Потери напора при местных сопротивлениях

$$h_m = \zeta \frac{v^2}{2g} \frac{\gamma_{\text{см}}}{\gamma}, \quad (11-66)$$

где  $\zeta$  — коэффициент местного сопротивления;  $v^2/2g$  — скоростной напор;  $v$  — средняя скорость гидросмеси в сечении за местным сопротивлением;  $\gamma_{\text{см}}$  и  $\gamma$  — удельные веса гидросмеси и воды;  $h_m$  вычисляется по формуле (11-66) при равномерном распределении твердых частиц в поперечном сечении и отсутствии заиливания.

Вход во всасывающую трубу землеса (рис. 11-11).

При внезапном расширении потока коэффициент  $\zeta$  зависит от отношения площадей поперечного сечения трубы перед расширением и после него:

$\omega_1/\omega_2$	1	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
$\zeta$	0	0,062	0,44	1	2,25	5,4	16

Постепенное расширение трубы.  
Для угла расширения  $8^\circ < \varphi < 25^\circ$

$$\zeta = \sin \varphi \left( 1 - \frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^2. \quad (11-67)$$

При  $\varphi > 25^\circ$   $\zeta$  берется как при внезапном расширении.

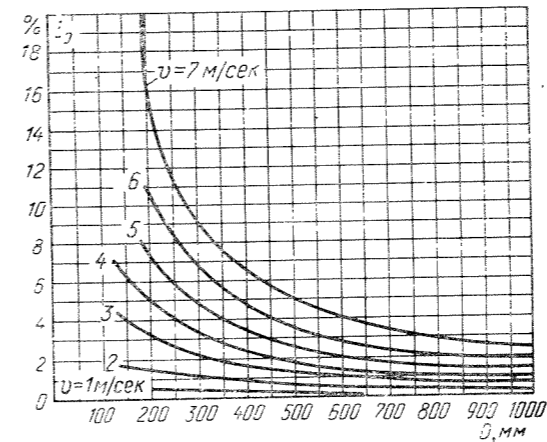


Рис. 11-9. График для расчета гидравлического уклона при движении воды в новых стальных трубах.

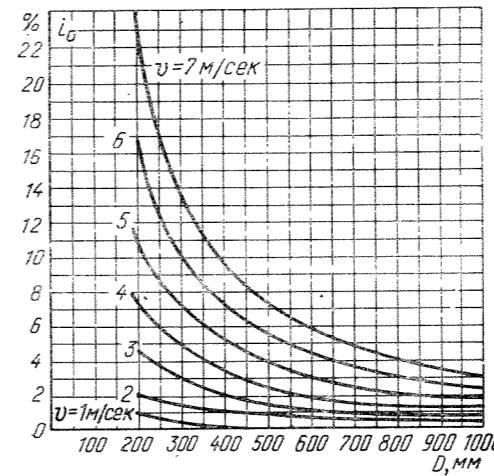


Рис. 11-10. График для расчета гидравлического уклона при движении воды в стальных коррозированных трубах.

В ТУ 1967 г. приводится график для определения уклона  $i_0$  при гидравлически гладких трубах (рис. 11-9). При коррозированных внутренних стенках трубы ТУ 1967 г. рекомендуют считать  $\lambda$  по формуле

$$\lambda = \frac{0,24}{D^{0,226}} \left[ 1,9 \cdot 10^{-6} + \frac{\nu}{v} \right]^{0,226} \quad (11-61)$$

или пользоваться графиком рис. 11-10.

$\Delta i$  для песчано-гравелистых смесей ТУ 1967 г. рекомендуют находить по формуле

$$\Delta i = i_0 2 (v_0/v_{\text{кр}})^3, \quad (11-62)$$

Таблица 11-21

Поправка  $a$  к величине оптимальной скорости  $v_0$

(ТУ по расчету напорного гидравлического транспорта грунтов\*, МЭиЭ СССР, 1967 г.)

d, мм	D < 400 мм			D = 400 ÷ 600 мм			D > 600 мм		
	C <sub>0</sub> = 0,02	C <sub>0</sub> = 0,05	C <sub>0</sub> = 0,1	C <sub>0</sub> = 0,02	C <sub>0</sub> = 0,05	C <sub>0</sub> = 0,1	C <sub>0</sub> = 0,02	C <sub>0</sub> = 0,05	C <sub>0</sub> = 0,1
10—20	1,05	1,25	1,45	1,20	1,40	1,60	1,30	1,50	1,65
20—40	1,2	1,4	1,6	1,35	1,55	1,80	1,40	1,60	1,9



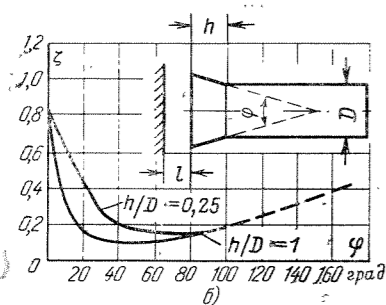
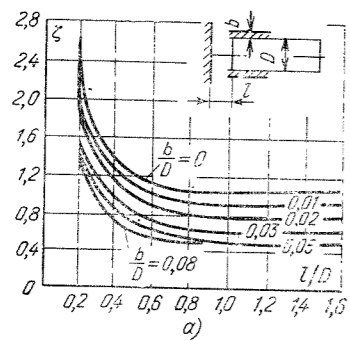


Рис. 11-11. График для определения коэффициента местных потерь при входе гидросмеси во всасывающую трубу земснаряда. а — при цилиндрическом входе; б — при коническом входе,  $h/D=1$ .

При постепенном сужении трубы  $\zeta$  зависит от угла конусности  $\varphi$ :

$\varphi$ , град	7	10	20	30	40	50	60	70	80
$\zeta$	0,10	0,16	0,20	0,24	0,23	0,31	0,32	0,34	0,35

Поворот потока.

При резком повороте (рис. 11-12,а)  $\zeta$  зависит от угла  $\alpha$ :

$\alpha$ , град	30	40	50	60	70	80	90
$\zeta$	0,16	0,3	0,4	0,55	0,7	0,9	1,1

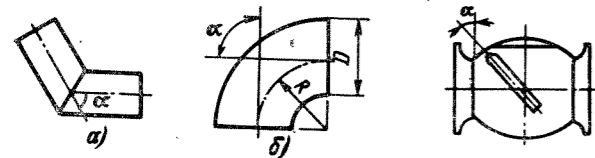


Рис. 11-12. Поворот трубы. а — резкий поворот; б — плавный поворот.

Рис. 11-13. Обратный клапан.

При плавном повороте (рис. 11-12,б)

$$\zeta = \zeta' f(\alpha), \quad (11-68)$$

где  $\zeta'$  — коэффициент сопротивления при плавном повороте на  $90^\circ$  (зависит от отношения радиуса поворота  $R$  к диаметру трубопровода  $D$ ):

$R/D$	1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$\zeta'$	0,84	0,6	0,48	0,36	0,30	0,28

$f(\alpha)$  зависит лишь от угла поворота трубы:

$\alpha$ , град	20	30	40	50	60	70	80	90	120	140	160	180
$f(\alpha)$	0,4	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1	1,13	1,20	1,27	1,33

Обратный клапан (рис. 11-13). Коэффициент  $\zeta$  зависит от угла подъема диска клапана  $\alpha$ :

$\alpha$ , град	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25	20	15
$\zeta$	1,7	2,3	3,2	4,6	6,6	9,5	1,4	20	30	42	62	90

Задвижки (типа «Лудло»). Коэффициент  $\zeta$  определяется степенью открытия задвижки:

Степень открытия	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	1
$\zeta$	98	17	5,5	2,1	0,8	0,3	0,07	0,05

Шибберные задвижки. Коэффициент  $\zeta$  зависит от степени открытия задвижки.  $F_0/F$  — степень открытия.

$F_0/F$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\zeta$	93	44,5	17,9	8,12	4,02	2,08	0,95	0,40	0,09

Вантузы и ревизии:  $\zeta=0,2$ .

Вход в трубопровод, отдаленный от дна зумпфа:  $\zeta=0,5 \div 0,6$ .

Ответвления трубопроводов: значения  $\zeta$  даны на графиках рис. 11-14.

Выход из трубы:  $\zeta=1$ .

Расходомеры Вентури. При соотношении площадей малого и большого поперечных сечений в пределах  $0,5-0,8$  потери напора при движении воды  $h_w=0,1\Delta h$ , при движении гидросмеси  $h_w=(0,15 \div 0,2)\Delta h$ , где  $\Delta h$  — разность отсчетов по пьезометрам в большом и малом сечениях.

ТУ 1967 г. дают следующие зависимости для определения суммарных потерь напора по длине и местным.

1. В плавучем трубопроводе при полноповоротном шарнирном соединении

$$i_{с.т.р} = a_1 i_{с.м}, \quad (11-69)$$

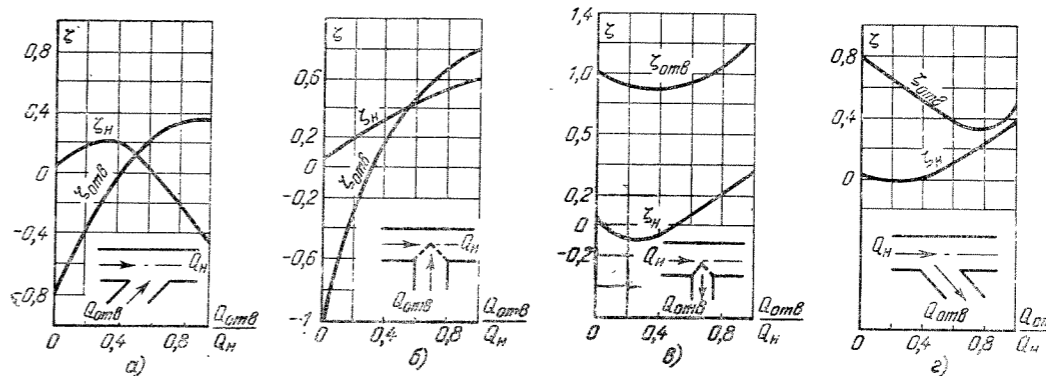


Рис. 11-14. График для определения коэффициента местных потерь. а — для двух потоков, соединяющихся под острым углом; б — для двух потоков, соединяющихся под прямым углом; в — для двух потоков, разъединяющихся под прямым углом; г — для двух потоков, разъединяющихся под острым углом.

$a_1$  — зависит от угла гибкой плавучей бухты и изменяется от 1,2 до 2,8 (в среднем  $a=2,0$ ).

2. Потери местные и по длине во всасывающем трубопроводе и в корпусе земснаряда

$$h_s = \zeta_s \frac{v^2}{2g}$$

Коэффициент  $\zeta_s$  зависит от типа земснаряда и консистенции гидросмеси.

Тип земснаряда	Значения $\zeta_s$ в зависимости от консистенции гидросмеси		
	$C_0=0,05$	$C_0=0,10$	$C_0=0,15$
1000-80	0,90	1,05	1,20
500-30	1,30	1,45	1,70
300-40	1,65	1,90	2,20

3. Суммарные потери местные и по длине на отводах

$$h_{от} = \zeta \frac{v^2}{2g} \frac{\rho_{см}}{\rho}$$

$R/D$	Плавное закругление оси						Резкий поворот оси	
	$\alpha = 90^\circ$			$\alpha = 60^\circ$			$\alpha = 60^\circ$	$\alpha = 30^\circ$
	1,0	1,5	3,0	1,0	1,5	3,0	—	—
$\zeta$	0,45	0,4	0,24	0,30	0,20	0,16	0,1	0,07

Примечание:  $R$  — радиус закругления;  $D$  — диаметр отвода.

4. Суммарные потери местные и по длине в разводящих трубопроводах (на карте намыва) на быстроразъемных соединениях

$$i_{с.м.р} = 1,5 i_{с.м}. \quad (11-70)$$

5. Суммарные потери местные и по длине в наклонных к горизонту трубопроводах (при  $\alpha > 25^\circ$  и если длина этого участка более 10% общей длины)

$$i_{с.м\alpha} = i_0 + (i_{с.м} - i_0) \cos^2 \alpha, \quad (11-71)$$

где  $\alpha$  — угол наклона трубы к горизонту;  $i_{с.м}$  — удельные потери напора при движении гидросмеси и при  $\alpha=0$ ;  $i_0$  — удельные потери при движении воды при  $\alpha=0$ .

### 11-7. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ РАСЧЕТА НАПОРНОГО ДВИЖЕНИЯ ГИДРОСМЕСИ

При расчете напорного гидротранспорта обычно известны консистенция гидросмеси и механический состав исходного грунта. Кроме того, обеспечение критической скорости движения гидросмеси однозначно определяет величину диаметра труб  $D$ . Поэтому основными задачами расчета являются определение потерь напора при заданном расходе гидросмеси  $Q$  или расхода  $Q$  при заданных  $h_w$ .

По методике ТУ 1967 г.  $v_{кр}$  определяется по формуле (11-54), куда подставляется ориентировочное зна-

чение диаметра трубопровода  $D$ , принятое по табл. 11-17; затем  $D$  уточняют расчетом по формуле (11-55) и после этого определяют  $Q$  или  $h_w$ .

Пример расчета напорного движения гидросмеси приведен в «ТУ по расчету напорного гидравлического транспорта грунтов», МЭИЭ СССР, 1967 г.

## ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД

### А. ОСНОВНОЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ, УРАВНЕНИЯ ДВИЖЕНИЯ, ФОРМУЛЫ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ КРИВОЙ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

#### 12-1. ОСНОВНОЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ

Основной закон фильтрации (закон Дарси) выражается или уравнением скорости фильтрации

$$v = kI \quad (12-1)$$

или уравнением расхода

$$Q = k\omega I, \quad (12-2)$$

где  $v$  — скорость фильтрации, м/сек;  $Q$  — расход фильтрации, м<sup>3</sup>/сек;  $\omega$  — полная площадь поперечного сечения грунтового потока, включая и площадь, занятую твердыми частицами грунта;  $I$  — гидравлический уклон, равный  $H/L$  ( $H$  — потери напора на пути фильтрации  $L$ );  $k$  — коэффициент фильтрации, м/сек.

Пределы применимости основного закона фильтрации. Основной закон фильтрации теряет силу, если скорость фильтрации превышает свое «критическое» значение, которое Н. Н. Павловский определяет формулой

$$v_{кр} = \frac{(0,75m + 0,23) Re_{кр} v}{d}, \quad (12-3)$$

где  $Re_{кр}$  — число, аналогичное числу Рейнольдса и по исследованиям Н. Н. Павловского равно 7—9;  $v$  — кинематический коэффициент вязкости;  $m$  — пористость

грунта  $\left( \frac{\text{объем пор грунта}}{\text{общий объем грунта}} \right)$ ;  $d$  — диаметр зерен грунта.

Примечание. Для воды при  $\gamma = 0,01$  см<sup>2</sup>/сек и при пористости, например,  $m = 0,4$  получим

$$v_{кр} \approx \frac{(0,035 + 0,050)}{d}, \text{ см/сек.} \quad (12-4)$$

Иногда эти пределы для  $v_{кр}$  расширяют, принимая

$$v_{кр} \approx \frac{0,03 + 0,18}{d}$$

Формула (12-3) определяет собой «верхний» предел применимости закона Дарси.

П. Я. Полубаринова-Кочина указывает, что должен существовать и «нижний» предел применимости закона Дарси, когда начинает сказываться действие молекулярных сил.

М. Д. Миллионщиков предложил для числа  $Re$  формулу

$$Re = \frac{lv}{m\nu}, \quad (12-5)$$

где  $l = \sqrt{C/m}$  — внутренний линейный масштаб пори-

стой среды;  $C$  — коэффициент проницаемости, который характеризует фильтрационные свойства среды независимо от рода жидкости; имеет размерность площади и связан с коэффициентом фильтрации следующей зависимостью:

$$C = k\mu/\gamma = kv/g.$$

Критическое значение  $Re_{кр}$  по формуле М. Д. Миллионщикова в соответствии с опытными данными равно:

$$Re_{кр} = 0,022.$$

При скоростях  $v > v_{кр}$  следует пользоваться иными формулами, например формулой (12-4).

Скорость фильтрации. Скорости фильтрации определяются отношением  $Q/\omega$ , где  $\omega$  — площадь поперечного сечения грунтового потока с включением и площадью, занятой зернами грунта.

Механический состав грунта характеризуется гранулометрической кривой (рис. 12-1).

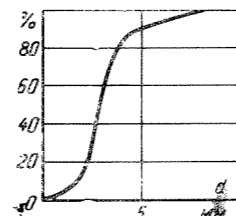


Рис. 12-1.

Действительная скорость течения воды в порах грунта больше скорости фильтрации. Если площадь сечения грунтового потока  $\omega$ , а площадь сечения зерен грунта  $\omega'$ , то  $\omega_{пор} = \omega - \omega'$  и действительная средняя скорость течения равна  $v' = v\omega/\omega_{пор}$ .

В крупнозернистых грунтах, когда при больших скоростях нарушается основной закон фильтрации, можно воспользоваться формулой Кребера<sup>1</sup>:

$$v = 173 \left( \frac{d}{90} I \right)^m, \text{ см/сек,} \quad (12-6)$$

где

$$m = \frac{0,8 + d}{0,8 + 2d};$$

$I$  — гидравлический уклон;  $d$  — средний диаметр зерен, см.

Коэффициент фильтрации. Определение численного значения коэффициента фильтрации естественного грунта в большинстве случаев производится

<sup>1</sup> Чертоусов М. Д. Гидравлика. М.—Л., Госэнергоиздат. 1962.

опытным путем в лабораторных или полевых условиях, реже по эмпирическим формулам.

Для приближенных расчетов можно пользоваться величинами коэффициента фильтрации, приведенными в табл. 12-1.

Таблица 12-1

Примерные значения коэффициентов фильтрации для обычно встречаемых грунтов

Грунты	$k$ , см/сек
Гравий с размером зерен 4—7 мм	3,5
То же 2 мм	3,0
Песок чистый	1,0—0,01
Песчаный грунт с примесью глины	0,01—0,005
Песчано-глинистые грунты	$5 \cdot 10^{-3}$ — $10^{-4}$
Глины	$10^{-5}$ — $10^{-7}$
Глина плотная (утрамбованная)	$10^{-7}$ — $10^{-10}$

Эмпирические формулы для определения коэффициента фильтрации.

1. Формула Хазена для песчаных грунтов:

$$k = Ac(0,7 + 0,03t)d_d^2, \quad (12-7)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации, см/сек;  $A = 0,00116$ , при  $k$  в м/сутки  $A = 1$ ;  $c$  — учитывает присутствие в песке илистых или глинистых частиц, для более чистых песков  $c = 1000 \div 700$ , более «загрязненных»  $c = 700 \div 500$ ;  $d_d$  — действующий диаметр, мм (см. ниже);  $t$  — температура воды, °С.

Формула (12-7) применима при коэффициенте неоднородности  $d_{60}/d_d \leq 5$  при  $0,01 \leq d_d \leq 0,3$  см ( $d_{60}$  — диаметр зерен, меньше которого в образце содержится 60% по весу).

2. Формула И. И. Зауэрбрея (Ленинград) для неоднородного грунта и температуры воды  $t = 18$  °С:

$$k = \beta \frac{m^2}{(1-m)^2} d_d^2, \text{ см/сек;} \quad (12-8)$$

$135 < \beta < 350$ , а в большинстве случаев принимается  $\beta = 330 \div 350$ ;  $m$  — коэффициент пористости, равный  $m = \frac{W - w}{W}$  ( $w$  — объем зерен грунта, содержащихся

в объеме  $W$ ). Применяется при  $d$  до 0,5 мм.

3. Формула Е. А. Замарина:

$$k = 8,07 \frac{m^3}{(1-m)^2} c_p \tau d_d^2, \text{ см/сек,} \quad (12-9)$$

где  $c_p$ ,  $\tau$  — коэффициенты, см. табл. 12-2, 12-3;  $d_d$  — определяется по способу Замарина, мм;  $m$  — коэффициент пористости.

При большой разнородности песка коэффициент фильтрации предпочтительно определять по формуле Зауэрбрея.

Действующий диаметр. Действующим диаметром называется диаметр зерен такого фиктивного

Таблица 12-2

Значения коэффициента  $c_p$  в зависимости от пористости грунта

$c_p$	0,757	0,731	0,706	0,680	0,655	0,632	0,608	0,585	0,562	0,540	0,518	0,497	0,476	0,455	0,435	0,416	0,397	0,378	0,360	0,342
$m$	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44	0,45	0,46

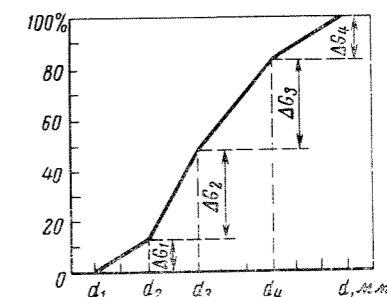


Рис. 12-2.

грунта, который состоит из зерен одинакового диаметра и имеет коэффициент фильтрации, равный коэффициенту фильтрации естественного грунта. Действующий диаметр  $d_d$  для формулы Хазена определяется по гранулометрической кривой так, чтобы сумма весов зерен грунта от 0 до  $d_d$  составила 10%.

Для формулы И. И. Зауэрбрея действующий диаметр  $d_d$  определяется аналогично предыдущему с тем отличием, что сумма весов зерен грунта размером от нуля до  $d_d$  должна составлять 17%.

Для формулы Е. А. Замарина действующий диаметр определяется по формулам (12-10) и (12-11), учитывая то обстоятельство, что кривая механического состава грунта в действительности является ломаной линией (рис. 12-2):

$$\frac{1}{d_d} = \sum_{n=1}^{n=m} A_i \ln \frac{d_{n+1}}{d_n} + \frac{3}{2} \frac{\Delta G_i}{d_i}, \quad (12-10)$$

где  $A_i$  — угловой коэффициент ломаной линии;  $d_i$  — наибольший диаметр последней фракции ( $d < 0,0025$  мм);  $d_n$  и  $d_{n+1}$  — крайние диаметры данной фракции;  $\Delta G_i$  — доля веса (в процентах) грунта, приходящегося на данную фракцию.

Если гранулометрическая кривая начинается от диаметра  $d_1$ , то применяется формула

$$\frac{1}{d_d} = \sum_{n=1}^{n=m} A_i \ln \frac{d_{n+1}}{d_n}. \quad (12-11)$$

#### 12-2. ОСНОВНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ ПРИ БЕЗНАПОРНОМ ДВИЖЕНИИ ГРУНТОВЫХ ВОД

##### а) УРАВНЕНИЯ ДВИЖЕНИЯ

Равномерное движение. При равномерном движении  $v = \text{const}$  вдоль пути фильтрации и уклон свободной поверхности равен уклону дна. Скорость фильтрации определяется из выражения

$$v = kI.$$

Неравномерное движение. Для призматического русла при  $i > 0$  дифференциальное уравнение

Таблица 12-3  
Значения коэффициента  $\tau$  в зависимости от температуры

$t, \text{град}$	0	5	8	10	12	15	17	20	23	25	29
$\tau$	0,585	0,698	0,766	0,807	0,854	0,926	0,975	1,052	1,131	1,180	2,231

неравномерного движения имеет вид (рис. 12-3):

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{h - h_0}{h}, \quad (12-12)$$

где  $h$  — глубина потока в рассматриваемом сечении;  $s$  — расстояние данного сечения от некоторого начального;  $i$  — уклон подстилающего слоя;  $h_0$  — глубина потока при равномерном движении (нормальная глубина).

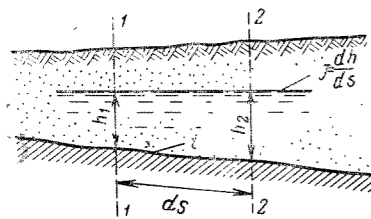


Рис. 12-3.

б) ФОРМЫ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ НЕРАВНОМЕРНОМ ДВИЖЕНИИ

1. При прямом уклоне подстилающего слоя  $i > 0$  (рис. 12-4) линия нормальных глубин (т. е. глубины равномерного движения) делит поток на две зоны: а и б.

Зона а — глубина потока  $h > h_0$ ,  $\frac{dh}{ds} > 0$ ; следовательно, глубина  $h$  возрастает вдоль движения, и свободная поверхность имеет форму кривой подпора.

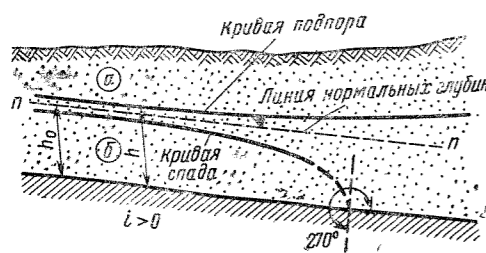


Рис. 12-4.

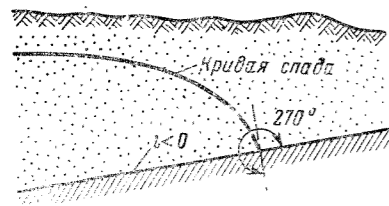


Рис. 12-5.

Зона б — глубина потока  $h < h_0$ , следовательно,  $\frac{dh}{ds} < 0$ ; поэтому глубина  $h$  уменьшается вдоль движения, и свободная поверхность имеет форму кривой спада.

2. При обратном уклоне подстилающего слоя  $i < 0$  (рис. 12-5) всегда  $dh/ds < 0$  и глубина потока вдоль движения убывает (кривая спада).  
3. При нулевом уклоне подстилающего слоя  $i = 0$  (рис. 12-6) будет только кривая спада.

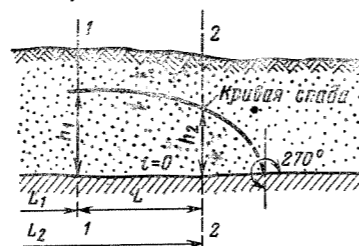


Рис. 12-6.

в) ФОРМУЛЫ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ НЕРАВНОМЕРНОМ ДВИЖЕНИИ ГРУНТОВЫХ ВОД (по н. н. ПАВЛОВСКОМУ)

1. При нулевом уклоне подстилающего слоя  $i = 0$  (рис. 12-6) применима известная формула Дюпюи

$$l = \frac{k}{2q} (h_1^2 - h_2^2), \quad (12-13)$$

где  $l$  — расстояние между сечениями с глубинами  $h_1$  и  $h_2$ ;  $k$  — коэффициент фильтрации грунта;  $q$  — удельный расход грунтового потока (расход на единицу ширины потока).

Формула (12-13) получена для широких и неглубоких грунтовых потоков.

2. При уклоне подстилающего слоя, отличном от нуля. Для практически важного случая — широкого и неглубокого прямоугольного сечения грунтового потока — дифференциальное уравнение неравномерного движения интегрируется в конечном виде.

1)  $i > 0$  — прямой уклон дна грунтового потока; (рис. 12-4)

$$l = \frac{h_0}{i} \left( \eta_2 - \eta_1 + \ln \frac{\eta_2 - 1}{\eta_1 - 1} \right), \quad (12-14)$$

где  $h_1$  и  $h_2$  — действительные глубины потока в двух сечениях, взятых на расстоянии  $l$  друг от друга;  $h_0$  — глубина равномерного движения;

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}; \quad \eta_2 = \frac{h_2}{h_0}.$$

2) При  $i < 0$  — обратный уклон дна грунтового потока

$$l = \frac{h'_0}{i'} \left( \zeta_1 - \zeta_2 + \ln \frac{1 + \zeta_2}{1 + \zeta_1} \right), \quad (12-15)$$

где  $h'_0$  — фиктивная глубина, по величине равная глубине равномерного движения при том же расходе и при положительном уклоне, численно равном данному;  $i'$  — абсолютное значение данного уклона,  $|i'| > 0$ ;

$$\zeta_1 = \frac{h_1}{h'_0} \quad \text{и} \quad \zeta_2 = \frac{h_2}{h'_0}.$$

г) ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЛИЧИНЫ РАСХОДА

С достаточной для практических целей степенью приближения (2—5%) величину расхода  $q$  можно определить по формулам В. С. Козлова.

Б. ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ ДВИЖЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

12-3. ПРИТОК ГРУНТОВОЙ ВОДЫ К ВЕРТИКАЛЬНЫМ КОЛОДЦАМ

а) ОСНОВНЫЕ ТИПЫ КОЛОДЦЕВ

Грунтовые колодцы — приток воды к колодцам происходит при наличии свободной поверхности, называемой депрессионной (совпадает с пьезометрической).

Артезианские колодцы (или напорные). В этом случае линия пьезометрического давления находится выше верхней кровли водоносного слоя.

Грунтово-артезианские колодцы — приток воды к колодцам происходит с депрессионной поверхностью, которая на некотором расстоянии от колодца упирается в кровлю водоносного слоя.

Колодцы называются совершенными, когда они прорезают водоносный слой до подстилающего водонепроницаемого слоя, и несовершенными, когда дно колодца не доходит до нижнего водонепроницаемого слоя.

б) СОВЕРШЕННЫЙ ГРУНТОВОЙ КОЛОДЕЦ

1. Водоотдающий колодец (рис. 12-7). Дебит колодца определяется по формуле (предложена Дюпюи)

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}, \quad (12-19)$$

где  $H$  — бытовая глубина воды в водоносном слое;  $h_0$  — глубина воды в колодце;  $R$  — радиус влияния колодца;  $r_0$  — радиус колодца;  $k$  — коэффициент фильтрации грунта.

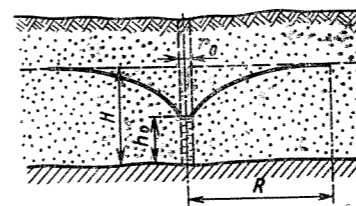


Рис. 12-7.

1. При прямом уклоне дна ( $i > 0$ )

$$q = \frac{k (h_1^2 - h_2^2)}{2l} + \frac{ki (h_1 + h_2)}{2}. \quad (12-16)$$

2. При нулевом уклоне дна ( $i = 0$ ) из формулы (12-16) непосредственно получается формула Дюпюи для расхода грунтового потока с горизонтальным дном

$$q = \frac{k (h_1^2 - h_2^2)}{2l}. \quad (12-17)$$

3. При обратном уклоне дна ( $i < 0$ )

$$q = \frac{k (h_1^2 - h_2^2)}{2l} - \frac{ki (h_1 + h_2)}{2}. \quad (12-18)$$

Так как приток воды к колодцу в естественно-бытовых условиях представляет неустановившееся движение, радиус влияния является переменной величиной.

Для предварительных расчетов радиус влияния может быть принят<sup>1</sup> равным:

- $R = 100 \div 200$  м для мелкозернистых грунтов;
- $R = 250 \div 500$  м для среднезернистых грунтов;
- $R = 700 \div 1000$  м для крупнозернистых грунтов.

2. Водопоглощающий колодец (рис. 12-8). Расход водопоглощающего колодца определяется по формуле

$$Q = \frac{\pi k (h_0^2 - H^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}. \quad (12-20)$$

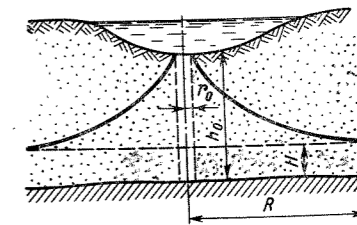


Рис. 12-8.

в) АРТЕЗИАНСКИЙ СОВЕРШЕННЫЙ КОЛОДЕЦ

1. Водоотдающий колодец (рис. 12-9). Дебит колодца определяется по формуле

$$Q = \frac{2\pi ka (H - h_0)}{\ln \frac{R}{r_0}}, \quad (12-21)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $a$  — мощность водоносного слоя;  $H$  — начальная пьезометрическая высота;  $h_0$  — глубина воды в колодце;  $R$  — радиус влияния колодца;  $r_0$  — радиус колодца.

Радиус влияния В. С. Козлов рекомендует определять на основании соотношений, полученных при опытных откачках.

<sup>1</sup> Аравин В. И. и Нумеров С. Н. Движение жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде. М., Гостехиздат, 1953.

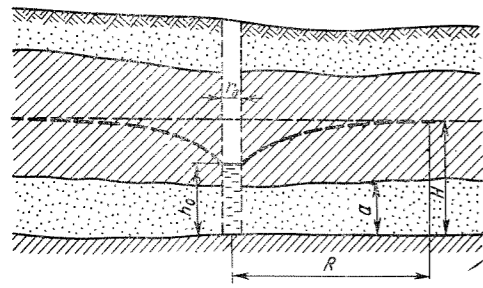


Рис. 12-9.

2. Водопоглощающий колодец (рис. 12-10).  
Формула для определения расхода

$$Q = \frac{2\pi k a (h_0 - H)}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (12-22)$$

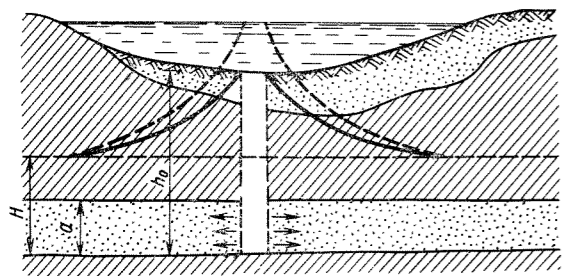


Рис. 12-10.

г) НЕСОВЕРШЕННЫЙ ГРУНТОВОЙ КОЛОДЕЦ

Водоотдающий колодец (рис. 12-11). Возможны два случая:

- 1) когда  $H > H_0$ , мощность водоносного слоя  $H$  значительна и превышает глубину активной зоны  $H_0$  (активной зоной называется глубина водоносного слоя, на которую распространяется влияние откачки воды из несовершенного колодца);
- 2) когда мощность водоносного слоя меньше глубины активной зоны  $H < H_0$ .

Приближенно глубина активной зоны может быть определена по табл. 12-4.

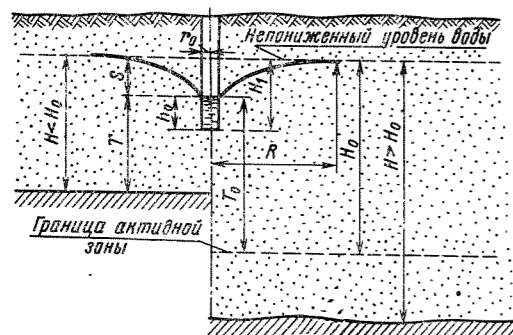


Рис. 12-11.

Таблица 12-4

Глубина активной зоны при откачке воды из несовершенного колодца

$s/H_1$	0,2	0,3	0,5	0,8
$H_0$	$1,3 H_1$	$1,5 H_1$	$1,7 H_1$	$1,85 H_1$

Более точно по формуле П. И. Шипенко

$$2H_0 \left[ 1 - \sqrt{\frac{2(H_0 - s) - h_0}{H_0 - s}} \sqrt{\frac{h_0 + 0,5r_0}{H_0 + s}} \right] = s. \quad (12-23)$$

Глубина  $H_0$  определяется по этой формуле подбором.

1. Формулы дебита для случая  $H < H_0$  (по Форгеймеру) (левая половина рис. 12-11):  
для колодца, питающегося только через стенки,

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0}{T}} \sqrt{\frac{2T - h_0}{T}}; \quad (12-24)$$

для колодца, питающегося через стенки и дно одновременно,

$$Q = \frac{\pi k (H_0^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0 + 0,5r_0}{T}} \sqrt{\frac{2T - h_0}{T}}, \quad (12-25)$$

где  $T = H - s$ .

2. Формула дебита для случая  $H > H_0$  (правая половина рис. 12-11):  
для колодца, питающегося только через стенки,

$$Q = \frac{\pi k (H_0^2 - T_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0}{T_0}} \sqrt{\frac{2T_0 - h_0}{T_0}}; \quad (12-26)$$

для колодца, питающегося через стенки и дно одновременно,

$$Q = \frac{\pi k (H_0^2 - T_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0 + 0,5r_0}{T_0}} \sqrt{\frac{2T_0 - h_0}{T_0}}; \quad (12-27)$$

$$T_0 = H_0 - s.$$

Для определения дебита несовершенного грунтового колодца, питающегося через стенки и дно одновременно, югославским инженером М. Борели предложена новая формула, применимая при  $0,1 < H_1/H < 1,0$ :

$$Q = \frac{\pi k (H_1^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \times \left[ 1 + \left( 0,29 + 10 \frac{r_0}{H} \right) \sin 1,8 \left( 1 - \frac{H_1}{H} \right) \right]. \quad (12-28)$$

Абиссинским колодцем (рис. 12-12) называется трубчатый колодец, устраиваемый в мощном артезианском пласте. Ввиду мощности пласта дебит колод-

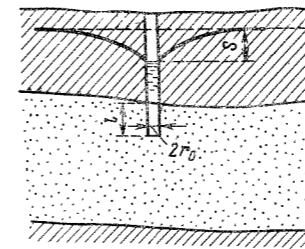


Рис. 12-12.

ца не изменяется.

Формула дебита:

$$Q = \frac{2\pi k s l}{\ln \frac{2l}{r_0}} \quad (12-29)$$

Обозначения даны на рис. 12-12.

12-4. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ

Горизонтальный дренаж<sup>1</sup> применяется для понижения уровня грунтовых вод с целью осушения заболоченных участков, защиты сооружений от воздействия грунтовых вод, предупреждения оползневых явлений и др.

а) ОДИНОЧНАЯ ДРЕНА

1. Дрена расположена на водонепроницаемом слое. При производстве работ траншея засыпается либо тем же самым грунтом, либо щебнем или гравием различной крупности в виде обратного фильтра (рис. 12-13). В последнем случае сама траншея также является дренажем и называется «фильтрующей шторой».

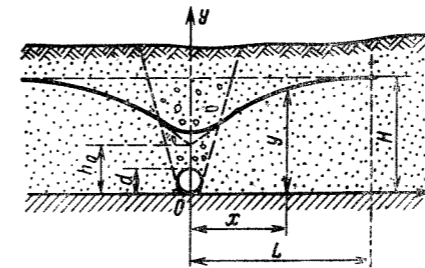


Рис. 12-13.

Расчет дрены с фильтрующей шторой

Формула для расчета притока воды к дрене:

$$q = \frac{k}{L} (H^2 - h_0^2), \quad (12-30)$$

где  $q$  — расход воды на 1 м длины при двустороннем притоке;  $k$  — коэффициент фильтрации грунта, м/сек;  $L$  — предел действия дрены, м;  $H$  — мощность водоносного слоя, м;  $h_0$  — глубина воды в дрене или в пьезометре над дреной.

Предел действия дрены есть функция времени, так как со временем зона осушения увеличивается.

<sup>1</sup> В практике осушения здесь различают «горизонтальный» и «вертикальный» дренаж. Первый осуществляется при помощи системы труб, уложенных на известной глубине с необходимым уклоном, а второй — при помощи вертикальных трубчатых водопоглощающих колодцев.

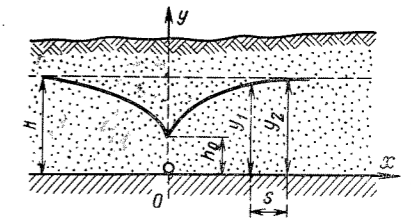


Рис. 12-14.

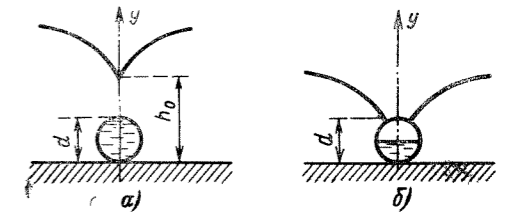


Рис. 12-15.

При  $h_0$ , малом в сравнении с  $H$ ,

$$L = \sqrt{\frac{3ktH}{\beta}}, \quad (12-31)$$

где  $t$  — время работы дрены, сек;  $\beta$  — коэффициент водоотдачи грунта.

Приближенная формула для определения  $h_0$ :

$$h_0 = \sqrt{L^2 + H^2} - L.$$

При этом, если  $h_0 < d$  (диаметр дренажной трубы или высота дренажа), то дрена работает неполным сечением; при  $h_0 > d$  дрена работает полным сечением, и кривая депрессии имеет вид, изображенный на рис. 12-13.

Расчет дрены без фильтрующей шпоры (рис. 12-14)

$$q = \frac{k (y_2^2 - y_1^2)}{s}; \quad (12-32)$$

обозначения согласно рис. 12-14.

$$h_0 = 0,22 \frac{q}{k}. \quad (12-33)$$

При  $h_0 > d$  ветви кривой депрессии сомкнуты выше дрены (рис. 12-15,а) и дрена работает как напорная труба; при  $h_0 < d$  ветви кривой депрессии не имеют общей точки смыкания и пересекаются с дреной (рис. 12-15,б), движение воды в дрене безнапорное.

Координаты кривой депрессии:

$$x = \frac{q}{k} x_r; \quad (12-34)$$

$$y = \frac{q}{k} y_r, \quad (12-35)$$

где  $x_r$  и  $y_r$  — приведенные значения координат при  $q/k=1$ , берутся из табл. 12-5.

2. Дрена расположена в толще водоносного пласта (решение Е. Д. Хомовской, видоизмененное В. С. Козловым) (рис. 12-16).

Решение задачи получено методами гидромеханики. Формула для определения расхода:

$$q = 10,2kh_0, \quad (12-36)$$

Таблица 12-5  
Приведенные значения координат кривой депрессии

$x_r$	0	0,293	0,429	0,582	0,776	0,948	1,162	1,397	1,892	2,82	3,957	5,26	7,75
$y_r$	0,22	0,62	0,72	0,82	0,92	1,02	1,12	1,22	1,42	1,72	2,02	2,32	2,62

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $h_0$  — расстояние от дрены до точки встречи ветвей кривой депрессии

$$h_0 = 2,78r_0, \quad (12-37)$$

$r_0$  — радиус дренажной трубы.

Уравнение кривой депрессии:

$$y_2 - y_1 = 3,244h_0 \ln \frac{x_2 + 5,1h_0}{x_1 + 5,1h_0}, \quad (12-38)$$

где  $y_1$  и  $y_2$  — ординаты кривой депрессии, соответствующие абсциссам  $x_1$  и  $x_2$ .

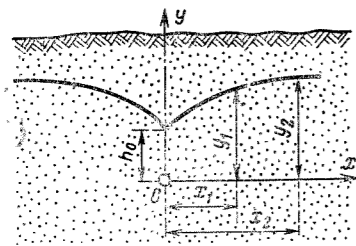


Рис. 12-16.

6) СИСТЕМА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ДРЕН

Для более быстрого понижения уровня грунтовых вод в пределах некоторой площади устраивается система горизонтальных дрен. Они располагаются в плане в направлении гидроизогипс для перехвата грунтового потока. Необходимая глубина понижения грунтовых вод называется «нормой осушения».

При расчете системы горизонтальных дрен необходимо установить глубину заложения дрен, которая назначается такой, чтобы наивысшая точка кривой депрессии между двумя дренами была ниже так называемой нормы осушения; при этом глубина заложения дрен будет зависеть от рельефа местности, коэффициента фильтрации и расстояния между дренами. Расчетной величиной является приток к дренам и форма кривой депрессии.

Ниже рассматриваются два случая дренажа грунтовых вод в предположении отсутствия притока воды с поверхности (инфильтрация поверхностных вод отсутствует).

1. Водоносный слой ограниченной мощности, причем дрены уложены на водонепроницаемом слое (по работе В. С. Козлова)<sup>1</sup>

1. Для проектируемой вновь дренажной системы

Уравнение кривой депрессии:

$$y^2 = \frac{(h^2 - h_0^2) x^2}{s^2} + \frac{2(h^2 - h_0^2) x}{s} + h_0^2, \quad (12-39)$$

где  $x$  и  $y$  — координаты точек кривой депрессии;  $s$  — половина расстояния между дренами;  $h_0$  — глубина во-

ды над дренами;  $h$  — глубина воды над водонепроницаемым слоем в середине между дренами.

В связи с непрерывным понижением кривой депрессии при отсутствии пополнения грунтовых вод за счет инфильтрации приток к дренам будет уменьшаться со временем.

Формула для высоты уровня в середине между дренами:

$$h = \frac{s^2 \beta H}{1,27ktH + 0,68s^2 \beta}, \quad (12-40)$$

где  $\beta$  — коэффициент водоотдачи грунта, определяемый опытным путем;  $t$  — время работы дрены;  $k$  — коэффициент фильтрации;  $H$  и  $s$  — см. рис. 12-17.

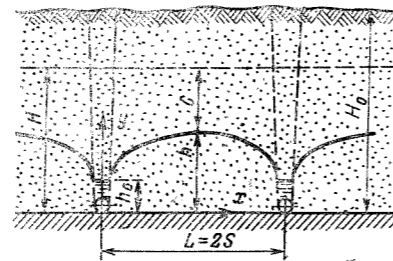


Рис. 12-17.

Формула для расстояния между дренами:

$$L = 2s = 2,25 \sqrt{\frac{khHt}{\beta(H - 0,68h)}}. \quad (12-41)$$

Формула для удельного расхода притока к дренам:

$$q = \frac{2kH^2}{s \left( 0,68 + 1,27 \frac{ktH}{s^2 \beta} \right)^2} \quad (12-42)$$

Время работы дренажа  $t$  в формулах (12-43) и (12-44) обычно задается исходя из технических требований скорости достижения «нормы осушения».

2. Для дренажной системы, бывшей в эксплуатации, при необходимости снижения уровня в середине между двумя соседними дренами с глубины  $H$  до глубины  $h$  за время  $t$  расчетные формулы имеют вид:

$$h = \frac{H}{1 + 1,27 \frac{ktH}{s^2 \beta}}; \quad (12-43)$$

$$L = 2s = 2,25 \sqrt{\frac{kthH}{\beta(H - h)}}; \quad (12-44)$$

$$q = \frac{2kH^2}{s \left( 1 + 1,27 \frac{ktH}{s^2 \beta} \right)^2}. \quad (12-45)$$

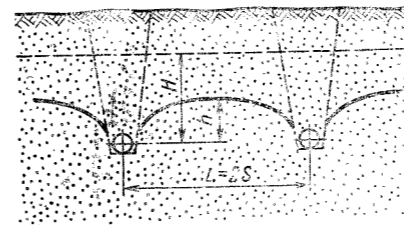


Рис. 12-18.

II. Водоносный слой большой мощности; дрены уложены в водоносном слое (по работе В. С. Козлова)

1. Для проектируемой вновь дренажной системы (осушение начинается с непониженного уровня грунтовых вод — рис. 12-18).

Формула расхода:

$$q = \frac{2kH^2 B}{s \left( 0,68 + 1,27 \frac{ktH}{s^2 \beta} \right)^2}; \quad (12-46)$$

здесь  $B$  — коэффициент (больше единицы):

$$B = 1 + 5,5 \sqrt{\frac{H_1 - H}{H_1} \frac{r_0}{H} \frac{c}{H}}; \quad (12-47)$$

где  $H_1$  — мощность всего водоносного слоя;  $H$  — глубина заложения дрены;  $r_0$  — радиус дрены;  $c$  — понижение уровня воды над контуром дрены. Прочие обозначения те же, что и в предыдущем случае.

Расстояние между дренами:

$$L = 2s = 2,25 \sqrt{\frac{ktHh\sqrt{B}}{\beta(H - 0,68h)}}; \quad (12-48)$$

здесь  $h = H_0 - c$ , где  $H_0$  — глубина заложения дрены от поверхности земли;  $c$  — норма осушения.

2. Для дренажной системы, бывшей в эксплуатации (осушение начинается с уже частично пониженного уровня до нового, более низкого — рис. 12-19).

Формула расхода:

$$q = \frac{2kH^2 B}{s \left( 1 + 1,27 \frac{ktH}{\beta s^2} \right)^2}. \quad (12-49)$$

Расстояние между дренами:

$$L = 2s = 2,25 \sqrt{\frac{ktHh\sqrt{B}}{\beta(H - h)}}. \quad (12-50)$$

Коэффициент  $B$  в формулах (12-48) — (12-50) оп-

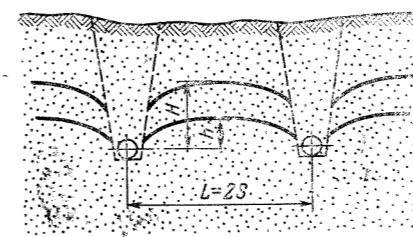


Рис. 12-19.

ределяется по формуле (12-47), а время  $t$  обычно задается и является временем, в течение которого должно быть произведено снижение уровня на глубину  $(H - h)$ .

12-5. ПРИТОК К КОТЛОВАНАМ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

а) ПРИТОК ВОДЫ К КОТЛОВАНУ, ОГРАЖДЕННОМУ ШПУНТАМИ С ПЕРЕМЫЧКОЙ НА ВОДОПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ, НЕ ОГРАНИЧЕННОМ ПО ГЛУБИНЕ (рис. 12-20)

1. Решение с применением теории функции комплексных переменных

Удельный расход фильтрации (на 1 м длины котлована) определяется по формуле

$$q = kHq_r; \quad (12-51)$$

здесь  $k$  — коэффициент фильтрации;  $H$  — действующий напор;  $q_r$  — приведенный расход (при  $k=1$  и  $H=1$ ):

$$q_r = \frac{2K}{K'}, \quad (12-52)$$

где  $K$  и  $K'$  — эллиптические интегралы первого рода при модулях  $\lambda$  и  $\lambda' = \sqrt{1 - \lambda^2}$ , где  $\lambda = f(s, t)$ .

Формула для скорости выхода воды:

$$v = \frac{kHv_r}{b}, \quad (12-53)$$

где  $v_r$  — приведенная скорость.

Приведенный расход  $q_r$  и приведенная скорость  $v_r$  (по В. С. Козлову) определяются по графику рис. 12-21 и 12-22 для интервалов

$$s/b = 0,1 \div 1,2 \text{ и } t/b = 0,00 \div 1,00,$$

где  $b$  — расстояние от шпунта до оси симметрии.

Максимальная приведенная скорость  $v_r$  макс будет в точке 1 (рис. 12-20), а минимальная — на оси симметрии в точке 0.

Средняя скорость

$$v_{r \text{ ср}} = q_r/2,$$

так как  $l = 2b = 2$  при  $b = 1$ .

Так как наиболее опасной (в смысле вымыва частиц грунта) будет максимальная скорость, то можно ограничиться определением только  $v_{r \text{ макс}}$ .

Пример. Определить расход воды через дно шпунтовой перемычки на 1 м ее длины и скорость выхода фильтрационного потока, если известно, что расстояние между шпунтами  $l = 2b = 6$  м. Глубина выемки  $t = 1,2$  м; длина шпунтов ниже дна выемки  $s = 3$  м; глубина воды в водоеме  $H_1 = 3$  м, а в перемычке  $H_2 = 0$ ; коэффициент фильтрации  $k = 0,0005$  м/сек; активная пористость  $n = 0,28$ .

Решение. 1. Для использования графиков В. С. Козлова предварительно определяем:

$$t/b = 1,2/3 = 0,4; \quad s/b = 3/3 = 1,0.$$

2. По графику рис. 12-21 определяем  $q_r = 0,895$ . Так как  $H' = H_1 + t - H_2 = 3,00 + 1,20 - 0 = 4,2$  м, то по формуле (12-51) опреде-

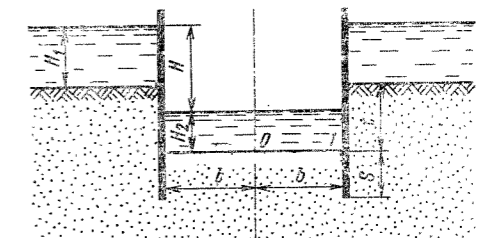


Рис. 12-20.

<sup>1</sup> Козлов В. С. Расчет дренажных сооружений. М., Госстройиздат, 1940.

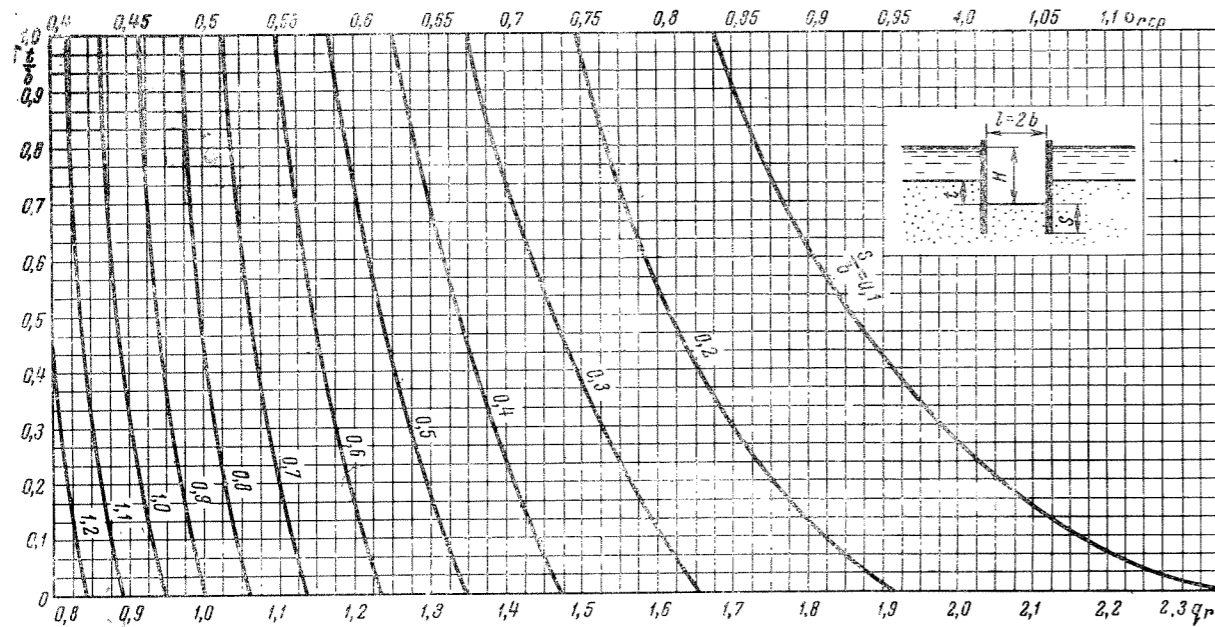


Рис. 12-21.

ляем расход:

$$q = kHq_r = 0,0005 \cdot 4,2 \cdot 0,895 = 0,00188 \text{ м}^3/\text{сек на 1 м длины.}$$

3. Если длина котлована перемычки  $L$ , то полная величина расхода притока будет  $Q = ql$ .

4. Далее определяем скорость фильтрации в котлован. По тому же графику находим  $v_{r\text{ср}} = 0,443$ , а по графикам рис. 12-22  $v_{r\text{макс}} = 0,488$  и  $v_{r\text{мин}} = 0,432$ .

5. По формуле (12-53)

$$v_{1\text{макс}} = \frac{kHv_{r\text{макс}}}{b} = \frac{0,0005 \cdot 4,2 \cdot 0,488}{3,0} = 0,00034 \text{ м/сек};$$

$$v_{1\text{ср}} = 0,00031 \text{ м/сек и } v_{1\text{мин}} = 0,00030 \text{ м/сек.}$$

6. Наконец,

$$v_{1\text{макс в порах}} = \frac{v_{1\text{макс}}}{n} = \frac{0,00034}{0,28} = 0,00114 \text{ м/сек.}$$

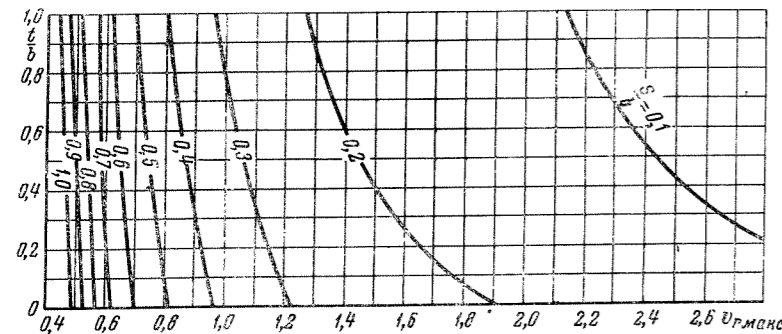


Рис. 12-22.

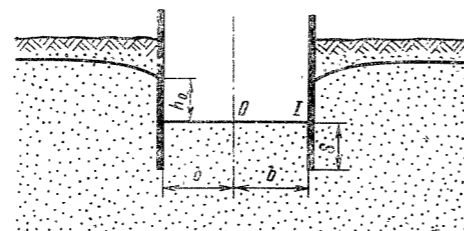
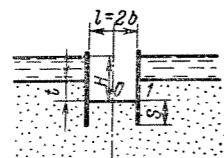
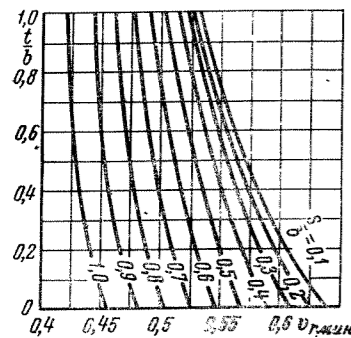


Рис. 12-23.

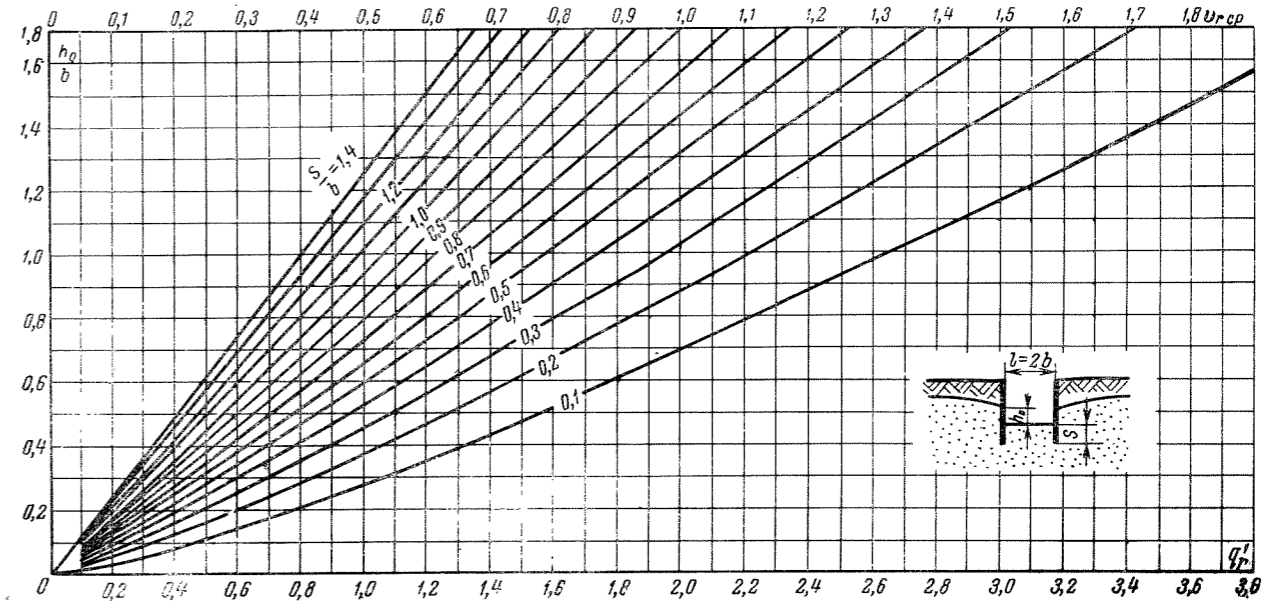


Рис. 12-24.

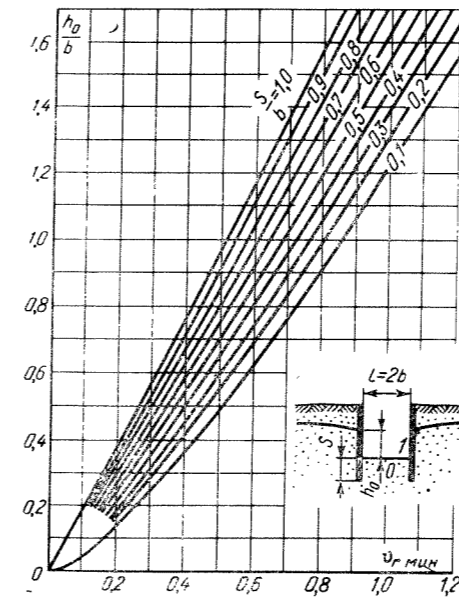
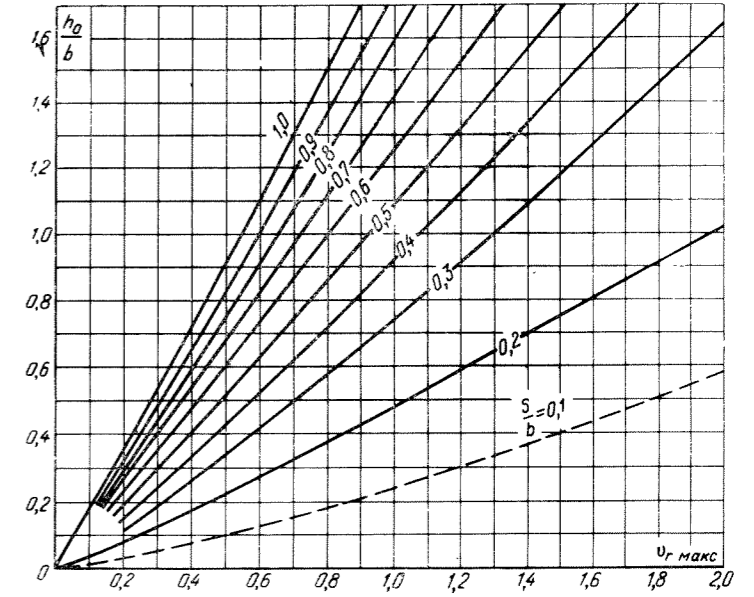


Рис. 12-25.



2. Приближенное решение с применением конформного преобразования<sup>1</sup> (рис. 12-23)

Основное допущение состоит в том, что за кривую депрессии принимается кривая пьезометрических напоров, а линии токов принимаются горизонтальными.

Формула для определения удельного расхода:

$$q = kq_r = kbq_r', \quad (12-54)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $b$  — половина ширины котлована;  $q_r'$  — приведенный расход, определяемый по графику рис. 12-24.

Формула для скорости выхода воды:

$$v = \frac{kv_r}{b}, \quad (12-55)$$

где  $v_r$  — приведенная скорость, определяемая по графикам рис. 12-25.

Для построения кривой депрессии (линии пьезометрических напоров) служит приближенное уравнение

<sup>1</sup> Козлов В. С. Расчет дренажных сооружений. М., Госстройиздат, 1940.

(при условии  $\frac{\pi x}{2Dbk} > 10$ )

$$y = \frac{bq'_r}{\pi} \operatorname{ch}^{-1} \left( \frac{\pi x}{2Dbk} \right), \quad (12-56)$$

где  $b$  — полуширина котлована;  $k$  — коэффициент фильтрации;  $q_r$  — приведенный удельный расход фильтрации;  $\operatorname{ch}$  — гиперболический косинус (берется по таблицам);

$$D = K' + h_0 K, \quad (12-57)$$

здесь  $K$  и  $K'$  — полные эллиптические интегралы первого рода при модулях  $\lambda$  и  $\lambda' = \sqrt{1 - \lambda^2}$ ;  $\lambda$  зависит от соотношения геометрических элементов  $\lambda = f(s, t)$ .

$\lambda$  можно определить по графику рис. 12-26, а  $D$  — по рис. 12-27.

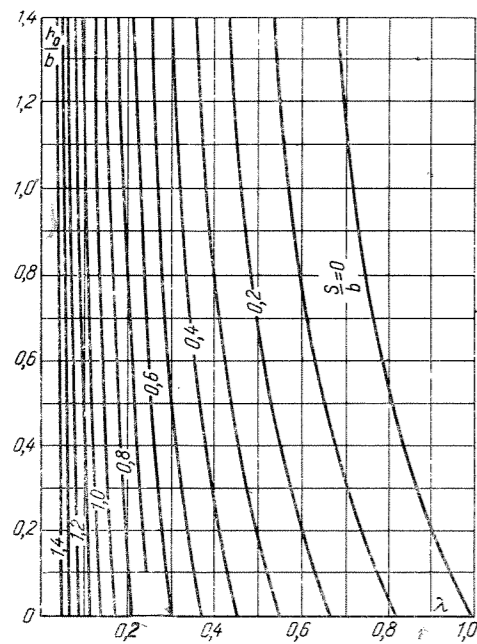


Рис. 12-26.

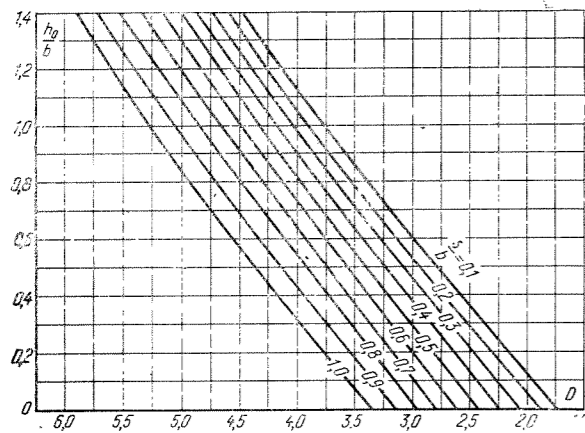


Рис. 12-27.

**Пример.** Определить расход воды через дно траншеи, огражденной шпунтовыми рядами, и скорость фильтрации при выходе воды. Расстояние между шпунтовыми рядами  $l=2b=3$  м; уровень воды выше дна траншеи  $h_0=1,2$  м; длина шпунтов ниже дна траншеи  $s=1,5$  м; коэффициент фильтрации  $k=0,0008$  м/сек.

**Решение.** 1. Определяем

$$\frac{h_0}{b} = \frac{1,2}{1,5} = 0,8 \text{ и } \frac{s}{b} = 1,0.$$

2. Далее из графика рис. 12-24 получаем  $q'_r=0,86$ , а  $q = kbq'_r = 0,0008 \cdot 1,5 \cdot 0,86 = 0,001032$  м/сек · м = 1,032 л/сек на 1 м длины.

3. Из графиков рис. 12-25 по  $h_0/b=0,8$  и  $s/b=1$  находим  $v_{r \max}=0,44$ ;  $v_{r \min}=0,42$  и  $v_{r \text{ ср}}=0,43$ , откуда  $v_{\max}=kv_{r \max}=0,000235$  м/сек;  $v_{\min}=kv_{r \min}=0,000224$  м/сек и  $v_{\text{ ср}}=0,000229$  м/сек.

4. Для построения кривой депрессии предварительно определяем значение  $D$  по графику рис. 12-27;  $D=4,94$ .

5. Подставляя числовые значения в уравнение (12-56), получаем уравнение кривой депрессии для нашего случая

$$y = 0,41 \operatorname{ch}^{-1} (2,018 x),$$

по которому вычисляем координаты правой ветви кривой депрессии. Результаты расчета сведены в таблицу.

$x$	1,5	5	10	20	50	100
$-y$	1,2	1,23	1,52	1,80	2,18	2,46

**6) РАСЧЕТ ДРЕНАЖА ЗЕМЛЯНОЙ ПЕРЕМОЧКИ (ОГРАЖДАЮЩЕЙ КОТЛОВАН) (рис. 12-28)**

Задача решается с применением конформного преобразования (В. С. Козлов)

Задача состоит в определении фильтрационного расхода на 1 м длины перемычки, рабочей длины фильтра и построении кривой депрессии.

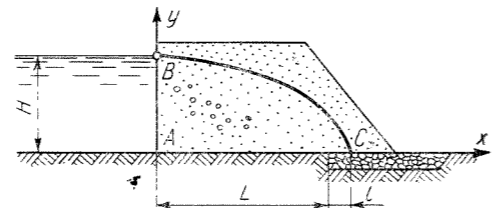


Рис. 12-28.

Формула для определения расхода фильтрации:

$$q = kHq_r, \quad (12-58)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $H$  — напор;  $q_r$  — приведенный расход.

Значения  $q_r$  даны в виде графика (рис. 12-29) в зависимости от отношения  $H/L$ . В случае сравнительно малых величин  $H/L$  можно для определения расхода

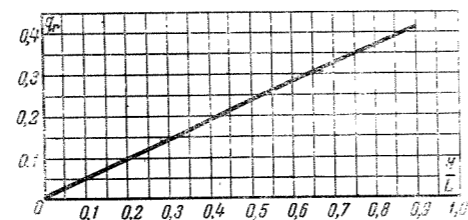


Рис. 12-29.

пользоваться приближенной формулой

$$q = k(\sqrt{L^2 + H^2} - L). \quad (12-59)$$

Формула для рабочей длины фильтра:

$$l = \frac{q}{2k}. \quad (12-60)$$

Формула для построения кривой депрессии:

$$y = H\sqrt{1 - \frac{x}{L+l}}. \quad (12-61)$$

Расположение осей координат показано на рис. 12-28 (начало координат в точке А — основание напорной грани перемычки).

**Пример.** Дано:  $H=3$  м;  $L=15$  м;  $k=0,0004$  м/сек. **Решение.** 1. По отношению  $H/L=0,2$  находим по графику (рис. 12-29)  $q_r=0,11$ , а по формуле (12-58)  $q=0,0004 \cdot 3 \cdot 0,11 = 0,000132$  м<sup>3</sup>/сек · м = 0,132 л/сек.

2. Рабочая длина фильтра

$$l = \frac{0,000132}{2 \cdot 0,0004} = 0,152 \text{ м.}$$

3. По уравнению (12-61) рассчитываем координаты точек кривой депрессии.

Задаваясь значениями  $x$  в интервале  $0 < x < L+l$ , т. е.  $0 < x < 15,152$  м, получаем значения  $y$ . Результаты расчета сведены в таблицу.

$x$	0,0	5,0	8,0	10,0	12,0	14,0	15,152
$y$	3	2,46	2,06	1,75	1,37	0,33	0

**12-6. ФИЛЬТРАЦИЯ ИЗ КАНАЛОВ**

Основными потерями расхода в канале являются потери на фильтрацию. Величина этих потерь зависит от ряда различных обстоятельств, среди которых главными являются размеры канала, водонепроницаемость грунта и глубина залегания грунтовых вод. В процессе службы канала фильтрационные потери со временем уменьшаются вследствие кольматации русла, что в некоторых случаях может стать решающим фактором.

При глубоком расположении горизонта грунтовых вод фильтрация происходит по схеме, указанной на рис. 12-30 (из работы В. В. Ведерникова), для случая плоской задачи.

Этюра скоростей фильтрации из трапецидального канала имеет вид, показанный на рис. 12-31. На оси канала скорость фильтрации  $v_0$  меньше скорости в угловых точках В и С.

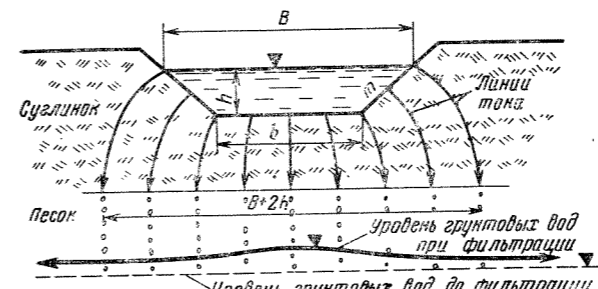


Рис. 12-30.

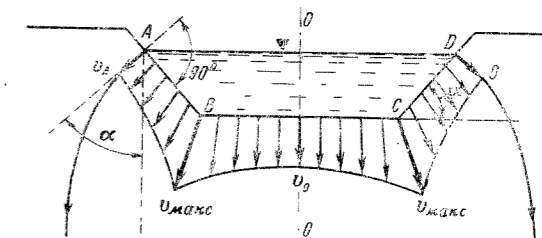


Рис. 12-31.

Скорость фильтрации в точке А и D направлена под прямым углом к откосу и по величине равна:

$$v_A = k \cos \alpha, \quad (12-62)$$

где  $\alpha$  — угол наклона откоса к горизонту;  $k$  — коэффициент фильтрации.

Величина фильтрационного расхода определяется по формулам Н. Н. Павловского:

$$Q = kL(B+2h), \text{ м}^3/\text{сек}, \quad (12-63)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации, м/сек;  $L$  — длина канала, м;  $h$  — глубина канала, м.

**Примечание.**  $(B+2h)$  представляет ширину фильтрационного потока на большой глубине, т. е. на такой, где крайние линии тока становятся приблизительно параллельными друг другу.

Для случая, когда длина канала  $L$  измеряется в километрах, а коэффициент фильтрации  $k$  в м/сутки, применяется формула

$$Q = 0,0116kL(B+2h), \text{ м}^3/\text{сек}. \quad (12-64)$$

В. В. Ведерников вместо (12-64) и (12-63) рекомендует

$$Q = kL(B+Ah), \text{ м}^3/\text{сек}, \quad (12-65)$$

где  $A$  — удвоенное отношение полных эллиптических интегралов первого рода.  $A$  для трапецидального профиля является функцией отношения  $B/h$ , т. е.  $A = f(B/h)$ . Числовое значение  $A$  определяется по графику В. В. Ведерникова (рис. 12-32).  $k$ ,  $L$ ,  $B$  и  $h$  обозначают то же, что и в формуле (12-63).

Для канала треугольного профиля коэффициент  $A$  по В. В. Ведерникову имеет другое значение, а именно:

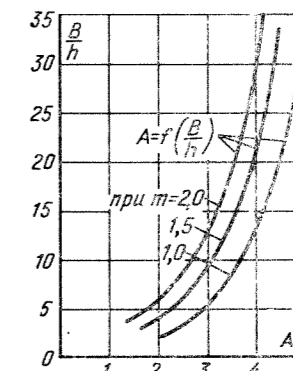


Рис. 12-32.

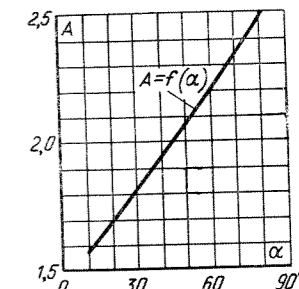


Рис. 12-33.

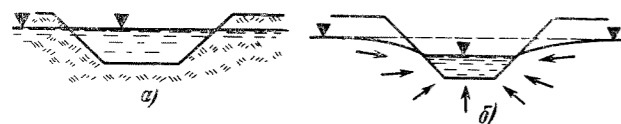


Рис. 12-34.

$$A \approx 2,123 \frac{\alpha}{\pi} + 1,47 \text{ или вообще } A = f(\alpha). \text{ Числовые}$$

значения  $A$  для треугольного профиля определяются по графику В. В. Ведерникова (рис. 12-33).

При измерении длины канала  $L$  в км, а  $k$  в м/сутки формула (12-65) принимает вид:

$$Q = 0,0116kL(B + Ah). \quad (12-66)$$

Примечание. Если отметка горизонта грунтовых вод равна отметке горизонта воды в канале (рис. 12-34,а), то фильтрационный расход  $Q=0$ . При более высоком расположении грунтовых вод (рис. 12-34,б) расход в канале будет увеличиваться.

По указанию А. Н. Костякова в соответствии с наблюдениями за находящимися в эксплуатации каналами (преимущественно ирригационными) фильтрационные потери, исчисленные в процентах от расхода канала, убывают с увеличением расхода. Числовые значения этих потерь приведены в табл. 12-6.

Таблица 12-6

Величина фильтрационных потерь в каналах по данным А. Н. Костякова

Расход канала, м³/сек	Фильтрационные потери расхода на 1 км канала, %	Расход канала, м³/сек	Фильтрационные потери расхода на 1 км канала, %
0,5—1,0	6—4,0	10—20	0,6—0,5
1,0—1,5	4,5—3,0	20—50	0,5—0,2
1,5—2,0	3,0—2,50	50—100	0,20—0,15
2,0—3,0	2,5—1,8	100—200	0,15—0,05
3,0—5,0	1,8—1,10	200—300	0,05—0,02
5—10	1,10—0,60		

М. С. Вызго для канала трапецидального сечения предложил формулу, которая совпадает с формулой, предложенной А. Н. Костяковым, для случая, когда не учитывается капиллярное поглощение:

$$Q = kL\chi, \text{ м}^3/\text{сек}, \quad (12-67)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации, м/сек;  $L$  — длина канала, м;  $\chi$  — смоченный периметр, м;  $Q$  — фильтрационный расход из канала на участке длиной  $L$  м, м³/сек.

В некоторых случаях рекомендуют учитывать капиллярное поглощение, и тогда фильтрационный расход по указанию А. Н. Костякова следует определять по формуле

$$Q = kL(b + v2h\sqrt{1+m^2})$$

или, если коэффициент фильтрации определен в м/сутки,

$$Q = 0,0116kL(b + v2h\sqrt{1+m^2}).$$

Коэффициент  $v$ , введенный в формулу А. Н. Костякова и учитывающий капиллярное поглощение, равен, по данным А. Н. Костякова,  $v=1,1 \div 1,4$ . А. Н. Костяков показал возможность приведения его формулы, а следовательно, и формулы М. С. Вызго к виду

$$Q_{\text{ср}} = \sigma Q^{\psi},$$

где  $\sigma$  — коэффициент, зависящий от характера грунта;  $Q$  — расход канала;  $\psi$  — показатель степени, принимаемый равным 0,5. М. С. Вызго дает следующие числовые значения  $\sigma$ :

- Для сильнопроницаемых грунтов . . . . .  $\sigma = 0,03$
- Для среднепроницаемых грунтов . . . . .  $\sigma = 0,02$
- Для слабопроницаемых грунтов . . . . .  $\sigma = 0,01$

Эта последняя формула может быть рекомендована для грубых приближенных расчетов.

12-7. ФИЛЬТРАЦИЯ ЧЕРЕЗ ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

Задача о фильтрации воды через плотину вообще является пространственной задачей, решение которой еще не найдено. При большой длине плотины эту задачу рассматривают как плоскую.

Разработаны два метода решения: гидравлический и гидромеханический. Практически наиболее важные случаи решены, как правило, гидравлическим методом.

В приводимых ниже расчетных схемах предполагается однородность грунта, слагающего тело плотины, а равным образом и однородность ее основания.

а) ПЕРЕМЫЧКА НА ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ (рис. 12-35)

Удельный фильтрационный расход определяется формулой Дюпюи<sup>1</sup>:

$$q = \frac{k(H^2 - h^2)}{2L}.$$

Точное значение высоты промежутка высачивания на низовом откосе  $h_0$  (рис. 12-35) может быть найдено по методу П. Я. Полубариновой-Кочиной<sup>2</sup>. Ею дается также способ приближенного построения кривой депрессии.

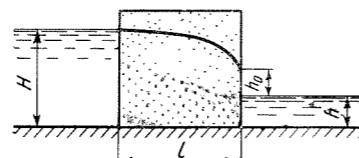


Рис. 12-35.

Относительная высота промежутка высачивания  $\bar{h}_0 = h_0/H$  определяется по графикам рис. 12-36 в зависимости от относительных величин  $\bar{h} = h/H$  и  $\bar{l} = l/H$ , тогда  $h_0 = H(\bar{h}_0)$ .

В случае отсутствия воды в нижнем бьефе ( $h=0$ ) для перемычек с шириной  $l \geq H$  с достаточной степенью точности можно определять высоту промежутка высачивания по формуле

$$h_0 \approx \frac{q}{1,35k}. \quad (12-68)$$

б) ПЛОТИНА ТРАПЕЦИДАЛЬНОЙ ФОРМЫ ИЗ ОДНОРОДНОГО ГРУНТА НА ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ

Система уравнений Н. Н. Павловского. Область фильтрации делится на три части

<sup>1</sup> Чарный Н. А. теоретически доказал, что формула Дюпюи для расхода через перемычку является точной («Доклады АН СССР», 1951, т. XXIX, № 6).

<sup>2</sup> Полубаринова-Кочина П. Я. Некоторые задачи плоского движения грунтовых вод. М., Изд-во АН СССР, 1942.

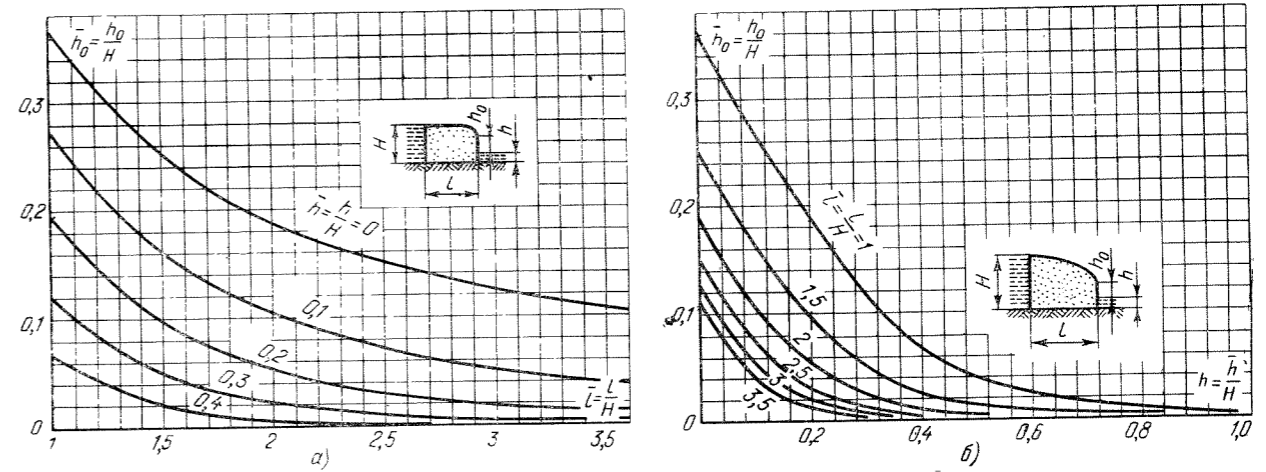


Рис. 12-36.

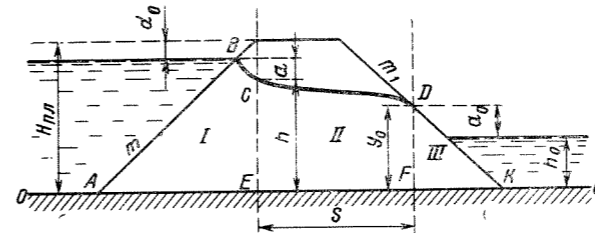


Рис. 12-37.

(рис. 12-37): верховой клин ABCE, низовой клин DFK и среднюю часть ECDF.

В пределах верхового клина (рис. 12-33) движение элементарной струйки по кривой заменяется условно движением по горизонтальной прямой  $ab$ . Используя закон фильтрации, получим для расхода фильтрации формулу

$$q = \frac{ka}{m} \ln \frac{d_0 + a + h}{d_0 + a} = \frac{ka}{m} \ln \frac{H_{\text{пл}}}{H_{\text{пл}} - h}, \quad (12-69)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации грунта плотины;  $m$  — коэффициент заложения верхового откоса; остальные обозначения указаны на рис. 12-37.

Для низового клина, так же как и для верхового клина, расчетные струйки принимаются го-

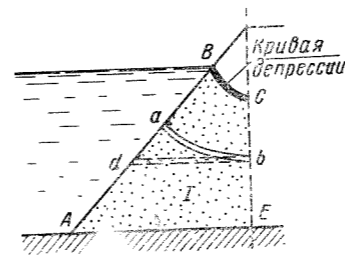


Рис. 12-38.

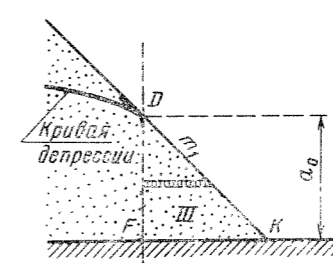


Рис. 12-39.

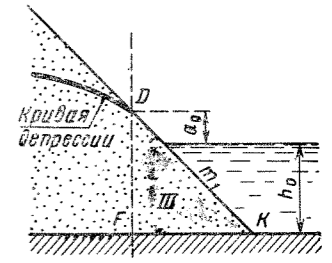


Рис. 12-40.

ризонтными и получают полный фильтрационный расход при  $h_0=0$  (рис. 12-39) по формуле

$$q = \frac{ka_0}{m_1}, \quad (12-70)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $m$  — коэффициент заложения низового откоса;  $a_0$  — высота точки выклинивания фильтрации на низовом откосе, считая от основания плотины.

При  $h_0 > 0$  (рис. 12-40)

$$q = \frac{ka_0}{m_1} \left( 1 + \ln \frac{a_0 + h}{a_0} \right). \quad (12-71)$$

Для средней части принимается кривая депрессии, аналогичная случаю неравномерного движения грунтовых вод при нулевом уклоне подстилающего слоя (рис. 12-41).

Уравнение кривой депрессии

$$\frac{2q}{k} x = h^2 - y^2, \quad (12-72)$$

где  $q$  — расход фильтрации, определяется по уравнениям (12-70) и (12-71), остальные обозначения соответственно рис. 12-41.

Формулы (12-69) — (12-71) содержат четыре неизвестные величины:  $h$ ,  $a_0$ ,  $s$ ,  $q$ . Четвертое недостающее уравнение получается из геометрических условий. Для полного решения задачи необходимо решить следую-



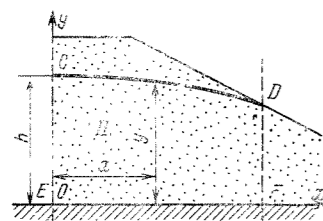


Рис. 12-41.

щую систему фильтрационных уравнений (для земляной плотины из однородного грунта):  
для  $h_0 > 0$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{H_{нп} - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_{нп}}{H_{нп} - h}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h^2 - (a_0 + h_0)^2}{2s}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{a_0}{m_1} \left[ 1 + \ln \frac{a_0 + h_0}{h_0} \right]; \\ s &= b + m_1 [H_{нп} - (a_0 + h_0)]; \end{aligned} \right\} (12-73)$$

для  $h_0 = 0$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{H_{нп} - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_{нп}}{H_{нп} - h}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h^2 - a_0^2}{2s}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{a_0}{m}; \\ s &= b + m_1 (H_{нп} - a_0). \end{aligned} \right\} (12-74)$$

Н. Н. Павловский указал практически наиболее удобные способы решения этих уравнений. Для большего упрощения могут быть использованы графики, таблицы и номограммы, составленные на основании большого числа аналитических решений, произведенных Р. Р. Чугаевым.

в) ПЛОТИНА С ЯДРОМ

Коэффициент фильтрации грунта, составляющего ядро плотины, обычно значительно меньше коэффициента фильтрации грунта самой плотины. Поэтому кривая депрессии в пределах толщины ядра имеет значительно больший гидравлический градиент, чем в остальной части среднего участка (рис. 12-42).

Для построения кривой депрессии в рассматриваемом случае и определения фильтрационного расхода производят замену грунта ядра плотины грунтом с одинаковым с основной массой плотины коэффициентом

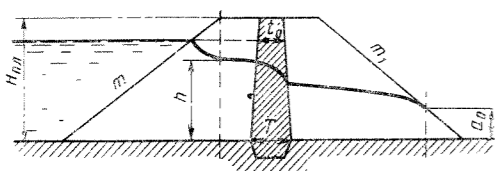


Рис. 12-42.

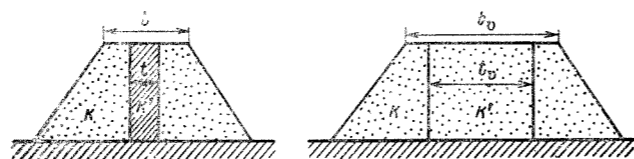


Рис. 12-43.

фильтрации. Такая замена влечет за собой необходимость вводить в расчет вместо истинной толщины ядра такую толщину, при которой получаются те же потери, что и при истинном коэффициенте фильтрации ядра. Новая толщина ядра, введенная для облегчения расчетов Н. Н. Павловским, названа виртуальной длиной фильтрационного потока. После введения вместо толщины ядра виртуальной длины получаем плотину несколько уширенного профиля, но из однородного грунта, расчет которой производится по методам, изложенным выше. Построив кривую депрессии для нового профиля однородной плотины, обратной заменой виртуальной длины на толщину ядра чисто графически можно построить истинную кривую депрессии для плотины с ядром.

Формулы для виртуальных длин  
1. Для плотины с прямоугольным ядром толщиной  $t$  (рис. 12-43)

$$t_0 = \sigma t = \frac{k}{k'} t, \quad (12-75)$$

где  $t_0$  — виртуальная длина;  $t$  — толщина ядра;  $k$  — коэффициент фильтрации грунта плотины;  $k'$  — коэффициент фильтрации грунта ядра.

2. Для плотины с ядром трапецидальной формы (рис. 12-44) толщина трапецидального ядра по высоте фильтрационного потока переменная. Н. Н. Павловским вводится в расчет «средняя толщина ядра».

$$t_{0cp} = \frac{t_0 + T}{2}, \quad (12-76)$$

где  $t_0$  — толщина ядра на отметке депрессионной кривой у напорной грани ядра;  $T$  — толщина ядра у основания плотины.

Так как величина  $t_0$  до построения кривой депрессии неизвестна, то для решения задачи Н. Н. Павловский предложил принимать в начале расчета  $t_{0cp}$  по формуле

$$t_{0cp} = \frac{t_0 + T}{2}, \quad (12-77)$$

где  $t_0$  — толщина ядра на отметке горизонта воды в верхнем бьефе.

После того как будет построена кривая депрессии по этому значению средней толщины ядра, определяется также и  $t_0$  и, следовательно, может быть определена более точная величина  $t_{0cp}$  по формуле (12-76).

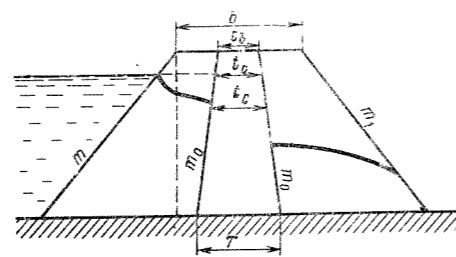


Рис. 12-44.

г) ПЛОТИНА С ЭКРАНОМ

Экран делается из слабопроницаемого для воды материала (глинобетон) с меньшим коэффициентом фильтрации, чем у грунта тела плотины. Аналогично расчету фильтрации через ядро плотины в случае плотины с ядром при расчете фильтрации через экран Н. Н. Павловским вводится осредненное значение толщины экрана и расчет производится в предположении постоянства толщины экрана по высоте

$$\delta = \frac{\delta_0 + \Delta}{2}, \quad (12-78)$$

где  $\delta$  — средняя толщина экрана;  $\delta_0$  — толщина экрана на отметке уровня воды в верхнем бьефе;  $\Delta$  — толщина экрана у основания плотины.

Решение этой задачи дается Н. Н. Павловским в двух вариантах: 1) непосредственным составлением системы уравнений с учетом разнородности коэффициентов фильтрации экрана и тела плотины и 2) заменой плотины с экраном «эквивалентной плотиной» из однородного грунта так называемым «виртуальным способом».

Так как введением виртуальной толщины экрана получаем плотину из однородного грунта, то метод решения тот же, что и изложенный выше.

д) ПЛОТИНА ПРИ НАЛИЧИИ ДРЕНАЖА

Устройство дренажа у низкого откоса снижает кривую депрессии и тем самым предупреждает выклинивание ее на низовом откосе (рис. 12-45). При этом кривая депрессии состоит из двух участков —  $AE$  и  $EC$ .

Система фильтрационных уравнений для наиболее общего случая, когда  $h_0 > 0$ , имеет вид (по Н. Н. Павловскому) (рис. 12-45)

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{H_{нп} - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_{нп}}{H_{нп} - h}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h^2 - h_0^2}{2s_{др}} \end{aligned} \right\} (12-79)$$

где  $q$  — расход фильтрации на 1 м длины плотины;  $k$  — коэффициент фильтрации грунта плотины;  $H_{нп}$  — высота плотины;  $h_0$  — высота, соответствующая уровню воды в дренаже и равная глубине воды в нижнем бьефе.

$$d_0 = H_{нп} - H_{др};$$

здесь  $H$  — глубина воды в верхнем бьефе;  $s_{др}$  — расстояние от разделной линии  $I-I$  до дренажа;  $m$  — коэффициент заложения верхового откоса;  $h$  — коэффициент депрессионной кривой в раздельном сечении  $I-I$ .

Расчет состоит в определении расхода фильтрации и формы кривой депрессии  $h=f(x)$ .

Для случая отсутствия воды в нижнем бьефе ( $h_0 = 0$ ) (рис. 12-46) система уравнений будет:

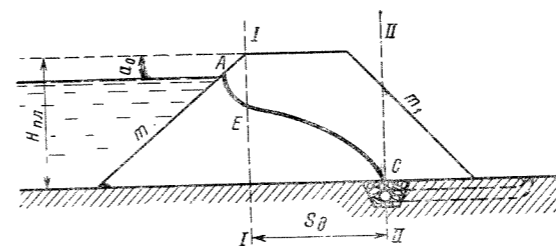


Рис. 12-45.

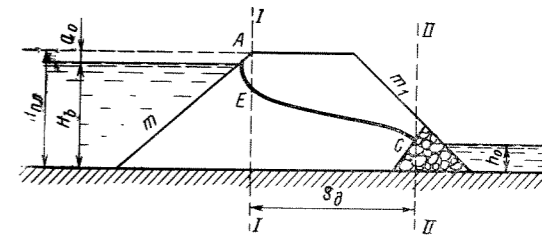


Рис. 12-46.

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{H_{нп} - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_{нп}}{H_{нп} - h}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h^2}{2s_{др}} \end{aligned} \right\} (12-80)$$

обозначения см. (12-79).

Для случая  $h_0 > 0$ , приравняв правые части системы уравнений (12-79), получаем:

$$h = \sqrt{\frac{2s_{др}}{m} (H_{нп} - d_0 - h) \ln \frac{H_{нп}}{H_{нп} - h} + h_0^2} = \sqrt{F}, \quad (12-81)$$

где

$$F = \frac{2s_{др}}{m} (H_{нп} - d_0 - h) \ln \frac{H_{нп}}{H_{нп} - h} + h_0^2 = f(h). \quad (12-82)$$

Величину  $h$  можно определить (по Н. Н. Павловскому) графическим способом, а именно: для различных значений  $h$  определяется величина  $\sqrt{F}$  и строится график  $\sqrt{F} = f(h)$  (рис. 12-47), но так как  $h = \sqrt{F}$ , то искомая величина должна находиться также на луче, проведенном через начало координат под углом  $45^\circ$ , следовательно,  $h_{иск}$  определится по пересечению луча с графиком  $\sqrt{F} = f(h)$ . Определив, таким образом,  $h$ , далее по второму уравнению системы (12-79) определяют расход  $q$ .

Построение кривой депрессии на участке  $s_{др}$  проводится по методу Н. Н. Павловского для случая движения грунтовых вод при нулевом уклоне дна по формуле

$$y^2 = h^2 - \frac{2q}{k} x.$$

Для случая  $h_0 = 0$  ход решения задачи тот же, только  $h$  определяется по формуле

$$h = \sqrt{\frac{2s_{др}}{m} (H_{нп} - d_0 - h) \ln \frac{H_{нп}}{H_{нп} - h}} = \sqrt{F}. \quad (12-83)$$

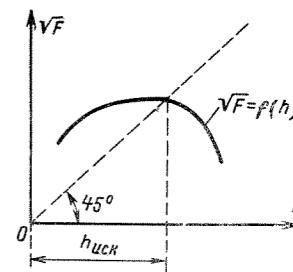


Рис. 12-47.

## 12-8. ФИЛЬТРАЦИЯ ПОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИМИ СООРУЖЕНИЯМИ

Фильтрационными расчетами определяется величина гидравлического давления на подошву сооружения, скорость и расход фильтрации. Разработка общих методов решения этих задач принадлежит нашим советским ученым — Н. Н. Павловскому, П. Я. Полубариновой-Кочиной и другим. На основе этих методов решены многие весьма важные для практики вопросы. Теоретические методы разработаны применительно к плоской задаче фильтрации; решение пространственной задачи фильтрации пока что возможно только экспериментальным путем.

Согласно ТУиН пространственная задача фильтрации может быть заменена плоской, если

$$\eta = b/l > 2,0 \div 2,5, \quad (12-84)$$

где  $b$  и  $l$  соответственно ширина и длина подземного контура сооружения ( $l$  — вдоль по течению).

При  $\eta < 2,0$  решение задачи фильтрации должно производиться экспериментальным методом (ЭГДА), предложенным Н. Н. Павловским.

## а) АНАЛИТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ЗАДАЧ

Аналитические решения основаны на общей теории плоского потенциального движения жидкости.

Практически задача сводится к определению функции потенциала скорости  $\varphi(x, y) = C$  и функции тока  $\psi(x, y) = C$ , удовлетворяющих заданным граничным условиям. Семейства линий равных значений этих двух функций образуют ортогональную сетку. Если при построении этой сетки приняты одинаковые интервалы функций  $\varphi$  и  $\psi$ , т. е. принято условие  $\Delta\varphi = \Delta\psi$ , то такая сетка состоит из системы криволинейных квадратов. Она называется гидродинамической сеткой.

Линии равного потенциала скорости  $\varphi(x, y)$  называются эквипотенциалами или изопотенциальными линиями, они являются для фильтрационного потока одновременно и линиями равного напора  $H = z + p/\gamma = \text{const}$  (рис. 12-48). Таким образом, если в различных точках (например, точках 1 и 2) одной и той же линии  $\varphi = \text{const}$  поставить пьезометры, то уровни сво-

бодной поверхности в этих пьезометрах будут расположены на одной высоте, так как

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} = \dots = H = \text{const}.$$

Линия дна верхнего бьефа (линия  $AB$ ), от которой начинается движение данного фильтрационного потока, является начальной граничной линией равного потенциала скорости  $\varphi_0 = C_0$  и для нее напор  $H_0$  определяется положением свободной поверхности верхнего бьефа над выбранной плоскостью сравнения (плоскостью координатных осей  $Ox$  и  $Oy$ ). Соответственно линия дна нижнего бьефа, на которой оканчивается фильтрация, является конечной граничной линией равного потенциала скорости  $\varphi_n = C_n$  и для нее напор равен  $H_n$  (рис. 12-48) (он зависит от положения свободной поверхности нижнего бьефа).

Разность  $H = H_0 - H_n = H_1 - H_2$  представляет собой потери напора на преодоление гидравлических сопротивлений вдоль любой линии тока данного фильтрационного потока. Потерянный напор  $H$  разделится поровну между всеми  $n$  фильтрационными полосами, образованными каждой парой линий равного потенциала скорости  $\varphi$ . Поэтому разность напора между каждой парой смежных линий равного напора (или линий равного потенциала скорости) будет одна и та же:

$$\Delta H = \frac{H}{n} = \frac{H_1 - H_2}{n}. \quad (12-85)$$

Здесь  $H$ , как указано выше, есть разность напоров верхнего и нижнего бьефов, а  $n$  — число полос фильтрации, образованных на данной гидродинамической сетке линиями равного потенциала скорости  $\varphi$ . Таким образом, величина  $\Delta H$  представляет потери напора на пути фильтрации от одной линии равного напора до другой (на рис. 12-48 число полос  $n=8$ ).

Гидравлический уклон. Если измерить (пользуясь масштабом чертежа) длину какой-либо линии тока  $\psi$  между двумя эквипотенциалами, то для

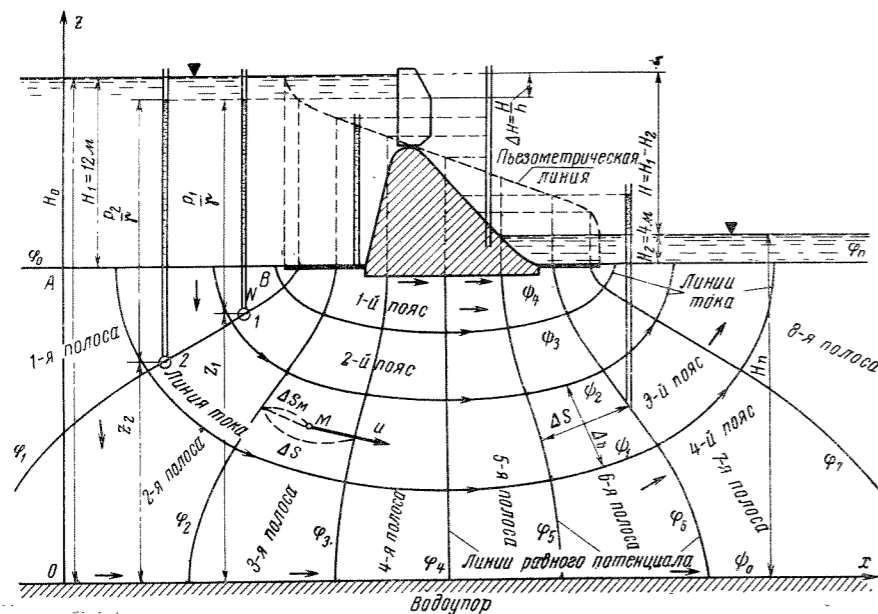


Рис. 12-48.

этого участка линии тока гидравлический уклон  $i$  будет:

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta s}. \quad (12-86)$$

Величина гидравлического уклона  $i$  (его называют иногда гидравлическим градиентом) меняется при переходе от одной клетки гидродинамической сетки к другой.

Функция тока  $\psi$  графически изображается семейством линий равного значения  $\psi_1 = C_1$ ;  $\psi_2 = C_2$  и т. д. Эти линии совпадают с линиями тока (а в установившемся движении и с траекториями), поэтому и сама функция  $\psi$  называется функцией тока. Линии тока указывают направление течений, так как скорости в точках, расположенных на каждой данной линии тока, направлены по касательным к этим линиям.

Расход, проходящий между двумя линиями тока, равняется разности значений функции тока  $\psi_2$  и  $\psi_1$ , т. е.  $\Delta Q = \psi_2 - \psi_1$ . Поэтому для гидродинамической сетки, поскольку для нее разность  $\Delta\psi$  между любыми смежными линиями тока одна и та же, расход  $\Delta Q$  между любой парой смежных линий тока будет также один и тот же.

Если гидродинамическая сетка построена для какого-либо конкретного случая, то, пользуясь этой сеткой, можно приближенно определить все характеристики фильтрационного потока — скорость, гидродинамическое давление, расход и другие параметры.

Определение скорости фильтрации. Скорость фильтрации в любой точке, например в точке  $M$  (рис. 12-48), определяется по формуле

$$u = ki = k \frac{\Delta H}{\Delta s}.$$

В этой формуле  $k$  — коэффициент фильтрации; величина  $\Delta H$ , как указано выше, представляет собой разность напора соседних линий  $\varphi = \text{const}$ ;  $\Delta s$  представляет собой длину линии тока (проходящей через данную точку  $M$ ) между соседними линиями  $\varphi_i$  и  $\varphi_{i+1}$ . Эта величина измеряется непосредственно по чертежу (пользуясь масштабом).

Определение давления  $p$ . Давление в любой точке, например в точке  $M$ , определяем по формуле

$$p = \gamma(H_M - z_M),$$

где  $\gamma$  — объемный вес жидкости;  $H_M$  — напор для линии равного потенциала  $\varphi$ , проходящей через точку  $M$ . Он равен

$$H_M = H_0 - \Delta H t - \Delta H \frac{\Delta s_M}{\Delta s}$$

или

$$H_M = H_0 - \frac{H_1 - H_0}{n} \left( t + \frac{\Delta s_M}{\Delta s} \right),$$

где  $\Delta H$  — падение напора на одной полосе;  $t$  — число полос, расположенных выше по течению от точки  $M$

\* Здесь и далее ради краткости изложения будем в некоторых случаях именовать линии тока, а также линии равного значения функции тока кратко — «линии  $\psi$ », а линии равного потенциала скорости — «линии  $\varphi$ ».

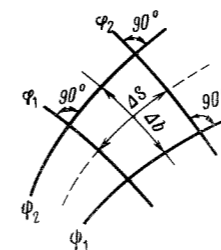


Рис. 12-49.

(в данном случае  $t=2$ );  $\Delta s_M$  — расстояние от линии равного потенциала скорости  $\varphi_2$  до точки  $M$ ;  $\Delta s$  — расстояние между линией равного потенциала  $\varphi_2$  и равного потенциала  $\varphi_3$  (см. рис. 12-48).

Определение величины фильтрационного расхода. Так как вся область фильтрации делится линиями тока на ряд фильтрационных поясов, причем при построении гидродинамической сетки разность функций тока  $\psi_{i+1} - \psi_i = \Delta\psi$  принимается одной и той же для каждой пары соседних линий тока, то фильтрационные расходы всех поясов равны между собой. Если расход каждого пояса  $\Delta Q$ , то полный фильтрационный расход будет равен:

$$Q = \Delta Q m,$$

где  $m$  — число поясов;  $\Delta Q$  — расход одного пояса:

$$\Delta Q = \omega v = \Delta b k \frac{H}{n \Delta s} = k \frac{H}{n}.$$

Здесь  $\Delta b = \Delta s$  (рис. 12-49). Таким образом, полный фильтрационный расход по расчету на 1 м длины сооружения будет:

$$Q = \Delta Q m = k H \frac{m}{n}. \quad (12-87)$$

Пример. Дано (применительно к схеме, указанной на рис. 12-48): коэффициент фильтрации  $k=0,1$  см/сек;  $H_0=30$  м;  $H_1=12$  м;  $H_2=4$  м;  $z_M=16,0$  м, так что  $H=H_1-H_2=8$  м. Построенная гидродинамическая сетка состоит из пяти линий тока  $\psi$ , образующих четыре пояса, и девяти эквипотенциалей (линий  $\varphi=C$ ), образующих восемь полос, принято  $\Delta s=2,5$  м;  $\Delta s_M=1,5$  м. Определить скорость фильтрации  $v$  и давление  $p$  в точке  $M$  (рис. 12-48), а также величину фильтрационного расхода  $Q$ .

Решение. 1. Скорость фильтрации в точке  $M$  (определяется как средняя на пути фильтрации между линиями  $\varphi_2$  и  $\varphi_3$ )

$$u_M = k \frac{H}{n \Delta s} = 0,1 \frac{8}{8 \cdot 2,5} = 0,04 \text{ см/сек} = 0,04 \frac{86400}{100} = 34,5 \text{ м/сутки}.$$

Давление

$$p = \gamma(H_M - z_M) = \gamma \left[ \left( H_0 - \frac{H}{n} t - \frac{H}{n} \frac{\Delta s_M}{\Delta s} \right) - z_M \right] = 1000 \left( 30 - \frac{8}{8} \cdot 2 - \frac{8}{8} \cdot \frac{1,5}{2,5} \right) - 16,00 = 1000 (30 - 2 - 0,6 - 16,0) = 1000 \cdot 11,40 = 11400 \text{ кгс/м}^2.$$

Фильтрационный расход под сооружением (на единицу длины плотны) равен:

$$Q = k H \frac{m}{n} = 0,1 \cdot 800 \frac{4}{8} = 40 \text{ см}^3/\text{сек на 1 см длины}$$

или

$$Q = 40 \frac{100 \cdot 86400}{100^3} = 345 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

Построение гидродинамической сетки. Построить гидродинамическую сетку возможно различными способами.

Так как линии  $\varphi$  и  $\psi$  в геометрическом отношении не зависят ни от коэффициента фильтрации  $k$ , ни от напоров  $H_1$  и  $H_2$ , зависят только от геометрических форм грани данной области фильтрации, то две гидродинамические сетки будут геометрически подобны между собой, если геометрически подобны их границы. Благодаря этому свойству можно пользоваться готовыми сетками, полученными для различных частных случаев.

Точное построение производится по найденным теоретическим путем выражениям функций  $\varphi$  и  $\psi$ . В этом

1 Перпендикулярно чертежу рис. 12-48, а также рис. 12-49.

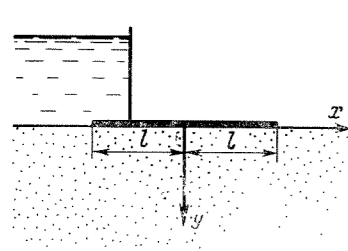


Рис. к табл. 12-7.

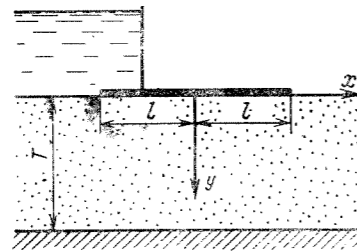


Рис. к табл. 12-8.

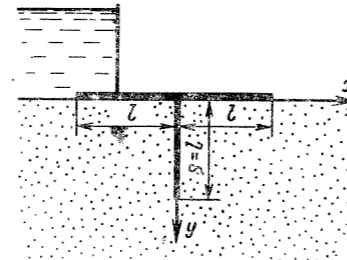


Рис. к табл. 12-9.

Таблица 12-7

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета при бесконечно глубоком проницаемом слое ( $l=1$  м)

Y	X=0		X=0,1π		X=0,2π		X=0,3π		X=0,4π		X=0,5π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0,309	0	0,588	0	0,809	0	0,951	0	1,000	0
0,1π	0	0,320	0,324	0,304	0,618	0,259	0,850	0,183	0,999	0,099	1,050	0
0,2π	0	0,372	0,372	0,339	0,708	0,544	0,975	0,395	1,145	0,208	1,208	0
0,3π	0	1,085	0,455	1,031	0,838	0,878	1,193	0,638	1,403	0,385	1,475	0
0,4π	0	1,611	0,583	1,532	1,115	1,308	1,534	0,748	1,804	0,498	1,898	0
0,5π	0	2,299	0,774	2,185	1,474	1,860	2,028	1,351	2,283	0,710	2,507	0

Примечания: 1. Таблица дана для положительных значений x, для симметричной части сетки движения значения абсцисс (отрицательные) берутся те же, но со знаком минус.

2. Здесь и в последующих таблицах  $X=X(x, y)$  и  $Y=Y(x, y)$  выражают собой уравнения;  $X(x, y)=const$  — линии потенциала скорости и  $Y(x, y)=const$  — линии тока соответственно функции комплексного переменного  $Z=X(x, y)+iY(x, y)$ . Буквами x и y обозначены координаты.

Таблица 12-8

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета при конечной глубине проницаемого слоя при  $l/T=0,25$  (координаты x и y даны в долях π) и при  $T=π/2$

Y	X=0		X=1/4 K		X=1/2 K		X=3/4 K		X=K	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0,392	0	0,151	0	0,229	0	0,250	0
1/4 K'	0	0,101	0,698	0,074	0,187	0,078	0,252	0,049	0,276	0
1/2 K'	0	0,217	0,113	0,206	0,228	0,174	0,320	0,106	0,369	0
3/4 K'	0	0,350	0,135	0,343	0,280	0,313	0,455	0,229	0,572	0
K'	0	0,500	0,147	0,500	0,312	0,500	0,573	0,500	0	0

Примечания: 1. Координаты сетки движения даны для правой симметричной половины рисунка ( $x > 0$ ).

2.  $K$  — полный эллиптический интеграл первого рода  $\int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1-\lambda^2 \sin^2 \varphi}}$  при модуле  $\lambda = th l$ ;  $K'$  — полный эллиптический интеграл

первого рода при дополнительном модуле  $\lambda' = \sqrt{1-\lambda^2}$ . Числовые значения  $K$  и  $K'$  могут быть определены по таблице.

Таблица 12-9

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета со шпунтом длиной  $s=1$  при бесконечно глубоком проницаемом слое и симметричном расположении шпунта относительно основания сооружения ( $l=1$  м)

Y	X=0		X=0,1π		X=0,2π		X=0,3π		X=0,4π		X=0,5π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	1,000	0	0,900	0	0,555	0,555	0	0,309	0	1,09	0
0,1π	0	1,098	0,196	1,006	0,430	0,742	0,742	0,430	1,005	0,193	1,098	0
0,2π	0	1,380	0,368	1,293	0,728	1,057	1,057	0,728	1,293	0,368	1,380	0
0,3π	0	1,832	0,542	1,732	1,046	1,458	1,458	1,046	1,732	0,542	1,832	0
0,4π	0	2,490	0,758	2,362	1,453	2,005	2,005	1,453	2,362	0,758	2,490	0
0,5π	0	3,400	1,046	3,232	1,994	2,747	2,747	1,994	3,232	1,046	3,400	0

Примечание. Координаты даны для правой симметричной половины рисунка ( $x > 0$ ).

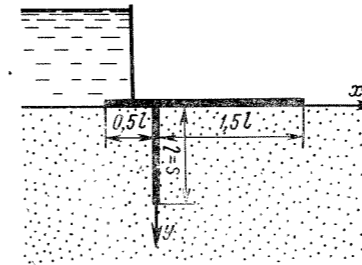


Рис. к табл. 12-10.

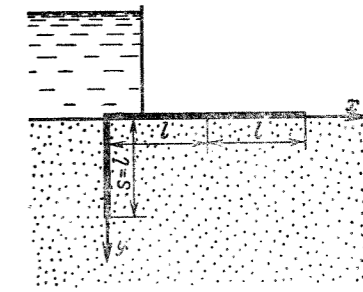


Рис. к табл. 12-11.

Таблица 12-10

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета с одним шпунтом длиной  $s=l$ ; шпунт расположен на расстоянии  $0,5l$  от одного из краев флютбета; водопроницаемый слой бесконечной глубины ( $l=1$  м)

Y	X=-0,5π		X=-0,4π		X=-0,3π		X=-0,2π		X=-0,1π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	-1,500	0	-1,415	0	-1,151	0	-0,667	0	0	0,608
0,1π	-1,588	0	-1,501	0,157	-1,245	0,348	-0,818	0,553	-0,424	0,842
0,2π	-1,850	0	-1,775	0,348	-1,500	0,680	-1,111	0,986	-0,668	1,240
0,3π	-2,295	0	-2,187	0,550	-1,885	1,033	-1,429	1,446	-0,888	1,726
0,4π	-2,949	0	-3,816	0,770	-2,435	1,471	-1,846	2,037	-1,115	2,411
0,5π	-3,880	0	-3,702	1,070	-3,195	2,042	-2,406	2,818	-1,417	3,321

Y	X=0		X=0,1π		X=0,2π		X=0,3π		X=0,4π		X=0,5π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0,940	0	0,994	0	0,853	0	0,546	0,307	0	0,500	0
0,1π	-0,150	1,030	0,050	1,088	0,225	0,939	0,382	0,646	0,558	0,295	0,647	0
0,2π	-0,245	1,380	0,138	1,361	0,485	1,136	0,740	0,844	0,931	0,434	1,004	0
0,3π	-0,289	1,855	0,279	1,781	0,770	1,543	1,163	1,112	1,420	0,588	1,520	0
0,4π	-0,318	2,551	0,470	2,442	1,176	2,089	1,732	1,522	2,090	0,795	2,211	0
0,5π	-0,321	3,500	0,746	3,340	1,728	2,844	2,500	2,070	2,993	1,057	3,167	0

Таблица 12-11

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета с одним шпунтом длиной  $s=l$ ; шпунт расположен у верхнего края флютбета; водопроницаемый слой бесконечной глубины ( $l=1$  м)

Y	X=-0,5π		X=-0,4π		X=-0,3π		X=-0,2π		X=-0,1π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	-2,000	0	-1,921	0	-1,659	0	-1,220	0	-0,513	0
0,1π	-2,102	0	-2,011	0,180	-1,742	0,352	-1,317	0,519	-0,779	0,728
0,2π	-2,375	0	-2,275	0,367	-1,989	0,711	-1,515	1,012	-0,009	1,261
0,3π	-3,842	0	-2,728	0,581	-2,390	1,110	-1,870	1,549	-1,288	1,841
0,4π	-3,565	0	-3,414	0,810	-2,988	1,605	-2,319	2,221	-1,486	2,633
0,5π	-4,585	0	-4,385	1,175	-3,824	2,262	-2,900	3,102	-1,824	3,658

Y	X=0		X=0,1π		X=0,2π		X=0,3π		X=0,4π		X=0,5π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0,783	0	0,993	0	0,943	0	0,724	0	0,389	0	0
0,1π	-0,024	0,993	—	1,111	0,155	1,023	0,297	0,781	0,382	0,418	0,416	0
0,2π	-0,475	1,425	—	1,440	0,365	1,278	0,646	0,953	0,822	0,508	0,882	0
0,3π	-0,547	2,002	0,112	1,927	0,654	1,989	1,097	1,243	1,353	0,658	1,462	0
0,4π	-0,582	2,793	0,303	2,679	1,097	2,295	1,703	1,676	2,109	0,883	2,244	0
0,5π	-0,594	3,860	0,610	3,680	1,699	3,140	2,558	2,286	3,110	1,200	3,300	0

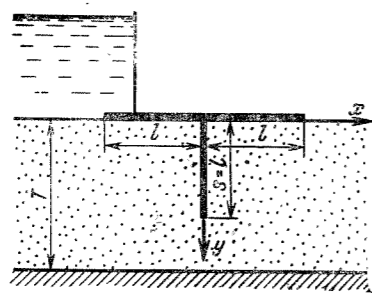


Рис. к табл. 12-12.

Таблица 12-12

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета с центральным шпунтом, водопроницаемый слой конечной глубины T (координаты x и y даны в долях π).  
Принято:  $T = \pi/2$ ;  $l = T/2 = \pi/4$ ;  $s = l = \pi/4$

y	X=0		X=1/4 K		X=1/2 K		X=3/4 K		X=K	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0π	0	0,250	0	0,217	0	0,081	0,200	0	0,250	0
1/4π	0	0,270	0,051	0,243	0,132	0,163	0,238	0,077	0,285	0
1/2π	0	0,322	0,089	0,306	0,204	0,246	0,318	0,155	0,379	0
3/4π	0	0,407	0,111	0,405	0,255	0,375	0,441	0,285	0,588	0
π	0	0,500	0,123	0,500	0,268	0,500	0,494	0,500	—	0,500

Примечания: 1. Координаты даны для правой симметричной половины фигуры (x > 0).  
2. K и K' — полные эллиптические интегралы 1-го рода при модулях λ и λ':

$$\lambda = \cos s \sqrt{\sin^2 s + \text{tg}^2 s}; \quad \lambda' = \sqrt{1 - \lambda^2}.$$

случае вычисляются координаты z и y линий φ и ψ и по ним строится соответствующая гидродинамическая сетка. Ниже приводятся таблицы координат, полученные Н. Н. Павловским для ряда конкретных частных случаев.

Приближенное построение сетки возможно или опытно-лабораторным путем на специальных приборах (метод ЭГДА — метод электрогидродинамических аналогов, предложенный Н. Н. Павловским), или графически — путем приближенного построения линий φ и ψ «от руки», «на глаз».

В последнем случае построение производится не сразу, а рядом попыток, так чтобы линии φ и ψ были повсюду ортогональны между собой и чтобы они образовывали криволинейные квадраты. С этой целью надо стремиться проводить линии φ и ψ так, чтобы средние линии Δs и Δb в каждом квадрате были равны между собой, должно быть равенство Δs = Δb (рис. 12-49).

Начиная построение сетки, следует иметь в виду, что подземный контур сооружения и линия водоупора являются крайними линиями тока φ, а линии дна верхнего и нижнего бьефов являются начальной и конечной линиями равного напора ψ. Для успешного построения гидродинамической сетки требуется некоторый опыт. Начиная построение, полезно пользоваться готовыми сетками для сходных с данным случаем условий.

Таблицы для построения гидродинамической сетки по точному гидромеханическому методу Н. Н. Павловского

В приведенных расчетных схемах и таблицах 12-7—12-12 приняты обозначения:

2l — длина флютбета; l — полудлина флютбета; s — длина шпунта; T — глубина водопроницаемого грунта.

При гидромеханическом решении различных схем были использованы не действительные размеры сооружений, а приведенные, т. е. соответствующие напору  $H = H_1 = 1$  м;  $k = 1$  м/сек и единичному значению харак-

терного размера, поэтому для получения действительных размеров необходимо результаты умножить на масштабный коэффициент, разный для различных схем. В табл. 12-7—12-12 даны числовые значения координат для построения гидродинамической сетки для различных схем подземных контуров сооружений. Используя приведенные таблицы координат сетки движения, можно построить сетку для конкретных задач, соответствующих схемам, указанным в таблицах.

На построенной в некотором масштабе схеме флютбета намечаются точки, координаты которых берутся из таблиц. Соединяя ленточной кривой точки, координаты которых лежат в одной строчке таблицы, получим линию тока; линия, проведенная через точки, координаты которых помещены в одном столбце таблицы, будет линией равных напоров (или эквипотенциальной линией).

Для случаев, не имеющих теоретического решения для построения сетки движения, можно использовать графический способ. Графический способ построения гидродинамической сетки применим на любых стадиях проектирования, однако для ответственных сооружений следует воспользоваться экспериментальными методами построения сетки (метод ЭГДА).

Определение силы суммарного давления фильтрационного потока на подошву гидротехнического сооружения

При расчете гидротехнического сооружения на устойчивость необходимо знать силы, действующие на данное сооружение, и среди них силы фильтрационного давления. Для определения этих последних сил полезно пользоваться эпюрами распределения гидродинамического давления. Эпюры давления можно построить, определяя величины  $p/\gamma$  для ряда точек подземного контура (обычно для всех точек пересечения линий равного напора с линией подземного контура) и откладывая соответствующие отрезки  $p/\gamma$  (в принятом масшта-

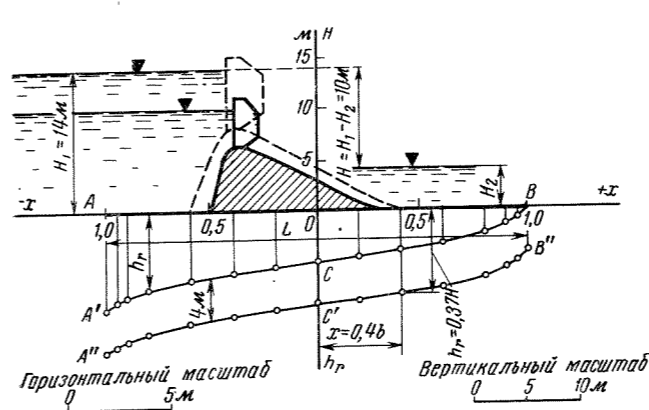


Рис. 12-50.

бе) от этих точек перпендикулярно к линии контура (рис. 12-50).

Например, для линии AB вычисляем гидродинамическое давление в точках A и B

$$p_A/\gamma = H_A - z_A \quad \text{и} \quad p_B/\gamma = H_B - z_B$$

и откладываем отрезки  $p_A/\gamma$  и  $p_B/\gamma$  соответственно от точек A и B перпендикулярно к линии AB. Тогда трапеция AA''B''B' представит собой приближенно эпюру распределения фильтрационного давления на участке AB.

Построить эпюру давления более точно можно, определяя  $p/\gamma$  для точек пересечения линий φ с контуром сооружения (в промежутке между точками A и B). Полная сила P фильтрационного давления на данный участок контура равна площади эпюры Ω. При этом силу  $P_y$  найдем как произведение площади эпюры Ω на объемный вес жидкости γ, т. е. по формуле  $P_y = \gamma \Omega$ . Эта сила  $P_y$  направлена перпендикулярно к линии контура и проходит через центр тяжести эпюры.

Примечание. Иногда гидродинамическое давление на подошву сооружения определяется как сумма взвешивающего давления (прямоугольная площадь эпюры  $H_2$ ), возникающего от заглубления подошвы сооружения относительно уровня воды в нижнем бьефе, и фильтрационного давления от напора  $H = H_2 - H_1$ , определяемого площадью остальной части эпюры давления. Фильтрационное давление по подошве неодинаково, оно максимально у верхнего и равно нулю у нижнего края флютбета.

Построение эпюры гидродинамического давления на подошву для некоторых схем подземного контура гидротехнических сооружений можно производить, используя приводимые таблицы, полученные в результате точного решения задачи фильтрации под гидротехническими сооружениями по методу Н. Н. Павловского (табл. 12-13—12-21). В таблицах даны относительные величины давлений  $h_r = h/H$ .

Пример. Построить эпюру гидродинамического давления для плоского флютбета на проницаемом основании бесконечной глубины для схемы, указанной на рис. 12-50. Дано: глубина воды в верхнем бьефе  $H_1 = 10$  м; в нижнем  $H_2 = 0$  м, следовательно,  $H = H_1 - H_2 = 10$  м. Длина непроницаемого подземного контура AB равна  $L = 2l = 20$  м ( $b = 10$  м).

Решение. 1. Воспользуемся табл. 12-14 и примем для построения эпюры ось Oy за ось  $h_r$ . Ось  $h_r$  направим из середины отрезка AB вертикально вниз. Координаты эпюр гидродинамического давления, т. е. координаты эпюр A''C''B'' (находим, умножая координаты, указанные в табл. 12-14, на 10 (так как в таблице координаты даны для напора  $H = 1,0$ )).

Примечание. Если по заданию в нижнем бьефе глубина воды  $H_2$  не равна нулю, например  $H_2 = 4$  м, то при том же напоре  $H = H_1 - H_2 = 10$  м, общее давление на подземный контур соответственно увеличилось бы, линия эпюры A''C''B'' опустилась вниз на величину  $H_2$  и заняла положение A''C''B'' (рис. 12-50).  
2. Суммарное полное давление, т. е. сила, с которой филь-

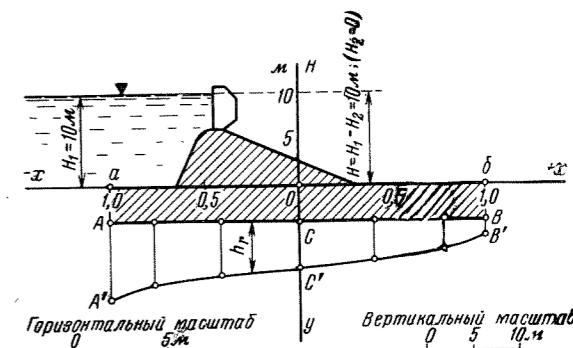


Рис. 12-51.

трационный поток действует на весь подземный контур сооружения (по линии AB), определяется как произведение площади эпюры (площадь AA''B'' в первом случае и площадь AA''C''B''B' во втором случае) на объемный вес γ, т. е.

$$P_y = \gamma_{пл} [AA''B''],$$

или

$$P_y = \gamma_{пл} [AA''C''B''B'].$$

Сила  $P_y$  проходит через центр тяжести эпюры.

Если фундамент сооружения углублен на величину t, то для построения эпюры давления надо воспользоваться табл. 12-14. Допустим  $t = 0,4l$ , тогда абсциссы x берем из третьей горизонтальной строчки табл. 12-14, относящейся к значению  $t/l = 0,4$ .

3. Итак, в предположении, что глубина воды в верхнем бьефе  $H_1 = 10$  м, а в нижнем  $H_2 = 0$  (первый случай данного примера), будем иметь следующие координаты линии A''C''B'' эпюры давления (рис. 12-51):

$h_r = 0,813$	0,80	0,70	0,60	0,50	
$x = -1,000$	-0,987	-0,968	-0,769	-0,415	
$h_r = 0,50$	0,40	0,30	0,214	0,20	0,187
$x = 0,00$	+0,415	+0,769	+0,968	+0,987	+1,0

Здесь значения  $h_r$  выписаны непосредственно из таблицы для положительных абсцисс x, а для соответствующих отрицательных x величина  $h_r$  определена как дополнение к единице. Так, например, при  $x = +0,415$  по таблице имеем  $h_r = 0,40$ , тогда при  $x = -0,415$  определяем  $h_r = 1,0 - 0,40 = 0,60$  и т. д. Эпюра давления приведена на рис. 12-51.

Фильтрационное давление суммарно на весь подземный контур равно:

$$P_{ср} = \gamma_{пл} [AC''B''C''A''].$$

Сила взвешивающего давления равна:

$$P_y = \gamma_{пл} [ab''C''A''].$$

### б) ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ПО МЕТОДУ Р. Р. ЧУГАЕВА

Область фильтрации под водосливной плотиной (рис. 12-52) ограничивается двумя крайними линиями тока, одна из которых совпадает с подземным контуром сооружения, а вторая по предложению Р. Р. Чугаева с линией «расчетной» плоскости водоупора. Предполагается, что область за пределами указанной плоскости водоупора не влияет заметно на выделенный основной фильтрационный поток. Затем подземный контур делится характерными точками 1, 2, 3... на ряд уча-

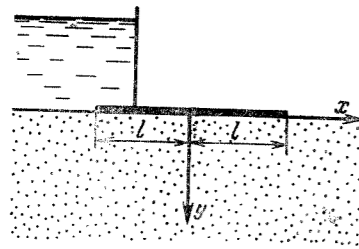


Рис. к табл. 12-13.

Таблица 12-13

Координаты для построения эпюры давлений на подошву плоского флютбета на проницаемом основании бесконечной глубины. Длина флютбета  $2l$ ;  $H=1$ ; абсциссы  $x$  приняты в долях  $l$

$x$	-1,0	-0,95	-0,9	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2
$h_r$	+1,0	+0,90	+0,86	+0,80	+0,71	+0,63	+0,56
$x$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	0,95
$h_r$	0,50	0,44	0,37	0,29	0,21	0,14	0,10

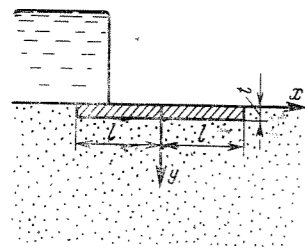


Рис. к табл. 12-14.

Таблица 12-14

Координаты для построения эпюры давлений на подземный контур для прямоугольного флютбета толщиной  $t$  на проницаемом основании бесконечной глубины. Напор  $h_r = h/N$  дан в долях  $N$  в зависимости от  $t/l$ ; абсциссы  $x$  даны в долях от  $l$

$t/l$	Значения абсциссы $x$ при различных $h_r$						
	0,50	0,40	0,30	0,214	0,200	0,187	0,141
0	0	0,309	0,588	0,783	0,809	0,833	0,903
0,2	0	0,372	0,696	0,931	0,931	—	1,00
0,4	0	0,415	0,769	0,963	0,987	1,000	—
0,6	0	0,453	0,832	1,00	—	—	—

Примечание. Координаты даны для правой половины флютбета, т. е. положительные значения  $x$ .

Таблица 12-17

Давление на подошву у верхнего конца и среднее давление на подошву плоского флютбета со шпунтом в начале флютбета. Давление  $h_r$  дано в долях от  $H$

$s/(2l)$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
$h_{r2}$	1,0	0,73	0,6	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28
$h_{rер}$	0,5	0,45	0,4	0,37	0,34	0,31	0,28	0,25	0,24	0,22	0,20

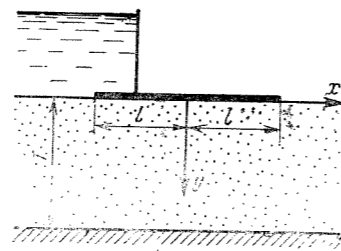


Рис. к табл. 12-15.

Таблица 12-15

Координаты для построения эпюры давления на подошву плоского флютбета на проницаемом основании глубиной  $T$ . Абсциссы  $x$  даны в долях от  $l$

$h_r$	Значения абсциссы $x$ при отношении $l/T$				
	2	1	2/3	1/2	1/4
0,5	0	0	0	0	0
0,4	0,243	0,274	0,287	0,296	0,309
0,3	0,485	0,538	0,559	0,571	0,583
0,2	0,720	0,771	0,787	0,796	0,809
0,1	0,914	0,941	0,943	0,946	0,951
0	1	1	1	1	1

Примечание. Координаты даны для правой симметричной половины эпюры ( $x > 0$ ).

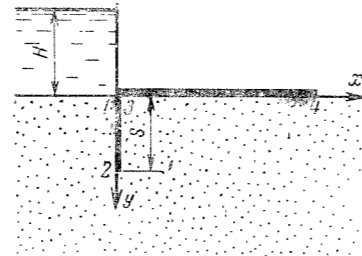


Рис. к табл. 12-16 и 12-17.

Таблица 12-16

Координаты для построения эпюры давлений на подошву сооружения для плоского флютбета на водопроницаемом слое бесконечной глубины со шпунтом длиной  $s=1/3 l$ , расположенным у верхнего конца, абсциссы  $x$  даны в долях  $l$  развернутого контура. Приведенный напор дан  $h_r$  в долях от  $H$

$x$	-1,33	1,09	-0,83	-0,74	-0,67	-0,62	-0,37
$h_r$	1,0	0,90	0,80	0,70	0,58	0,50	0,40
$x$	0	0,45	0,78	0,95	1,00		
$h_r$	0,36	0,3	0,2	0,1	0		

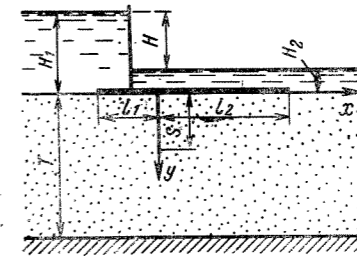


Рис. к табл. 12-18 и 12-19.

Таблица 12-18

Давление на подошву плоского флютбета со шпунтом. Длина шпунта  $s=0,3 T$ ; абсциссы  $x$ —в долях глубины водопроницаемого слоя  $T$ ; давление  $h_r$  дано в долях  $H$ ;  $T=\pi/2$

$l_1$	Значения давления $h_r$ в зависимости от $x$											$l_2$
	-0,75	-0,50	-0,25	-0(до шпунта)	+0(после шпунта)	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	
0	—	—	—	1,00	0,62	0,59	0,51	0,42	0,33	0,22	0	1,5
0,5	—	—	—	0,78	0,56	0,53	0,46	0,35	0,29	0,17	0	1,5
1,0	0,83	1,00	0,83	0,66	0,48	0,45	0,40	0,33	0,25	0,17	0	1,5
0	—	—	—	1,00	0,54	0,49	0,39	0,26	—	—	—	1,0
0,5	—	—	—	0,74	0,45	0,43	0,34	0,23	—	—	—	1,0
1,0	0,81	0,71	0,64	0,61	0,39	0,36	0,29	0,19	—	—	—	1,0

Таблица 12-19

Давление на подошву флютбета со шпунтом. Длина шпунта  $s=0,4 T$ ; абсциссы  $x$ —в долях глубины водопроницаемого слоя  $T$ ; давление  $h_r$  дано в долях  $H$

$l_1$	Значения давления $h_r$ в зависимости от $x$											$l_2$	
	0,75	-0,50	-0,25	-0	+0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50		1,70
0	—	—	—	1,00	0,63	0,60	0,55	0,45	0,41	0,34	0,23	0,17	2,0
0,5	—	—	—	0,84	0,58	0,55	0,51	0,45	0,39	0,29	0,25	0,16	2,0
1,0	0,9	0,83	0,76	0,73	0,52	0,50	0,45	0,40	0,34	0,23	0,22	0,14	2,0
0	—	—	—	1,00	0,53	0,53	0,44	0,39	0,30	0,20	0	—	1,5
0,5	—	—	—	0,82	0,51	0,49	0,43	0,36	0,28	0,19	0	—	1,5
1,0	0,85	0,72	0,71	0,69	0,45	0,43	0,38	0,32	0,24	0,16	0	—	1,5
1,5	0,72	0,67	0,62	0,60	0,40	0,38	0,33	0,28	0,22	0,15	0	—	1,5
0	—	—	—	1,00	0,47	0,43	0,35	0,24	0	—	—	—	1,0
0,5	—	—	—	0,77	0,42	0,39	0,32	0,22	0	—	—	—	1,0
1,0	0,82	0,73	0,67	0,64	0,36	0,38	0,27	0,18	0	—	—	—	1,0

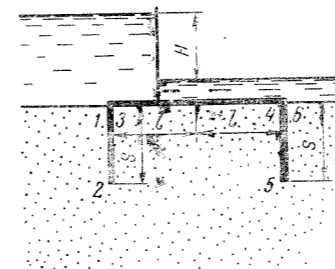


Рис. к табл. 12-20.

Таблица 12-20

Давление в характерных точках контура плоского флютбета с двумя шпунтами на концах. Длина шпунтов равна  $s$ ;  $l$ —полуширина флютбета. Водопроницаемый слой бесконечной глубины. Давление  $h_r$  дано для разных отношений  $s/l$  в долях от напора  $H$

$s/l$	Значения $h_r$ в точках			
	1	2	3	4
0,2	1,0	0,783	0,237	0,186
0,4	1,0	0,647	0,353	0,244
0,6	1,0	0,597	0,403	0,277

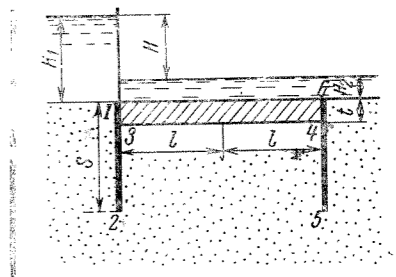


Рис. к табл. 12-21.

Таблица 12-21

Давление в характерных точках контура прямоугольного флютбета с двумя шпунтами на концах. Водопроницаемый слой бесконечной глубины. Давление дано в долях напора  $H$  для отношений  $s/l$  и  $t/l$

$s/l$	Значения $h_r$ в точках				
	$t/l$	1	2	4	5
0,4	0,20	1,0	0,706	0,294	0,225
0,60	0,40	1,0	0,686	0,314	0,255

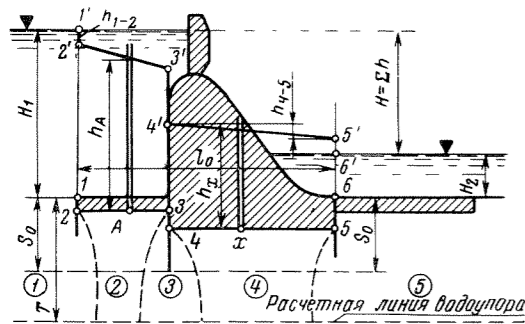


Рис. 12-52.

стков (на рис. 12-52) делится на пять участков) и из этих точек проводятся соответствующие линии эквипотенциали  $\varphi = \text{const}$  или линии равного напора, так как  $\varphi = -k_{\varphi}H$ . Эти линии  $\varphi = C$  делят область фильтрации на ряд зон — фрагментов.

Очевидно, что вдоль линии подземного контура от одной указанной точки до другой (или от одной линии  $\varphi_i = C$  до другой  $\varphi_{i+1} = C_{i+1}$ ) имеют место потери напора  $h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$  (на чертеже до  $h_5$ ). При этом суммарный потерянный напор будет равен:

$$H = \Sigma h,$$

где  $H$  — разность отметок верхнего и нижнего бьефов. Потерянный напор на каждом отдельном участке определяется по закону Дарси, т. е. из формулы

$$Q = k_{\varphi} \omega \frac{h}{L},$$

а именно

$$h = \frac{Q}{k_{\varphi}} \frac{L}{\omega}, \quad (12-88)$$

где  $Q, k_{\varphi}$  и  $h$  — соответственно фильтрационный расход, коэффициент фильтрации и потерянный напор на пути от одной линии  $\varphi_i = C_i$  до другой  $\varphi_{i+1} = C_{i+1}$ , а  $\omega$  и  $L$  — некоторая условная площадь и путь фильтрации для каждого из фрагментов области фильтрации. Обозначая  $\zeta = L/\omega$ , получаем:

$$h = \zeta \frac{Q}{k_{\varphi}}$$

и тогда можем написать:

$$H = \Sigma h = \Sigma \zeta \frac{Q}{k_{\varphi}} = \frac{Q}{k_{\varphi}} \Sigma \zeta.$$

Итак, получим основную расчетную зависимость

$$H = \frac{Q}{k_{\varphi}} \Sigma \zeta. \quad (12-89)$$

Здесь коэффициент  $\zeta$  называется коэффициентом сопротивления.

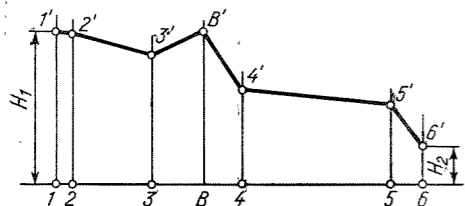


Рис. 12-53. Эюра давления вдоль подземного контура плотины.

Очевидно, что если известны коэффициенты сопротивления  $\zeta$  для всех фрагментов, ограниченных проведенными линиями равного напора (линиями равного потенциала скорости  $\varphi = C$ ), то можно полностью разрешить задачу о фильтрации под данным сооружением.

Последовательность решения этой задачи такова. Определяем сначала величину фильтрационного расхода по известным, как это почти всегда имеет место на практике, величине напора  $H$  и коэффициенте фильтрации  $k_{\varphi}$ , а также коэффициенту сопротивления, по формуле

$$Q = \frac{k_{\varphi} H}{\Sigma \zeta}.$$

Затем последовательно вычисляем потери напора и строим пьезометрическую линию (1', 2', 3', ..., 5') (рис. 12-52). Пользуясь построенной пьезометрической линией, определяем силу давления фильтрационного потока на подземный контур сооружения. Так, в точке  $A$  давление будет равно  $p_A = \gamma h_A$ , при этом величину  $h_A$  находим, измеряя ее по чертежу, аналогично можно найти давление в любой точке, например в точке  $x$ :  $p_x = \gamma h_x$ . Обычно строят эюру давления, вытягивая ломаную линию подземного контура в прямую линию (рис. 12-53).

Примечания. 1. Пользуясь описанным методом Р. Р. Чугаева, можно определить и скорость фильтрации в любой точке области фильтрации, однако результат будет весьма приближенным. Для определения скорости фильтрации  $v$  в данной точке надо провести через эту точку отрезок линии тока  $l_i$  до пересечения его с соседними линиями  $\varphi = C$ , а затем измерить его по чертежу, тогда скорость фильтрации определяется по формуле

$$v = k_{\varphi} \frac{h_i}{l_i}.$$

Обычно для определения поля скоростей пользуются иными, более точными приемами, например методом ЭГДА и др. 2. В виде дополнения приводим здесь указания по определению коэффициентов сопротивления  $\zeta$  для некоторых наиболее характерных фрагментов (рис. 12-54—12-58). На этих рисунках изображены различные расчетные формы фрагментов и приведены формулы, по которым вычисляются соответствующие коэффициенты  $\zeta$ .

Глубина заложения линии расчетного водоупора по предложению Р. Р. Чугаева определяется следующим образом. Прежде всего определяется глубина так называемой активной зоны  $T_{ак}$ , а затем она сопоставляется с глубиной заложения действительного водоупора  $T_{д}$ . Если  $T_{ак}$  окажется меньше  $T_{д}$ , то в качестве расчетной глубины водоупора принимается  $T_{ак}$ , и наоборот.

Следовательно, можно написать: если  $T_{ак} \geq T_{д}$ , то  $T_{расч} = T_{д}$ ; если  $T_{ак} < T_{д}$ , то  $T_{расч} = T_{ак}$ . Определение величины активной зоны  $T_{ак}$  производится различно для трех различных основных задач (по Р. Р. Чугаеву).

а) При построении эюры противодавления для горизонтальных элементов подземного контура или построении пьезометрической линии глубина активной зоны  $T_{ак}$  будет равна (рис. 12-52):

- при  $l_0/S_0 \geq 5$   $T_{ак} = 0,5l_0$ ;
- при  $5 \geq l_0/S_0 \geq 3,4$   $T_{ак} = 2,5S_0$ ;
- при  $3,4 \geq l_0/S_0 \geq 1,0$   $T_{ак} = 0,8S_0 + 0,5l_0$ ;
- при  $1,0 \geq l_0/S_0 \geq 0,0$   $T_{ак} = S_0 + 0,3l_0$ .

б) При определении максимального выходного пьезометрического уклона на поверхности дна нижнего бьефа активная зона равна  $T_{ак} = 2T_{ак}$ .

в) При определении фильтрационного расхода в основании плотины расчетная глубина водоупора  $T_{расч}$  принимается равной действительной глубине залегания водоупора, т. е.

$$T_{расч} = T_{д}.$$

3. Подробнее о фильтрационных расчетах по методу Р. Р. Чугаева см. ТУиН 125-57 Министерства электростанций СССР, 1958 г.

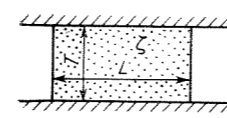


Рис. 12-54.

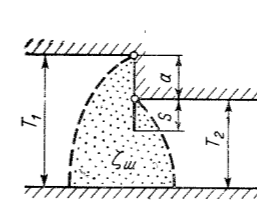


Рис. 12-55.

Рис. 12-54. К определению  $\zeta$ . При параллельном течении  $\zeta = L/T$ .

Рис. 12-55. К определению  $\zeta$ . При наличии внутреннего шпунта если  $0,5 \leq T_2/T_1 \leq 1,0$  и  $0,8 < s/T_2 < 0,96$ , то  $\zeta_{ш} = a/T_2 + 12(s/T_1 - 0,8) + 2,2$ ;

если  $0 < s/T_2 < 0,8$ , то  $\zeta_{ш} = a/T_1 + s/T_2 \left( 1,5 + \frac{0,5T_2}{T_2 - 0,75} \right)$ .

Рис. 12-56. К определению  $\zeta$ . При наличии верхового шпунта  $\zeta_{вх} = \zeta_{вхх} = \zeta_{ш} + 0,44$ . Если  $s = 0$ , то  $\zeta_{вх} = \zeta_{вхх} = a/T_1 + 0,44$ .

Рис. 12-57. К определению  $\zeta$ . При наличии верхового шпунта  $\zeta_{вх} = \zeta_{вхх} = 0,44$ .

Рис. 12-58. К определению  $\zeta$ . Горизонтальный элемент при наличии шпунтов, если  $l > 0,5(s_1 + s_2)$ , то  $\zeta_2 = \frac{l - 0,5(s_1 + s_2)}{T}$ ;

если  $l < 0,5(s_1 + s_2)$ , то  $\zeta_2 = 0$ .

в) МЕТОД КОНТУРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

На практике строительства гидросооружений давно считалось, что потеря напора  $H$  прямо пропорциональна длине подземного контура  $L$ , а скорость фильтрации вдоль контура равна:

$$v = k \frac{H}{L}. \quad (12-90)$$

При заданной определенной разности отметок свободной поверхности верхнего и нижнего бьефов  $H = H_1 - H_2$  скорость фильтрации будет меньше, чем больше длина подземного контура  $L$ . В связи с этим считалось, что для безопасности сооружения (в отношении размыва грунта под сооружением) длина подземного контура должна назначаться различной в зависимости от характера грунта, в зависимости от его способности сопротивляться размыву.

Опираясь на опыт эксплуатации многих сооружений, широко была распространена формула Бляя, по которой безопасная длина подземного контура вычислялась так:

$$L \geq CH, \quad (12-91)$$

где  $C$  — коэффициент, зависящий от характера грунта (табл. 12-22).

Таблица 12-22

Значения коэффициента  $C$  для определения длины пути по способу контурной фильтрации

Наименование грунта	$C$	$l_{ор}$
Ил и мельчайший песок	18	0,055
Мелкий песок	15	0,067
Грубозернистый песок	12	0,083
Гравий и гравелистый песок	5-9	0,11-0,20
Лесс, глинистые грунты	6-9	0,11-0,17
Щебень, смесь гальки с песком	4-6	0,11-0,25

Позже стали учитывать вертикальные пути фильтрации «приведенной длиной», равной утроенной длине вертикального пути. Наклонные пути с наклоном к горизонту более  $45^\circ$  считаются вертикальными, а при наклоне менее  $45^\circ$  — горизонтальными.

Минимально необходимая приведенная длина подземного контура сооружения в этом случае будет:

$$L_0 = L_{верт} + \frac{1}{3} L_{гор} \geq C_0 H, \quad (12-92)$$

где  $L_{верт}$  — длина вертикальных путей;  $L_{гор}$  — длина горизонтальных путей; значения  $C_0$  даны в табл. 12-23\*.

Таблица 12-23

Значения коэффициента  $C_0$  для видоизмененного способа контурной фильтрации

Наименование грунта	$C_0$	$l_{ор}$
Очень мелкий песок, ил	8,5	0,12
Мелкий песок	7,0	0,14
Песок средней крупности	6,0	0,17
Крупный песок	5,0	0,20
Мелкий гравий	4,0	0,25
Гравий средней крупности	3,5	0,29
Крупный песок с гравием	3,0	0,33
Мягкая глина	3,0	0,33
Валуны с галькой и гравием	2,5	0,40
Глина средней плотности	2,0	0,50
Плотная глина	1,8	0,55
Очень плотная глина	1,6	0,67

12-9. ФИЛЬТРАЦИЯ В ОБХОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ (ПО В. И. АРАВИНУ)

Если береговой устоя опирается на водоупор, то считается возможным рассматривать боковую фильтрацию как плоскую задачу и расчет производить следующим образом:

1. Вычерчивается план берегового устоя, берег и границы водопроницаемого берегового слоя (рис. 12-59). Далее, предполагая, что урез воды в верхнем бьефе служит начальной линией  $\varphi_0$ , а в нижнем бьефе — конечной линией  $\varphi$ , и принимая очертание берегового устоя за линию тока  $\psi$ , строится сетка движения по одному из известных способов.

\* Давление на подошву флютбета, определенное по способу контурной фильтрации, в ряде случаев сильно отличается от полученного точного решения по Н. Н. Павловскому. Способ контурной фильтрации ввиду исключительной простоты получил широкое распространение в практике. Однако его следует допускать лишь для грубо приближенных предварительных расчетов и, кроме того, лишь в случае распластанного флютбета без шпунтов.

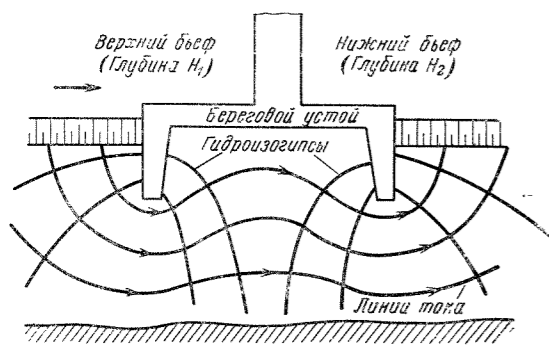


Рис. 12-59.

2. Полученные по сетке движения линии равных напоров будут линиями равных отметок свободной поверхности фильтрационного потока в обход сооружения.

3. Скорость фильтрации, одинаковая на одной вертикали для всех глубин, определяется по формуле

$$v = k \frac{\Delta H}{\Delta s}, \quad (12-93)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $\Delta H/\Delta s$  — гидравлический градиент, характеризующий изменение глубины потока  $H$  на участке  $\Delta s$  вдоль линии тока.

4. Расход фильтрации через сечение между двумя линиями тока на расстоянии  $\Delta l$  определяется по формуле

$$\Delta Q = v \Delta b h, \quad (12-94)$$

где  $\Delta b$  — расстояние между линиями тока. Полный расход фильтрации

$$Q = \Sigma v \Delta b h, \quad (12-95)$$

где  $h$  — глубина фильтрационного потока в данном месте сетки движения.

5. Фильтрационное давление на устоя определяется как гидростатическое давление при глубине воды  $h$  на данной вертикали, а изменение давления вдоль контура берется по сетке движения, вычерченной для устоя. Следовательно, усиление, воспринимаемое гранями устоя, определится по объему эпюры давления на грань.

## ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ С ПЕРЕМЕННЫМ РАСХОДОМ<sup>1</sup>

### 13-1. ОСНОВНОЕ УРАВНЕНИЕ

Основное уравнение установившегося движения с переменным по пути расходом в случае или только присоединения, или только отделения расхода может быть написано так (по И. М. Коновалову):

$$\frac{1}{g} \int \frac{(1-n)}{\omega} v dQ + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z + h_f = \text{const}, \quad (13-1)$$

где  $n = v_1/v$  — отношение проекции полной скорости присоединяемой (или отходящей) массы на направление движения к скорости основного потока; если присоединяемая масса движется перпендикулярно основному потоку, то  $v_1=0$  и  $n=0$ ;  $dQ$  и  $\omega$  — изменение расхода на длине  $ds$  и площадь живого сечения основного потока;  $h_f$  — потерянный напор.

Для открытых русел непризматической формы основное уравнение в дифференциальной форме можно написать так:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k \frac{Q}{g\omega^2} - \frac{dQ}{ds} + \frac{Q^2}{g\omega^2} \frac{\partial \omega}{\partial s} + i - i_f}{1 - \frac{Q^2}{g\omega^3} B}. \quad (13-2)$$

Для призматических  $\frac{\partial \omega}{\partial s} = 0$  и, следовательно,

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} + i - i_f}{1 - \frac{Q^2}{g\omega^3} B}. \quad (13-3)$$

Здесь  $k = (2 - v_1/v)$ .

Уравнения (13-2) и (13-3) в случае  $dQ/ds=0$ , т. е. при постоянном  $Q$  переходят в обычные уравнения неравномерного движения:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\frac{Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial s} + i - i_f}{1 - \frac{Q^2}{g\omega^3} B}$$

и

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - i_f}{1 - \frac{Q^2}{g\omega^3} B}. \quad (13-4)$$

<sup>1</sup> Теория движения жидкости с переменным по пути расходом еще не получила своего должного развития. Приводимые в справочнике данные надо рассматривать как приближенные решения, пригодные к практическому использованию в целях ориентировки и качественного анализа явлений. Проектные расчеты следует контролировать в гидравлических лабораториях.

Для закрытых «напорных» трубопроводов в условиях  $k = \text{const}$  основное уравнение приобретает вид:

$$k \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z + h = \text{const} \quad (13-5)$$

или в дифференциальной форме:

$$k \frac{v dv}{g} + d \left( \frac{p}{\gamma} + z \right) + \frac{Q^2}{k^2} ds = 0, \quad (13-5')$$

где  $K = \omega C \sqrt{R}$  — расходная характеристика.

### 13-2. ФОРМА СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ В ОТКРЫТОМ РУСЛЕ<sup>1</sup>

Форма свободной поверхности зависит от количественного отношения действующих сил и внешних условий и может быть крайне разнообразна.

Для призматических русел основные формы свободной поверхности представлены на рис. 13-1 и 13-2.

В предельных условиях возможны  $dh/ds=0$  и  $dh/ds=\pm\infty$ . При  $dh/ds=0$  знак производной  $dh/ds$  мо-

<sup>1</sup> Киселев П. Г. Закономерность в изменении глубины воды в канале призматической формы на участке бокового водослива. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук, М., 1942.

Уточнения условия образования кривых подпора и спада указаны А. Н. Патрашевым (Движение жидкости в канале с переменным расходом по пути, М., 1940) и Г. А. Петровым (Движение потока с изменением расхода вдоль пути, М., 1950).

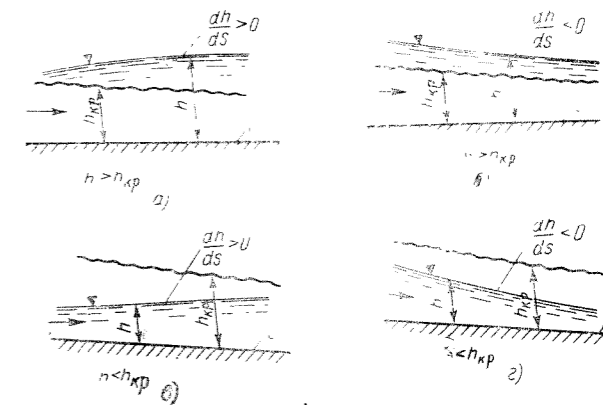


Рис. 13-1. Формы свободной поверхности при боковом сбросе расхода воды из канала ( $\frac{dQ}{ds} < 0$ ).

а и б — при  $i_f < \left( k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} + i \right)$ ;

б и в — при  $i_f > \left( k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} - i \right)$ .

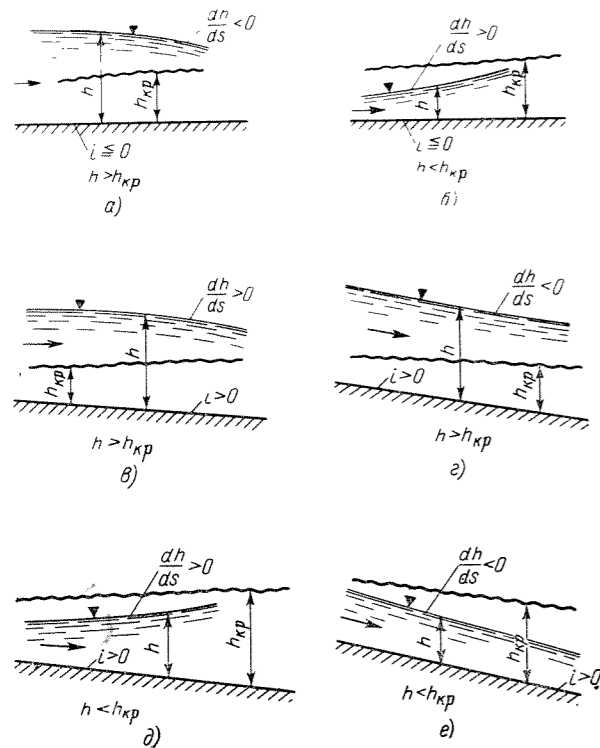


Рис. 13-2. Формы свободной поверхности воды в канале

при боковом притоке ( $\frac{dQ}{ds} > 0$ ).

а и б — при  $(-k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} + i - i_f) < 0$ ;

в — при  $i > (k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} + i_f)$ ;

г — при  $i < (k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} + i_f)$ ;

д — при  $i < (k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} + i_f)$ ;

е — при  $i > k \frac{Q}{g\omega^2} \frac{dQ}{ds} + i_f$ .

жет измениться. В практическом отношении наибольший интерес представляет случай  $h > h_0$  (рис. 13-1, а и б).

Для *непризматических* русел форма свободной поверхности может быть построена по формуле (13-2).

13-3. ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ С ПЕРЕМЕННЫМ РАСХОДОМ

а) КАНАЛ С БОКОВЫМ ВОДОСЛИВОМ (ПО П. Г. КИСЕЛЕВУ)

Особенностью истечения через боковой водослив является изменение расхода  $q$  вдоль порога, связанное с изменением величины напора  $H$  в зависимости от изменения уровня свободной поверхности в канале.

Для призматического канала форма свободной поверхности очень часто приобретает вид, указанный на рис. 13-3. В этом случае выше водослива в канале устанавливается «кривая спада», а ниже водослива — или равномерное движение с глубиной  $h_2 = h_0$ , или неравномерное с глубиной за водосливом  $h_2$ , определяемой независимо от бокового водослива условиями нижнего бьефа, например наличием подпора.

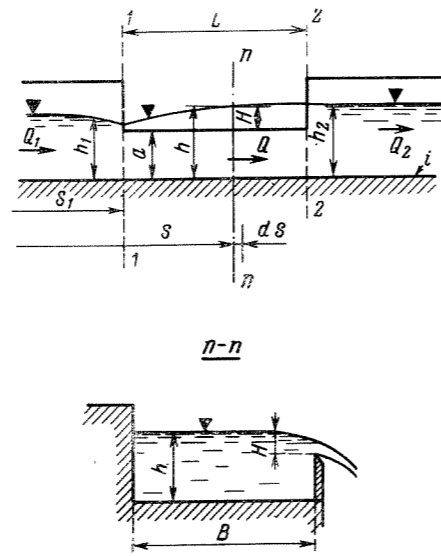


Рис. 13-3.

Расчет бокового водослива сводится к определению его расхода  $Q_{б.в}$  или длины порога бокового водослива  $L$ ; в обоих случаях расчеты связаны с одновременным определением глубины воды в канале. Основным способом решения этой задачи надо считать расчет по уравнению (13-2), а для призматических русел — по уравнению (13-3). Однако ввиду значительной трудоемкости такого расчета на практике обычно пользуются тем или иным приближенным способом расчета и эмпирическими формулами.

а) Расчет по основному уравнению. Для бокового водослива в призматическом канале прямоугольного сечения (рис. 13-4) основное уравнение в разностной форме имеет вид:

$$\frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{k \frac{Q}{gB^2 h^2} m \sqrt{2g} H^{3/2} + i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \left(\frac{h_{кр}}{h}\right)^3}, \quad (13-6)$$

где  $\Delta h$  — разность конечных глубин канала, равная  $\Delta H$  — разности конечных напоров на водосливе для расчетного участка длиной  $\Delta s$ ;  $\Delta s$  — длина расчетного участка;  $k$  — коэффициент (меньше 2,0), приближенно до определения его опытным путем можно принять равным 1,5—1,75;  $B$  — ширина канала;  $m$  — коэффициент расхода водослива, выбираемый в зависимости от его профиля (см. гл. 6);  $H$ ,  $Q$ ,  $h$ ,  $K$  и  $h_{кр}$  — напор на водосливе, расход, глубина, расходная характеристика и критическая глубина канала в среднем для данного расчетного участка длиной  $\Delta s$ .

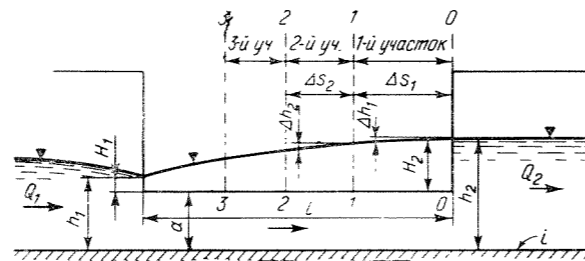


Рис. 13-4.

Расчет производим по участкам канала, начиная с нижнего по течению.

Общая схема расчета. Определяем глубину канала  $h_2$  в конечном сечении (по формуле  $Q = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2 i}$ ) и соответствующий концевой напор на водосливе  $H_2 = h_2 - a$ , где  $a$  — высота порога водослива над дном канала.

Затем задаемся разностью глубин в конечном и начальном сечениях первого участка канала  $\Delta h$  или, что то же,  $\Delta H$  — разностью напора на водосливе, так как  $\Delta h = \Delta H$  (рис. 13-4), и определяем  $\Delta s_1$  (задаваясь значениями  $\Delta s'_1$ ;  $\Delta s''_1$ ;  $\Delta s'''_1 \dots$ ), при котором удовлетворяется уравнение (13-6).

Найдя, таким образом, длину первого участка  $\Delta s_1$ , переходим к расчету следующего (вверх по течению) участка и т. д. Расчет заканчиваем тогда, когда сумма расходов отдельных участков бокового водослива будет равна заданному расходу, т. е. когда

$$\Delta Q_1 + \Delta Q_2 + \dots + \Delta Q_n = \Sigma \Delta Q = Q_{б.в.} \quad (13-7)$$

Искомая длина водослива получится как сумма

$$L = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \dots + \Delta s_n = \Sigma \Delta s. \quad (13-8)$$

Для облегчения вычислений рекомендуется предварительно построить вспомогательные графики:

1)  $q_{б.в} = m \sqrt{2g} H^{3/2} = f_1(H)$  — кривую расхода на

$1$  м длины бокового водослива (в пределах  $H=0$  и  $H=H_2$ , где  $H_2$  — напор в конечном сечении);

2)  $K = \omega C \sqrt{R} = f_2(h)$  — кривую расходной характеристики канала (в пределах  $h=a$  и  $h=h_2$ , где  $a$  — высота порога и  $h_2$  — глубина в канале в конце водослива);

3)  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = f(Q)$  — кривую критической гл-

бины канала (в пределах  $Q=Q_1$  и  $Q=Q_2$ , где  $Q_1$  и  $Q_2$  — заданные расходы в канале в начале и конце бокового водослива).

Вычисления удобнее производить в табличной форме (см. табл. 13-1) начиная с сечения 0 (створ в конце водослива) при известной глубине  $h_2$  (в конце водослива) и выбранной произвольно разности глубин  $\Delta h$ .

Вычисляем средний напор бокового водослива для данного участка  $H_{ср} = H_2 \pm \Delta h/2$ , что и записываем в соответствующую графу.

Удельный расход бокового водослива  $q$  при напоре  $H_{ср}$  берем по построенному, как сказано выше, вспомогательному графику.

Задаемся произвольно (в порядке попыток) длиной участка  $\Delta s_1$  и находим расход бокового водослива на данном участке  $\Delta Q = q \Delta s_1$  и средний расход канала  $Q_{ср} = Q_2 + \Delta Q/2$ .

Находим среднюю глубину воды в канале  $h_{ср} = h_2 + \Delta h/2$ .

Вычисляем вспомогательное число

$$N = k \frac{m \sqrt{2g}}{g} H_{ср}^{3/2} = \frac{kq}{g}$$

и затем величину первого слагаемого числителя  $N \frac{Q_{ср}}{\omega_{ср}^2}$ .

Длину расчетного участка получим по формуле  $\Delta s'_1 = \Delta h/I$  в соответствии с принятой (произвольно) разностью глубин начала и конца участка ( $\Delta h = \Delta H$ ) и вычисленным уклоном  $I$ . Если  $\Delta s'_1$  окажется равным

предварительно принятому  $\Delta s_1$ , то расчет данного участка считаем законченным и переходим к расчету следующего. В противном случае расчет надо повторить, задаваясь новым значением  $\Delta s_1$ .

Примечание. Расчет будет тем точнее, чем меньше приняты в расчете разности глубин  $\Delta h$ .

б) Способ расчета по «среднему напору». Обычно расчет бокового водослива на практике производят по «среднему напору». В этом случае для канала призматической формы имеем два уравнения:

$$\left. \begin{aligned} Q_{б.в} &= mL \sqrt{2g} H_{ср}^{3/2}; \\ h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} &= h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} + \left( \frac{Q_{ср}^2}{K_{ср}^2} - i \right) L \end{aligned} \right\} \quad (13-9)$$

или без учета гидравлических сопротивлений по длине канала

$$\left. \begin{aligned} Q_{б.в} &= mL \sqrt{2g} H_{ср}^{3/2}; \\ h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} &= h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} - iL, \end{aligned} \right\} \quad (13-10)$$

где  $Q_1$  и  $Q_2$  — расходы канала до водослива и за водосливом (рис. 13-4);  $Q_{ср}$  — средний из них, равный  $\frac{Q_1 + Q_2}{2}$ ;  $Q_{б.в} = Q_1 - Q_2$  — расход бокового водослива;

$m$  — коэффициент расхода бокового водослива, числовые значения которого принимаются в соответствии с профилем водосливной стенки (см. гл. 6) как для обычного водослива;  $L$  — длина бокового водослива;  $i$  — уклон дна канала;  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $\omega_1$  и  $\omega_2$  — глубина и площадь живого сечения канала в начале и конце водослива;  $H_1$  и  $H_2$  — напор в начале и конце водослива;

$H_{ср}$  — средний напор, равный  $\frac{H_1 + H_2}{2}$  (рис. 13-4), причем  $H_1 = h - a$  и  $H_2 = h_2 - a$  ( $a$  — высота порога над дном канала);  $K_{ср} = \frac{K_1 + K_2}{2}$  — средняя расходная характеристика канала; здесь  $K_1$  и  $K_2$  — расходные характеристики канала, соответствующие глубинам  $h_1$  и  $h_2$ .

Примечание. Среднюю расходную характеристику  $K_{ср}$  можно вычислить по формуле

$$K_{ср} = \omega_{ср} C_{ср} \sqrt{R_{ср}}$$

определяя

$$\omega_{ср} = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}; \quad C_{ср} = \frac{C_1 + C_2}{2}; \quad R_{ср} = \frac{R_1 + R_2}{2}.$$

Длина порога водослива определяется совместным решением двух уравнений (13-9), так как напор  $H_1$  неизвестен и не может быть определен независимо от расчета водослива. Расчет по этим уравнениям связан с неизбежной погрешностью, величина и знак которой (+ или —) не могут быть установлены заранее без контрольного расчета по основному уравнению (как указано выше).

Для получения более надежных и точных результатов при расчете по способу среднего напора следует производить расчет по участкам, начиная с самого нижнего, причем порядок расчета может быть принят, например, следующий: выбрав для расчетного участка (самого нижнего по течению) значение расхода  $\Delta Q^*$  и полагая, что все величины, кроме  $\Delta L$  и  $H_1$ , известны по заданию, решаем систему уравнений (13-10) относи-

\*  $\Delta Q = (Q' - Q_2) < Q_{б.в.}$ , где  $Q'$  — расход канала в начальном сечении расчетного участка.



Таблица 13-1  
Расчет бокового водослива (форма расчетной таблицы)

№ участка	№ поперечного сечения канала	$h_2, м$	$\Delta h, м$	$H_{ср}, м$	Удельный расход водослива $q, м^3/сек \cdot м$	Длина участка $\Delta s, м$	Расход бокового водослива на участке $\Delta Q = q \Delta s, м^3/сек$	Расход канала $Q_{ср} = Q_2 - \Delta Q/2, м^3/сек$	Глубина канала $h_{ср} = h_2 - \Delta h/2, м$	$N = k \frac{m \sqrt{2g} H^{3/2}}{g}$	Примечание
I	0 I										

тельно  $\Delta L$ . Получим два уравнения:

$$\left. \begin{aligned} \Delta L &= F_1(H_1); \\ \Delta L &= F_2(H_2). \end{aligned} \right\} (13-10')$$

Решаем их, задавая рядом значений  $H'_1, H''_1, H'''_1, \dots$  и находим соответствующие  $\Delta L', \Delta L'', \Delta L''', \dots$  по одному и по другому уравнению. Это позволяет построить две кривые  $F_1$  и  $F_2$  (рис. 13-5), точка пересечения которых дает значение  $\Delta L$  и  $H_1$  (решение системы) для данного участка с выбранным расходом бокового водослива  $\Delta Q$ . Далее переходим к следующему участку, для которого концевой напор  $H_2$  будет равен найденному начальному напору  $H_1$  первого расчетного участка и т. д.

Применение системы уравнений (13-10), т. е. решение задачи без учета гидравлических сопротивлений, допустимо для коротких водосливов и лишь в рамках указанных ниже ограничений. В этом случае, если, кроме того, принять  $iL=0$ , процесс расчета существенно упрощается, так как глубина  $h_2$  находится непосредственно по уравнению (13-9), после чего находится и напор  $H_2 = h_2 - a$ .

в) Способ расчета по условию постоянства удельной энергии сечения. Предполагая, что вдоль канала на протяжении бокового водослива соблюдается условие  $\mathcal{E} = h + \frac{v^2}{2g} = \text{const}$  (т. е.  $i = i_f$ ), основное уравнение (13-3) для призматического русла примет вид:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{k\omega Q m \sqrt{2gH}}{g\omega^3 - Q^2 B} (13-11)$$

а его интеграл может быть записан так:

$$s_2 - s_1 = L = \Phi(h_2) - \Phi(h_1). (13-12)$$

Этот интеграл для трапецидального сечения дан И. М. Коноваловым и С. А. Рудневым, но расчетные формулы имеют сложный вид и недостаточно удобны для практических целей.

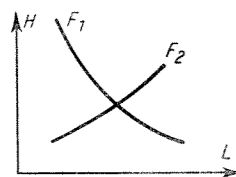


Рис. 13-5.

Для прямоугольного сечения решение дано де Марки, и уравнение записывается так:

$$L = \frac{B}{m} \left[ \Phi\left(\frac{h_2}{\mathcal{E}}\right) - \Phi\left(\frac{h_1}{\mathcal{E}}\right) \right], (13-12')$$

где  $B$  — ширина канала;  $m$  — коэффициент расхода водослива, а числовые значения функции  $\Phi(h/\mathcal{E})$  читаются по графику де Марки (рис. 13-6)\* в зависимости от отношения  $(a/\mathcal{E})$  ( $a$  — высота порога водослива).

Расчет по этой формуле с использованием графика довольно прост, но отсчеты по графику рис. 13-6 во многих случаях оказываются затруднительными и не дают удовлетворительной точности.

Применение этого способа, как равным образом и предыдущего, по уравнениям (13-10) при  $iL=0$  ограничено двумя условиями.

Первое ограничение. Расход канала  $Q_1$  до водослива не должен превосходить своего предела  $Q_{пред}$ , минимальная удельная энергия которого равна удельной энергии расхода  $Q_2$  за водосливом.

Это ограничение может быть выражено для канала прямоугольной формы так:

$$Q_1 \leq Q_{пред} = B \sqrt{g \left( \frac{2}{3} \mathcal{E}_2 \right)^3} = 1,71 B \left( h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right)^{3/2}, (13-13)$$

где  $B$  — ширина канала;  $h_2$  и  $v_2$  — глубина и скорость в канале за водосливом.

\* График заимствован из книги В. М. Маккавеева и И. М. Коновалова. «Гидравлика», М., 1940.

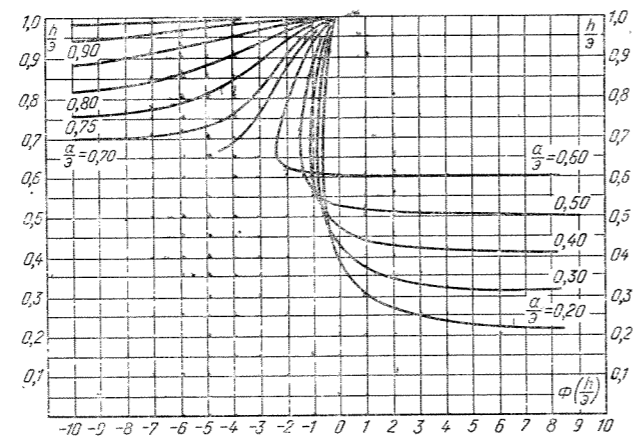


Рис. 13-6. Значения функции  $\Phi(h/\mathcal{E})$  при различных значениях отношения  $(a/\mathcal{E})$ .

Первое слагаемое $N \frac{Q_{ср}}{\omega_{ср}^2} + i - i_f$	Расходная характеристика $K_{ср} \cdot i, м^3/сек$	Гидравлический уклон $i_f = \left( \frac{Q_{ср}}{K_{ср}} \right)^2$	Числитель $N \frac{Q_{ср}}{\omega_{ср}^2} + i - i_f$	Критическая глубина канала (ср. дняя) $h_{к.ср} = \frac{h'_{к.ср} + h''_{к.ср}}{2}$	Знаменатель $1 - \left( \frac{h_{к.ср}}{h_{ср}} \right)^3$	Уклон свободной поверхности $i = \frac{\text{числитель}}{\text{знаменатель}}$	Длина участка по формуле $\Delta s_1 = \frac{\Delta h}{i}$	Примечание
							(получаем $\Delta s'_1$ )	Если получим $\Delta s''_1 = \Delta s$ , то переходим к расчету 2-го участка

Второе ограничение. Глубина  $h_1$  в канале перед водосливом, определяемая по уравнению

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2},$$

должна быть не менее заданной высоты порога водослива  $a$ , т. е. должно соблюдаться условие

$$h_1 > a. (13-14)$$

Если указанные два условия (13-13) и (13-14) не удовлетворяются, то расчет по системе уравнений (13-10), как и по (13-12), оказывается невозможным.

Пример. Канал прямоугольного сечения с шириной  $B=20 м$  с уклоном  $i=0,001$  имеет расход  $Q=59,2 м^3/сек$ . Боковой водослив с высотой порога  $a=1,10 м$  должен сбрасывать  $Q_{б.в.}=20 м^3/сек$ .  
1. Расход за водосливом в канале  $Q_2 = Q_1 - Q_{б.в.} = 39,2 м^3/сек$ . Соответственно глубина за водосливом  $h_2=1,4 м$  и удельная энергия равна:

$$\mathcal{E} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} = 1,4 + \frac{39,2^2}{2 \cdot 20^2 \cdot 1,4^2} = 1,5 м.$$

2. Определяем возможность применения рассматриваемого способа расчета.

Первое ограничение:  $Q_{пред} > Q = 59,2 м^3/сек$ .

$$Q_{пред} = 1,71 \cdot B \mathcal{E}_2 \sqrt{\mathcal{E}_2} = 1,71 \cdot 20 \cdot 1,5 \sqrt{1,5} = 62,8 > Q$$

и, следовательно, первое ограничение удовлетворяется.

Второе ограничение:  $h_1 > a$ . Находим  $h_1$  из уравнения

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2gB^2 h_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g(Bh_2)^2} = 1,4 + \frac{39,2^2}{2g(20 \cdot 1,4)^2} = 1,5$$

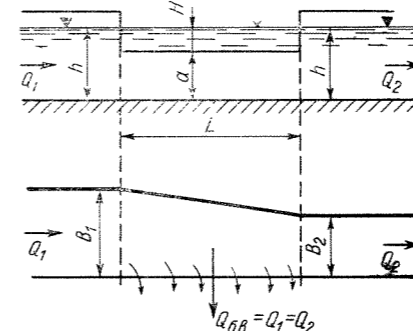


Рис. 13-7.

и, следовательно,

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g(Bh_1^2)^2} = 1,5.$$

Решая это уравнение подбором, находим  $h_1=0,97 м$ , т. е. меньше заданной высоты порога  $a$  ( $a=1,1 м$ ). Второе ограничение не удовлетворяется, и, следовательно, применение рассматриваемого способа расчета невозможно.

Если боковой водослив устроен в канале непризматической формы, то указанные выше формулы неприменимы.

г) Метод И. М. Коновалова. Для частного случая при постоянном напоре  $H$  за водосливом и глубине канала  $h$  И. М. Коновалов принимает изменение ширины канала по закону прямой, и тогда длина бокового водослива

$$L = \frac{Q_{б.в.}}{m \sqrt{2gH^{3/2}}}. (13-15)$$

При этом предполагается  $v = \text{const}$  по пути и соответственно ширина канала за водосливом (рис. 13-7)

$$B_2 = B_1 \frac{Q_2}{Q_1}. (13-16)$$

б) КАНАЛ С БОКОВЫМ ПРИТОКОМ

В практике часто применяется боковой отвод воды каналом от водослива (рис. 13-8). Обычно в таких условиях порог водослива устраивают почти параллельно оси отводящего канала, реже — под некоторым углом  $\alpha$ . Высотное положение канала может быть различно, все же желательно не допускать столь высокого его положения, при котором происходит «затопление» водослива.

Отводящий канал может быть постоянного и переменного сечения, с постоянным или переменным уклоном

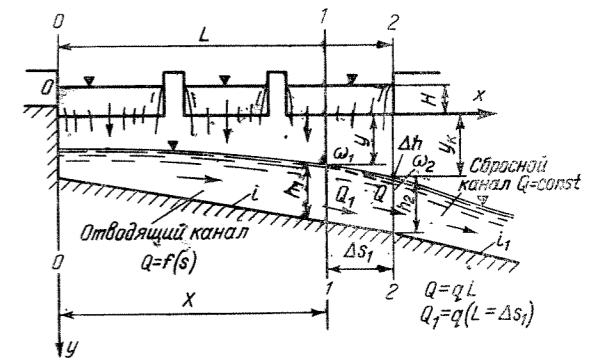


Рис. 13-8.

дна (такие вопросы при проектировании разрешаются путем экономического сопоставления вариантов).

Задача гидравлического расчета заключается или в определении глубины воды в канале  $h$  (переменной по пути) при заданных прочих величинах, или в подборе поперечных сечений канала при заданной линии его свободной поверхности. Более простым является случай незатопленного водослива, когда расход (приток) канала по пути изменяется равномерно:

$$\frac{dQ}{ds} = q = \text{const},$$

где  $q$  — удельный расход водослива, равный

$$q = m \sqrt{2g} H^{3/2}.$$

В соответствии с условием  $dQ/ds = q = \text{const}$  основное уравнение для непрямоугольного русла имеет вид:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k \frac{q^2 s}{g \omega^3} + \frac{(qs)^2}{g \omega^3} \frac{d\omega}{ds} + i - i_f}{1 - \frac{(qs)^2}{g \omega^3} B}, \quad (13-17)$$

а для призматического русла ( $\frac{d\omega}{ds} = 0$ )

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k \frac{q^2 s}{g \omega^3} + i - i_f}{1 - \frac{(qs)^2}{g \omega^3} B}, \quad (13-17')$$

причем коэффициент  $k=2$ , если порог водослива параллелен оси канала.

Вычисления по этим формулам, как и для бокового водослива, могут производиться методом конечных разностей. Порядок вычислений следующий. Пренебрегая величиной  $i_f$  ввиду малого влияния гидравлических сопротивлений и записывая уравнения (13-17) и (13-17') в разностной форме, получаем:

для непрямоугольного равномерно расширяющегося русла (с углом расширения  $\varphi$ ), т. е. при  $\frac{d\omega}{ds} =$

$$= 2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} h = ah$$

$$\Delta s = \frac{g \omega_{cp}^3 - (qs_{cp})^2 B_{cp}}{(qs_{cp})^2 ah_{cp} + ig \omega_{cp}^3 - k \omega_{cp} q^2 s_{cp}} \Delta h; \quad (13-18)$$

для призматического русла ( $\frac{d\omega}{ds} = 0$ )

$$\Delta s = \frac{g \omega_{cp}^3 - (qs_{cp})^2}{ig \omega_{cp}^3 - k \omega_{cp} q^2 s_{cp}} \Delta h. \quad (13-18')$$

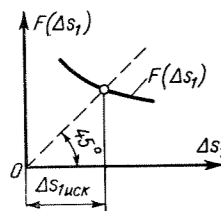


Рис. 13-9.

Расчет ведется по участкам, начиная с нижнего по течению, для которого все элементы потока ( $Q$ ,  $\omega$  и т. д.) известны по условиям нижнего бьефа.

В формулах (13-18) и (13-18')  $\omega_{cp}$ ,  $B_{cp}$  и  $h_{cp}$  обозначают средние значения площади живого сечения, ширины поверху и глубины канала для расчетного участка;  $q$  — расход водослива на 1 м длины;  $s_{cp}$  — длина канала (считая от начального верхнего сечения до середины данного расчетного участка);  $a = 2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$

$k$  — коэффициент, ориентировочно равный 1,75—2,00. Вычисления производим, задавая  $\Delta h$  и определяя соответственно ему значение  $\Delta s$ . Решать эту задачу лучше не подбором, а графо-аналитически.

Зная для конечного сечения расчетного участка величины  $h_2$ ,  $\omega_2$ ,  $B_2$  и задавая величиной  $\Delta h$ , находим сначала средние значения  $h_{cp} = (h_1 + h_2)/2$ ;  $\omega_{cp} = (\omega_1 + \omega_2)/2$  и  $B_{cp} = (B_1 + B_2)/2$ . Затем, полагая, что  $s = L - \Delta s/2$  ( $L$  — длина канала, равная длине водослива), вычисляем для ряда  $\Delta s'_1, \Delta s''_1, \Delta s'''_1, \dots$  значения правой части формул (13-18) или (13-18'), т. е. вычисляем ряд  $F(\Delta s'_1), F(\Delta s''_1), \dots$  и тогда графически находим искомую длину  $\Delta s_1$  расчетного участка (рис. 13-9).

Закончив расчет первого участка (самого нижнего по течению), переходим ко второму и т. д.

Расчет упрощается, если вычислять отношение  $\Delta s/\Delta h$  не по средним для участка величинам, а по значениям  $\omega$ ,  $B$  и  $h$  для конечных сечений каждого из расчетных участков, т. е. по формулам:

$$\Delta s = \frac{g \omega^3 - Q^2 B}{Q^2 ah + ig \omega^3 - k q \omega Q} \Delta h; \quad (13-17'')$$

для призматического русла

$$\Delta s = \frac{g \omega^3 - Q^2 B}{ig \omega^3 - k q \omega Q} \Delta h. \quad (13-18'')$$

Примечание. Если в нижнем конце канала (в сечении, отвечающем концу водослива) устанавливается критическая глубина  $h_{кр}$ , то производная  $dh/ds = \infty$ . В этом случае начинать расчет надо, принимая глубину  $h_2 > h_{кр}$ , например  $h_2 = 1,1 h_{кр}$ .

Пример. Дано: расход на 1 м длины водослива  $q = 20 \text{ м}^3/\text{сек}$ ;  $m$ : длина водослива  $L = 125 \text{ м}$ ; отводящий канал трапециевидной формы с откосами  $m = 0,5$  имеет ширину по дну в начальном сечении  $b_{нач} = 6,5 \text{ м}$  и в конце  $b_{кон} = 25 \text{ м}$ ; уклон дна канала  $i = 0,05$  на первых 53 м и  $i = 0,03$  на остальном протяжении 72 м; в конечном сечении устанавливается критическая глубина  $h_{кр} = 9,75 \text{ м}$  (найдем по  $\frac{\omega^3}{B_1} = \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1,10 \cdot 2 \cdot 500^2}{g} = 0,7 \cdot 10^6$ ).

Решение. 1. Так как канал непрямоугольной формы, то расчет выполняем по формуле (13-17''). Находим значение

$$a = 2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = \frac{b_{кон} - b_{нач}}{L} = \frac{25 - 6,5}{125} = 0,148.$$

Принимаем  $k=2$ . Вычисляем далее для конечного сечения (полагая  $h=10 \text{ м} > h_{кр}$ )

$$\begin{aligned} \omega &= (b + mh)h = (25 + 0,5 \cdot 10)10 = 300 \text{ м}^2; \\ B &= b + 2mh = 25 + 2 \cdot 0,5 \cdot 10 = 35 \text{ м}; \\ Q &= qL = 20 \cdot 125 = 2 \cdot 500 \text{ м}^3/\text{сек}. \end{aligned}$$

Тогда получим:

$$\begin{aligned} \frac{ds}{dh} &= \frac{g \omega^3 - Q^2 B}{ahQ^2 + ig \omega^3 - kq\omega Q} = \\ &= \frac{9,81 \cdot 300^3 - 2 \cdot 500^2 \cdot 35}{0,148 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 500^2 + 0,03 \cdot 9,81 \cdot 300^3 - 2 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 2 \cdot 500} = -3,2. \end{aligned}$$

Таблица 13-2

Расчет канала с боковым притоком (пример расчета)

№ сечения	$h$ , м	$b$ , м	$B$ , м	$\omega$ , м <sup>2</sup>	$Q$ , м <sup>3</sup> /сек	$\frac{ds}{dh}$	$\Delta h$ , м	$\Delta s = \frac{ds}{dh} \Delta h$ , м	Примечание
1	10,00	25,00	35,00	300	2 500	-3,2	+1,0	-3,20	} $i=0,03$
2	11,00	24,53	35,53	330	2 440	-12	+1,0	-12,10	
3	12,00	22,75	34,75	345	2 194	-24	+1,0	-24,0	
4	13,00	19,20	32,20	334	1 714	-42,5	+0,055	-32,7	} $i=0,05$
5	13,76	14,40	28,16	293	1 060	+100,0	-0,26	-26,0	
6	13,50	10,20	26,70	229	50	+62,0	-0,43	-27,0	

$\Sigma \Delta s = 125$

Примечания: 1. Значения  $\Delta s$  представляют собой расстояния между смежными сечениями (так,  $\Delta s = -3,2 \text{ м}$  есть расстояние между 1-м и 2-м сечениями,  $\Delta s = -12,1 \text{ м}$  есть расстояние между 2-м и 3-м сечениями и т. д.). Знак минус означает, что расстояние  $\Delta s$  откладывается в обратном потоку направлении.  
2. По данным таблицы можно построить линию свободной поверхности воды в канале  $h=f(\Delta s)$ . При этом надо учитывать падение дна канала в соответствии с его уклоном  $i$ .

Таким образом, для конечного сечения

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1}{\frac{ds}{dh}} = \frac{1}{-3,2} = -0,312$$

и, следовательно, глубина в канале убывает вниз по течению и, наоборот, возрастает вверх по течению.

2. Принимая разность глубины для первого расчетного участка (самого нижнего по течению)  $\Delta h = -1,0 \text{ м}$ , находим длину этого участка  $\Delta s = -3,2 \cdot 1,0 = -3,2 \text{ м}$ .

3. Переходим к следующему сечению, расположенному на расстоянии 3,2 м вверх от конечного сечения. Имеем:

$$h = h_{нач} - \Delta h = 10,0 + 1,0 = 11,0 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} \text{ширину по дну} \quad b &= 25 - 0,148 \Delta s = 24,53 \text{ м}; \\ \text{ширину по верху} \quad B &= 24,53 + 2 \cdot 0,5 \cdot 11 = 35,53 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{площадь живого сечения} \quad \omega &= 345 \text{ м}^2; \\ \text{расход} \quad Q &= q(L - \Delta s) = 20(125 - 3,2) = 2 \cdot 440 \text{ м}^3/\text{сек}. \end{aligned}$$

Далее продолжаем расчет так, как это указано выше для первого (концевого) сечения. Итоги сводим в табл. 13-2.

Приближенный метод расчета применим для ориентировочного определения размеров отводящего канала.

Задан уклон  $i$  дна в отводящем канале; расход  $Q$ , поступающий через водослив, а также угол  $\theta$ , образованный направлением оси отводящего канала и направлением порога водослива. Требуется определить глубину  $h$  и ширину  $b$  по дну канала ( $h$  и  $b$  будут различны для различных сечений).

Схема расчета. Пренебрегая гидравлическими сопротивлениями по пути (как небольшими в сравнении с падением свободной поверхности воды в канале), находим скорости течения для каждого расчетного поперечного сечения  $v_1, v_2, \dots, v_n$ . Затем определяем соответствующие расходы  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ , пользуясь формулой

$$Q_x = \frac{Q}{L} x = m \sqrt{2g} H^{3/2} x,$$

где  $m$ ,  $L$  и  $H$  — соответственно коэффициент расхода, длина порога и напор на водосливе, а  $x$  — расстояние от данного до начального сечения 0-0 (рис. 13-8).

По расходу и скорости находим площади поперечных сечений

$$\omega_n = \frac{Q_n}{v_n} (\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n).$$

Имея, таким образом, величины  $\omega$ , определяем искомые  $h$  и  $b$ , принимая по конструктивным условиям

соотношение  $\beta = b/h$  (оптимальное решение можно найти путем сопоставления ряда вариантов канала при различных  $i$ ,  $\theta$  и  $\beta = b/h$ ).

Последовательность вычислений поясняется на примере.

Пример. Дано: длина порога водослива  $L = 100 \text{ м}$ ; напор на водосливе  $H = 5 \text{ м}$ ;  $y_k = 5 \text{ м}$ ; расход  $Q = 2 \cdot 000 \text{ м}^3/\text{сек}$ ; угол  $\theta = 15^\circ$  ( $\alpha = \frac{\pi}{2} - \beta = 75^\circ$ ;  $\cos \alpha = 0,26$ ); коэффициент скорости  $\varphi = 0,90$ .

Определить размеры отводящего канала.

Решение. 1. Принимаем свободную поверхность в отводящем канале в виде прямой. причем ее отметку в начальном сечении принимаем равной отметке порога водослива, а в конечном сечении — ниже порога отметке порога водослива на величину  $y_k = 5 \text{ м}$ .

2. Определяем среднюю скорость  $v_k$  в конечном сечении канала 2-2 (рис. 13-8), решая квадратное уравнение

$$v_k^2 - A'v_k - B' = 0,$$

где

$$\begin{aligned} A' &= \frac{2}{3} \left( u_k + u_0 \sqrt{\frac{H}{y_k}} \ln \frac{\sqrt{y_k} + \sqrt{H+y_k}}{\sqrt{H}} \right); \\ B' &= \frac{2gy_k + u_0^2}{3}. \end{aligned}$$

Последовательно находим: скорость присоединяемого потока в начальном сечении (рис. 13-8, сечение 0-0)

$$u_0 = \varphi \cos \alpha \sqrt{2gH} = 0,90 \cdot 0,26 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5} = 2,32 \text{ м/сек};$$

скорость присоединяемого потока в конечном сечении (рис. 13-8, сечение 2-2)

$$\begin{aligned} u_k &= \varphi \cos \alpha \sqrt{2g(H + y_k)} = \\ &= 0,90 \cdot 0,26 \sqrt{2 \cdot 9,81 (5 + 5)} = 3,3 \text{ м/сек}; \end{aligned}$$

величины  $A'$  и  $B'$

$$\begin{aligned} A' &= \frac{2}{3} \left( u_k + u_0 \sqrt{\frac{H}{y_k}} \ln \frac{\sqrt{y_k} + \sqrt{H+y_k}}{\sqrt{H}} \right) = \\ &= \frac{2}{3} \left( 3,3 + 2,32 \sqrt{\frac{5}{5}} \ln \frac{\sqrt{5} + \sqrt{5+5}}{\sqrt{5}} \right) = 3,55 \text{ м/сек}; \end{aligned}$$

$$B' = \frac{2gy_k + u_0^2}{3} = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 5 + 2,32^2}{3} = 32,7 \text{ м}^2/\text{сек}^2.$$

Получим

$$v_k^2 - 3,55v_k - 32,7 = 0,$$

откуда  $v_k = 7,8 \text{ м/сек}$ .

Определяем размеры поперечного профиля канала в конечном сечении

$$\omega_k = \frac{Q}{v_k} = \frac{2 \cdot 000}{7,8} = 58 \text{ м}^2.$$

Таблица А  
Определение А и В

№ сечения	Расстояние от начального сечения x, м	Падение свободной поверхности y	$\frac{\sqrt{y+VH+y}}{\sqrt{H}}$	$A = \frac{2u}{3} = 0,693 \sqrt{5+y}$	$5,5 \ln \frac{\sqrt{y+VH+y}}{2,235}$	$\frac{2gy+5,4}{3}$	B
5-5	75	3,75	2,19	2,05	4,3	26,3	30,6
4-4	50	2,5	1,935	1,90	3,61	18,2	21,81
3-3	25	1,25	1,62	1,74	2,66	10,0	12,65
2-2	12,5	0,625	1,435	1,645	1,95	5,89	7,84
1-1	6,25	0,313	1,28	1,60	1,84	3,85	5,69

По конструктивным соображениям принимаем глубину воды  $h_k = 10$  м (на рис. 13-8 глубина  $h_2$ ), находим  $b_k = 25,8$  м (при этом получим  $\beta = b/h_2 = 2,58$ ).

3. Аналогично находим размеры промежуточных сечений, определяя соответственно скорость  $v$  по формуле

$$v^2 - Av - B = 0,$$

где  $A = \frac{2u}{3}$ ;

$$B = \frac{2}{3} v_k u_0 \sqrt{\frac{H}{y_k}} \ln \frac{\sqrt{y+VH+y}}{\sqrt{H}} + \frac{2gy + u_0^2}{3}$$

В этих формулах  $u = \varphi \cos \alpha \sqrt{2g(H+y)}$  — скорость присоединяемого потока в данном сечении;  $y = y_k x/L$  — падение свободной поверхности воды от начального сечения до данного расчетного (в нашем случае  $y = 5 \frac{x}{100} = 0,05x$ )

Далее расчет проводим в табличной форме (табл. А), предварительно определив

$$a = \frac{2}{3} v_k u_0 \sqrt{\frac{H}{y_k}} = \frac{2}{3} 3,50 \cdot 2,32 \sqrt{\frac{5}{5}} = 5,5;$$

$$\sqrt{H} = \sqrt{5} = 2,235;$$

$$u_0^2 = 2,32^2 = 5,4.$$

Составляем рабочую формулу

$$v^2 - \frac{2u}{3} v - 5,5 \ln \frac{\sqrt{y+VH+y}}{\sqrt{5}} + \frac{2gy + 5,4}{3} = 0$$

где

$$u = \varphi \cos \alpha \sqrt{2g(5+y)} = 1,035 \sqrt{5+y}.$$

По этой таблице получаем уравнения для вычисления средних скоростей в каждом из сечений<sup>1</sup>:

$$v_5^2 - 2,06v_5 - 30,6 = 0 \quad v_5 = 6,7 \text{ м/сек};$$

$$v_4^2 - 1,90v_4 - 21,81 = 0 \quad v_4 = 5,72 \text{ м/сек};$$

$$v_3^2 - 1,74v_3 - 12,66 = 0 \quad v_3 = 4,53 \text{ м/сек};$$

$$v_2^2 - 1,645v_2 - 7,84 = 0 \quad v_2 = 3,74 \text{ м/сек};$$

$$v_1^2 - 1,6v_1 - 5,61 = 0 \quad v_1 = 3,32 \text{ м/сек}.$$

По вычисленным значениям скорости в каждом сечении определяются размеры поперечного сечения канала. Расчет сведен в табл. Б.

Таблица Б

Определение размеров поперечного сечения канала

№ сечений	Q, м³/сек	v, м/сек	$\omega_1$	h, м	b, м	Примечание
5-5	1500	6,7	244	9,33	24,10	Здесь принято прямоугольное сечение и $\theta = 2,58$
4-4	1000	5,72	174	8,25	21,20	
3-3	500	4,53	110	6,53	16,75	
2-2	250	3,74	67	5,08	13,20	
1-1	125	3,32	37,5	3,74	9,65	

<sup>1</sup> Для конечного сечения соответствующее уравнение дано выше.

ГЛАВА  
ЧЕТЫРНАДЦАТАЯ

НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ

А. ВЕТРОВЫЕ ВОЛНЫ И ИХ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

14-1. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВОЛН В ОТКРЫТЫХ ВОДОЕМАХ

а) виды волн и их воздействий на сооружения и берега

Ветровые волны возникают на поверхности воды под воздействием ветра. Они делятся на вынужденные, свободные и смешанные.

Вынужденные волны — находящиеся под непосредственным воздействием ветра. Чаще всего они образуют трехмерную (пространственную) поверхность и могут быть определены как трехмерные волны.

Свободные волны или волны зыби распространяются после прекращения ветра, вследствие инерционных сил. Они относятся к двумерным или цилиндрическим волнам.

Смешанные волны возникают в результате наложения вынужденных и свободных волн. Они относятся к трехмерным волнам.

При взаимодействии волн с сооружениями происходит их частичное или полное отражение от сооружения (отраженные волны).

Интерферированные волны образуются от сложения отраженных и набегающих на сооружение волн.

Стоячие волны являются важным частным случаем интерферированных волн. Они образуются при подходе нескольких волн постоянной высоты к сооружению с вертикальной или крутонаклонной поверхностью. Высота их превышает высоту свободной волны в 2 раза при сохранении ее длины.

При определенной (критической) глубине воды  $H_k$  вынужденные или свободные волны переходят в *прибойные волны*, несущие на себе бурун. При резком изменении глубины перед сооружением или в его пределах (в случае сооружения откосного типа) волны запрокидываются на крутом склоне, образуя *разбивающиеся волны*.

В соответствии с действующими нормативными документами<sup>1</sup> сведения, приведенные ниже, опираются в основном на общую теорию *регулярных* двумерных свободных волн (*волны зыби*) с неизменяющимися во времени параметрами (высота, длина, период и т. д.)<sup>2</sup>.

Эта теория лишь условно отображает истинный характер природных ветровых волн, которые почти всегда нерегулярны, т. е. имеют непрерывно изменяющиеся во времени параметры.

В настоящее время в СССР и других странах успешно развивается и внедряется в практику инженерных расчетов значительно более совершенная теория вол-

<sup>1</sup> «Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега СН 92-60»; «Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям, СН 288-64».

<sup>2</sup> Сретейский Л. Н. Теория волновых движений жидкости. М., ОНТИ, 1936.

новых движений, основанная на рассмотрении спектральной структуры природных ветровых волн, а воздействия *нерегулярных волн* на преграды различных видов анализируются с позиции теории случайных процессов<sup>1</sup>.

При расчетах гидротехнических сооружений имеют место следующие виды волновых воздействий:

1. Воздействие на сооружения и конструкции с вертикальными, обращенными к волне, плоскостями (бетонные, железобетонные, металлические и деревянные плотины, напорные стенки зданий ГЭС, плоские затворы, портовые оградительные сооружения в виде вертикальной стенки) неразбитой стоячей, разбитой и прибойной волн.

2. Воздействие тех же видов волн на сооружения и конструкции с крутонаклонными поверхностями (угол наклона к горизонтали  $\alpha > 45^\circ$ ).

3. Воздействие на сооружения откосного типа при  $\alpha \leq 45^\circ$  (откосы и элементы откосного крепления намывных, насыпных и каменнонабросных плотин, дамб, каналов, портовых оградительных сооружений откосного типа) разбивающихся волн.

4. Воздействие на отдельно стоящие опоры.

5. Воздействие ветровых волн на естественные береговые склоны водоемов.

б) основные элементы регулярных, двумерных свободных волн (рис. 14-1)<sup>2</sup>

Высота волны  $h$ , м — вертикальное расстояние между вершиной и подошвой волны.

Длина волны  $\lambda$ , м — горизонтальное расстояние между двумя смежными вершинами волн (в старой системе обозначений —  $2L$ ).

Крутизна волны  $h/\lambda$  — отношение высоты волны к ее длине.

<sup>1</sup> Крылов Ю. М. Спектральные методы исследования и расчета ветровых волн. Л., Гидрометеиздат, 1966; Исследование морских гидротехнических сооружений. Сборник трудов. М., 1966, № 51 (МИСИ).

<sup>2</sup> В связи с введением с 1961 г. нового нормативного документа СН 92-60 взамен ранее действовавшего ГОСТ 3255-46 изменилась система обозначений элементов волн, что следует иметь в виду при пользовании учебниками, справочниками и другими трудами в данной области, изданными до 1961 г.

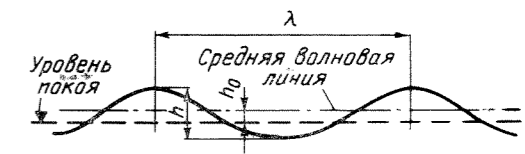


Рис. 14-1. Элементы волны зыби.

Период волны  $\tau$  — промежуток времени, необходимый для перемещения гребня волны на расстояние длины волны.

$$\tau = \sqrt{\frac{2\pi\lambda}{g} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{\lambda}}, \text{ сек.} \quad (14-1)$$

где  $H$  — глубина водоема, м.

Скорость распространения волны  $c$  — скорость перемещения гребня волны по горизонтальному направлению, равная  $\lambda/\tau$ .

Орбитальная скорость движения частицы жидкости в рассматриваемой точке волны на глубине  $z$  (от уровня покоя) определяется по формуле (под гребнем волны)

$$v_z = \frac{\pi h}{\tau} \frac{\operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda} (H-z)}{\operatorname{sh} \frac{2\pi H}{\lambda}}, \text{ м/сек.} \quad (14-2)$$

При  $z=H$  формула (14-2) дает максимальное значение донной скорости при прохождении свободной волны.

Разгон ветровых волн  $D$ , км — протяженность водной поверхности, охваченной действием ветра, вызывающего образование волн.

в) ЗОНЫ ДЕЙСТВИЯ ВЕТРОВЫХ ВОЛН В ПРИБРЕЖНОЙ ПОЛОСЕ ВОДОЕМА

Прибрежная полоса волнового поля водоема делится на четыре зоны:

Первая зона — глубоководная с глубинами  $H \geq \lambda/2$ ; дно в этой зоне практически не влияет на форму и размеры волн. Во всех расчетных формулах, определяющих волновое воздействие в первой зоне,  $H$  может быть принято равным бесконечности.

Вторая зона — мелководная с глубинами  $\lambda/2 > H \geq H_{кр}$ . В этой зоне происходит трансформация волн, т. е. изменение их высоты и длины. Расчет трансформации приведен в § 24—26 СН 92-60. При сокращении глубины до критической  $H=H_{кр}$  происходит обрушение гребней волн, преобразующихся в прибойные волны.

Третья зона — зона прибойных волн с глубинами  $H < H_{кр}$ .  $H_{кр}$  в зависимости от крутизны волны, уклона дна водоема и других факторов принимается обычно от 1,5h до 2,0h (точнее см. § 25 СН 92-60).

Четвертая зона — приурезовая, в которой происходит окончательное разрушение волн при накате прибойного потока на берег или откос.

г) ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ ВЕТРОВЫХ ВОЛН

При наличии надежного многолетнего ряда непосредственных наблюдений за параметрами волн на существующих водоемах производится статистическая обработка этих данных и построение кривых обеспеченности элементов волн разных направлений.

При отсутствии таких данных, в частности при проектировании сооружений на вновь создаваемых водохранилищах, производится вычисление этих параметров на основании анализа волнообразующих факторов: скорости ветра, продолжительности его действия, разгона волн и глубин водоема.

Скорость ветра и продолжительность его действия для разных направлений определяются путем статистической обработки данных наблюдений ближайших гидрометеорологических станций. Предпочтительны данные станций, расположенных на низких берегах или островах.

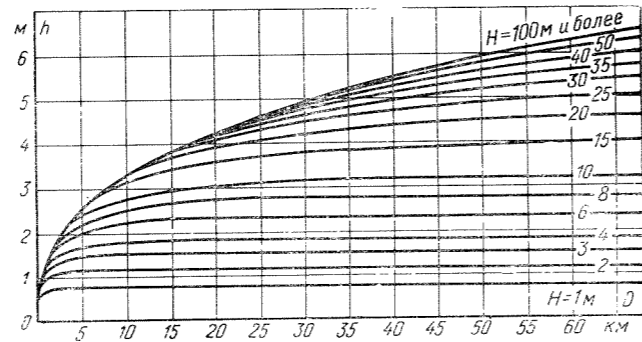


Рис. 14-2. График для определения высоты волны  $h$  обеспеченностью 1% в зависимости от средней глубины водохранилища  $H$  и разгона  $D$ .

При расчете элементов волн малых водоемов (озер, водохранилищ) продолжительность действия ветра может не учитываться.

Разгон волны определяется по направлениям восьми основных румбов и по направлению наибольшей протяженности водоема.

Для приближенного определения высоты волн обеспеченностью 1% может служить график на рис. 14-2.

Для условий глубоких водоемов и глубоководных зон для ориентировочных расчетов можно принимать следующие отношения  $h/\lambda$ : для морей 1/10—1/20; для больших водохранилищ 1/10—1/15.

Для перехода к параметрам волн другой обеспеченности следует использовать данные табл. 14-1, где  $h_i$  — высота волны расчетной обеспеченности  $i$ , %;  $\bar{h}$  — средняя высота волны.

Таблица 14-1

К расчету обеспеченности волны

Обеспеченность высоты волны $i$ , %	1	2	3	10	20	30	40	50	60
$h_i/\bar{h}$	2,52	2,28	1,91	1,69	1,38	1,21	1,05	0,93	0,81

Уточнение расчетных параметров волны следует производить по разд. II СН 92-60.

Примерные значения максимальных наблюдаемых высот и длин волн для океанов, морей и внутренних водоемов приведены в табл. 14-2.

Таблица 14-2

Параметры волны

Наименование акватории	Высота $h$ , м	Длина $\lambda$ , м
Атлантический, Тихий и Индийский океаны	20,0	500
Берингово море	14,0	250
Баренцево море	13,0	200
Каспийское море	11,0	150
Черное море	9,5	140
Балтийское море	8,5	120
Большие озера и водохранилища (в СССР)	5—5,5	60—70

Определение ветрового нагона  $\Delta H$  (повышения среднего уровня водоема за счет действия ветра) может производиться по формуле

$$\Delta H = k \frac{W^2 D}{2gH} \cos \alpha, \quad (14-3)$$

где  $k \approx 9 \cdot 10^{-3}$ ;  $\alpha$  — угол между осью водоема и направлением ветра;  $W$  — скорость ветра, м/сек;  $D$  — разгон, км.

14-2. ВОЛНОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ПРЕГРАДЫ

а) НЕРАЗБИТЫЕ СТОЯЧИЕ ВОЛНЫ

Расчет сооружения или конструкции на воздействие стоячих волн производится при глубине перед сооружением  $H > 2h$ , если длина сооружения вдоль фронта волны больше длины волны.

Наибольшее возвышение гребня волны над уровнем покоя принимается равным

$$h_{гр} = h + h_0. \quad (14-4)$$

Наибольшее понижение впадины волны у преграды по отношению к уровню покоя будет:

$$h_{вп} = h - h_0, \quad (14-5)$$

где  $h_0$  — возвышение средней волновой линии над уровнем покоя (см. рис. 14-1), определяется по формуле (14-7).

Для предварительных расчетов можно построить эпюру избыточного (сверх гидростатического) волнового давления (рис. 14-3).

Равнодействующая горизонтального избыточного давления на 1 м длины стенки при подходе к ней гребня волны (рис. 14-3,а) определяется по формуле

$$R_e = \gamma \left[ \frac{(H + h_0 + h) \left( H + \frac{P_e}{\gamma} \right)}{2} - \frac{H^2}{2} \right], \text{ тс/м длины,} \quad (14-6)$$

где

$$h_0 = \frac{\pi h^2}{\lambda} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{\lambda}, \text{ м;} \quad (14-7)$$

$$P_e = \gamma \frac{h}{\operatorname{ch} \frac{2\pi H}{\lambda}}, \text{ тс/м длины.} \quad (14-8)$$

В расчете сооружения на пронизаемом основании учитывается взвешивающее волновое давление (сверх гидростатического)

$$W_e = \frac{P_e \cdot B}{2}, \text{ тс/м длины,} \quad (14-9)$$

где  $B$  — ширина подошвы основания, м.

Равнодействующая избыточного давления на 1 м длины стенки при подходе к ней впадины волны имеет отрицательное значение (вычитается из гидростатического)

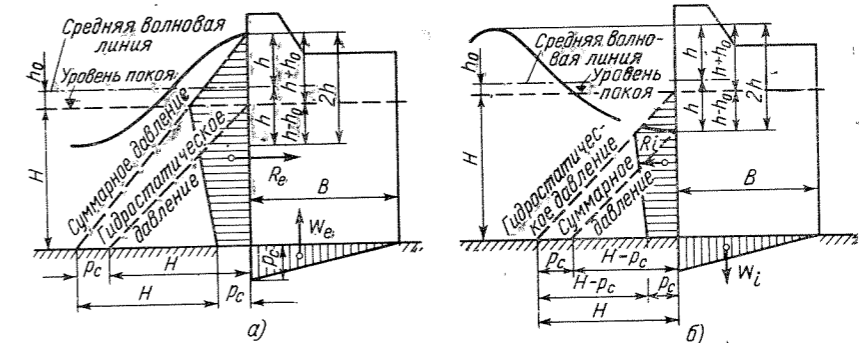


Рис. 14-3. Эпюры волнового давления стоячей волны на вертикальные стенки. а — при подходе гребня волны; б — при подходе впадины волны.

ского) и в этом случае определяется по формуле

$$R_i = \gamma \left[ \frac{H^2}{2} - \frac{(H + h_0 - h) \left( H - \frac{P_e}{\gamma} \right)}{2} \right], \text{ тс/м длины.} \quad (14-10)$$

Взвешивающее волновое давление при этом будет уменьшать гидростатическое давление на величину  $W_e$ , определяемую формулой (14-9).

Наибольшее значение донной скорости  $v_{макс}$  наблюдается на расстоянии  $\lambda/4$  перед сооружением

$$v_{макс} = \sqrt{\frac{2\pi h n}{g} \operatorname{sh} \frac{4\pi H}{\lambda}}, \text{ м/сек,} \quad (14-11)$$

где  $n$  — коэффициент, принимаемый в зависимости от крутизны волны

$\lambda/h$	8	10	15	20
$n$	0,6	0,7	0,75	0,8

Необходимость защиты грунтов дна перед сооружением от размыва донными волнами устанавливается по данным табл. 14-3 в зависимости от эффективного диаметра частиц грунта  $d_{эф}$ .

Таблица 14-3

Значения донных размывающих волновых скоростей

$d_{эф}$ , мм	Начальная скорость для перемещения частиц поверхностного слоя, м/сек	Скорость для начала массового перемещения частиц грунта, м/сек
0,1	0,12	0,35
0,5	0,16	0,45
1,0	0,22	0,53
5,0	0,68	0,87
10,0	0,80	0,95
50,0	1,35	1,6
100,0	1,73	1,85

б) РАЗБИВАЮЩИЕСЯ ВОЛНЫ

Расчет воздействия на сооружение разбивающихся волн, вызывающих появление большого избыточного давления, производится в том случае, когда естественная глубина перед сооружением или конструкцией  $H > H_{кр}$ , но непосредственно перед сооружением имеется горизонтальная площадка или берма, расположенная на глубине  $H_c \leq H_{кр}$  (например, в случае плоского

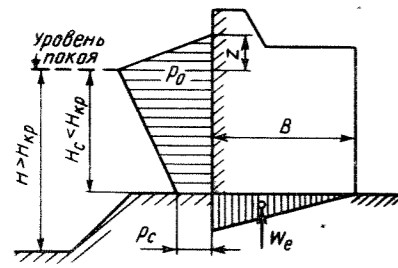


Рис. 14-4. Эпюры волнового давления на вертикальную стенку при действии разбивающейся волны.

затвора водосливной плотины, отодвинутого от напорной грани порога).

Эпюра избыточного давления для разбивающейся волны показана на рис. 14-4.

Ордината эпюры на уровне покоя

$$p_0 = \gamma h \frac{1,5}{\frac{H_c}{h} - 0,1}, \text{ тс/м}^2. \quad (14-12)$$

Ордината эпюры на уровне основания стенки

$$p_c = 0,6 p_0 \frac{H_c}{h}, \text{ тс/м}^2. \quad (14-13)$$

Высота подъема свободной поверхности у стенки в момент появления максимального давления

$$z = \left( 0,8 \frac{H_c}{h} - 0,2 \right) h, \text{ м}. \quad (14-14)$$

Взвешивающее избыточное давление

$$W_e = 0,4 p_0 B, \text{ тс/м длины}. \quad (14-15)$$

а) ПРИБОЙНЫЕ ВОЛНЫ

Расчет сооружения или конструкции на действие прибойных волн производится при  $H \leq H_{кр}$ . Эпюра избыточного давления при действии прибойных волн на вертикальную преграду дана на рис. 14-5.

Избыточное боковое давление достигает максимума в точке  $h/3$  над уровнем покоя и находится по формуле

$$p_0 = 1,7 \gamma \frac{(0,75c + v)^2}{2g}, \text{ тс/м}^2, \quad (14-16)$$

где  $v$  — орбитальная скорость, определяемая по формуле (14-2) при  $z=0$ ;  $c$  — скорость распространения волны, равная  $\lambda/\tau$ .

Давление у основания стенки  $p_c = p_0/2$ . Нулевое давление принимается на высоте над уровнем покоя  $z_1 = h$ .

Избыточное взвешивающее давление определяется по формуле (14-15).

Максимальная высота всплеска у стенки над уровнем покоя определяется по формуле

$$z = h + \frac{(0,75c + v)^2}{2g}, \text{ м}. \quad (14-17)$$

### 14-3. ВОЛНОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА КРУТОНАКЛОННЫЕ ПРЕГРАДЫ ( $90^\circ > \alpha \geq 45^\circ$ )

При  $H > H_{кр}$  эпюры волнового давления, полученные приближенным способом, показаны на рис. 14-6.

$$p_{3h} = p_0 + (p_0 - p_c) \left( 1 - \frac{3h}{H} \right), \text{ тс/м}^2, \quad (14-18)$$

где  $p_0$  и  $p_c$  — давления на вертикальную стенку на уровне покоя и уровне дна, определяемые по эпюре на рис. 14-3,а.

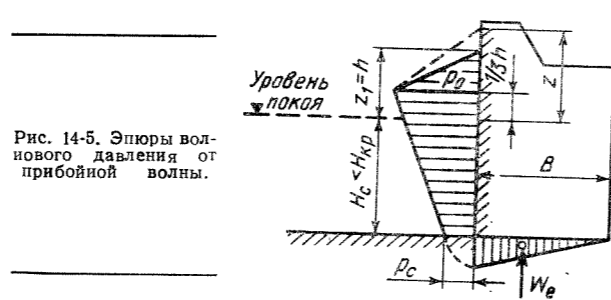


Рис. 14-5. Эпюры волнового давления от прибойной волны.

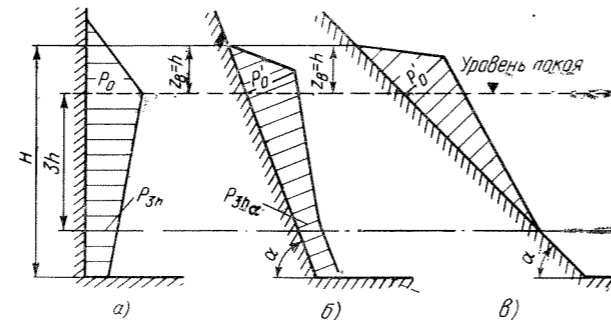


Рис. 14-6. Эпюры волнового давления на крутонаклонную стенку. а — для вертикальной стенки; б — для стенки при  $90^\circ > \alpha > 45^\circ$ ; в — для стенки при  $\alpha = 45^\circ$ .

Ордината волнового давления на крутонаклонную стенку на глубине  $z=3h$  определяется в зависимости от угла наклона поверхности преграды к горизонтالي  $\alpha$  по формуле

$$p_{3h\alpha} = p_{3h} \left( \frac{\alpha}{45^\circ} - 1 \right), \text{ тс/м}^2. \quad (14-19)$$

Ниже точки на глубине  $z=3h$  величина давления принимается постоянной и равной  $p_{3h\alpha}$ .

Давление на уровне покоя  $p'_0$  для любых значений  $\alpha$  принимается равным  $p_0$  (для вертикальной преграды) и направлено по нормали к поверхности крутонаклонной преграды. Выше и ниже этого уровня ординаты эпюры изменяются линейно.

Высота подъема уровня  $z_b$  при появлении максимума волнового давления принимается равной высоте волны  $h$ .

Взвешивающее волновое избыточное давление определяется по формуле (14-15).

Высота наката на крутонаклонную стенку определяется по формуле

$$h_n = \frac{h}{\sqrt{1+m^2}} + h_0 \left( 3 - \frac{\alpha}{45^\circ} \right), \text{ м}, \quad (14-20)$$

где  $h_0$  определяется по формуле (14-7);  $m$  — котангенс угла наклона стенки.

При расчете крутонаклонной стенки на действие разбивающихся и прибойных волн следует аналогичным образом использовать соответствующие эпюры избыточного давления на вертикальную стенку (рис. 14-4 и 14-5).

### 14-4. ВОЛНОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СООРУЖЕНИЯ ОТКОСНОГО ТИПА

Приведенные ниже указания относятся к откосам с крутизной  $1,5 \leq m < 5$ .

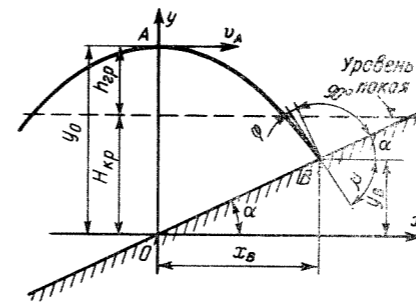


Рис. 14-7. Схема обрушения волны зыби на откосе.

Глубина  $H_1$ , за которой происходит резкое увеличение скоростей на откосе, определяется по формуле

$$H_1 = \frac{1,22}{m^{0,8}} \sqrt{h\lambda}, \text{ м}. \quad (14-21)$$

Критическая глубина, на которой происходит разрушение волн,

$$H_{кр} = h \left( 0,47 + 0,023 \frac{\lambda}{h} \right) \frac{1+m^2}{m^2}, \text{ м}. \quad (14-22)$$

Удар струи, сбрасываемой с гребня волны при ее обрушении на откос, определяется для точки  $B$  откоса на глубине  $H_{кр} - y_B$  (рис. 14-7). В точке  $B$  наблюдается максимальная скорость и наибольшая интенсивность давления при ударе струи обрушения.

Координаты точки  $B$

$$y_B = \frac{x_B}{m}; \quad (14-23)$$

$$x_B = \frac{-\frac{v_A^2}{m} \pm v_A \sqrt{\frac{v_A^2}{m^2} + 2gy_0}}{g}, \quad (14-24)$$

где  $y_0$  — ордината точки  $A$ , характеризующая положение гребня волны в момент начала его обрушения;

$$y_0 = H_{кр} + h_{гр}; \quad (14-25)$$

$h_{гр}$  — возвышение точки  $A$  над уровнем покоя

$$h_{гр} = \left[ 0,95 - (0,84m - 0,25) \frac{h}{\lambda} \right]; \quad (14-26)$$

$v_A$  — горизонтальная проекция начальной скорости струи, сбрасываемой с гребня волны;

$$v_A = n \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi H}{\lambda}} + h \sqrt{\frac{\pi g}{2\lambda} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{\lambda}}, \quad (14-27)$$

где  $n$  — коэффициент, принимаемый по табл. 14-3.

Эпюра распределения скоростей по откосу при ударе волны об откос представлена на рис. 14-8.

Максимальная скорость струи при ее ударе об откос в точке  $B$

$$v_B = \sqrt{\eta \left[ v_A + \left( \frac{gx_B}{v_A} \right)^2 \right]}, \quad (14-28)$$

где  $\eta = 1 - (0,017m - 0,02) h$ .

Максимальная скорость струи на уровне покоя

$$v_0 = \frac{10k_{ш} \sqrt{g}}{2\pi + m} \sqrt{h^2 \lambda}, \quad (14-29)$$

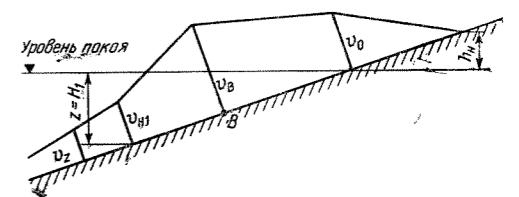


Рис. 14-8. Эпюры распределения волновых скоростей по откосу.

где  $k_{ш}$  — коэффициент шероховатости, принимается по табл. 14-4.

Таблица 14-4

Значения коэффициента шероховатости

Тип покрытия	$k_{ш}$
Сплошное непронцаемое гладкое покрытие	1
Бетонные плиты	0,9
Мостовая (каменная кладка)	0,8
Наброска из рваного камня	3,55
Наброска из бетонных массивов	0,5

Скорости струи выше статического уровня принимаются убывающими линейно в пределах высоты наката волны, определяемой по формуле (14-31).

Скорости струи ниже уровня покоя, начиная от глубины  $z=H_1$ , определяемой по формуле (14-21) и до подошвы сооружения, вычисляются по формуле

$$v_z = \frac{n\pi h}{\sqrt{\frac{\pi\lambda}{g} \operatorname{sh} \frac{4\pi H}{\lambda}}}, \text{ м/сек}. \quad (14-30)$$

В пределах участка откоса от точки  $B$  и до точки на глубине  $H$  скорости убывают по линейному закону.

Максимальная высота наката волны  $h_n$  на откосы отсчитывается от уровня покоя и определяется по формуле

$$h_n = \frac{2k_{ш} h}{m} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}}, \text{ м}, \quad (14-31)$$

где  $k_{ш}$  — коэффициент шероховатости, принимаемый по табл. 14-4.

Максимальное местное давление в точке  $B$  от удара струи в момент обрушения волны определяется по формуле

$$p_{B\max} = 1,7 \gamma \frac{v_B^2}{2} \cos^2 \varphi, \quad (14-32)$$

где  $\varphi$  — угол между касательной к направлению струи в точке  $B$  и нормалью к откосу, равный

$$\varphi = 90^\circ - (\alpha + \beta). \quad (14-33)$$

Угол  $\beta$  вычисляется из зависимости

$$\operatorname{tg} \beta = - \frac{gx_B}{v_A}. \quad (14-34)$$

Эпюра распределения волнового давления по откосу (рис. 14-9) строится, начиная от ординаты в точке  $B$ , равной  $p_{B\max}$  по ординатам, вычисленным для точек, находящихся на расстоянии  $\xi_1$  и  $\xi_2$  вверх от точки  $B$  и для точек, удаленных на расстояния  $\xi_3$  и  $\xi_4$  вниз, где ординаты давления соответственно равны  $0,4 p_{B\max}$  (для  $\xi_1$  и  $\xi_3$ ) и  $0,1 p_{B\max}$  (для  $\xi_2$  и  $\xi_4$ ).

Значения  $\xi$  принимаются

$$\xi_1 = 0,025 S; \quad \xi_3 = 0,053 S; \\ \xi_2 = 0,065 S; \quad \xi_4 = 0,135 S,$$

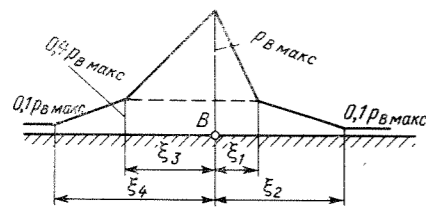


Рис. 14-9. Эпюры распределения волнового давления по откосу в момент удара волны при обрушении.

где

$$S = \frac{m\lambda}{2 \sqrt[4]{m^2 - 1}} \quad (14-35)$$

Верхняя граница капитального крепления откосов устанавливается до высоты вскалывания волны  $H_n$ , определяемой по формуле (14-31), в которую подставляется значение высоты волны, соответствующей обеспеченности 50%, и определяемой с помощью табл. 14-1. Для установления границы облегченного крепления в этой же формуле высота волны принимается с обеспеченностью 10%.

Нижняя граница капитального крепления принимается на глубине  $H = 2h_{1\%}$ , где  $h_{1\%}$  — высота волны, соответствующая обеспеченности 1%. Нижняя граница облегченного крепления принимается в зависимости от донных скоростей, вычисленных по формуле (14-30), с учетом значений размывающих волновых скоростей, приведенных в табл. 14-3.

Положение верхних границ крепления отсчитывается от высокого расчетного уровня, с учетом ветрового нагона, определенного по формуле (14-3); положение нижних границ крепления — от расчетного низкого уровня.

При проектировании откосных сооружений на водохранилищах при учете волновых воздействий показатели обеспеченности высоты волны принимаются по табл. 14-5.

Таблица 14-5  
Учет волновых воздействий

Расчетная характеристика	Обеспеченность, %
Высота наката волн на откос при определении отметки гребня сооружения	1
Устойчивость и прочность плит капитального крепления	1
Устойчивость каменной наброски капитального крепления	2
Устойчивость и прочность элементов облегченного крепления	5

По условию устойчивости бетонных и железобетонных плит на взвешивание гидростатическим давлением при откате волны толщина плит  $t$  определяется по формуле (для откосов при  $m=2+5$ )

$$t = 0,07h \sqrt{\frac{\lambda}{B} \frac{\gamma}{\gamma_m - 1} \frac{V m^2 + 1}{m}}, \text{ м.} \quad (14-36)$$

где  $B$  — длина ребра плиты в направлении, нормальном к урезу воды;  $m$  — коэффициент заложения откоса;  $\gamma_m$  — объемный вес материала плиты.

Вес  $Q$  отдельных камней в набросных сооружениях с откосами  $1 \leq m \leq 5$ , устойчивых в отношении волновых воздействий в зоне обрушения волн (состояние предельного равновесия), определяется по формуле

$$Q = K \frac{\mu \gamma_m h^2 \lambda}{(\gamma_m - 1)^3 \sqrt{1 + m^2}}, \text{ т.} \quad (14-37)$$

где  $\gamma_m$  — объемный вес отдельного камня или массива;  $\mu$  — коэффициент, учитывающий форму камня (принимается равным 0,017 для массивов и 0,025 для каменной наброски);  $K$  — коэффи-

циент, учитывающий заложение откоса (для заложений  $1 \leq m < 2$  принимается равным 1,0, для заложений  $2 \leq m \leq 5$  — равным 1,5).

#### 14-5. ВОЛНОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЕ ОПОРЫ

Ориентировочное значение равнодействующей волнового давления на вертикальную опору (колонну, сваю и т. п.) при наибольших размерах ее поперечного сечения параллельно гребню волны  $d \leq 0,5h$  может быть определена по формуле

$$P_x \approx 0,2 \gamma h^2 d, \text{ тс.} \quad (14-38)$$

Точку приложения  $P$  можно принять при этом на уровне покоя.

При  $d \geq 0,2h$  значение равнодействующей волнового давления можно приближенно определить, используя формулы, приведенные в § 14-2 для сплошных вертикальных преград. В этом случае

$$P_x \approx R_e d, \quad (14-39)$$

где  $R_e$  для случая  $H > H_{кр}$  определяется по формуле (14-6).

Более точная методика расчета волновых воздействий на отдельно стоящие опоры изложена в разд. V СН 92-60.

#### 14-6. ВОЗДЕЙСТВИЕ ВЕТРОВЫХ ВОЛН НА ЕСТЕСТВЕННЫЕ БЕРЕГОВЫЕ СКЛОНЫ

Приведенный ниже упрощенный метод расчета береговых переформирований позволяет определить приближенно объем размыва берега  $Q$  в течение заданного срока размыва  $t$  (в годах) по формуле

$$Q = k_p k_\sigma t^b E, \text{ м}^3/\text{м длины}, \quad (14-40)$$

где  $E$  — расчетная среднееголетняя энергия волнения, тс·м в год, рассчитывается по данным наблюдений за ветрами на ближайших гидрометеостанциях (см. § 14-1, г). Для этого определяется средневзвешенная мощность волнения  $\bar{N}_i$  для волн заданной высоты с учетом распределения этих волн во времени по румбам  $j$ , обращенным в сторону водоема по формуле

$$\bar{N}_i = 795 h_i^{2,5} \frac{\sum p_j \cos \varphi_j}{\sum p_j}, \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad (14-41)$$

где  $p_j$  — повторяемость волн румба  $j$ , лежащих в интервале высот  $h_i + \Delta h$  и  $h_i - \Delta h$ ;  $\Delta h$  — произвольная, достаточно малая величина;  $\varphi$  — угол, образованный направлением разгона волны и нормально к береговой линии (в плане).

Тогда  $E$  определяется как

$$E = \sum T_i \bar{N}_i, \text{ тс} \cdot \text{м}/\text{год}, \quad (14-42)$$

где  $T_i$  — продолжительность действия волны высотой  $h_i$ , ч/год;

$k_p$  — показатель размываемости грунтов берега,  $\text{м}^3/\text{тс} \cdot \text{м}$ , работы волн. Ориентировочные значения  $k_p$ : для очень легко размываемых пород (мелкозернистые пески, легкие супеси, лессы) — от 0,0065 до 0,003; для пород средней размываемости (тяжелые суглинки, глины, пески с гравием и галькой) — от 0,001 до 0,0005;

для трудно размываемых пород (галечники, глинистые песчаники, моренные глины) — менее 0,0005.

Эмпирический коэффициент  $k_\sigma = aH_0$ , где  $H_0$  — осредненная высота берега в пределах рассматривае-

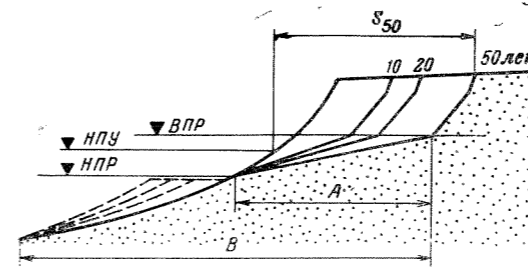


Рис. 14-10. Схема переформирования берегового склона.

мого участка;  $a$  — при легко размываемых породах принимается равным 0,03; при трудно размываемых 0,05.

Показатель степени  $b$ , численно равный доле, которую будет занимать абразионная часть отмели  $A$  (рис. 14-10) от общей ее ширины  $B$  (в средних условиях составляет около 0,7).

Определение ширины зон размыва  $S$  для заданных сроков переформирования производится графически на инженерно-геологических профилях по полученным расчетным значениям  $Q$ .

Контур размыва подбираются по площади  $Q$ , как это показано на рис. 14-10 для типичного профиля рассматриваемого участка побережья.

Абразионная часть отмели располагается между верхним и нижним пределами размыва (ВПР и НПР), определяемыми для данной части водоема следующим образом: находят верхний и нижний уровни зеркала с обеспеченностью соответственно 6 и 96%. К верхнему уровню прибавляют одну треть средней высоты волны и получают верхний предел размыва, а от нижнего уровня откладывают вниз среднюю высоту волны и получают нижний предел размыва.

#### 14-7. ВОЛНЫ В ОТКРЫТЫХ ДЕРИВАЦИОННЫХ КАНАЛАХ ГЭС

##### а) ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Возникновение волн в открытых деривационных каналах ГЭС связано с их работой в суточном графике нагрузки энергосистемы, случайными внезапными сбросами и набросами нагрузки и другими причинами. При этом наблюдаются как перемещения волны вдоль канала, так и колебания уровня воды в канале.

Согласно ТУ 24-108-48 Главгидроэнергостроя при расчете деривационного канала в условиях неустойчивого движения требуется определить наибольшие и наименьшие отметки свободной поверхности воды в отдельных створах деривационного канала, а также построить суточные графики колебаний расхода и отметок уровня воды в напорном бассейне ГЭС. На стадии технического проекта разрешается ограничить расчет определением наибольшей и наименьшей отметок в конце деривационного канала без построения графиков колебания расхода и отметок свободной поверхности, пользуясь при этом приближенными методами. Построение графиков колебаний расходов и колебаний отметок уровня воды производится по ТУ 24-108-48, а также в соответствии с указаниями М. Д. Чертоусова<sup>1</sup>.

##### б) ОБОЗНАЧЕНИЯ, ТЕРМИНЫ И ОСНОВНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ

Волна перемещения может быть прямой (идущей вниз по течению) и обратной (идущей вверх по течению), положительной (повышение уровня) и отрицательной (понижение).

<sup>1</sup> Чертоусов М. Д. Специальный курс гидравлики. М., Госэнергоиздат, 1949.

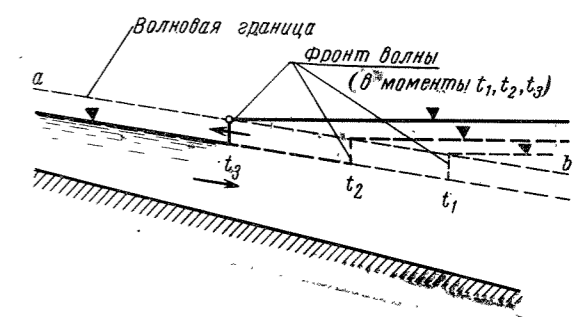


Рис 14-11.

В своей начальной (головной) части профиль положительной волны (может быть почти вертикальным) называется *фронтом волны*. Линия  $ab$  называется *волновой границей* (рис. 14-11).

Скорость перемещения фронта волны называется скоростью распространения волны, а переносимый ею расход — *волновым расходом*.

Основное дифференциальное уравнение неустойчивого движения в открытом русле

$$i - \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \alpha \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial s} + i_f, \quad (14-43)$$

где  $i$  и  $i_f$  — уклон дна русла и гидравлический уклон, равный  $Q^2/K^2$ ;  $h$  и  $v$  — глубина и средняя скорость потока в данном сечении;  $\alpha$  — корректив скоростного напора (например,  $\alpha=1,10$ ).

Уравнение неразрывности

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0, \quad (14-44)$$

где  $\omega$  и  $Q$  — площадь живого сечения и расход.

Принятые условные обозначения<sup>1</sup>:  $c$  — скорость распространения волнового фронта в данном створе;  $\bar{c}$  — то же средняя скорость для данного участка;  $\zeta$  — высота волны;  $B'$  — ширина сечения канала поверху на высоте половины волны;  $\Delta Q$  — волновой расход.

Все гидравлические элементы, относящиеся к первоначальному режиму, обозначаются соответственной буквой с индексом «0».

Скорость распространения положительной волны. Для русла с сечением произвольной формы:

$$c = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{B'}{\omega_0} \zeta + \frac{1}{2} \frac{B'^2}{\omega_0^2} \zeta^2 \right)} \pm v_0, \quad (14-45)$$

где обозначения даны согласно рис. 14-12. Знак плюс берется для прямой волны, знак минус — для обратной.

<sup>1</sup> Согласно ТУ 24-108-48 Главгидроэнергостроя.

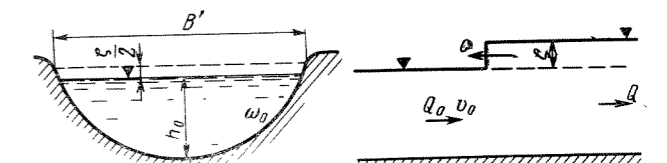


Рис. 14-12.

Для прямоугольного сечения  $\frac{\bar{\omega}_0}{B'} = h_0$ , при этом

$$c = \sqrt{g h_0 \left[ 1 + \frac{3}{2} \frac{\zeta}{h_0} + \frac{1}{2} \left( \frac{\zeta}{h_0} \right)^2 \right]} \pm v_0. \quad (14-45')$$

В практических расчетах можно принимать [пренебрегая величиной  $(\zeta/h_0)^2$ ]:

для сечения произвольной формы

$$c = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{B'}{\omega_0} \zeta \right)} \pm v_0; \quad (14-46)$$

для прямоугольного сечения

$$c = \sqrt{g h_0 \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{\zeta}{h_0} \right)} \pm v_0. \quad (14-46')$$

Скорость распространения отрицательной волны для русла с сечением произвольной формы определяется по сокращенной формуле

$$c = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'} \left( 1 - \frac{3}{2} \frac{B'}{\omega_0} \zeta \right)} \pm v_0. \quad (14-46'')$$

Знак при  $v_0$  берется так же, как в формуле (14-45).

При малой высоте волны ( $\zeta < 0,1 h_0$ ) для сечения произвольной формы

$$c = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'}} \pm v_0 \quad (14-47)$$

и соответственно для прямоугольного сечения

$$c = \sqrt{g h_0} \pm v_0. \quad (14-47')$$

Для случая распространения волны в покоящейся жидкости, когда  $v_0 = 0$ , при малой высоте волны получим:

$$c = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'}} \quad \text{и} \quad c = \sqrt{g h_0}. \quad (14-48)$$

Приведенные формулы определяют скорость распространения фронта волны, т. е. всей волны в целом.

Значения  $c$ , подсчитанные по формуле  $c = \sqrt{g h_0}$ , приведены в табл. 14-6.

Таблица 14-6

Значения скорости распространения волны

$h_0$ , м	$c$ , м/сек	$h_0$ , м	$c$ , м/сек	$h_0$ , м	$c$ , м/сек
0,5	2,22	1,0	3,13	2,0	4,43
0,6	2,42	1,2	3,43	2,5	4,95
0,7	2,62	1,4	3,70	3,0	5,42
0,8	2,80	1,6	3,95	4,0	6,25
0,9	2,97	1,8	4,20	5,0	7,0

Волновой расход

$$\Delta Q = Q - Q_0 = c B' \zeta. \quad (14-49)$$

Примечание. О. Ф. Васильев<sup>1</sup> отмечает, что при больших значениях волнового расхода скорость распространения волны следует определять по формуле

$$c = \sqrt{g h_0} \sqrt{1 - \frac{\zeta}{2(h_0 - \zeta)}} \quad (14-49a)$$

вместо указанных выше формул (14-46) и (14-47), принятых по ГУ 24-108-48.

В дальнейшем изложении поправка О. Ф. Васильева не введена, материал излагается в соответствии с указаниями ГУ.

<sup>1</sup> О. Ф. Васильев, Известия АН СССР, 1958, № 6.

а) ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАИБОЛЬШИХ ОТМЕТОК УРОВНЯ ВОДЫ ПРИ ВНЕЗАПНОМ СБРОСЕ НАГРУЗКИ ГЭС (МЕТОД М. Д. ЧЕРТОУСОВА)

При внезапном уменьшении нагрузки на гидроэлектростанции и, следовательно, при внезапном уменьшении ее расхода от  $Q_0$  (равного расходу деривационного канала) до  $Q'_0$  разность  $\Delta Q = Q_0 - Q'_0$  идет на наполнение канала, вызывая повышение уровня воды в нем. Это повышение уровня, начавшееся в напорном бассейне ГЭС, распространяется по каналу до его головы (начального створа). В напорном бассейне ГЭС (конец канала) уровень продолжает повышаться в течение всего времени, пока возникшая здесь волна не добежит до головы канала и пока отразившаяся там отрицательная волна, распространяющаяся вниз по течению, не достигнет напорного бассейна. Этому моменту отвечает максимальная отметка уровня воды в напорном бассейне.

Приближенный расчет. Расчет ведется по двум створам: по створу  $O-O$  (напорного бассейна) и створу  $L-L$  (головное сечение канала, рис. 14-13). Время  $T$  пробега положительной волны от напорного бассейна до головы канала принимается равным  $T'$  — времени пробега отраженной волны.

Наибольшая отметка в створе  $O-O$  определяется при этом по формуле

$$\nabla''_{\text{макс}} = \nabla''_0 + (\nabla''_0 - \nabla_0 - \zeta_0), \quad (14-50)$$

где  $\nabla''_{\text{макс}}$  — искомая наибольшая отметка в створе  $O-O$ ;  $\nabla''_0$  — отметка уровня воды в створе  $O-O$  в тот момент времени, когда возникшая здесь волна добежит до створа  $L-L$ ;  $\nabla_0$  — отметка уровня воды в створе  $O-O$  в начальный момент;  $\zeta_0$  — высота волны в створе  $O-O$  в начальный расчетный момент (в момент сброса нагрузки).

Порядок расчета: 1. Вычисляем сначала высоту волны  $\zeta_0$  и скорость ее распространения  $c_0$  для створа  $O-O$ , т. е. в начальный момент ее возникновения, решая совместно два уравнения:

$$\Delta Q = Q_0 - Q'_0 = c_0 B'_0 \zeta_0; \quad (14-51)$$

$$c_0 = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'_0} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{B'_0}{\omega_0} \zeta_0 \right)} - v_0, \quad (14-52)$$

где  $\omega_0$ ,  $B'_0$  и  $v_0$  относятся к начальному моменту в створе  $O-O$ .

Решение выполняется подбором или графо-аналитически.

2. Вычисляем значение высоты волны  $\zeta_L$  для створа  $L-L$ , т. е. высоту, которую волна приобретает, достигнув головного сооружения. Задавшись произвольным значением искомой высоты  $\zeta_L$ , находим последовательно:

а) Площадь поперечного сечения волны  $f_0$  в створе

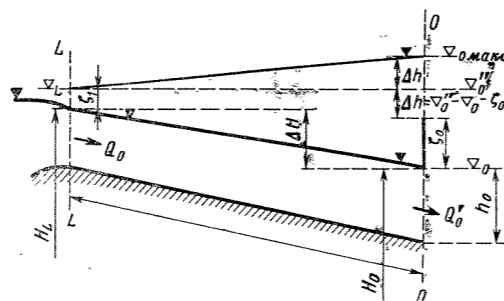


Рис. 14-13.

$O-O$  и  $f_L$  — в створе  $L-L$  по формулам:

$$f_0 = [B_0 + m(\zeta_L + \Delta H)](\zeta_L + \Delta H); \quad (14-53)$$

$$f_L = (B_L + m\zeta_L)\zeta_L, \quad (14-54)$$

где  $m$  — коэффициент откоса;  $\Delta H$  — общее падение свободной поверхности канала до возникновения волны (т. е. разность отметок свободной поверхности у головы канала и у напорного бассейна в начальный момент);  $B_0$  — ширина поперку в створе  $O-O$ ;  $B_L$  — начальная ширина канала поперку в створе  $L-L$ , т. е. до того момента, когда сюда добежит волна.

б) Объем призмы наполнения в канале

$$W = \frac{1}{3} L (f_0 + f_L + \sqrt{f_0 f_L}), \quad (14-55)$$

или менее точно

$$W = \frac{1}{2} (f_0 + f_L) L. \quad (14-55')$$

в) Скорость волны для створа  $L-L$  вычисляем параллельно по двум формулам:

$$c_L = \frac{2L(Q_0 - Q'_0)}{W} - c_0; \quad (14-56)$$

$$c_L = \sqrt{g \frac{\omega_L}{B'_L} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{B'_L}{\omega_L} \zeta_L \right)} - v_L, \quad (14-57)$$

причем если  $c_L$ , подсчитанные по (14-56) и (14-57), окажутся достаточно близкими друг к другу, то выбранное значение  $\zeta_L$  принимается, в противном случае задается новым его значением и расчет повторяем снова.

3. Определяем отметку  $\nabla''_0 = \nabla_L$  (рис. 14-13):

$$\nabla''_0 = (\nabla_0 + \Delta H) + \zeta_L, \quad (14-58)$$

где  $\nabla_0$  и  $\Delta H$  известны по заданию, а  $\zeta_L$  найдено, как указано в п. 2 данного расчета.

Определив величины  $\zeta_0$ ,  $\zeta_L$  и  $\nabla''_0$ , находим окончательно наибольшую отметку в створе  $O-O$  по формуле  $\nabla''_{\text{макс}} = 2\nabla''_0 - \nabla_0 - \zeta_0$ .

Для ориентировочных расчетов согласно ГУ 24-108-48 скорости волны в сечениях  $O-O$  и  $L-L$  можно определять по формуле (14-48), тогда средняя скорость для всего канала будет равна:

$$c = \frac{c_0 - c_L}{2}. \quad (14-59)$$

Высота волны в створе  $O-O$  находится по упрощенной формуле

$$\zeta_0 = \frac{\Delta Q_0}{c_0 B'_0}. \quad (14-60)$$

Высота волны в створе  $L-L$  находится по формуле

$$\zeta_L = \frac{1}{2} \left( \sqrt{\frac{B_{\text{ср}}^2}{m^2} + 4 \frac{\Delta Q}{m c} - \frac{B_{\text{ср}}}{m} - \Delta H} \right); \quad (14-61)$$

после, как и ранее,

$$\nabla''_0 = (\nabla_0 + \Delta H) + \zeta_L;$$

$$\nabla''_{\text{макс}} = 2\nabla''_0 - \nabla_0 - \zeta_0.$$

Примечание. В случае внезапной остановки ГЭС расход  $Q'_0 = 0$  и  $\Delta Q = Q_0 - Q'_0 = Q_0$ . В остальном порядок расчета сохраняется.

г) ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАИМЕНЬШИХ ОТМЕТОК УРОВНЯ ВОДЫ ПРИ ВНЕЗАПНОМ УВЕЛИЧЕНИИ НАГРУЗКИ ГЭС (МЕТОД М. Д. ЧЕРТОУСОВА И Б. Д. КОЧАНОВСКОГО)

При внезапном увеличении нагрузки ГЭС расход, потребляемый гидроэлектростанцией, внезапно увеличивается от первоначального  $Q_0$  (равного расходу ка-

нала) до  $Q'_0$ , вследствие чего возникает отрицательная волна с высотой  $\zeta_0$  и волновым расходом  $\Delta Q = Q'_0 - Q_0$ . Отрицательная волна вызывает понижение уровня, которое распространяется вверх по течению до головы канала (рис. 14-14). Понижение уровня воды в створе  $O-O$  (т. е. в напорном бассейне) будет продолжаться до тех пор, пока отраженная волна (появившаяся у головы канала, т. е. в створе  $L-L$  в момент прихода сюда отрицательной волны) не дойдет до напорного бассейна (створа  $O-O$ ). Этому моменту отвечает искомая наименьшая отметка уровня воды в напорном бассейне.

Порядок расчета. 1. Находим высоту волны  $\zeta_0$  и скорость  $c_0$  для створа в напорном бассейне  $O-O$  в начальный момент по формулам

$$\Delta Q = Q'_0 - Q_0 = c_0 B'_0 \zeta_0 \quad (14-62)$$

и

$$c_0 = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'_0} \left( 1 - \frac{3}{2} \frac{B'_0}{\omega_0} \zeta_0 \right)} - v_0. \quad (14-63)$$

Эти два уравнения с двумя неизвестными  $c_0$  и  $\zeta_0$  решаются подбором или графо-аналитически.

2. Определяем высоту волны в головном створе  $L-L$ , производя вычисления методом последовательного приближения в следующем порядке:

а) Задаем произвольно значение высоты волны  $\zeta_L$  и находим скорость волны  $c_L$ :

$$c_L = \sqrt{g \frac{\omega_L}{B'_L} \left( 1 - \frac{3}{2} \frac{B'_L}{\omega_L} \zeta_L \right)} - v_L.$$

б) Определяем среднюю глубину для всего канала:

$$h_{\text{ср}} = h_{\text{ср}0} - \frac{2(Q'_0 - Q_0)}{c(B_L + B_0)}, \quad (14-64)$$

где  $h_{\text{ср}0}$  — первоначальная средняя глубина в канале (т. е. до появления волны);  $c$  — средняя скорость:

$$c = \frac{c_L - c_0}{2}. \quad (14-65)$$

в) Вычисляем среднее для всего канала значение расходной характеристики (модуля расхода)

$$\bar{K} = \bar{\omega} \bar{C} \sqrt{\bar{R}}, \quad (14-66)$$

где  $\bar{\omega}$ ,  $\bar{C}$  и  $\bar{R}$  — площадь живого сечения, коэффициент  $C$  в формуле скорости равномерного движения (формула Шези) и гидравлический радиус, подсчитанные для средней глубины  $h_{\text{ср}}$ .

г) Подсчитываем величину  $\eta_0$  — понижения уровня воды в створе напорного бассейна, отвечающего моменту прихода волны к головному створу, по формуле

$$\eta_0 = \frac{4(Q'_0 - Q_0)}{c(B_L + B_0)} - \zeta_L. \quad (14-67)$$

д) Вычисляем волновой расход для (головного створа  $\Delta Q_L$ :

$$\Delta Q_L = 2\bar{K} \sqrt{\eta} - (Q'_0 + Q_0), \quad (14-68)$$

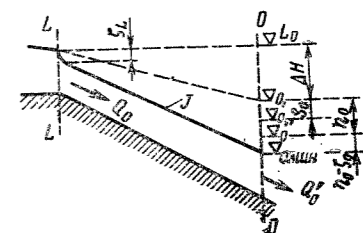


Рис. 14-14.

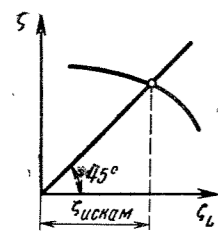


Рис. 14-15.

причем средний уклон свободной поверхности в канале  $J$ , отвечающий моменту прихода волны к головному створу, определяется по формуле

$$J = \frac{\eta_0 + \Delta H - \zeta_L}{L}, \quad (14-69)$$

где  $\Delta H$  — начальная разность отметок свободной поверхности воды в канале в створах  $L-L$  и  $O-O$ .

е) Определяем высоту волны в головном створе:

$$\zeta_L = \frac{\Delta Q_L}{c_L B_L}. \quad (14-70)$$

Полученное по (14-70) значение  $\zeta_L$  должно быть равно назначенному, в противном случае расчет надо повторить.

Эту задачу можно решить и графо-аналитически. Назначая  $\zeta'_L, \zeta''_L \dots$ , вычисляем указанным выше способом ряд значений  $\zeta'_x$  по формуле (14-70) и строим график  $\zeta_x = f(\zeta_L)$  (рис. 14-15). Искомое значение  $\zeta_L$  находим по этому графику.

3. Находим отметку уровня воды  $\nabla_L$  в головном створе в момент прихода сюда отрицательной волны по

## Б. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ УДАР

### 14-8. ОСНОВНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ

Гидравлическим ударом называется изменение давления в напорных водоводах при неустановившемся движении жидкости. Удар распространяется по трубопроводу как упругая волна со скоростью  $c$ , м/сек, зависящей от деформируемости (упругости) жидкости и стенок трубопровода.

Величина ударного давления  $\Delta H$ , м, определяется разностью давлений при неустановившемся и при установившемся режимах. Если  $\Delta H > 0$ , то удар называется положительным; при  $\Delta H < 0$  — отрицательным.

Напор  $H$ , м, в данном сечении водовода определяется высотой пьезометрического уровня, отсчитанной от уровня нижнего бьефа. При расчете гидравлического удара в коротких напорных водоводах ГЭС и насосных станций потеря напора и скоростной напор могут не учитываться. В этом случае при установившемся движении во всех сечениях водовода напор будет одинаковым, равным статическому  $H_0$  (рис. 14-20). В период неустановившегося движения  $H = H_0 + \Delta H$ .

Давление  $p$ , м, (среднее) действующее в данном сечении водовода, будет равно напору минус высота центра данного сечения над уровнем нижнего бьефа:  $p = H - z$ .

Скорость в водоводе  $v$ , м/сек, зависит от рас-

формуле

$$\nabla_L = \nabla_{L_0} - \zeta_L, \quad (14-71)$$

где  $\nabla_{L_0}$  — отметка уровня воды в головном створе до прихода волны.

4. Вычисляем отметку  $\nabla''_0$  уровня воды в створе напорного бассейна в момент прихода отрицательной волны к головному створу

$$\nabla''_0 = \nabla_0 - \eta_0, \quad (14-72)$$

где  $\nabla_0$  — начальная отметка в створе напорного бассейна;  $\eta_0$  — понижение этой отметки за время пробега волны по каналу, определяемое по формуле (14-67).

5. Полагая время пробега отраженной волны от головного створа до напорного бассейна равным времени пробега отрицательной волны от напорного бассейна до головного створа, находим значение наименьшей отметки уровня воды в створе напорного бассейна при внезапном увеличении нагрузки ГЭС по формуле

$$\nabla_{\text{мин}} = 2\nabla''_0 - \nabla_0 + \zeta_0, \quad (14-73)$$

где  $\nabla''_0$  — отметка уровня воды в створе напорного бассейна, полученная по формуле (14-72);  $\nabla_0$  — отметка начального уровня воды в створе напорного бассейна, т. е. до внезапного изменения нагрузки ГЭС;  $\zeta_0$  — высота волны в створе напорного бассейна в момент ее возникновения.

Примечание. Согласно ТУ 28-108-48 Главгидроэнергоцентра определение максимальных отметок в деривационном канале производится для случая внезапного сброса всей нагрузки ГЭС, т. е. для случая ее полной остановки (при этом  $\Delta Q = Q_0$ ), а определение минимальных отметок — для случая внезапного увеличения нагрузки в размере мощности одного агрегата ГЭС. Если данная ГЭС входит в состав энергосистемы, то возможное внезапное увеличение нагрузки устанавливается путем анализа условий работы всей энергосистемы.

хода турбины или от подачи насоса. Максимальному расходу и подаче соответствует наибольшая скорость  $v_{\text{макс}}$ .

Определение величины удара производится для расчета водоводов на прочность и для проверки возможности образования вакуума на некоторых его участках. Гидравлический удар оказывает существенное влияние на переходные процессы при работе турбинных и насосных агрегатов: пуск, остановка, отключение от энергосистемы и др. и должен учитываться при их расчетах.

Методы определения величины гидравлического удара: а) аналитический; б) графический или численный; в) расчет с помощью ЭЦВМ или аналоговых ВМ.

Аналитический расчет по формулам позволяет легко получить конечный результат, но точность его ограничена принимаемой упрощенной расчетной схемой. Графический расчет позволяет полнее учесть реальные условия, а расчет на ЭЦВМ дает возможность получить наиболее полное решение, что особенно важно для сложных, разветвленных систем напорных водоводов.

### 14-9. ИСХОДНЫЕ УСЛОВИЯ К РАСЧЕТУ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА

На гидроэлектростанциях исходные условия для расчета гидравлического удара принимаются с учетом режимов работы гидроагрегатов.

Закрытие турбины вызывает положительный удар в трубопроводе, а открытие — отрицательный удар. Величина удара зависит от времени закрытия  $T_z$  и открытия  $T_0$ . Кроме того, величина удара существенно зависит от режима закрытия турбины по времени.

В насосных установках гидравлический удар вызывается закрытием и открытием задвижек на трубопроводах, пуском и отключением насосов.

Скорость распространения волны удара по трубопроводу при постоянных по длине диаметре и толщине стенки (стальной, чугунной, резиновой) определяется по обобщенной формуле Н. Е. Жуковского

$$c = \frac{c_{ж}}{\sqrt{1 + \frac{\epsilon}{E} \psi}}, \quad (14-74)$$

где  $c_{ж}$  — скорость звука в жидкости, определяемая выражением  $c_{ж} = \sqrt{g\epsilon/\gamma}$  и для воды равная 1425 м/сек;  $\epsilon$  — модуль объемной упругости жидкости, равный для холодной воды  $2,1 \cdot 10^4$  кгс/см<sup>2</sup>;  $E$  — модуль упругости материала стенок трубопровода, равный: для стали  $2,1 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>; для чугуна  $1 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>; для бетона  $1,5-2 \cdot 10^5$  кгс/см<sup>2</sup>; для резины  $20-60$  кгс/см<sup>2</sup>; для органического стекла  $0,25-0,4 \cdot 10^5$  кгс/см<sup>2</sup>;  $\gamma$  — удельный вес жидкости;  $\psi$  — безразмерный коэффициент, учитывающий деформативность стенок водовода.

Для тонкостенного, однородного, свободно опертого трубопровода (стальной, резиновой, из оргстекла и др.)

$$\psi = D/\delta, \quad (14-75)$$

где  $D$  — диаметр трубопровода;  $\delta$  — толщина стенки трубопровода.

Для железобетонного трубопровода

$$\psi = \frac{D}{\delta(1 + 9,5\alpha)}, \quad (14-76)$$

где  $D$  — внутренний диаметр трубопровода;  $\delta$  — толщина стенки трубы;  $\alpha$  — коэффициент армирования кольцевой арматурой, равный  $f/\delta$ , где  $f$  — площадь сечения кольцевой арматуры на 1 м длины стенки трубы. Обычно  $\alpha = 0,015 \div 0,05$ .

Для деревянного трубопровода

$$\psi = \frac{240}{p} \frac{E}{\epsilon}, \quad (14-77)$$

где  $p$  — величина давления, на которое рассчитано сечение трубопровода, м вод. ст.;  $E$  — модуль упругости бандажа (сталь).

Фазой удара называется время, которое необходимо для пробега ударной волной удвоенной длины водовода. Для простого водовода, сечение которого на длине  $L$  постоянно,

$$t_{\phi} = \frac{2L}{c}. \quad (14-78)$$

Безразмерные величины. Относительное открытие

$$\alpha = a/a_{\text{макс}},$$

где  $a$  — открытие направляющего аппарата или задвижки в момент времени  $t$ ;  $a_{\text{макс}}$  — наибольшая величина открытия.

Режим изменения открытия может быть задан функцией времени

$$\alpha = f(t). \quad (14-79)$$

Часто принимается линейный закон изменения открытия

$$\alpha = \alpha_n \pm \frac{t}{T}, \quad (14-80)$$

где для случая открытия берется знак плюс и  $T = T_0$ , а для закрытия берется знак минус и  $T = T_z$ .

Относительная величина удара

$$\xi = \frac{H - H_0}{H_0} = \frac{\epsilon \Delta H}{H_0}. \quad (14-81)$$

Следовательно, если известно  $\xi$ , то ударное давление

$$\Delta H = \xi H_0. \quad (14-82)$$

Относительная величина расхода и скорости

$$q = \frac{Q}{Q_{\text{макс}}} = \frac{v}{v_{\text{макс}}}, \quad (14-83)$$

где  $Q$ ,  $v$  — расход и скорость в данном сечении водовода в период неустановившегося движения;  $Q_{\text{макс}}$ ,  $v_{\text{макс}}$  — наибольший расход, скорость в период установившегося движения.

При вычислении удара существенное значение имеют следующие параметры.

Постоянная инерции напорного водовода  $T_i$ :

$$T_i = \frac{Q_{\text{макс}}}{gH_0} \sum_L \frac{l_i}{f_i}, \text{ сек.} \quad (14-84)$$

Коэффициент сечения водовода  $\rho$

$$\rho = \frac{cQ_{\text{макс}}}{2gH_0 f}, \quad (14-85)$$

где  $L$  — длина напорного водовода, м;  $H_0$  — статический напор, м;  $c$  — скорость распространения удара в трубопроводе, м/сек;  $g$  — ускорение свободного падения, равное  $9,81$  м/сек<sup>2</sup>;  $l_i$  и  $f_i$  — длины участков водовода и площади их поперечных сечений (если сечение по длине переменно).

### 14-10. АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ УДАРНОГО ДАВЛЕНИЯ

Ударное давление в конечном сечении  $A-A$  (см. рис. 14-20) трубопровода приближенно может быть определено без учета упругости воды и стенок водовода:

$$\xi^A = -T_i \frac{dq}{dt} \text{ и } \Delta H^A = \xi^A H_0. \quad (14-86)$$

Максимальная величина ударного давления в конечном сечении напорного водовода ориентировочно может быть оценена с помощью формулы

$$\xi^A = \pm (1,3 \div 1,5) \frac{T_i}{T}, \quad (14-86')$$

где  $T$  — время закрытия ( $T_z$ ) или открытия ( $T_0$ ) направляющего аппарата.

Более точные расчеты ударного давления должны производиться с учетом упругих деформаций воды и стенок водовода и характеристики турбины или регулирующего органа.

Если время закрытия или открытия турбины  $T \leq 2L/c$ , то удар называется прямым.

Величина прямого удара в случае полного закрытия ( $q_n = 0$ ) определяется по формуле Н. Е. Жуковского:

$$\Delta H = \frac{cv_n}{g} \text{ или } \xi = 2\rho q_n, \quad (14-87)$$

где  $v_n$  — скорость воды в водоводе к моменту начала закрытия;  $q_n$  — начальный расход (относительный). Из формулы (14-87) следует, что величина прямого удара не зависит от режима открытия по времени.

Если время закрытия или открытия трубопровода  $T_z$  или  $T_0$  больше фазы:  $T > t_{\phi} = 2L/c$ , то удар называется непрямым. В этом случае относительная величина расхода в водоводе в сечении  $A-A$  (см. рис. 14-20) у турбины или у задвижки для  $n$ -й фазы может быть определена по формуле

$$q_n^A = q_n^A - \frac{\xi_n}{2\rho} - \frac{1}{\rho} \sum_{i=1}^{n-1} \xi_i^A, \quad (14-88)$$



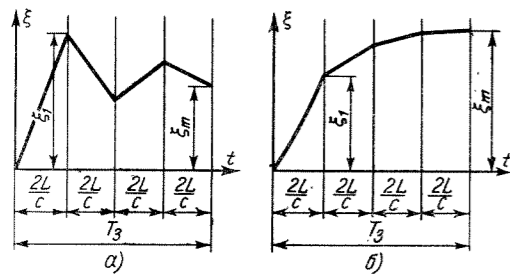


Рис. 14-16. Изменение относительной величины ударного давления при линейном закрытии.  
а — первофазный удар; б — предельный удар.

где  $\xi_n^A$  — относительная величина удара в сечении А-А к концу n-й фазы;  $\xi_i^A$  — соответствующие значения к концу 1-й, 2-й, ..., n-й фазы;  $q_n^A$  — начальная величина относительного расхода в сечении А-А водовода.

Расход, пропускаемый турбиной при постоянной скорости вращения, приблизительно определяется зависимостью

$$q^A = \alpha \sqrt{1 + \frac{\xi_i^A}{1 - h^0}}, \quad (14-89)$$

где  $\alpha$  — относительное открытие турбины;  $h^0$  — коэффициент, учитывающий характеристику пропускной способности турбины. Для реактивных турбин

$$h^0 = 0,5 - \frac{1/n_s}{600}. \quad (14-89a)$$

Величина коэффициента быстроходности  $n_s$  определяется по формулам (15-7) и (15-7'). Для активных турбин  $h^0 = 0$ .

Для случая закрытия турбины после сброса нагрузки, т. е. в условиях повышения скорости ее вращения, коэффициент  $h^0$  можно приближенно принимать равным нулю.

Для заданного закона изменения открытия турбины во времени (14-79) путем совместного решения уравнений (14-88) и (14-89) можно определить величину ударного давления в конечном сечении А-А трубопровода. Однако для этого систему нужно решать последовательно для 1-й, 2-й, ..., n-й фазы. Для упрощения аналитических расчетов приближенно считают, что открытие турбины по времени изменяется линейно. При этом рассматриваются два характерных случая: либо наибольшая величина удара наступает к концу 1-й фазы ( $\xi_{\max} = \xi_1$ ), а все последующие фазы дают меньшее значение удара (рис. 14-16, а) — первофазный удар, либо давление нарастает со временем и наибольшее значение удара достигается к концу закрытия или открытия ( $\xi_{\max} = \xi_m$ ) (рис. 14-16, б) — предельный удар.

Формулу для первофазного удара легко получить из уравнений (14-88) и (14-89):

$$\xi_1 = 2\rho \left[ \left( \alpha_n + \frac{\rho \alpha_1^2}{1 - h^0} \right) - \sqrt{\left( \alpha_n + \frac{\rho \alpha_1^2}{1 - h^0} \right)^2 - \alpha_n^2 + \alpha_1^2} \right]. \quad (14-90)$$

Пользуясь формулой (14-90) для случая закрытия ( $\alpha_n > \alpha_1$ ), получаем  $\xi_1 > 0$  — положительный удар, а для случая открытия ( $\alpha_1 > \alpha_n$ ) получаем  $\xi_1 < 0$  — отрицатель-

ный удар. При этом  $\alpha_1$  — открытие к концу первой фазы определяется по формуле (14-79) или (14-80). Более точные результаты могут быть получены, если в выражение (14-90) вместо  $\alpha$  подставить значения относительной величины пропускной способности турбины  $q_0$ , соответствующие каждому открытию, т. е. расходу при данном открытии, скорости вращения и расчетном напоре.

Величина предельного удара определяется по следующей формуле:

$$\xi_T = \frac{T_1}{2T} \left[ \frac{T_1}{T(1-h^0)} \pm \sqrt{\left( \frac{T_1}{T(1-h^0)} \right)^2 + 4} \right], \quad (14-91)$$

где  $T$  — время полного закрытия или открытия;  $T_1$  — постоянная инерции, определяемая по формуле (14-84); знак плюс соответствует случаю положительного удара (закрытие), а знак минус — отрицательному удару (открытие). Формула (14-91) не учитывает упругих свойств трубопровода и воды, поэтому если число фаз мало ( $\frac{cT_s}{2L} < 3$ ), более точные результаты будут получены непосредственно из совместного решения уравнений (14-88) и (14-89).

Практически расчеты удара производят так: если удар не прямой ( $T_3$  или  $T_0 > 2L/c$ ), то вычисляют ударное давление к концу первой фазы  $\xi_1$  по формуле (14-90) и к концу закрытия или открытия  $\xi_T$  по формуле (14-91). Большее по абсолютной величине принимают за расчетное значение. Для облегчения расчетов на рис. 14-17 приведен график, из которого по соотношению величин  $T_1/T$  и  $\rho q_n$  можно определить какой из формул для каждого данного случая пользоваться. Если удар прямой ( $T_3$  или  $T_0 \leq 2L/c$ ), то для случая полного закрытия турбины расчеты производятся по формуле Н. Е. Жуковского (14-87), а для неполного закрытия или открытия — по формуле (14-90), в которой  $\alpha_1$  заменяется на  $\alpha_k$  ( $\alpha_k$  — конечное открытие турбины).

Для облегчения расчетов приведена сводная таблица формул (табл. 14-7) для определения величины ударного давления в конечном сечении трубопровода.

Для проектирования трубопроводов важно знать, какому расчетному случаю соответствует наибольшая

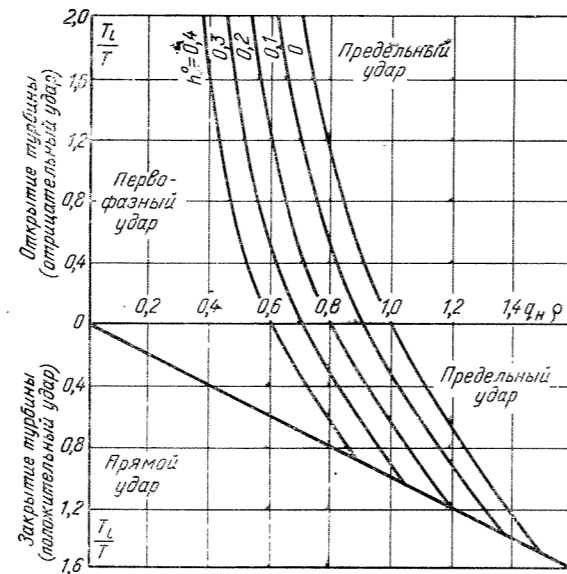


Рис. 14-17. График для определения вида удара при линейном изменении открытия во времени.

Таблица 14-7

Сводная таблица формул для расчета гидравлического удара в неразветвленных трубопроводах при линейном изменении открытия во времени

Вид удара	Условия возникновения	Расчетная величина удара	№ формул	Условия применения	Значения коэффициентов
Прямой удар	$T_3$ или $T_0 \leq \frac{2L}{c}$	$\Delta H = \frac{c v_n}{g}$ или $\xi = 2\rho q_n$	(14-87)	Только для полного закрытия	$\xi = \frac{\Delta H}{H_0}$
		$\xi = 2\rho \left[ \left( \alpha_n + \frac{\rho \alpha_k^2}{1 - h^0} \right) - \sqrt{\left( \alpha_n + \frac{\rho \alpha_k^2}{1 - h^0} \right)^2 - \alpha_n^2 + \alpha_k^2} \right]$	(14-90) для прямого удара $\alpha_1 = \alpha_k$	Для открытия и для случая неполного закрытия	$\rho$ по (14-85) $T_1$ по (14-84)
Непрямой удар	$T_3$ или $T_0 > \frac{2L}{c}$	$\xi_1 = 2\rho \left[ \left( \alpha_n + \rho \frac{\alpha_1^2}{1 - h^0} \right) - \sqrt{\left( \alpha_n + \rho \frac{\alpha_1^2}{1 - h^0} \right)^2 - \alpha_n^2 + \alpha_1^2} \right]$	(14-90)	В случае первофазного удара (рис. 14-17)	$h^0$ — по (14-89a) для реактивных турбин и $h^0 = 0$ для активных турбин и для задвижки
		$\xi = \frac{T_1}{2T} \left[ \frac{T_1}{T(1-h^0)} \pm \sqrt{\left( \frac{T_1}{T(1-h^0)} \right)^2 + 4} \right]$	(14-91)	В случае предельного удара (рис. 14-17)	

Примечание. В случае трубопровода, диаметр и толщина стенок которого изменяются по длине, достаточно точные результаты могут быть получены, если в расчет по формулам, приведенным в таблице, подставлять при определении  $\rho$  и  $\alpha$  средние величины, которые вычисляются по следующим формулам:

$$c_{cp} = \frac{L}{\sum \frac{l_i}{c_i}}; \quad \rho_{cp} = \frac{\sum \rho_i l_i}{L}.$$

Здесь  $c_{cp}$  и  $\rho_{cp}$  — средние значения; величины с индексом  $i$  определяются для каждого участка водовода длиной  $l_i$ ;  $L$  — общая длина водовода

величина гидравлического удара. Для отрицательного удара при открытии турбины таким невыгодным случаем является мгновенный наброс полной мощности, т. е. открытие турбины от  $\alpha_{k,x}$  (открытие, соответствующее холостому ходу агрегата) до  $\alpha_k = 1$ . Для положительного удара иногда считают, что наибольшая величина удара соответствует случаю частичного закрытия от  $\alpha_n$  до  $\alpha_k = 0$ , при котором удар будет прямым («короткий» удар). Тогда

$$\xi_{\max} = \frac{2T_1}{T_3}. \quad (14-92)$$

Однако эта формула справедлива лишь в том случае, если считать, что скорость закрытия сохраняется постоянной. При таком предположении время частичного закрытия  $T'_3$  от  $\alpha_n$  до  $\alpha_k = 0$  получается равным

$$T'_3 = \alpha_n T_3, \quad (14-93)$$

где  $T_3$  — время полного закрытия турбины от  $\alpha = 1$  до  $\alpha = 0$ .

Чтобы избежать чрезмерно большой величины «короткого» удара, нужно снижать скорость закрытия по мере уменьшения  $\alpha_n$ .

Идеальный и совершенный режимы изменения открытия турбин, установленные Г. И. Кривченко, позволяют отыскать наиболее выгодный вид зависимости

$$q_0^A = f(t).$$

где  $q_0^A$  — относительная величина пропускной способности турбины или задвижки при  $H = H_0$ .

Идеальный режим дает абсолютный минимум ударного давления в конечном сечении трубопровода для данного времени закрытия турбины или задвижки и может быть получен при условии, что ударное давление за время закрытия или открытия турбины будет постоянно (рис. 14-18, а, линия I). При этом открытие должно изменяться скачкообразно. В качестве примера на рис. 14-18, а приведен идеальный режим закрытия для  $T_3 = 3$  сек и длительности фазы  $t_{\phi} = 0,75$  сек.

В случае идеального режима закрытия величина ударного давления в конечном сечении А-А трубопровода при полном закрытии ( $\alpha_k = 0$ ) равна:

$$\xi_n^A = \frac{2\rho}{2m + 1}, \quad (14-94)$$

где  $m$  — число фаз,  $m = cT_3/2L$ .

При идеальном режиме закрытия величина ударного давления по всей длине трубопровода получается одинаковой, равной  $\xi_n^A$  (аналогично случаю мгновенного закрытия). Идеальный режим закрытия позволяет значительно уменьшить величину ударного давления, но практическое его осуществление невозможно.

Совершенный режим закрытия (эпюра удара на рис. 14-18, а, линия II) дает несколько большую величину ударного давления, чем идеальный в конечном сечении водовода, зато практическое осуществление такого режима возможно. На рис. 14-18, б показан совершенный режим закрытия, который определен для тех же условий, что и идеальный. Величина ударного давления в случае совершенного режима изменения открытия для конечного сечения А-А трубопровода определяется следующим выражением:

$$\xi_c^A = \xi_0^A \left[ \left( \alpha_n + \frac{\alpha_k^2 \xi_0^A}{2(1-h^0)} \right) - \sqrt{\left( \alpha_n + \frac{\alpha_k^2 \xi_0^A}{2(1-h^0)} \right)^2 - \alpha_n^2 + \alpha_k^2} \right], \quad (14-95)$$

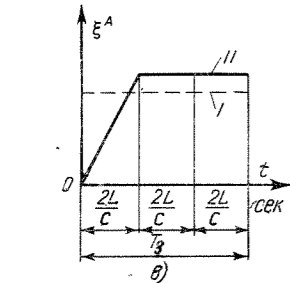
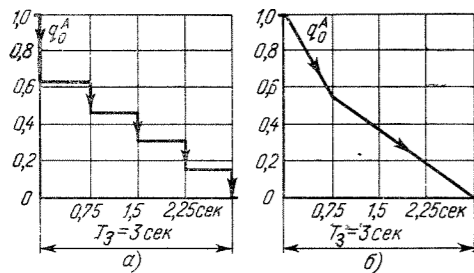


Рис. 14-18. Идеальный и совершенный режимы закрытия.

где  $\xi_0^A$  — величина ударного давления при полном закрытии турбины (при  $\alpha_k = 0$  из формулы (14-95) получаем  $\xi_0^A = \xi_0^A \alpha_k$ ):

$$\xi_0^A = \frac{2\rho}{2m-1} \quad (14-95')$$

Формула (14-95) универсальна и пригодна для расчета любого случая удара. Следует лишь учитывать, что при прямом ударе, когда  $T < 2L/c$ , величину  $m$  следует принимать равной единице. Вид совершенного режима изменения открытия устанавливается расчетом. В случае совершенного режима ударное давление по длине трубопровода линейно убывает по мере приближения к верховому концу трубопровода.

Выравнивание давления в водоводе после окончания закрытия или открытия турбины. При расчете необходимо учитывать характер неустановившегося режима не только в период времени, когда происходит изменение открытия водовода, но и в период после окончания процесса открытия или закрытия. Формулы (14-91) и (14-95) показывают, что к концу закрытия (открытия) давление не равно давлению, соответствующему установившемуся режиму. Выравнивание давления в трубопроводе после окончания закрытия происходит постепенно, причем во всех последующих фазах сохраняется соотношение

$$\frac{\xi_{m+1}^A}{\xi_m^A} = \frac{\xi_{m+2}^A}{\xi_{m+1}^A} = \dots = \frac{\rho q_{0k}^A - 1}{\rho q_{0k}^A + 1} \quad (14-96)$$

В этом выражении  $\xi_m^A$  — относительная величина удара, соответствующая концу закрытия (открытия) задвижки либо турбины.

Возможны два случая:

$$1. \text{ Если } \rho q_{0k}^A > 1, \text{ то } \frac{\rho q_{0k}^A - 1}{\rho q_{0k}^A + 1} > 0.$$

Следовательно, выравнивание давления происходит путем постепенного уменьшения величины удара — аperiodически (рис. 14-19,а).

$$2. \text{ Если } \rho q_{0k}^A < 1, \text{ то } \frac{\rho q_{0k}^A - 1}{\rho q_{0k}^A + 1} < 0.$$

Следовательно, величина удара в каждой последующей фазе меняет знак, т. е. если в результате закрытия мы имели  $\xi_m > 0$  (положительный удар), то в следующей фазе будем иметь  $\xi_{m+1} < 0$  (отрицательный удар). Процесс выравнивания давления состоит из периодических затухающих колебаний давления в трубопроводе (рис. 14-19,б). Величина удара обратного знака в следующей фазе после окончания изменения открытия иногда называется противоударом.

Особенно важен случай противоудара при полном закрытии турбины или задвижки, когда  $q_{0k}^A = 0$ . Тогда по формуле (14-96) получаем:

$$\frac{\xi_{m+1}}{\xi_m} = \frac{\xi_{m+2}}{\xi_{m+1}} = \dots = -1, \quad (14-96')$$

т. е. при полном закрытии противоудар в трубопроводе равен по абсолютной величине  $\xi_m$ , и выравнивание давления в этом случае представляет процесс незатухающих колебаний давления. В реальных условиях, конечно, эти колебания все же затухают в результате рассеяния энергии, что не учитывают приведенные формулы. Величину  $\xi_m$  нужно определять по формуле (14-87) в случае прямого удара и по формулам (14-91) и (14-95) в случае непрямого удара. Может оказаться, что отрицательный удар, полученный в результате закрытия водовода (противоудар), превышает величину отрицательного удара, соответствующего открытию. Это соображение накладывает

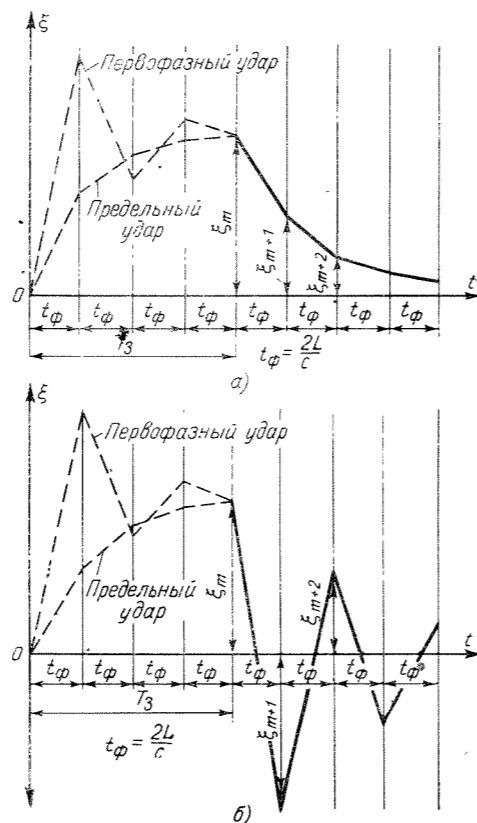


Рис. 14-19. Выравнивание давления в водоводе после окончания открытия или закрытия. а — аperiodическое выравнивание; б — колебательное затухание.

также ограничение на максимально допустимую величину положительного удара.

Например, пусть при напоре  $H_0 = 60$  м при полном закрытии ( $q_{0k}^A = 0$ ) получилось  $\xi_m = 1,3$ . Это значит, что в нижнем сечении трубопровода максимальное давление составит  $H = 60(1 + 1,3) = 138$  м. Величина же противоудара при этом, определяемая по формуле (14-96), оказывается равной  $\xi_{m+1} = -1,3$ , т. е. давление в нижнем сечении водовода в конце фазы следующей после конца закрытия относительно нижнего бьефа составляет  $(1 - 1,3)60 = -18$  м. Если это сечение расположено на уровне нижнего бьефа, то здесь произойдет разрыв сплошности потока, так как вакуум 18 м превышает предельное значение 10 м вод. ст.; следовательно, необходимо принять меры для снижения величины положительного удара.

Построение пьезометрической линии напоров по длине водовода. Все расчетные формулы для определения гидравлического удара дают величину его в конечном сечении водовода А-А (рис. 14-20). Между тем для проектирования водоводов необходимо знать давление в любом сечении по его длине.

Для предельного положительного и отрицательного удара, а также для совершенного режима изменения открытия величина ударного давления  $\Delta H$  изменяется по длине трубопровода линейно. Для построения эпюры трубопровод спрямляется и в сечении А-А откладывается величина  $\Delta H^A$ , найденная расчетом по формулам (14-91) или (14-95) (рис. 14-20,а). Эпюра положительного удара  $\Delta H$  откладывается вверх от линии статического удара  $\Delta H^A$  откладывается вверх от линии статического удара уровня верхнего бьефа (уровня в напорном бассейне).

В случае напорной деривации с уравнильным резервуаром эпюру также откладывают вверх от статического уровня (рис. 14-20,б). При очень большой длине деривации и значительных гидравлических потерях в ней это может приводить к некоторому завышению давления в трубопроводе. В таких случаях можно рекомендовать строить эпюру удара от уровня в резервуаре, соответствующего моменту достижения максимума удара, или от начального. При отрицательном ударе эпюру строят при минимальном уровне верхнего бьефа<sup>1</sup> и откладывают вниз от линии пьезометрического уровня в водоводе с учетом потерь напора в нем. В случае напорной деривации с уравнильным резервуаром эпюра отрицательного удара откладывается вниз от пьезометрической линии с учетом потерь напора в деривации и в напорном трубопроводе. Более точные результаты могут быть получены путем учета величины снижения уровня в резервуаре за время открытия турбины.

Иногда и для первофазного удара приближенно принимают линейное распределение ударного давления по длине водовода. Более точное определение величины давления в любом сечении для первофазного отрицательного удара производится по той же формуле (14-90), но при этом ее следует отнести к рассматриваемому сечению, совершенно не учитывая лежащего ниже участка водовода. Так, если необходимо найти величину удара в сечении В-В (рис. 14-20,а), то значение коэффициента  $\rho$  не меняется. При определении  $T_1$  и длительности фазы  $t_\phi$  нужно подставить вместо  $L$  длину  $L_1$ . Порядок расчета удара сохраняется.

Для первофазного положительного удара расчет производится по формуле (14-90), причем, например, для сечения В-В имеем  $\Delta H^B = \Delta H^A_{\text{макс}} - \Delta H^{AB}$ , где  $\Delta H^{AB}$  определяется по формуле (14-90) при значениях  $T_1$  и  $\rho$ , соответствующих длине водовода между сечениями А-А и В-В, т. е.  $L_2$  (рис. 14-20,а).

Пример. Длина водовода  $L = 400$  м; диаметр 4 м; расход  $Q_{\text{макс}} = 44$  м<sup>3</sup>/сек; напор  $H_0 = 100$  м;  $n_s = 200$ ; время закрытия и открытия турбины  $T = 3$  сек; скорость распространения удара  $c = 1000$  м/сек. Определить величину гидравлического удара при закрытии турбины от  $\alpha_n = 1$  до  $\alpha_k = 0$  и при открытии от  $\alpha_k = 0,2$  до  $\alpha_n = 1$  в конечном сечении А-А трубопровода и в сечении В-В на расстоянии  $L_1 = 150$  м от напорного бассейна (схема рис. 14-20,а);  $f = 12,5$  м<sup>2</sup>.

Решение. 1. По формуле (14-85)

$$\rho = \frac{cQ_{\text{макс}}}{2gH_0 f} = \frac{1000 \cdot 44}{2 \cdot 9,81 \cdot 100 \cdot 12,5} = 1,78.$$

<sup>1</sup> При этом скорость в водоводе, а следовательно, и удар иногда получаются несколько меньше, чем при расчетном напоре; однако с точки зрения возможности образования вакуума этот случай будет более опасным.

По формуле (14-84)

$$T_1^A = \frac{Q_{\text{макс}} L}{gH_0 f} = \frac{44 \cdot 400}{9,81 \cdot 100 \cdot 12,5} = 1,43 \text{ сек};$$

$$T_1^B = 1,43 \frac{150}{400} = 0,54 \text{ сек}.$$

По формуле (14-89а)  $i^0 = 0,5 - \frac{200}{600} = 0,17$ .

2. По диаграмме на рис. 14-17 по  $\rho q_n$  находим, что наибольшее значение удара при закрытии соответствует предельному удару [расчетная формула (14-91)], а для случая открытия — первофазному удару [расчетная формула (14-90)].

3. Положительный удар

$$\xi_T^A = \frac{1,43}{2,3} \left[ \frac{1,43}{3(1-0,17)} + \sqrt{\left( \frac{1,43}{3(1-0,17)} \right)^2 + 4} \right] = 0,63;$$

$$\Delta H^A = 0,63 \cdot 100 = 63 \text{ м}.$$

Из подбоя треугольников получаем:

$$\Delta H^B = 63 \frac{150}{400} = 23,3 \text{ м}.$$

4. Отрицательный удар:

длительность фазы

$$t_\phi^A = \frac{2 \cdot 400}{1000} = 0,8 \text{ сек};$$

$$t_\phi^B = \frac{2 \cdot 150}{1000} = 0,3 \text{ сек};$$

открытие к концу первой фазы:

для сечения А-А определяется по формуле (14-80)

$$\alpha_1 = 0,2 + \frac{t_\phi^A}{T_0} = 0,2 + \frac{0,8}{3} = 0,467;$$

для сечения В-В

$$\alpha_1 = 0,2 + \frac{0,3}{3} = 0,3.$$

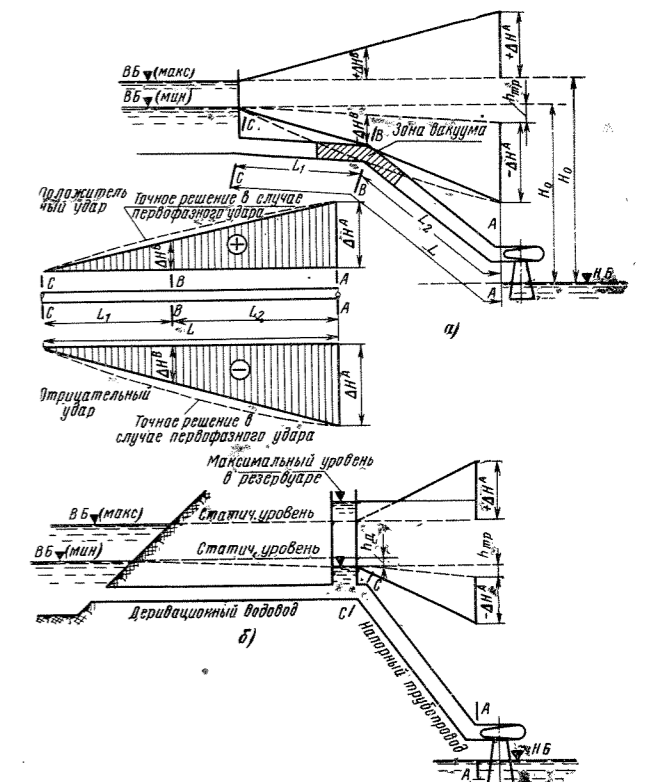


Рис. 14-20. Распределение ударного давления по длине напорного водовода. а — при безнапорной деривации; б — при напорной деривации.

143—1

По формуле (14-90) находим:

$$\xi_1^A = 2 \cdot 1,78 \left[ \left( 0,2 + \frac{1,78 \cdot 0,467^2}{1-0,17} \right) - \sqrt{\left( 0,2 + \frac{1,78 \cdot 0,467^2}{1-0,17} \right)^2 - 0,2^2 + 0,467^2} \right] = -0,427;$$

$$\xi_1^B = 2 \cdot 1,78 \left[ \left( 0,2 + \frac{1,78 \cdot 0,3^2}{1-0,17} \right) - \sqrt{\left( 0,2 + \frac{1,78 \cdot 0,3^2}{1-0,17} \right)^2 - 0,2^2 + 0,3^2} \right] = -0,21$$

или

$$\Delta H^A = -100 \cdot 0,427 = -42,7 \text{ м}$$

$$\Delta H^B = -100 \cdot 0,21 = -21 \text{ м.}$$

Если считать по треугольнику, то

$$\Delta H^B = -42,7 \frac{150}{400} = -16 \text{ м.}$$

т. е. получим меньшую величину отрицательного удара, чем дает более точное решение.

**Расчет величины удара в случае совершенного режима изменения открытия турбины**

Для условий полного закрытия по формуле (14-95) находим при

$$m = \frac{1000 \cdot 3}{2 \cdot 400} = 3,75$$

$$\xi_c^A = \frac{2 \cdot 1,78}{2(3,75-1)} = 0,548;$$

$$\Delta H_c^A = 100 \cdot 0,548 = 54,8 \text{ м.}$$

т. е. меньше, чем по формуле (14-91) при линейном закрытии. Для открытия турбины по формуле (14-95) находим:

$$\xi_c^A = 0,548 \left[ \left( 0,2 + \frac{1 \cdot 0,548}{2(1-0,17)} \right) - \sqrt{\left( 0,2 + \frac{1 \cdot 0,548}{2(1-0,17)} \right)^2 - 0,2^2 + 1^2} \right] = -0,321$$

или

$$\Delta H_c^A = -100 \cdot 0,321 = -32,1 \text{ м.}$$

Ударное давление получается меньше, чем при линейном открытии, определенном по формуле (14-90).

14-11. ГРАФИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ УДАРНОГО ДАВЛЕНИЯ

Графический метод расчета позволяет построить полную эпюру изменений давления в водоводе за время неустановившегося режима<sup>1</sup>. При этом без усложнения построений можно учитывать целый ряд факторов, которые в аналитическом решении учитываются приближенно или даже совсем не принимаются в расчет. Например, при графическом методе легко построить эпюру удара при любом реальном режиме изменения открытия  $\alpha = f(t)$ , в то время как в аналитических формулах принимается линейное изменение открытия по времени. Графический метод позволяет учесть реальную характеристику турбины, насоса или запорного органа.

Графический метод удобен при расчетах удара в сложных трубопроводах (телескопические и разветвленные).

Построение эпюры гидравлического удара графическим методом базируется на применении цепных уравнений, которые вытекают из общего решения уравнений удара, полученного Н. Е. Жуковским. Если взять водовод любого вида (например, приведенный на рис. 14-21), то для каждого участка, на котором диаметр и толщина стенок сохраняются постоянными (участки AC, CD и

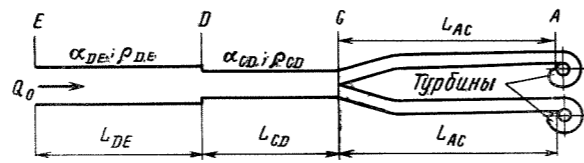


Рис. 14-21. Расчетная схема сложного напорного водовода.

DE), можно написать следующие две группы цепных уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \xi_T^C - \xi_{T+t}^D &= 2\rho_{CD} (q_T^C - q_{T+t}^D); \\ \xi_T^D - \xi_{T+t}^C &= -2\rho_{CD} (q_T^D - q_{T+t}^C). \end{aligned} \right\} (14-97)$$

В уравнениях (14-97), написанных для участка CD водовода,  $\xi$  — относительная величина удара ( $\xi = \Delta H/H_0$ ) в сечении, обозначенном верхним индексом в момент времени, соответствующий нижнему индексу;  $q$  — относительный расход или средняя скорость течения в данном сечении водовода по определению (14-83);  $\rho$  — постоянная сечения, определяемая по формуле (14-85), которая вычисляется для каждого участка. Так, для участка CD

$$\rho_{CD} = \frac{c_{CD} Q_{\max}}{2gH_0 f_{CD}}$$

$T$  — произвольный момент времени;  $t$  — время, за которое упругая волна пробегает рассматриваемый участок. Для участка CD

$$t = \frac{L_{CD}}{c_{CD}} \quad (14-98)$$

С геометрической точки зрения каждое из цепных уравнений представляет собой уравнение прямой в координатных осях  $\xi, q$ , что и используется для графического построения эпюры удара.

В координатном поле  $(q, \xi)$  строятся кривые относительной величины расхода турбины, насоса или задвижки  $q^A = f(\alpha, \xi^A)$ , которые изображаются в виде системы кривых с параметром  $\alpha$ .

Расход затвора, сопла, а в первом приближении и реактивной турбины можно представить зависимостью  $q^A = \alpha \sqrt{1 + \xi^A}$ . (14-99)

Линии  $q^A = f(\alpha, \xi^A)$  при  $\alpha = \text{const}$  будут представлять собой параболы, выходящие из точки  $\xi = -1$  (этой точке соответствует нулевой напор).

Для реактивных гидротурбин более точно зависимости  $q^A$  можно построить по главной универсальной характеристике. При этом иногда считают  $n'_T = \text{const}$ , что приблизительно отвечает условию отключения агрегата от системы. Можно выполнять расчет и для условий постоянства скорости вращения, что отвечает условиям работы агрегата под нагрузкой. В этом случае для реактивных турбин линии  $q^A$  не будут представлять собой параболы: для соответственных величин открытия расстояния между линиями  $q^A$  по сравнению с формулой (14-99) изменятся, а именно — уменьшатся в зоне больших открытий и увеличатся в зоне малых открытий. И, наконец, кривые будут сходиться не к нулевому напору ( $\xi^A = -1$ ), а к напору нулевого расхода  $h_0$ , величина которого зависит от быстроходности турбины (чем меньше быстроходность турбины, тем  $h_0$  больше). В качестве иллюстрации на рис. 14-22 нанесены кривые  $q = f(\alpha, \xi)$ , полученные по формуле (14-99) и согласно характеристике радиально-осевой турбины  $n'_T = 240$ .

Если расчет удара производится для условий сброса нагрузки с агрегата, сопровождающегося значительным отклонением скорости вращения от нормального значения, это изменение скорости необходимо учитывать при определении расхода турбины. При таких условиях во многих случаях удовлетворительные результаты получаются, если определять пропускную способность турбины по условию  $n'_T = \text{const}$  (см. гл. 15).

<sup>1</sup> Более подробно о графическом расчете удара см. Кривченко Г. И. Гидравлический удар и рациональные режимы регулирования турбин гидроэлектростанций. М., Госэнергоиздат, 1951; Мостков М. А. Гидравлический справочник. М., Стройиздат, 1954.

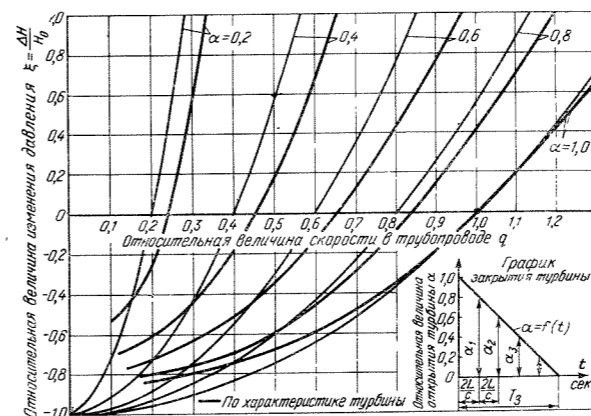


Рис. 14-22. Кривые относительной пропускной способности турбины  $q(\xi, \alpha)$ .

Для иллюстрации практического использования цепных уравнений (14-97) при графическом методе расчета гидравлического удара рассмотрим пример построения эпюры для простого трубопровода (рис. 14-23). Пусть требуется построить эпюру удара в конечном сечении трубопровода для случая полного закрытия турбины. Время закрытия  $T_z$ . Режим закрытия задан графиком  $\alpha = f(t)$ . Кривые расхода турбины построены для  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ . Линия нулевого открытия совпадает с осью ординат. Каждая точка в поле координат  $q, \xi$  дает режим, характеризующийся давлением и скоростью в сечении трубопровода. Точка  $A_0$ , соответствующая режиму в конечном сечении трубопровода в начальный момент времени, определяется координатами  $q^A = 1$  и  $\xi^A = 0$ . Режим в сечении C характеризуется постоянством давления  $\xi^C = 0$ . Следовательно, все ре-

жимные точки сечения C должны лежать на оси абсцисс  $q$ .

Первое уравнение из системы (14-97) дает:

$$\xi_0^A - \xi_t^C = 2\rho (q_0^A - q_t^C), \quad (14-100)$$

откуда из равенства  $\xi_t^C = \xi_0^A$  следует, что  $q_t^C = q_0^A$ , т. е. точка  $C_t$  совпадает с точкой  $A_0$ .

Далее пишем уравнение из второй группы (14-97):

$$\xi_t^C - \xi_{2t}^A = -2\rho (q_t^C - q_{2t}^A). \quad (14-101)$$

Это уравнение прямой, проходящей через точку C и образующей с осью абсцисс угол  $\beta$ , причем  $\text{tg}(\pi - \beta) = -2\rho$ . Определив по исходным данным по формуле (14-85) величину  $\rho$ , можно провести искомую прямую. При этом обязательно соблюдать соотношения масштабов  $\xi$  и  $q$ . Согласно уравнению (14-101) точка  $A_{2t}$  должна находиться где-то на этой прямой. В то же время очевидно, что точка  $A_{2t}$  должна находиться на кривой  $q^A = f(\xi^A, \alpha_{2t})$  при открытии  $\alpha_{2t}$ . Следовательно, точка  $A_{2t}$  находится на пересечении прямой, построенной по формуле (14-101), и этой кривой.

Отсюда можно сделать важный вывод, что в поле  $\xi, q$  эпюра удара в первую фазу изображается прямой. Зная  $A_{2t}$ , легко определить положение точки  $C_{3t}$  из уравнения

$$\xi_{2t}^A - \xi_{3t}^C = 2\rho (q_{2t}^A - q_{3t}^C).$$

Это уравнение прямой, проходящей через точку  $A_{2t}$  и пересекающей ось абсцисс под углом  $\beta$ , причем  $\text{tg} \beta = 2\rho$ . Зная, что  $\xi^C$  всегда равно нулю, находим точку  $C_{3t}$  на пересечении прямой с осью абсцисс.

Далее можно уравнения не выписывать, так как порядок нахождения следующих точек A и C сохраняется такой же и осуществляется проведением наклонных прямых под углами  $\beta$ . По точкам  $A_0 - A_8$  пунктиром

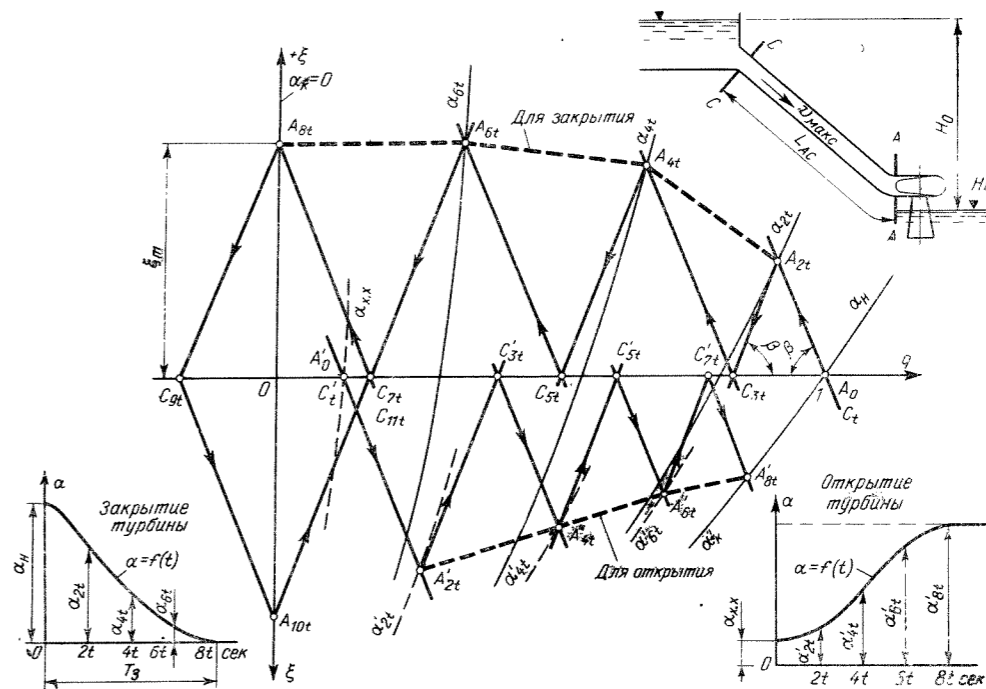


Рис. 14-23. Графическое построение для определения величины гидравлического удара (простой трубопровод).

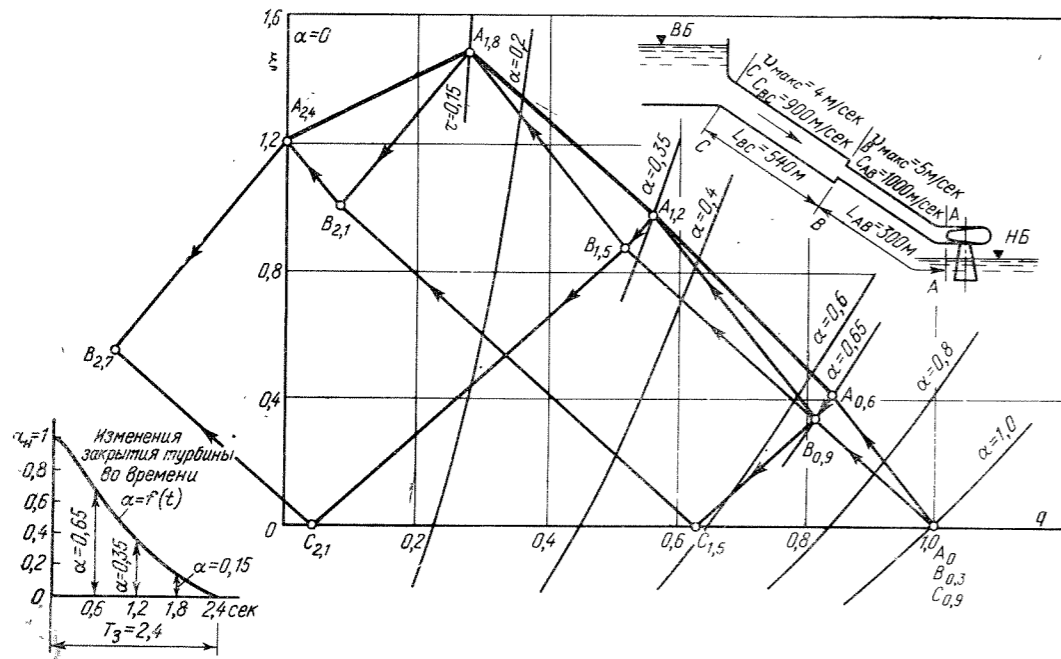


Рис. 14-24. Графическое построение для определения величины гидравлического удара (сложный трубопровод).

проведена эпора удара за время закрытия  $T_3$ . Можно продолжить построение и далее. В этом случае открытие турбины равно нулю ( $\alpha=0$ ) и точки  $A_{st}, C_{st}, A_{10t}, C_{11t}$  замкнутся в ромб, что указывает на существование незатухающих колебаний давления с амплитудой  $\pm \xi_m$ . Точка  $A_{10t}$  характеризует противоудар, что имеет большее значение для оценки возможности образования вакуума и его величины в водоводе. Если закрытие неполное ( $\alpha_k > 0$ ), то колебания давления будут затухающими и величина противоудара будет меньше.

Зная длительность фазы  $t_\phi = 2t$  по формуле (14-78), найденную эпору можно развернуть в кривые  $\xi^A = f(t)$  и  $q^A = f_1(t)$ .

Графическое построение для случая открытия турбины (рис. 14-23) принципиально не отличается от рассмотренного выше случая закрытия. Пусть требуется построить эпору удара для открытия турбины за время  $T_0$  от открытия холостого хода  $\alpha_{x,x}$  до полного  $\alpha_k$ . Изменение открытия направляющего аппарата турбины задано графиком  $\alpha = f(t)$ . По интерполяции находим положение кривой, соответствующей  $\alpha_{x,x}$ . Точки  $A'_0$  и  $C'_t$  будут находиться на пересечении кривой  $q^A = f(\xi, \alpha_{x,x})$  с осью абсцисс. Написав уравнение, аналогичное (14-101), находим точку  $A'_{2t}$  на пересечении кривой  $q^A$  для открытия  $\alpha'_{2t}$ , которую также можно определить интерполяцией. Далее находят точку  $C'_{3t}$  и все последующие точки до  $A'_{st}$ . По точкам  $A'_0 - A'_{st}$  можно провести эпору удара в сечении А. Если продолжать построение дальше при  $\alpha = \alpha_k$ , то постепенно величина удара затухнет и режим придет в точку  $A_0$ .

В качестве более сложного случая на рис. 14-24 приведен пример определения удара в телескопическом трубопроводе. Все необходимые расчетные данные показаны на чертеже. Порядок построения и расчетные уравнения для этого случая приведены ниже.

1. Из  $\xi_{0,3}^B - \xi_{0,6}^A = 2\rho_{AB}(q_{0,3}^B - q_{0,6}^A)$  и  $q^A = f(\xi, \alpha_{0,0})$  находим  $A_{0,6}$ .

2. Из  $\xi_{0,6}^A - \xi_{0,9}^B = 2\rho_{AB}(q_{0,6}^A - q_{0,9}^B)$  и  $\xi_{0,3}^C - \xi_{0,9}^B = 2\rho_{BC}(q_{0,3}^C - q_{0,9}^B)$  находим  $B_{0,9}$ .

3. Из  $\xi_{0,9}^B - \xi_{1,5}^C = 2\rho_{CB}(q_{0,9}^B - q_{1,5}^C)$  и условия  $\xi^C = 0$  находим  $C_{1,5}$ .

4. Из  $\xi_{0,9}^B - \xi_{1,2}^A = -2\rho_{AB}(q_{0,9}^B - q_{1,2}^A)$  и  $q^A = f(\xi, \alpha_{1,2})$  находим  $A_{1,2}$ .

5. Из  $\xi_{1,2}^A - \xi_{1,5}^B = 2\rho_{AB}(q_{1,2}^A - q_{1,5}^B)$  и  $\xi_{0,9}^C - \xi_{1,5}^B = -2\rho_{BC}(q_{0,9}^C - q_{1,5}^B)$  находим  $B_{1,5}$ .

Дальнейший порядок построения повторяется и нет необходимости выписывать уравнения. В результате построения одновременно получаются эпоры гидравлического удара в сечениях А-А и В-В.

Из рассмотренного примера легко уяснить методику построения для случаев сложных трубопроводов, которая в общем виде состоит в следующем: положение точек, соответствующих крайним сечениям трубопровода, определяется по одному уравнению из системы (14-97) и по граничным условиям — для сечений со свободным уровнем  $\xi=0$ ; для сечений у турбин или затворов по зависимости  $q=f(\xi, \alpha)$  и для сечений, расположенных у тупиков (закрытая задвижка или турбина),  $q=0$ . Положение точек, соответствующих промежуточным сечениям трубопровода, находится по двум или нескольким уравнениям из системы (14-97), написанным для участков трубопровода, которые примыкают к рассматриваемому сечению. Если время пробега волны (удара) для различных участков трубопровода  $t_1, t_2, t_3$ , то расчетным интервалом построения должен быть принят их общий наибольший делитель. Однако при этом часто оказывается необходимым выполнять расчеты по весьма малым интервалам времени. В итоге число построений резко возрастает, что увеличивает трудоемкость расчета

и снижает его точность. Этот недостаток может быть устранен, если расчет выполнять не по фактической величине скорости упругой волны, определенной по формуле (14-74), а по меньшему значению этой скорости, но выбранному таким образом, чтобы за время измене-

## В. УРАВНИТЕЛЬНЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ

### 14-12. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Уравнительные резервуары сооружаются в гидроэлектростанциях с напорной деривацией (рис. 14-25) для уменьшения динамических нагрузок от давления воды

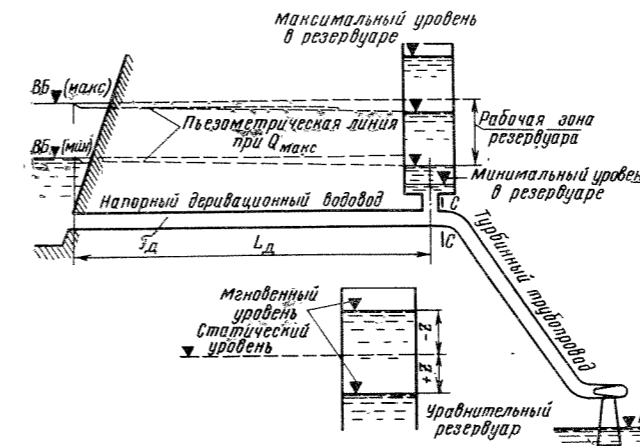


Рис. 14-25. Схема напорных водоводов с уравнительным резервуаром.

и снижения ударного давления в турбинных водоводах. Необходимость уравнительного резервуара в значительной мере определяется величиной постоянной инерции  $T_i$  (14-84). Существующая практика показывает, что для мощных ГЭС, имеющих относительно большой удельный вес в энергосистеме (до 20—25%), допустима инерционность напорных водоводов

$$T_i = 3,5 \div 4,5 \text{ сек.}$$

Для ГЭС меньшей мощности, работающих в энергосистеме, инерционность напорных водоводов

$$T_i = 5,5 \div 6,5 \text{ сек.}$$

Когда же на водоводах устанавливаются холостые выпуски,

$$T_i = 12 \div 15 \text{ сек и более.}$$

Если величина постоянной инерции водоводов  $T_i$  получается больше указанных пределов, то уравнительный резервуар необходим. Решение вопросов о включении уравнительного резервуара в состав сооружений напорных водоводов, как и определение его типа и конструкции, должно сопровождаться технико-экономическими обоснованиями.

Наибольшее применение имеют следующие типы уравнительных резервуаров (рис. 14-26): а) простой цилиндрический (рис. 14-26,а); б) цилиндрический с соединительным патрубком (рис. 14-26,б); в) резервуар с камерами (рис. 14-26,в).

ния положения регулирующего органа число фаз удара на данном участке было не менее 5—7. Многочисленные расчеты показали, что в условиях плавного изменения расхода получаемая при этом ошибка пренебрежимо мала.

Такие резервуары обычно устраиваются в скале (подземные). Камеры часто выполняются в виде коротких боковых штолен; иногда верхняя камера сооружается на поверхности в виде открытой емкости;

г) резервуар с водосливом (рис. 14-26,г). Часто водослив устраивается при верхней камере (рис. 14-26,д), что позволяет не сбрасывать перелившуюся воду и в то же время несколько уменьшить объем верхней камеры по сравнению с типом, показанным на рис. 14-26,в;

д) дифференциальный резервуар (рис. 14-26,е);

е) резервуар с дополнительным сопротивлением (рис. 14-26,ж);

ж) пневматический резервуар (рис. 14-26,з).

Все основные размеры уравнительного резервуара определяются гидравлическим расчетом. При этом предъявляются следующие требования:

1. Резервуар должен обеспечить возможность устойчивого регулирования агрегата, т. е. не допускать возникновения автоколебаний. Всякие возмущения, сопровождающиеся колебаниями уровня в резервуаре, обязательно должны быть затухающими. Это достигается за счет достаточно большой площади поперечного сечения резервуара в пределах рабочей зоны (рис. 14-25 и 14-26).

2. В любых возможных эксплуатационных условиях недопустим подъем уровня воды выше кромки резервуара, т. е. недопустим перелив через резервуар, если это не предусмотрено его конструкцией.

3. Недопустимо попадание воздуха в турбинный трубопровод, что может иметь место в случае недостаточного объема резервуара или его нижней камеры.

В соответствии с этими условиями гидравлический расчет уравнительного резервуара состоит из определения минимальной площади его поперечного сечения в рабочей зоне, удовлетворяющей требованию устойчивой его работы; определения максимального подъема в ре-

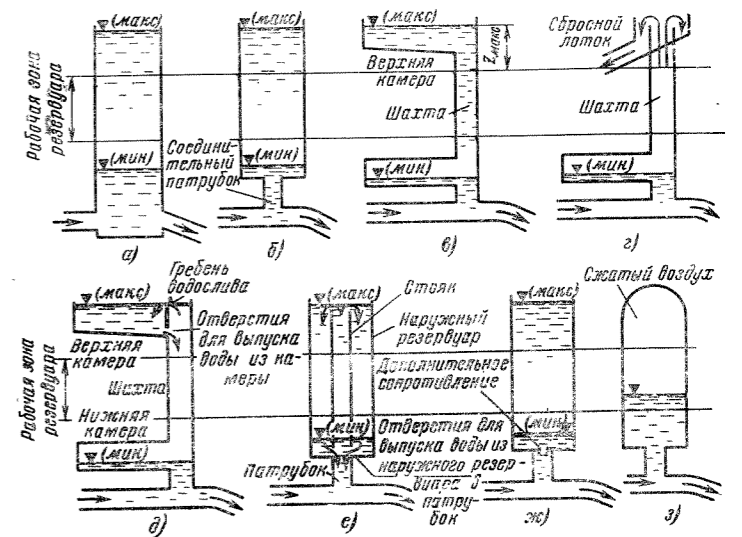


Рис. 14-26. Типы уравнительных резервуаров.

зервуаре при внезапном закрытии турбины и наибольшего снижения уровня в резервуаре в результате быстрого открытия или закрытия турбины. Наибольшее снижение уровня при закрытии турбины имеет место в начале второго полупериода.

#### 14-13. ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА РЕЗЕРВУАРОВ

В обычно принимаемой расчетной схеме пренебрегают влиянием турбинных водоводов и считают, что регулирование расхода производится непосредственно за уравнильным резервуаром, причем, учитывая относительную быстроту закрытия и открытия турбины регулятором, часто принимают, что изменение расходов происходит мгновенно. Стенки напорной деривации и вода рассматриваются как тела неупругие и несжимаемые.

Движение в рассматриваемой системе полностью описывается следующими дифференциальными уравнениями:

##### 1. Динамическое уравнение

$$\frac{dv}{dt} = \frac{g}{L_d} (z - h_d). \quad (14-102)$$

##### 2. Уравнение неразрывности

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{F_p} (Q_d - vF_d). \quad (14-103)$$

В этих уравнениях  $v$  — средняя скорость воды в деривации, м/сек;  $v = Q_d/F_d$ ;  $Q_d$  — расход деривации, м<sup>3</sup>/сек;  $F_d$  — площадь ее поперечного сечения, м<sup>2</sup>, предполагается, что  $F_d$  постоянно по всей длине деривации;  $L_d$  — длина деривации, м. Если сечение деривации переменено по длине, то, принимая расчетную скорость деривации  $v$  по сечению у резервуара, расчетную длину деривации можно определить по формуле

$$L_d = \frac{\sum L_i v_i}{v}, \quad (14-104)$$

где  $L_i$  и  $v_i$  — длины участков деривации и скорости на них;  $z$  — координата, характеризующая мгновенное положение уровня воды в резервуаре, м; величина  $z$  изменяется от уровня верхнего бьефа (рис. 14-25), причем  $z$  считается положительным, если уровень в резервуаре находится ниже уровня верхнего бьефа;  $F_p$  — площадь сечения резервуара;  $Q_d$  — расход водоводов, берущих начало в рассматриваемом резервуаре (их может быть один или несколько),  $Q_d$  может быть либо постоянной величиной, либо функцией времени  $t$  или  $z$ ;  $h_d$  — гидравлические потери на участке верхний бьеф — уравнильный резервуар. В общем случае

$$h_d = \xi_d \frac{1}{2g} |v|v. \quad (14-104a)$$

Здесь  $\xi_d$  — суммарный коэффициент потерь, который учитывает потери в деривации и на входе в уравнильный резервуар. Величина  $\xi_d$  зависит от конструкции сопряжения резервуара с деривацией и от соотношения расходов  $Q_d$  и  $Q_T$ . Для расчетов можно принять:

$$h_d = \left( \frac{\xi_{d,m}}{2g} + \frac{L_d}{C^2 R} + \frac{1}{2g} \right) |v|v + \frac{\xi_{p,доб}}{2g} |v_p|v_p. \quad (14-104б)$$

Здесь  $\xi_{d,m}$  — суммарный коэффициент всех местных потерь в водоприемнике и деривации; второй член в скобках — коэффициент потерь по длине;  $\xi_{p,доб}$  — добавочный коэффициент сопротивления в сопряжении ре-

зервуара с деривацией,

$$v_p = \frac{Q_p}{F_p},$$

где  $Q_p$  — расход уравнильного резервуара. Величина  $\xi_{p,доб}$  может не сохраняться постоянной при изменении направления  $v_p$ . На основании (14-104б) можно записать:

$$h_d = h'_d + h_{p,доб}, \quad (14-104в)$$

причем  $h'_d$  отвечает условию  $v_p = 0$  и соответствует условиям установившегося режима

$$h'_d = C'_d |v|v, \quad (14-104г)$$

где

$$C'_d = \frac{1}{2g} \xi_{d,m} + \sum \frac{L_d}{C^2 R} + \frac{1}{2g}. \quad (14-104д)$$

$h_{p,доб}$  согласно (14-104б) выражается через  $v_p$ . Однако для расчетов и построений удобнее ввести скорость (расход) деривации  $Q_d$  и водоводов  $Q_T$ . Тогда

$$v_p = \frac{Q_d - Q_T}{F_p} = v - v_T.$$

При этом получаем:

$$h_{p,доб} = C_{p,доб} |v - v_T| (v - v_T), \quad (14-104е)$$

где

$$C_{p,доб} = \frac{\xi_{p,доб}}{2g}. \quad (14-104ж)$$

При выборе исходных данных для расчета необходимо учитывать следующее:

1. Для определения наибольшего подъема уровня в резервуаре и расчета системы на устойчивость невыгодным случаем является минимальная величина потерь напора в деривации, а для расчета на максимальное понижение уровня в резервуаре невыгодным случаем является наибольшая величина потерь напора в деривации. Поэтому, учитывая невозможность заранее точно предвидеть величину коэффициентов шероховатости деривационных водоводов и изменчивость их со временем, в расчет вводят их вероятные предельные значения.

2. Энергетическим заданием для определения наибольшего подъема уровня в резервуаре является аварийное закрытие турбин, которые питаются от данного уравнильного резервуара, что соответствует изменению расхода  $Q_T$  с максимальной величины до нуля. Расчет ведется при максимальном уровне верхнего бьефа. Если к одному резервуару присоединено несколько турбин, то при расчете на сброс нагрузки можно принимать, что часть из них закрывается только до холостого хода. В этом случае конечный расход будет больше нуля.

3. Предельно худшим при определении минимального уровня в резервуаре является включение полной мощности, т. е. увеличение расхода от расхода турбин при холостом ходе  $Q_{х,х}$  до  $Q_{макс}$ . Однако, учитывая, что в условиях эксплуатации такой наброс мощности является маловероятным, иногда рассчитывают резервуар на меньшую величину наброса нагрузки (например, с 50% мощности до 100%). Расчеты по определению наибольшего снижения уровня в резервуаре производятся при минимальном уровне верхнего бьефа.

В расчетной практике применяются аналитический и графический методы решения уравнений (14-102) и (14-103), а также используются цифровые или аналоговые ВМ. Первый удобен для предварительных расчетов; второй позволяет решить задачу с более полным учетом действующих факторов, а применение цифровых и аналоговых ВМ позволяет получить решение с максимальным приближением к реальным условиям работы системы и дает возможность быстро провести анализ в широком диапазоне параметров.

#### 14-14. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МИНИМАЛЬНОЙ ПЛОЩАДИ РЕЗЕРВУАРА

Аналитические формулы для определения минимальной (критической) величины площади сечения резервуара  $F_{кр}$ , удовлетворяющей условию устойчивой работы ГЭС, выведены исходя из следующих положений:

а) автоматические регуляторы турбин идеальны и обеспечивают точное поддержание постоянной заданной мощности турбины;

б) амплитуды колебаний малы;

в) ГЭС работает на изолированную сеть или ведет в сети частоту, т. е. воспринимает все изменения нагрузки.

Величина критической площади резервуара

$$F_{кр} = \frac{L_d F_p}{2gk \left( H_0 - 2h_{вод} + 2 \frac{v^2}{2g} \right)}. \quad (14-105)$$

Величина  $k$  определяется из следующего соотношения:

$$k = \frac{h'_d}{v^2}. \quad (14-106)$$

В формулах (14-105) и (14-106)  $h'_d$  — разность уровней воды в верхнем бьефе и в уравнильном резервуаре, м, при установившемся режиме, определяемая по формулам (14-104г) и (14-104д), причем  $v$  — скорость в месте соединения резервуара с деривацией;  $H_0$  — напор нетто на турбине при установившемся режиме;  $h_{вод}$  — потери напора в турбинном водоводе.

Обычно наибольшие значения  $F_{кр}$  получаются при режимах, соответствующих минимальной величине напора. Для дифференциальных резервуаров площадь  $F_p$  считается равной площади наружного резервуара без вычета площади стояка. Площадь сечения резервуара  $F_p$  рекомендуется принимать на 10—15% больше критической площади, что обеспечивает достаточную скорость затухания переходных процессов.

#### 14-15. АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЕБАНИЙ УРОВНЯ В УРАВНИТЕЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРАХ

##### а) ЦИЛИНДРИЧЕСКИЙ РЕЗЕРВУАР (рис. 14-26, а, б)

Уравнения (14-102) и (14-103) допускают точное решение, если предположить, что  $h_d = 0$ , т. е. если пренебречь гидравлическими потерями в системе деривация — уравнильный резервуар. Несмотря на явное несоответствие такого решения реальным условиям работы резервуара, оно применяется для предварительных расчетов и для определения длительности периода колебаний в резервуаре.

Если потери на трение не учитываются, то колебания в резервуаре получаются незатухающими, причем амплитуда колебаний выражается следующей формулой:

$$z_{макс} = \frac{Q_{д,н} - Q_{д,к}}{F_d} \sqrt{\frac{L_d F_p}{g F_p}}, \quad (14-107)$$

где  $Q_{д,н}$  и  $Q_{д,к}$  — начальный и конечный расходы деривации.

Период колебаний в цилиндрическом резервуаре в случае отсутствия трения определяется из уравнения

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{L_d F_p}{g F_d}}. \quad (14-108)$$

Время, за которое уровень в резервуаре достигает наибольшего подъема или снижения, составляет  $T/4$ .

Для цилиндрического резервуара аналитическое решение уравнений (14-102) и (14-103) для случая полно-

го мгновенного закрытия турбины может быть получено и с учетом потерь на трение. При этом *наибольшее понижение уровня* в резервуаре, соответствующее *полному закрытию турбин* ( $Q_{д,к} = 0$ ), может быть определено из следующего уравнения:

$$\frac{h_d}{\lambda} = \frac{z_{макс}}{\lambda} - \ln \left( 1 + \frac{z_{макс}}{\lambda} \right), \quad (14-109)$$

где  $z_{макс}$  — искомая величина, вычисляемая подбором или по графику (рис. 14-27, кривая 1). При этом следует учитывать, что если уровень в резервуаре поднимается выше отметки верхнего бьефа (это всегда имеет место при полном сбросе нагрузки), то  $z_{макс}$  нужно брать со знаком минус;  $h_d$  — разность уровней в верхнем бьефе и в уравнильном резервуаре при начальном расходе  $Q_{д,н}$ , определяемая по формуле (14-104г). На

рис. 14-27 даны абсолютные значения  $\left| \frac{z}{\lambda} \right|$ , где

$$\lambda = \frac{L_d F_p}{2g F_p}$$

(обозначения те же, что и в предыдущем параграфе).

*Наибольшее понижение уровня*  $z_2$ , соответствующее *полному сбросу нагрузки* (вторая полуволна), можно определить из следующего соотношения:

$$\frac{z_{макс}}{\lambda} + \ln \left( 1 - \frac{z_{макс}}{\lambda} \right) = \frac{z_2}{\lambda} + \ln \left( 1 - \frac{z_2}{\lambda} \right). \quad (14-110)$$

Искомая величина  $z_2$  вычисляется подбором после предварительного определения  $z_{макс}$  по графику рис. 14-27. Для облегчения расчетов величину  $z_2$  можно определять по графику с помощью кривых 1 и 2, как показано на рисунке.

*Наибольшее понижение уровня* воды в резервуаре при *мгновенном набросе нагрузки* (увеличение расхода от  $Q_{д,н}$  до  $Q_{макс}$ ) определяется по следующей приближенной формуле:

$$\frac{z_{мин}}{h_{д, макс}} = 1 + \left( \sqrt{\epsilon - 0,275 \sqrt{m}} + \frac{0,05}{\epsilon} - 0,9 \right) \left( 1 - m \right) \left( 1 - \frac{m}{\epsilon^{0,62}} \right), \quad (14-111)$$

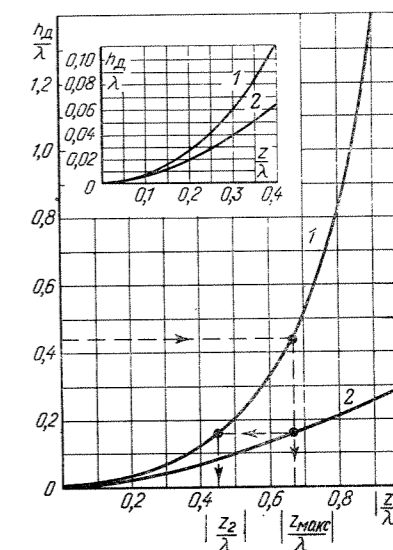


Рис. 14-27. График для определения колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при полном закрытии турбины ( $Q_{д,к} = 0$ ).

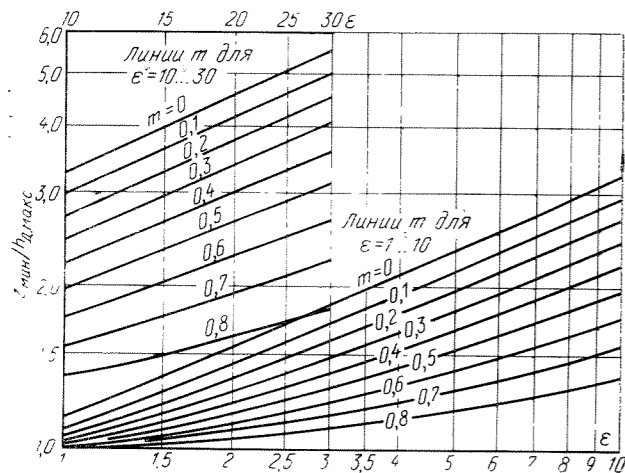


Рис. 4-28. График для определения падения уровня в цилиндрическом резервуаре при открытии турбин.

где  $h_{д.макс}$  — разность уровней в верхнем бьефе и в резервуаре при наибольшем расходе в деривации;

$$m = \frac{Q_{д.н}}{Q_{макс}}$$

Наименьшее возможное значение  $Q_{д.н}$  — расход холостого хода турбин;

$$\epsilon = \frac{L_d F_d v_{макс}^2}{g F_p h_{д.макс}^2} \quad (14-112)$$

В (14-112) величины  $v_{макс}$  и  $h_{д.макс}$  должны соответствовать расходу  $Q_{макс}$ . Решение уравнения (14-111) может быть найдено при помощи кривых на рис. 14-28.

б) ДВУХКАМЕРНЫЙ РЕЗЕРВУАР И РЕЗЕРВУАР С ВОДОСЛИВОМ (рис. 14-26, г и д)

Наибольшее поднятие уровня в резервуаре для случая сброса нагрузки равно:

$$|z_{макс}| = |z_в| + h_в, \quad (14-113)$$

где  $z_в$  — высота гребня водослива в камере над уровнем верхнего бьефа;  $h_в$  — максимальный переливающийся слой на гребне водослива; находится расчетом водослива по наибольшему расходу  $Q_в \approx Q_{макс}$ .

В случае резервуара с верхней камерой (рис. 14-26, д) объем ее  $W_{в.к}$  должен соответствовать полному объему перелившейся через водослив воды. Задавая наибольшим поднятием уровня в резервуаре (рис. 14-26, в)  $z_{макс}$ , можно для случая полного сброса нагрузки определить необходимый объем верхней камеры, который весь должен располагаться ниже уровня  $z_{макс}$ ;

$$W_{в.к} = \frac{L_d F_d v_{макс}^2}{2g h_{д.макс}} \ln \left( 1 - \frac{1}{x_{макс}} \right), \quad (14-114)$$

где  $x_{макс}$  — относительная величина поднятия уровня в резервуаре:

$$x_{макс} = \frac{z_{макс}}{h_{д.макс}} \quad (14-115)$$

Для случая сброса нагрузки  $x_{макс}$  будет отрицательно;  $v_{макс}$  и  $h_{д.макс}$  — величины, соответствующие наибольшему расходу деривации  $Q_{макс}$ .

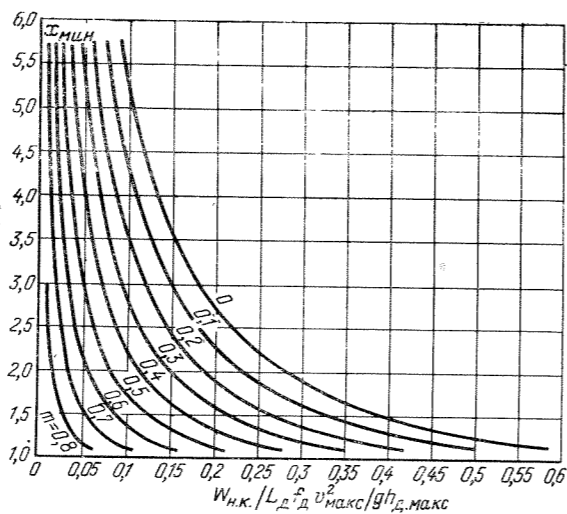


Рис. 14-29. График для определения объема нижней камеры уравнительного резервуара.

Для расчета нижней камеры сначала назначают минимальную отметку воды в резервуаре  $z_{мин}$ . Дно камеры принимают несколько ниже с целью обеспечения запаса воды в ней. Необходимый объем нижней камеры  $W_{н.к}$  для случая мгновенного наброса нагрузки определяется по следующей формуле:

$$W_{н.к} = \frac{L_d F_d v_{макс}^2}{2g h_{д.к}} \frac{1}{2} \ln \left[ \frac{x_{мин} - 1}{x_{мин} - m^2} \times \left( \frac{\sqrt{x_{мин} + 1} \sqrt{x_{мин} - m}}{\sqrt{x_{мин} - 1} \sqrt{x_{мин} + m}} \right)^{\frac{1}{x_{мин}}} \right], \quad (14-116)$$

где  $x_{мин}$  — относительное понижение уровня в резервуаре;

$$x_{мин} = \frac{z_{мин}}{h_{д.к}}$$

$m$  — отношение  $Q_{д.н}/Q_{д.к}$  — начального расхода деривации к конечному;  $h_{д.к}$  — разность уровней воды в резервуаре и в верхнем бьефе при прохождении по деривации расхода  $Q_{д.к}$ .

Весь объем нижней камеры  $W_{н.к}$  должен располагаться выше уровня  $z_{мин}$  и ниже наимизшего уровня воды в резервуаре, соответствующего расходу  $Q_{макс}$ . Для облегчения расчетов по формуле (14-116) на рис. 14-29 приведен график, который дает величину

$$\frac{W_{н.к}}{\left( \frac{L_d F_d v_{макс}^2}{g h_{д.макс}} \right)}$$

в функции от величин  $x_{мин}$  и  $m$ .

в) ДИФФЕРЕНЦИАЛЬНЫЙ РЕЗЕРВУАР (рис. 14-26, е)

Существенное влияние на работу дифференциального уравнительного резервуара оказывает пропускная способность отверстий в нижней части стояка. Потери напора в отверстиях  $h_{отв}$  в относительных величинах  $\delta$  равны:

$$\delta = \frac{h_{отв.макс}}{h_{д.макс}} = \frac{Q_{макс}^2}{2g F_{отв}^2 \mu^2 h_{д.макс}}, \quad (14-117)$$

где  $F_{отв}$  — площадь отверстий,  $m^2$ ;  $\mu$  — коэффициент расхода отверстий (для предварительных расчетов можно принимать  $\mu = 0,6 \div 0,8$ ).

Учитывая, что для случаев сброса и наброса нагрузки принимают различные значения коэффициента расхода  $\mu$  (большие для сброса нагрузки), величина  $\mu$  для этих расчетных случаев будет разной (соответственно получим  $\delta'$  и  $\delta''$ ).

Пропускная способность отверстий определяется из условия наброса нагрузки. Относительную величину потерь для этого случая определяют по формуле

$$\delta'' = \frac{x_{мин} - m^2}{(1 - m)^2}, \quad (14-118)$$

где  $x_{мин} = z_{мин}/h_{д.макс}$  определяют, назначая величину  $z_{мин}$  (наибольшее падение уровня в стояке при минимальной отметке в верхнем бьефе), а  $m = Q_{д.н}/Q_{макс}$ . Определив  $\delta''$ , находят  $\delta'$  по отношению  $\delta'/\delta'' = \mu_2^2/\mu_1^2$ , полученному по (14-117) для случая сброса нагрузки. После этого задаются наибольшей величиной подъема уровня в резервуаре над уровнем верхнего бьефа  $z_{макс}$  или  $x_{макс} = z_{макс}/h_{д.макс}$  (с учетом правила знаков для  $z$ ). Гребень стояка располагается ниже отметки  $z_{макс}$  на величину  $h_в$ . Глубина на кольцевом водосливе (стояк)  $h_в$  берется при переливе наибольшего расхода  $Q_в$ ;

$$Q_в = Q_{макс} \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - x_{макс}}{\delta'}} \right). \quad (14-119)$$

Размер стояка можно принимать таким, чтобы площадь сечения его была равна или на 20—25% больше площади сечения турбинных трубопроводов, отходящих от данного резервуара. Зная диаметр стояка, можно определить  $h_в$ , считая модуль расхода водослива равным 1,75—1,85  $m^{0,5}/сек$ . Может оказаться, что  $1 - x_{макс} \geq \delta'$ . В этом случае формула (14-119) теряет смысл. Это указывает на то, что перелива воды через верх стояка не будет и вся вода поступает во внешний резервуар через нижние отверстия стояка.

При сбросе нагрузки вода через нижние отверстия и через верх стояка заполняет внешний резервуар. Наибольший объем воды  $W$ , который поступает в него, определяется по формуле

$$W = \frac{L_d F_d v_{макс}^2}{2g h_{д.макс}} \times \frac{\ln \left[ 1 + \frac{1}{x_{макс} - 0,15(x_в - x_{макс})} \right]}{1 - \frac{0,3 - x_{макс}}{0,3 - 2x_{макс}} \frac{1}{1 - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1 - x_{макс}}{\delta'}}} \frac{F_{ст}}{F_p}}, \quad (14-120)$$

где

$$x_в = \frac{z_в}{h_{д.макс}};$$

$z_в$  — превышение верха стояка над статическим уровнем, имеет знак минус;  $|z_в| = |z_{макс}| - h_в$ ;  $F_p$  — площадь внешнего резервуара (без стояка);  $F_{ст}$  — площадь стояка.

Весь объем воды  $W$  по (14-120) должен разместиться во внешнем резервуаре между отметками, соответствующими начальному уровню воды в нем  $h_{д.макс}$  и максимальному уровню  $z_{макс}$ . Соответственно можно найти диаметр внешнего резервуара. При этом следует иметь в виду, что размер внешнего резервуара должен удовлетворять условию устойчивой работы агрегата (14-105).

Величина падения уровня в стояке при включении нагрузки была принята при определении  $\delta''$  по (14-118). Желательно, чтобы размер резервуара обеспечивал такое же понижение уровня во внешнем резервуаре. Для этого соотношение размеров стояка и внешнего резервуара должно удовлетворять следующему выражению:

$$x_{мин} = 1 + \left[ \sqrt{0,5\epsilon_1 + 0,275\sqrt{m}} + \frac{0,1}{\epsilon_1} - 0,9 \right] (1 - m) \left( 1 - \frac{m}{0,65\epsilon_1^{0,62}} \right), \quad (14-121)$$

где

$$\epsilon_1 = \frac{\frac{L_d F_d v_{макс}^2}{g(F_p + F_{ст}) h_{д.макс}}}{1 - \frac{2}{3} (1 - m) (F_{ст} + F_p)} \quad (14-122)$$

Зная  $x_{мин}$  и имея размер стояка  $F_{ст}$ , можно по (14-121) и (14-122) определить  $F_p$ . Если фактически принят размер резервуара больше полученного по (14-121) и (14-122), то падение уровня в нем при включении нагрузки будет меньше, чем в стояке.

г) РЕЗЕРВУАР С ДОБАВОЧНЫМ СОПРОТИВЛЕНИЕМ (рис. 14-26, ж)

Для уменьшения амплитуды колебаний уровня воды в резервуаре при сбросах и набросах нагрузки ( $z_{макс}$  и  $z_{мин}$ ) иногда вводят дополнительное сопротивление в виде диафрагм либо за счет уменьшения сечения (диаметра) соединительного патрубка между резервуаром и деривационным водоводом. Однако введение дополнительного сопротивления в соединительном патрубке приводит к увеличению давлений в напорной деривации в период неустановившегося режима. В силу этого выбор и определение величины дополнительного сопротивления требуют соответствующего обоснования. Величина гидравлических потерь на узле сопротивления слагается в основном из потерь на поворот, на сжатие струи и на внезапное расширение струи и при выходе ее в резервуар.

Для случая резервуара с сопротивлением в уравнении (14-102)  $h_d$  определяется выражениями (14-104), в которых коэффициент добавочного сопротивления при сопряжении резервуара с деривацией зависит от конструкции сопряжения и его размеров.

Наибольшая величина подъема уровня в резервуаре с добавочным сопротивлением для случая полного сброса нагрузки ( $Q_{д.н} = Q_{макс}$ ,  $Q_{д.к} = 0$ ) определяется из следующего уравнения:

$$\frac{x_{макс}}{1 + \eta} = \frac{\epsilon}{2} \frac{1}{(1 + \eta)^2} \left( 1 - \frac{\epsilon}{2(1 + \eta)^2} - \frac{1}{1 + \eta} \right) e^{-\frac{2(1 + \eta)}{\epsilon} (x_{макс} + 1)}, \quad (14-123)$$

где

$$x_{макс} = \frac{z_{макс}}{h_{д.макс}}, \quad (14-124)$$

причем  $h_{д.макс}$  определяется для начальных условий, т. е. при  $v_p = 0$ . Величина  $\eta = h_{р.доб.макс}/h_{д.макс}$ ;

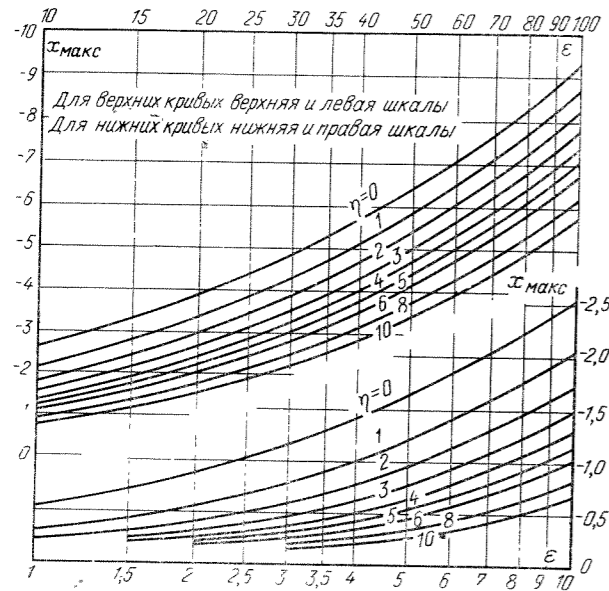


Рис. 14-30. График для определения подъема уровня в резервуаре с дополнительным сопротивлением при закрытии турбин.

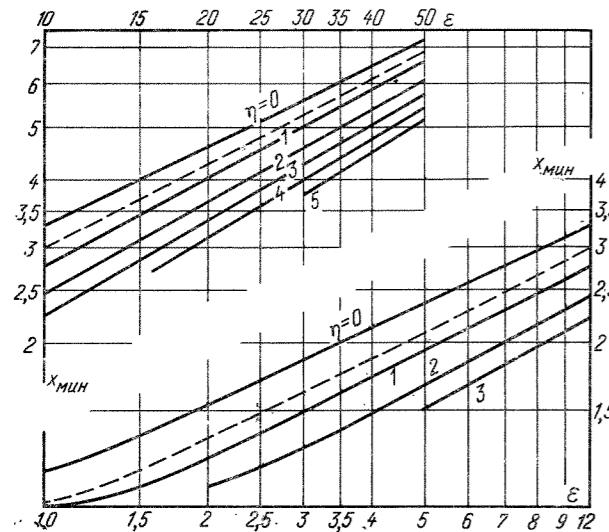


Рис. 14-31. График для определения падения уровня в резервуаре с дополнительным сопротивлением при открытии турбин.

$h_{р.д.об.макс}$  — дополнительные потери напора на узле сопротивления при прохождении через него расхода  $Q_{макс}$ . Величина  $\epsilon$  определяется по (14-112).

Решение уравнения (14-123) относительно  $x_{макс}$  возможно только подбором. Для облегчения расчетов на рис. 14-30 приведены графики для непосредственного определения  $x_{макс}$  согласно (14-123) по  $\epsilon$  и  $\eta$ . Линия  $\eta=0$  на графике рис. 14-30 соответствует простому цилиндрическому резервуару. Следует отметить, что в данном случае принимается мгновенное изменение расхода трубопровода. Между тем одной из особенностей резервуаров с добавочным сопротивлением является то, что наибольший подъем уровня в них получается не при мгновенном закрытии турбин, т. е. рекомендуется учитывать время закрытия турбин, что можно сделать,

например, путем использования графических методов. Необходимо также учитывать, что, как показывают модельные и натурные испытания, фактический подъем уровня при сбросе нагрузки получается меньшим, чем по данным формулы (14-123) и по графическим расчетам (§ 14-16), которые не учитывают инерцию воды в уравнительном резервуаре.

Определение максимального понижения уровня в резервуаре с сопротивлением для случая наброса полной мощности можно производить по графику на рис. 14-31.

14-16. ГРАФИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЕБАНИЙ УРОВНЯ В УРАВНИТЕЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРАХ

Сущность графического и численного метода состоит в решении системы уравнений (14-102) и (14-103), написанных в конечных разностях:

$$\Delta v = \frac{g}{L_p} (z - h_d) \Delta t; \quad (14-125)$$

$$\Delta z = \frac{1}{F_p} (Q_x - v_{x,x}) \Delta t. \quad (14-126)$$

Точность решения при этом существенно зависит от длительности расчетного интервала времени  $\Delta t$ . При выборе величины  $\Delta t$  число точек в построении кривой уровня в резервуаре от исходного до наибольшего отклонения должно быть не менее 8—10. Для цилиндрического резервуара можно ориентировочно принимать

$$\Delta t = \frac{T}{25} \div \frac{T}{30}, \text{ где } T \text{ определяется по (14-108).}$$

При графическом расчете должны быть известны все размеры резервуара. Они могут быть определены предварительно аналитическим расчетом. Ниже дано описание графических построений применительно к цилиндрическому резервуару. Для остальных типов указаны лишь особенности построения.

Цилиндрический резервуар (рис. 14-26, а и б). Для определения наибольшего поднятия уровня в резервуаре производится расчет для мгновенного полного закрытия всех турбин, питающихся от данного резервуара при максимальной отметке верхнего бьефа. Это соответствует мгновенному изменению расхода в начальном сечении турбинного трубопровода (сечение С-С, рис. 14-25) от максимального до нуля. Для построения принимается следующая система координат: по оси абсцисс откладывается скорость в деривационном водоводе, по оси ординат — расстояния в метрах от статического уровня верхнего бьефа. При этом необходимо строго соблюдать правило знаков. Скорость считается положительной, если течение направлено от верхнего бьефа к резервуару, а расстояния, измеряемые от статического уровня, считаются положительными, если они откладываются вниз от него (рис. 14-25 и 14-32).

Масштабы для  $v$  и  $z$  выбираются в соответствии с размером чертежа, исходя из ориентировочной величины наибольшего подъема уровня в резервуаре, полученной по одной из вышеприведенных формул. Порядок построений следующий:

1. Строят кривую  $h_d$ , причем поскольку  $\xi_{р.д.об} = 0$  (добавочное сопротивление отсутствует), то согласно (14-104б)

$$h_d = \left( \frac{\xi_{д.м}}{2g} + \frac{L_p}{C^2 R} + \frac{1}{2g} \right) v |v|, \quad (14-127)$$

где  $\xi_{д.м}$  — суммарный коэффициент местных потерь в деривации;  $C$  — коэффициент потерь по длине;  $R$  — гидравлический радиус деривации.

Иногда потери по длине считают по специальным формулам для напорных трубопроводов.

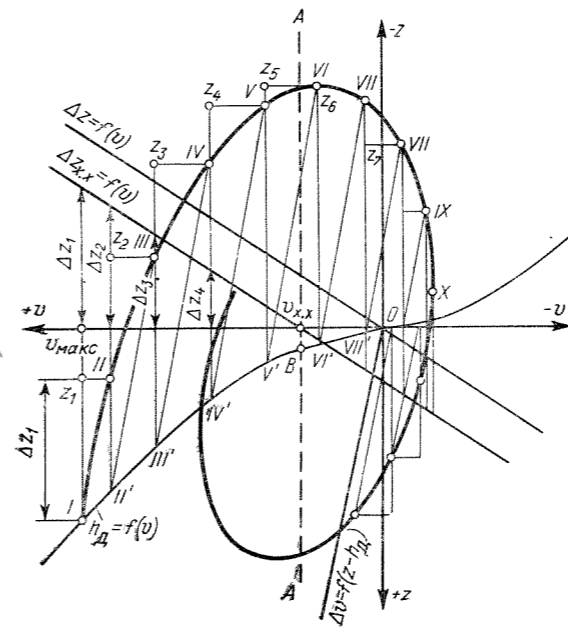


Рис. 14-32. Построение колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при закрытии турбин.

При расчетах на сброс нагрузки следует принимать минимальное значение коэффициентов потерь  $\xi_{д.м}$  и коэффициента шероховатости  $n$ , возможных для данных условий.

Вычисленные по (14-127)  $h_d$  откладываются вниз от статического уровня со знаком плюс по оси  $z$  для положительных значений  $v$  и со знаком минус для отрицательных значений  $v$  (течение от резервуара к водохранилищу) (рис. 14-32).

2. Строят зависимость  $\Delta v = f(z - h_d)$ . Зная расчетную величину  $\Delta t$ , назначают произвольно разность  $(z - h_d)$  и вычисляют  $\Delta v$  по формуле (14-125). Полученное значение откладывают по оси  $v$  от начала координат, а  $(z - h_d)$  — по оси  $z$ .

3. Строят зависимость  $\Delta z = f(v)$  по (14-126), полагая  $Q_x = 0$ . Искомая зависимость представляет собой прямую, проходящую через начало координат и через точку, соответствующую наибольшей скорости в деривации (рис. 14-32).

Пусть требуется построить кривую колебаний уровня в резервуаре при мгновенном сбросе полной нагрузки, т. е. при изменении расхода с  $Q_{макс}$  до  $Q_{х.х}$  (индекс «х.х» означает холостой ход) или скорости с  $v_{макс}$  до  $v_{х.х}$ . Откладывают на оси  $v$  величины  $v_{макс}$  и  $v_{х.х}$ . Через точку  $v_{х.х}$  проводят прямую, параллельную оси  $z$  (пунктирная линия АА, рис. 14-32), и прямую, параллельную линии  $\Delta z = f(v)$ , которую можно назвать  $\Delta z_{х.х} = f(v)$ .

В начальный момент уровень в резервуаре находится в точке I. К концу первого интервала времени  $\Delta t$  уровень поднимется на  $\Delta z_1$ , величина которого находится по прямой  $\Delta z_{х.х}$ . Вверх от точки I откладывают  $\Delta z_1$  (точка  $z_1$ ) и, проводя через I прямую, параллельную линии  $\Delta v = f(z - h_d)$ , находят точку II, соответствующую уровню и скорости в деривации к концу первого интервала времени  $\Delta t$ .

Для отыскания следующей точки из II проводят прямую, параллельную оси  $z$ , и находят величину  $\Delta z_2$ , которую откладывают от точки II вверх (точка  $z_2$ ). Величина  $(z - h_d)$  для второго интервала времени изобра-

жается отрезком II'— $z_2$ . Проведя через точку II' прямую, параллельную линии  $\Delta v = f(z - h_d)$ , находят точку III. Повторяя построение, находят следующие точки: IV, V ... до пересечения с прямой АА. Правее линии АА  $\Delta z$  меняет знак и его нужно откладывать вниз.

В результате построения получается интегральная кривая  $z = f(v)$  (по точкам I, II, III ...), представляющая спираль, сходящуюся к точке B, т. е. уровню, соответствующему установившемуся режиму при расходе  $Q_{х.х}$ . При вычерчивании кривой  $z = f(v)$  следует иметь в виду, что во всех точках пересечения ее с прямой АА касательная к интегральной кривой должна быть параллельна оси  $v$ , а в точках пересечения с линией  $h_d = f(v)$  касательная должна быть параллельна оси  $z$ . Спираль  $z = f(v)$  легко перестроить в случае необходимости в зависимость  $z = f(t)$ , имея в виду, что интервал времени между любыми двумя смежными точками построения одинаков и равен  $\Delta t$ . В случае, если конечный расход после сброса нагрузки равен нулю, линия АА совпадает с осью  $z$ .

Построение для случая увеличения (наброса) нагрузки производится в тех же координатах, что и для сброса нагрузки. Расчет следует вести при минимальном уровне верхнего бьефа, с которым совмещается ось  $v$ . Тем же способом наносится линия  $\Delta v = f(z - h_d)$ . Линия  $\Delta z = f(v)$  строится по формуле (14-126) для  $Q_x = Q_{т.к}$  (рис. 14-33). При расчете на увеличение нагрузки значения коэффициентов гидравлических потерь  $\xi$  и коэффициента шероховатости  $n$  следует принимать максимально возможными для данных условий.

Пусть требуется построить режим в резервуаре при набросе нагрузки, соответствующем мгновенному изменению расхода с  $Q_t = Q_{д.н}$  до  $Q_t = Q_{д.к} < Q_{макс}$  или с  $v = v_n$  до  $v = v_k < v_{макс}$ . Через точку  $v_k$  на оси абсцисс проводят прямую СС, параллельную оси  $z$  (пунктирная линия на рис. 14-33), и прямую, параллельную линии  $\Delta z = f(v)$ , которую можно назвать  $\Delta z_k = f(v)$ .

В начальный момент уровень в резервуаре находится в точке I. К концу первого интервала времени  $\Delta t$  уровень в резервуаре опустится на величину  $\Delta z_1$ , которая находится между осью  $v$  и линией  $\Delta z_k = f(v)$ . Положение искомого уровня определяется, если из точки I отложить вниз  $\Delta z_1$  (точка  $z_1$ ). Точка II, соответствующая уровню и скорости в деривации, к концу первого интервала времени  $\Delta t$  находится проведением прямой через точку I параллельно линии  $\Delta v = f(z - h_d)$  до пересечения с горизонтальной прямой, проходящей через

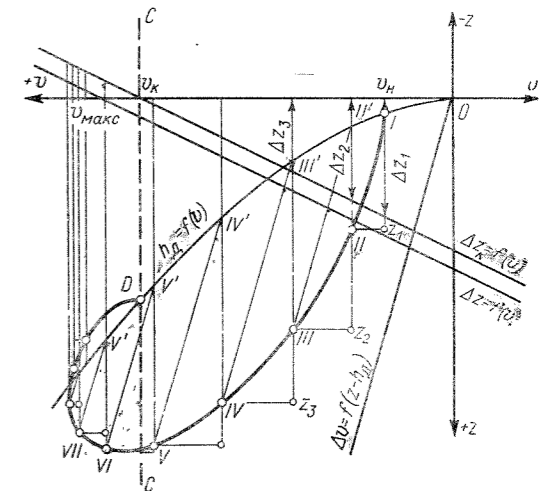


Рис. 14-33. Построение колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при открытии турбин.

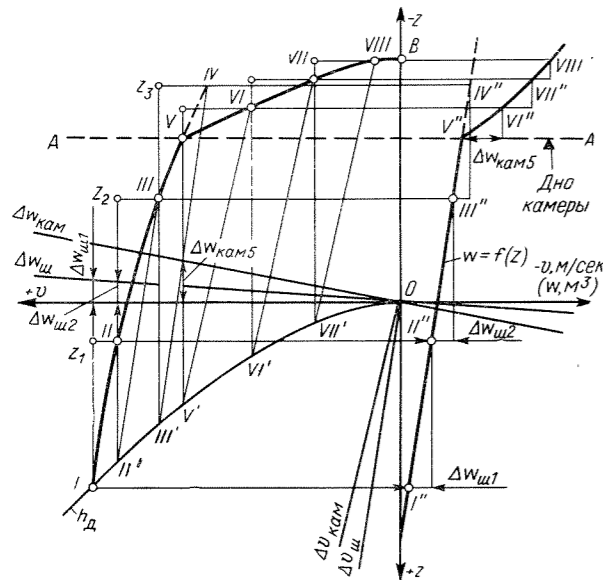


Рис. 14-34. Построение колебаний уровня в резервуаре с верхней камерой при закрытии турбин.

точку  $z_1$ . Через точку  $II$  проводят прямую, параллельную оси  $z$ , до пересечения с осью  $v$ . Находят величину  $\Delta z_2$  и, отложив ее от точки  $II$  вниз, определяют положение уровня в резервуаре к концу второго интервала времени  $\Delta t$  (точка  $z_2$ ). Величина  $(z-h_d)$  для второго интервала времени определяется отрезком  $z_2-II'$ . Проведя из точки  $II'$  прямую, параллельную линии  $\Delta v = f(z-h_d)$ , находят точку  $III$ . Повторяя построение дальше, находят точки  $IV, V$  и т. д. Следует учитывать, что слева от линии  $CC$  знак  $\Delta z$  меняется и его нужно откладывать вверх для нахождения уровня в резервуаре. Проведя по точкам  $I, II, III \dots$  плавную линию, получим искомую интегральную кривую  $z=f(v)$  для заданных исходных условий. Зависимость  $z=f(v)$  представляет спираль, выходящую из точки  $I$  и сходящуюся к точке  $D$ , отвечающей конечному установившемуся режиму. Следует учитывать, что в точках пересечения спирали с линией  $CC$  касательные к ней должны быть параллельны оси  $v$ .

Резервуар с камерами (рис. 14-26, в). Для графического расчета резервуара с камерами выбор осей координат и построения линий  $h_d=f(v)$  и  $\Delta v = f(z-h_d)$  производят так же, как и в случае цилиндрического резервуара.

При расчете на сброс нагрузки вместо линии  $\Delta z$  в данном случае удобнее пользоваться линиями  $\Delta w$ , представляющими объем воды, поступающей в резервуар за интервал времени  $\Delta t$  в функции скорости в деривации. Из (14-126) получаем:

$$\Delta w = F_d (v_k - v) \Delta t, \text{ м}^3. \quad (14-128)$$

Здесь  $F_d$  — площадь сечения деривации.

При расчете резервуара с камерами следует принимать два расчетных интервала времени: более малый для периода, пока уровень воды находится ниже дна камеры, и больший — для периода, когда происходит заполнение камеры. В соответствии с этим получают расчетные линии  $\Delta v_{ш}$  и  $\Delta v_{кам}$  и две линии для шахты  $\Delta w_{ш}$  и для камеры  $\Delta w_{кам}$  (рис. 14-34). Справа от оси  $z$  строится график нарастания объема резервуара по высоте  $w=f(z)$ . Начинать его построение нужно с уровня,

лежащего ниже  $h_{d, \text{ макс}}$ . Необходимо, чтобы масштабы объемов были одинаковы при построении линий  $\Delta w$  и графика суммарных объемов  $w$ .

Пусть требуется построить подъем уровня в резервуаре при мгновенном уменьшении расхода трубопровода с  $Q_{\text{ макс}}$  до нуля, чему соответствуют  $v_n = v_{\text{ макс}}$  и  $v_k = 0$  (рис. 14-34). В начальный момент уровень в резервуаре находится в точке  $I$ . Проводя из точки  $I$  линию, параллельную оси  $z$ , находят  $\Delta w_{ш1}$  (приток воды в резервуар за первый интервал времени  $\Delta t$ ) и откладывают найденную величину вправо от точки  $I'$ , которая находится проведением из точки  $I$  прямой, параллельной оси абсцисс, до пересечения с линией  $w=f(z)$ . Проведя из конца отрезка  $\Delta w_{ш1}$  вертикальную прямую до пересечения с линией  $w=f(z)$ , находят новую точку  $II''$ , соответствующую подъему уровня за первый интервал времени. Из точки  $II''$  проводят горизонтальную прямую до пересечения с вертикалью, ранее проведенной из точки  $I$  (точка пересечения  $z_1$ ). Из точки  $I$  проводят прямую, параллельную линии  $\Delta v_{ш}$ , и находят точку  $II$ .

На вертикали, проведенной из точки  $II$ , находят  $\Delta w_{ш2}$ , и откладывают ее вправо от точки  $II''$ . Находят точку  $III''$  на линии, соответствующей уровню  $z_2$  к концу второго интервала времени  $\Delta t$ . Проведя из точки  $II''$  (на линии  $h_d$ ) прямую, параллельную линии  $\Delta v_{ш}$ , находят точку  $III$ . Продолжая построения, находят следующие точки, пока кривая, соединяющая их, не пересечет линии  $AA$  (отметка дна камеры). В точке  $V$  ставят следующий порядковый номер.

Из точки  $V'$  (на кривой  $h_d$ ), продолжая построения тем же порядком, пользуясь линиями  $\Delta w_{ш}$  и  $\Delta v_{ш}$ , находят положение последующих точек  $VI, VII \dots$ . Обычно построение кончают в точке  $B$  (наибольшее наполнение камеры); однако если хотят полностью исследовать режим затухания колебаний, то построение продолжают до тех пор, пока кривая не приблизится к точке, соответствующей конечному установившемуся режиму (в данном случае точка  $O$ ). При построении следует учитывать, что справа от оси величины  $\Delta w$  имеют знак минус (опорожнение резервуара за время  $\Delta t$ ) и их нужно откладывать влево от кривой  $w=f(z)$ .

Когда конечный расход не равен нулю, то построение не меняется, нужно лишь линии  $\Delta w_{ш}$  и  $\Delta w_{кам}$  перенести параллельно себе так, чтобы они проходили через точку  $v_k$  на оси абсцисс.

Графический расчет колебаний в резервуаре с нижней камерой на наброс нагрузки (открытие турбины) принципиально не отличается от построения на случай сброса нагрузки.

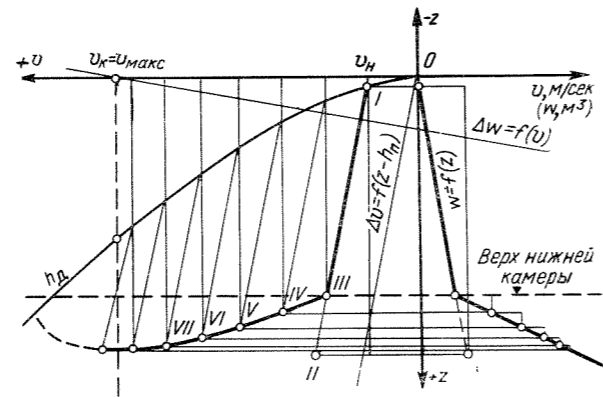


Рис. 14-35. Построение колебаний в резервуаре с нижней камерой при открытии турбины.

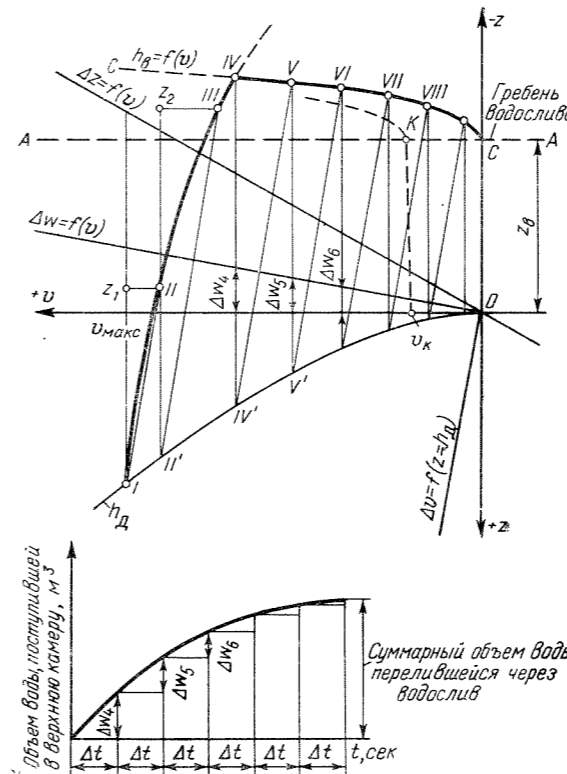


Рис. 14-36. Построение колебаний уровня в резервуаре с водосливом при закрытии турбин.

На рис. 14-35 дано построение для наброса нагрузки, соответствующего изменению скорости в деривации с  $v_n$  до  $v_k = v_{\text{ макс}}$ . В случае, если конечная скорость  $v_k < v_{\text{ макс}}$ , порядок построения не меняется, нужно лишь линии  $\Delta w$  перенести параллельно себе так, чтобы они проходили через точку  $v_k$  на оси абсцисс.

Резервуар с водосливом (рис. 14-26, г и д). При расчете на сброс нагрузки выбор координатных осей и построение линий  $\Delta z$ ,  $\Delta v$  и  $h_d$  производятся так же, как и для случая цилиндрического резервуара. Иногда бывает целесообразно принимать различные расчетные интервалы времени: более короткий для шахты и более длительный для периода, когда происходит перелив через водослив. В этом случае строятся две системы линий  $\Delta v$  и  $\Delta z$ .

На оси  $z$  откладывают отметку гребня водослива  $z_b$  и на этом уровне проводят горизонтальную линию  $AA$  (пунктир, рис. 14-36). От  $AA$  вверх строятся кривая  $CC$   $h_b=f(v)$ , где  $h_b$  — высота над водосливом в том же масштабе, что и  $z$ . Построение ведется в зависимости от вида водослива (кольцевой, прямолинейный).

На рис. 14-36 показано построение, с помощью которого определяется изменение уровня воды в резервуаре с водосливом при полном сбросе нагрузки, соответствующем изменению скорости в деривации с  $v_n = v_{\text{ макс}}$  до  $v_k = 0$ . Построение начинают из точки  $I$  и производят совершенно так же, как для цилиндрического резервуара, до тех пор, пока линия, проведенная по точкам  $I, II, III \dots$ , не пересечет кривую  $CC$ . В точке пересечения ставят номер следующей по порядку точки (в данном случае  $IV$ ), проводят вертикаль до пересечения с линией  $h_d$ , из точки  $IV$  продолжают построение, порядок которого ясен из чертежа. Наивысший подъем

уровня в резервуаре определяется точкой  $IV$ ; наибольший расход водослива равен:

$$Q_{v, \text{ макс}} = v_{IV} F_d.$$

Если переливаясь через водослив вода поступает в камеру, то строят дополнительно линию  $\Delta w = f(v)$  по (14-128) (правило построения описано при графическом расчете резервуаров с камерами) и график  $w = f(z)$ , где  $w$  — объем воды, поступившей через водослив в камеру за время  $t$ . Способ построения ясен из чертежа. Если конечная скорость  $v_k$  не равна нулю, то все построение сохраняется, нужно лишь линию  $z_b$  построить от точки  $K$  (рис. 14-36), соответствующей величине конечной скорости  $v_k$ , и через нее провести линию  $\Delta w$ .

При набросе нагрузки резервуар с водосливом работает либо как цилиндрический, либо как резервуар с нижней камерой.

Резервуар с добавочным сопротивлением (рис. 14-26, ж). Порядок и правила построения остаются совершенно теми же, что и для цилиндрического резервуара. Разница состоит лишь в построении кривой потерь. Отдельно строятся кривая  $h'_d$  (по формуле 14-104г) для установившихся режимов и кривая  $h_{р, \text{ доб}}$  добавочного сопротивления в сопряжении по (14-104е). Затем определяется суммарная кривая  $h_d$  по формуле (14-104в).

На рис. 14-37 показано построение для случая сброса нагрузки, соответствующего изменению скорости в деривации с  $v_n = v_{\text{ макс}}$  до  $v_k = 0$ . Начальный уровень находится в точке  $I$ . Положение точки  $II$  определяют проведением линии, параллельной прямой  $\Delta v = f(z-h_d)$  из точки  $I'$ , так как для первого интервала времени  $z-h_d$  представляется отрезком  $I''-I'$ . Тем же способом находят положение последующих точек. Если  $v_k > 0$ , то построение ведется так же, с той лишь разницей, что кривая  $h_{р, \text{ доб}}$  переносится влево с сохранением величины ординат всех ее точек, так чтобы она пересекала ось абсцисс в точке  $v_k$  согласно (14-104е).

Для проектирования деривационного водовода важно знать, насколько возрастает давление в его конечном

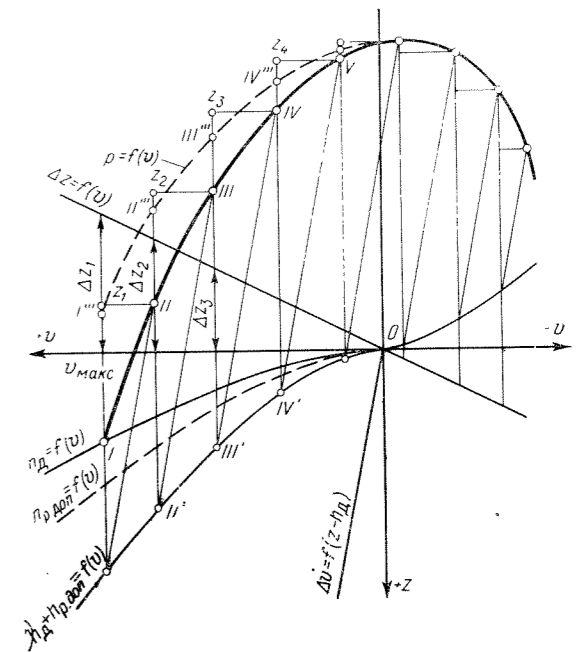


Рис. 14-37. Построение колебаний уровня в резервуаре с добавочным сопротивлением при закрытии турбин.



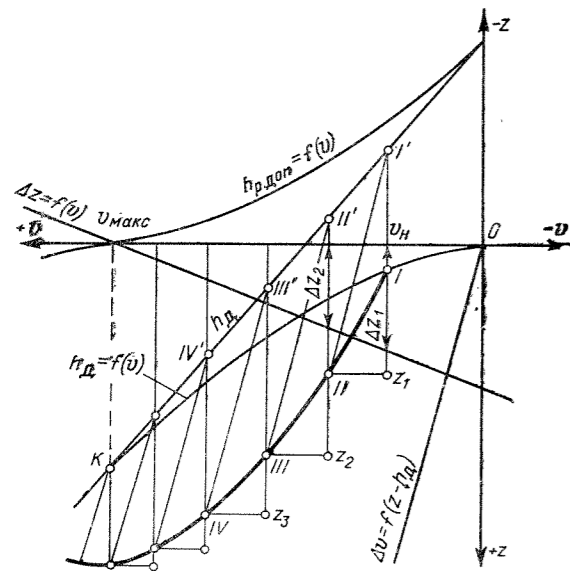


Рис. 14-38. Построение колебаний уровня в резервуаре с добавочным сопротивлением при открытии турбин.

сечении при сбросе нагрузки. Кривую изменения давления в конечном сечении деривационного трубопровода  $p=f(v)$  строят от кривой I, II, III ..., откладывая от нее с соответствующим знаком ординаты  $h_{p,доб}$  (точки I', II', III', III''). При этом следует иметь в виду, что в период закрытия турбины давление в конечном сечении деривации может быть несколько большим, чем дают результаты данного расчета за счет сопротивления и действия инерционных сил при быстром возрастании скорости движения воды в резервуаре от нулевой до максимальной.

Для расчета на наброс нагрузки (открытие турбины) построение мало отличается от описанного выше для цилиндрического резервуара. Кривая потерь напора на добавочном сопротивлении  $h_{p,доб}$  строится по уравнению (14-104е) и пересекает ось абсцисс в точке  $v_k$ . Построение начинают из точки I (начальный уровень в резервуаре) (рис. 14-38), лежащей на кривой  $h_д$ . Для нахождения точки II из точки I проводят вертикаль до пересечения с кривой  $h_д$  (точка I') и откладывают из I вниз соответствующую величину  $\Delta z_1$  (точка  $z_1$ ); отрезок ( $z_1-I'$ ) представляет  $z-h_д$  для первого интервала времени. Из точки I' проводят прямую параллельную линии  $\Delta v$ , на которой и находится искомая точка II. Продолжая построение, находят следующие точки. При завершении колебаний кривая придет в точку K, соответствующую уровню при установившемся режиме  $v_k$ .

Дифференциальный резервуар (рис. 14-26,е). При расчете дифференциального резервуара на сброс нагрузки в первом приближении можно рассматривать его, как резервуар с водосливом, предполагая, что вся вода поступает во внешний резервуар через верх стояка.

При необходимости более точного решения задачи на сброс нагрузки строят одновременно линии уровня в стояке  $z_{ст}=f(v)$  и линию уровня во внешнем резервуаре  $z_p=f(v)$  (рис. 14-39). Для этого в основных координатах ( $z, v$ ) проводят линию потерь напора  $h_д$ , определяемых по формуле (14-127), и справа от оси z строят графики изменения объема стояка  $\omega_{ст}$  и объема

внешнего резервуара  $\omega_p$ . После этого, приняв расчетный интервал времени  $\Delta t$ , проводят прямую  $\Delta \omega = F_д(v_k - v)\Delta t$  (в данном случае  $v_k=0$ ). Масштаб объемов для  $\Delta \omega$  нужно брать таким же, как и для графиков  $\omega_{ст}$  и  $\omega_p$ . По уравнению (14-125) проводят прямую  $\Delta v = f(z - h_д)$  и на отметке верха стояка наносят пунктирную линию AA. После этого нужно построить два вспомогательных графика:

1. Характеристику отверстий (рис. 14-39,а)

$$\Delta \omega_p = \Delta t \omega_p \sqrt{2g(z_{ст} - z_p)}$$

и

$$v_p = \frac{\omega_p}{F_д} \sqrt{2g(z_{ст} - z_p)},$$

где  $\omega$  — площадь отверстия,  $m^2$ ;  $z_{ст}$  — уровень в стояке;  $z_p$  — уровень во внешнем резервуаре;  $\mu$  — коэффициент расхода отверстий;  $F_д$  — площадь сечения деривации,  $m^2$ .

2. Характеристику водослива стояка  $h_в = f(v_{ст})$ , где  $h_в$  — высота на водосливе (рис. 14-39,б).

При построении этих графиков (рис. 14-39,а и б) все масштабы нужно сохранять теми же, что и в основном построении.

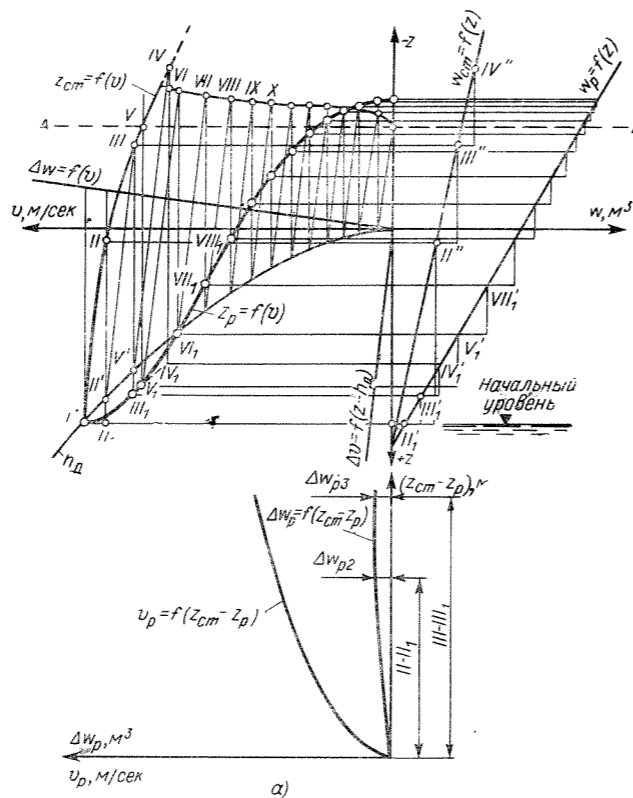


Рис. 14-39. Построение колебаний уровня в дифференциальном резервуаре при закрытии турбин.

Все построение разбивается на два этапа: а) уровень в стояке  $z_{ст}$  ниже линии AA, когда вода во внешний резервуар поступает только через отверстия; б) уровень в стояке выше линии AA и вода во внешний резервуар поступает через отверстия и переливаясь через верх стояка.

На рис. 14-39 показано построение для определения изменения уровня воды в дифференциальном резервуаре при сбросе и нагрузки, соответствующем мгновенному уменьшению скорости деривации с  $v_{ст}=v_{макс}$  до  $v_k=0$ .

Первый этап. Построение начинают из точки I на линии  $h_д$ , и предполагая, что за первый интервал времени  $\Delta t$  вся вода из деривации поступает только в стояк, находят положение точки II (см. резервуар с камерами). Отрезок II-II' соответствует разности уровней между стояком и внешним резервуаром ( $z_{ст}$  и  $z_p$ ) в течение второго интервала времени. По вспомогательной кривой  $v_p$  находят  $\Delta \omega_{p2}$  — объем воды, поступившей в резервуар за второй интервал времени, и по нему, пользуясь прямой, определяют подъем уровня во внешнем резервуаре за этот же интервал времени (точка III'). Объем воды, поступившей в стояк за этот же интервал времени, определится по разности  $\Delta \omega_2 - \Delta \omega_{p2}$ , и по нему на линии  $\omega_{ст}$  находят подъем уровня в стояке (точка III''). Проведя из II' прямую, параллельную линии  $\Delta v$ , находят положение точек III (стояк) и III' (резервуар). Порядок построения для нахождения всех последующих точек первого этапа (пока  $z_{ст}$  находится ниже линии AA) сохраняется таким же.

Второй этап. Точку пересечения кривой  $z_{ст}=f(v)$ , проведенной по точкам I, II, III ..., с линией AA помечают очередным номером (в данном случае V). Проводят через нее вертикальную прямую до кривой  $h_д$  (точка V'). Пересечение линии V-V' с кривой уровня в резервуаре (II, III, IV) помечают точкой V'. Отрезок V-V' принимают равным  $z_{ст} - z_p$  для следующего интервала времени. По вспомогательной кривой  $v_p = f(z_{ст} - z_p)$  определяют  $v_p$ , а по вспомогательной кривой  $h_в = f(v_{ст})$  по абсциссе  $v_{ст} = v_в - v_p$ , где  $v_в$  — скорость, соответствующая точке V, находят высоту на гребне  $h_в$ , которую откладывают вверх от AA. Из точки V' проводят прямую, параллельную  $\Delta v = f(z - h_д)$  и по  $h_в$  находят положение точки VI. Подъем уровня во внешнем резервуаре за этот интервал времени находят, откладывая от линии  $\omega_p$  отрезок  $\Delta \omega$  целиком, так как теперь вся вода поступает только во внешний резервуар. Найдя положение точки VI, таким же способом переходят к построению последующих точек, пока кривая  $z_{ст}=f(v)$  не придет к  $v=v_k$ , после чего начнется процесс падения уровня.

Из построения наглядно видно, как используется объем внешнего резервуара. Может оказаться, что за время уменьшения скорости в деривации внешний резервуар не успеет наполниться или, наоборот, уровень в нем поднимется выше отметки кромки стояка и начнет подтапливать водослив. Если это подтопление к концу второго этапа подъема уровня превысит  $h_{в,макс}$ , значит стояк слишком короток или мал объем внешнего резервуара.

Для большей точности построения следует расчетные интервалы времени  $\Delta t$  для первого этапа построения принимать более короткие, а для второго — более длительные.

Расчет дифференциального резервуара на увеличение нагрузки с достаточной для практических целей точностью может производиться точно таким же способом, как производится расчет на увеличение нагрузки резервуара с добавочным сопротивлением. При этом важно только, чтобы уровень в стояке не падал слишком низко. Для проверки можно построить кривую давления

в конечном сечении деривационного водовода, для чего от линии  $z=f(v)$  откладываются вниз ординаты кривой  $h_{p,доб}=f(v)$  — потери напора в отверстиях. Коэффициент расхода отверстий для случая увеличения нагрузки в первом приближении можно считать равным 0,6—0,8.

14-17. РАСЧЕТ КОЛЕБАНИЙ УРОВНЯ В УРАВНИТЕЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРАХ В УСЛОВИЯХ ПОСТОЯНСТВА МОЩНОСТИ АГРЕГАТОВ

Графический расчет позволяет определить амплитуду колебаний и скорость затухания конечных возмущений в системе деривация — уравнительный резервуар — турбинный трубопровод — турбина с регулятором. Построение целесообразно производить в тех случаях, когда площадь резервуара близка к критической по (14-105). Основная особенность расчетов колебаний с учетом работы автоматических регуляторов заключается в том, что при этом расход, потребляемый турбиной после сброса или наброса некоторой части мощности, не остается постоянным. Постоянной сохраняется мощность агрегата N:

$$N = 9,81 Q_T H \eta, \quad (14-129)$$

где H — напор турбины и  $\eta$  — к. п. д. агрегата. Колебания уровня в резервуаре вызывают изменение действующего напора H, что при условии  $N = const$  ( $\eta$  меняется весьма мало) приводит к соответствующему изменению  $Q_T$ .

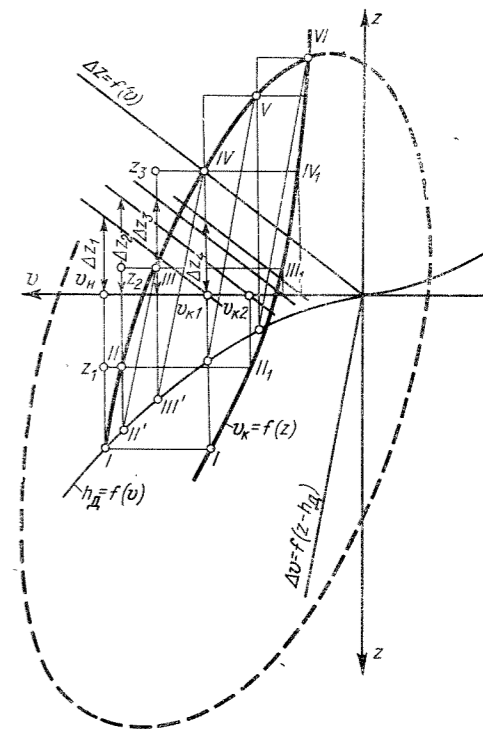


Рис. 14-40. Построение колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при постоянстве мощности турбин.

Расчет скорости затухания колебаний производится при минимальной отметке верхнего бьефа (точнее, минимальной величине напора) и наименьшем значении коэффициентов потерь напора в деривации.

Для расчета назначают некоторый сброс или наброс нагрузки, который вызывает возникновение колебаний, и исследуют ход кривой  $z=f(v)$ . Если получающаяся спираль сходится к точке, соответствующей конечному установившемуся режиму, то колебания затухают и условие устойчивой работы обеспечено. Если же спираль получается расходящаяся или превращается в замкнутую кривую, то это свидетельствует о наличии незатухающих автоколебаний, т. е. о неустойчивой работе системы. Одновременно производится проверка амплитуды колебаний, поскольку учет действия автоматического регулятора приводит к некоторому ее увеличению. При этом метод построения мало отличается от описанных выше построений режимов при сбросах и набросах нагрузки.

Построим кривую колебаний в цилиндрическом резервуаре при сбросе нагрузки с  $N_n$  до  $N_k$  (рис. 14-40). Начальной мощности соответствовал расход  $Q_n$  и ско-

рость в деривации  $Q_n/F_d$ , а для конечной мощности  $N_k$  — скорость в деривации будет зависеть от напора.

Для простоты примем, что к. п. д. агрегата  $\eta = \text{const}$ , тогда  $v_k = \frac{N_k}{9,81\eta(H_{ст} - z)F_d}$  (гипербола).

Строят кривую  $v_k=f(z)$  в координатах  $v, z$ . Приняв длительность расчетного интервала времени, проводят линии  $\Delta v$  по данным, полученным по формуле (14-125), и  $\Delta z$  — по формуле (14-126) при  $Q_r=0$ . Построение начинают из точки I. Проводя прямую I-I<sub>1</sub>, определяем  $v_{k1}$ . Через точку  $v_{k1}$  на оси абсцисс проводим прямую, параллельную линии  $\Delta z$ , по которой находим  $\Delta z_1$  и строим точку II. Далее определяем  $v_{k2}$ , проводим прямую, параллельную  $\Delta z$  и находим  $\Delta z_2$ , по которому строим точку III из II', и т. д. В результате получаем искомую кривую  $z=f(v)$ . На рис. 14-40 она получилась расходящейся, что указывает на недостаточность размеров резервуара. Если требуется еще более точный расчет, то можно учесть и изменимость к. п. д. турбины с изменением напора и открытия при построении линии  $z=f(t)$ , а также изменение потерь в водоводах.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ МАШИНЫ

15-1. ТУРБИНЫ

В турбинах механическая энергия жидкости преобразуется в механическую энергию вращения вала (рис. 15-1).

Статический напор  $H_{ст}$  — разность отметок верхнего и нижнего бьефов (берется на некотором удалении от ГЭС)

$$H_{ст} = \nabla BB - \nabla HB.$$

Напор турбины  $H$  (иногда называют напор нетто)

$$H = H_{ГЭС} - h_{пот} + h_{вых}. \quad (15-1)$$

Здесь  $h_{пот}$  — все гидравлические потери в подводящих и отводящих водоводах на участке от мест, где определены  $\nabla BB$  и  $\nabla HB$ ;  $h_{вых}$  — перепад восстановления (см. § 10-25) или эффект эжекции (§ 10-24, 10-26), определяется по величине давления.

Если уровень в пьезометре ниже  $\nabla HB$  (как показано на рис. 15-1), то  $h_{вых} > 0$ , если выше, то  $h_{вых} < 0$ . Величина  $h_{вых}$  зависит от формы сопряжения в нижнем бьефе и от режима работы турбины.

Мощность турбины на валу

$$N = \frac{\gamma Q H \eta}{102}, \text{ квт.} \quad (15-2)$$

Здесь  $\gamma$  — удельный вес жидкости,  $кг/м^3$ ;  $Q$  — расход, проходящий через турбину,  $м^3/сек$ ;  $H$  — напор турбины,  $м$ ;  $\eta$  — коэффициент полезного действия (к. п. д.). Для воды  $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$  формула мощности записывается

$$N = 9,81 Q H \eta, \text{ квт.} \quad (15-2')$$

Расчетный напор турбины  $H_p$  — минимальный напор, при котором турбина развивает номинальную мощность.

Виды и системы турбин. В зависимости от напора и мощности ГЭС применяются турбины различного вида. Существующие турбины можно разделить на две группы: а) активные и б) реактивные.

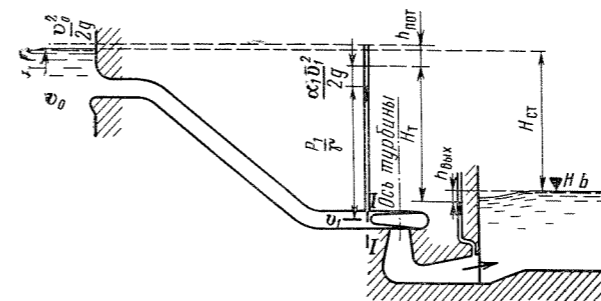


Рис. 15-1. Схема турбинной установки.

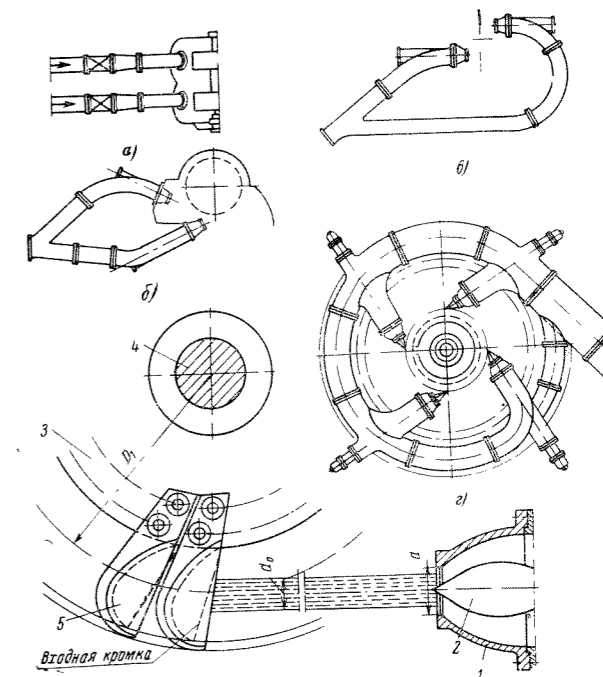


Рис. 15-2. Ковшовые турбины.

а) Активные турбины. Наиболее распространенной системой этой группы турбин являются ковшовые турбины (рис. 15-2). Основными элементами этих турбин являются сопло 1, к которому вода подводится от напорного трубопровода, регулирующая игла 2, позволяющая изменять открытие сопла за счет ее смещения в осевом направлении, и рабочее колесо 3, насаженное на вал 4. По периметру рабочее колесо имеет ковши — лопасти 5, в которые ударяет струя, выбрасываемая из сопла.

Ковшовые турбины различаются по расположению вала (горизонтальные и вертикальные); по числу сопл (1, 2, 3, 4, 6-сопловые); по числу рабочих колес на одном валу (одноколесные, двухколесные). На рис. 15-2 показаны различные формы подвода воды к рабочему колесу: а и б — для горизонтальных турбин, в и г — для вертикальных.

Ковшовые турбины применяются при самых высоких напорах: 300—1800 м.

Иногда используются и другие активные турбины: наклонно-струйные (рис. 15-3,а), двукратные (рис. 15-3,б). Рабочее колесо всех активных турбин вращается в воздухе и оно не должно подтапливаться. В связи с этим турбина, как правило, устанавливается выше максимальной отметки нижнего бьефа, что приводит к некоторой дополнительной потере напора на высоту установки.

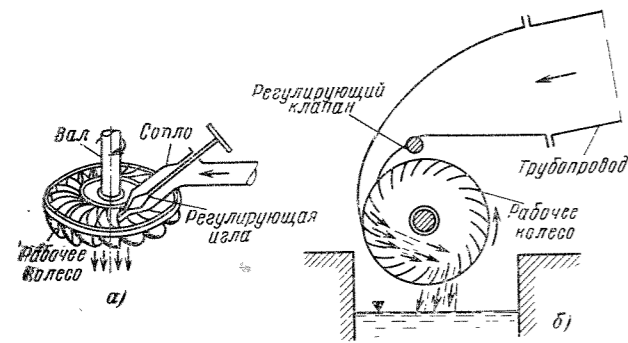


Рис. 15-3. Наклонно-струйная и двукратная турбины.

б) Реактивные турбины (рис. 15-4). Наибольшее распространение имеют следующие системы этих турбин: радиально-осевые, диагональные и осевые. Основными элементами реактивных турбин являются: статор, состоящий из опорных колонн 1, связывающих верхнее и нижнее опорные кольца; направляющий аппарат, состоящий из поворотных направляющих лопаток 2 (их число составляет 16, 24 или 32), и рабочее колесо, жестко соединенное с валом. Как видно из рис. 15-4, статор и направляющий аппарат у всех реактивных турбин имеют аналогичное устройство. Основное отличие систем определяется рабочим колесом. В радиально-осевых турбинах рабочее колесо имеет жестко закрепленные между верхним и нижним ободом криволинейные лопасти 3 (их число 13÷19). Диагональные и осевые турбины обычно делают поворотнлопастными. Их рабочее колесо состоит из втулки 3, к которой крепятся лопасти 4. Эти лопасти на ходу могут изменять угол установки (поворачиваться). У диагональных турбин рабочее колесо имеет 8—12 лопастей, у осевых 4—8.

Основными характерными размерами реактивной турбины являются диаметр  $D_1$  (показан на рис. 15-4) и высота направляющего аппарата  $B_0$ .

Подвод воды к реактивным турбинам осуществляется турбинной камерой, охватывающей статор. Отвод воды от рабочего колеса в нижний бьеф производится отсасывающей трубой, представляющей собой диффузорный (расширяющийся) водовод\*.

Области использования турбин различных видов и систем показаны на рис. 15-5. Границы по напору и по мощности не являются абсолютно жесткими. Верхняя граница по мощности в основном определяется наибольшим размером рабочего колеса  $D$ . Реактивные турбины принято делить на крупные ( $D_1$  от 2—2,5 м до 10—8,5 м для средних напоров и до 6—4,5 м для высоких напоров), мелкие и средние ( $D_1 < 1,8—2,5$  м).

Основное уравнение турбин (уравнение Л. Эйлера) дает связь между величиной удельной энергии, переданной рабочему колесу каждым прошедшим через него 1 кг воды, и параллелограммами средних скоростей непосредственно перед входом и на выходе из рабочего колеса (рис. 15-6):

$$H\eta_r = \frac{u_1 v_1 \cos \alpha_1 - u_2 v_2 \cos \alpha_2}{g} \quad (15-3)$$

где  $H\eta_r$  — удельная энергия, переданная рабочему колесу ( $H$  — напор турбины;  $\eta_r$  — гидравлический к. п. д.);  $g$  — ускорение свободного падения. Остальные обозначения даны на рис. 15-6.

\* Более подробно о гидротурбинах см. Смирнов И. Н. Гидравлические турбины и насосы. М., Высшая школа, 1969; Ковалев И. Н. Гидротурбины. М., Машгиз, 1971; Кривченко Г. И. Насосы и гидротурбины. М., «Энергия», 1970.

Вводя величину циркуляции скорости  $\Gamma$ , которая для осесимметричного потока равна

$$\Gamma = \pi D v \cos \alpha,$$

можно уравнение Эйлера записать в другой форме:

$$H\eta_r = \frac{\omega}{2\pi g} (\Gamma_1 - \Gamma_2) \quad (15-3')$$

Здесь  $\omega$  — угловая скорость вращения рабочего колеса,  $\Gamma_1$  и  $\Gamma_2$  — соответственно циркуляция потока перед входом на рабочее колесо и за рабочим колесом.

Оптимальный режим работы турбины, при котором к. п. д. имеет наибольшее значение, определяется двумя условиями:

а) безударным входом воды на рабочее колесо, при котором направление относительной скорости  $w_1$  на входной кромке совпадает с касательной к рабочей лопасти колеса в этой точке;

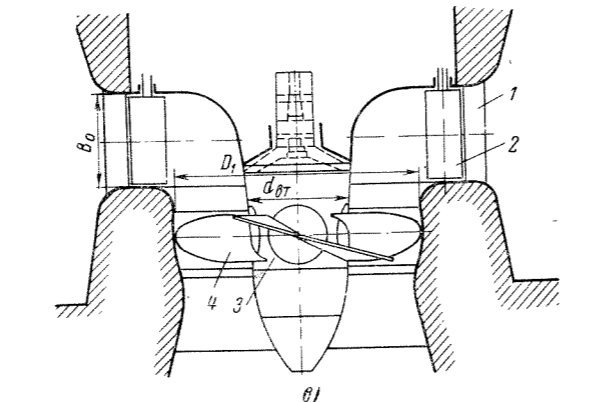
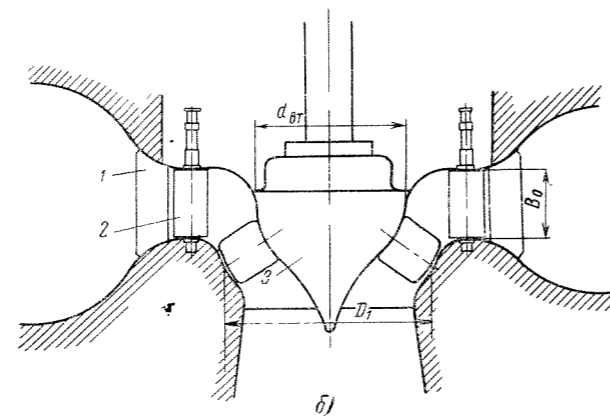
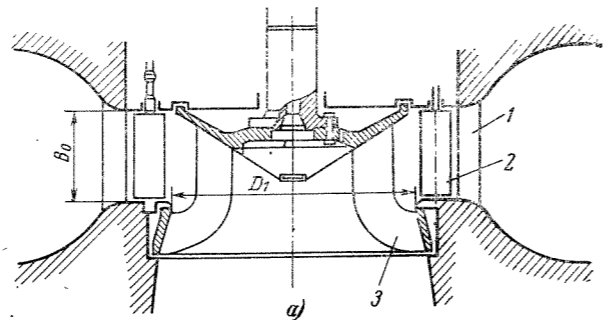


Рис. 15-4. Реактивные турбины. а — радиально-осевая; б — диагональная; в — осевая турбина.

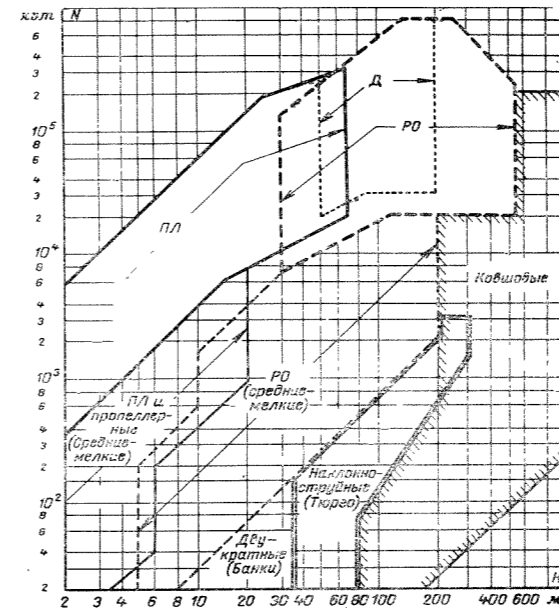


Рис. 15-5. Области использования различных турбин.

б) наиболее благоприятным направлением потока за рабочим колесом, при котором потери в отсасывающей трубе минимальны. Как правило, эти условия близки к радиальному или осевому направлению  $u_2$ , т. е. при  $\alpha_2 = 90^\circ$  или при нулевой выходной циркуляции  $\Gamma_2 = 0$  (так называемое условие «нормального выхода»).

Пересчет параметров турбины при изменении напора и величины диаметра (тип турбины не меняется, т. е. сохраняется геометрическое подобие ее проточных частей) в условиях подобия режимов, т. е. подобия соответствующих параллелограммов скоростей, производится по следующим расчетным зависимостям:

$$\left. \begin{aligned} \frac{n_1}{n_2} &= \frac{D_2 \sqrt{H_1 \eta_{r1}}}{D_1 \sqrt{H_2 \eta_{r2}}}; \\ \frac{Q_1}{Q_2} &= \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^2 \frac{\sqrt{H_1 \eta_{r1}}}{\sqrt{H_2 \eta_{r2}}}; \\ \frac{N_1}{N_2} &= \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^2 \frac{H_1 \eta_{r1} \sqrt{H_1 \eta_{r1}}}{H_2 \eta_{r2} \sqrt{H_2 \eta_{r2}}} \end{aligned} \right\} \quad (15-4)$$

Следует иметь в виду, что по формулам (15-4) можно пересчитывать параметры турбин только при сохранении полного геометрического подобия их проточной части, в том числе и положения (углов установки) направляющих лопаток (открытия) и лопастей рабочего колеса в поворотнлопастных турбинах. Пересчет частоты вращения и расхода без учета изменения к. п. д. установки осуществляется по зависимостям

$$\left. \begin{aligned} \frac{n_1}{n_2} &= \frac{D_2 \sqrt{H_1}}{D_1 \sqrt{H_2}}; \\ \frac{Q_1}{Q_2} &= \frac{D_1^2 \sqrt{H_1}}{D_2^2 \sqrt{H_2}} \end{aligned} \right\} \quad (15-5)$$

В формулах (15-4) и (15-5)  $\eta_1$  и  $\eta_2$  — полные к. п. д.;  $\eta_{r1}$  и  $\eta_{r2}$  — гидравлические к. п. д.

Приведенные (единичные) параметры  $n'_1$ ,  $Q'_1$ ,  $N'_1$  характеризуют данный тип турбины и относятся к рабочему колесу диаметром 1 м, работающему при напоре 1 м.

Формулы пересчета при известных единичных параметрах получены на основании зависимостей (15-5).

$$\left. \begin{aligned} n &= n'_1 \frac{\sqrt{H}}{D}; \\ Q &= Q'_1 D^2 \sqrt{H}. \end{aligned} \right\} \quad (15-6)$$

Можно пользоваться также более точными формулами, полученными на основании зависимостей (15-4), учитывающими изменение к. п. д. турбины.

Быстроходность турбины. Коэффициентом быстроходности  $n_s$  называется частота вращения такой турбины данного типа, которая при напоре в 1 м ( $H=1$  м) развивает мощность, равную 1 л. с. ( $N=1$  л. с.). Если для данной турбины известны частота вращения, напор и мощность ( $n$ , об/мин;  $H$ , м;  $N$ , кВт), то коэффициент быстроходности может быть определен по следующей формуле:

$$n_s = \frac{n}{H} \sqrt{\frac{1,36N}{\sqrt{H}}} \quad (15-7)$$

Если известны  $n'_1$  и  $Q'_1$ , то коэффициент быстроходности  $n_s$  определяется по формуле

$$n_s = 3,65 n'_1 \sqrt{Q'_1 \eta}. \quad (15-7')$$

Значения коэффициента быстроходности турбин различных типов приведены в табл. 15-1.

Таблица 15-1  
Коэффициенты быстроходности  $n_s$  турбин различных типов

Характеристика турбины	$n_s$
Ковшовые с одним соплом	3—24
„ с двумя соплами	20—34
„ с четырьмя соплами	32—47
„ с шестью соплами	38—58
Наклонно-струйные	30—60
Радиально-осевые	75—300
Диагональные	150—400
Поворотнлопастные и пропеллерные осевые	400—1000

Отсасывающая труба реактивных турбин, по которой вода, выходящая из рабочего колеса, отводится в нижний бьеф, выполняет важные энергетические функции.

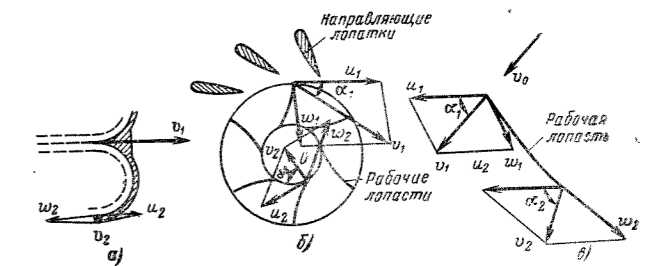


Рис. 15-6. Параллелограммы скоростей турбин. а — ковшовая; б — радиально-осевая; в — осевая.

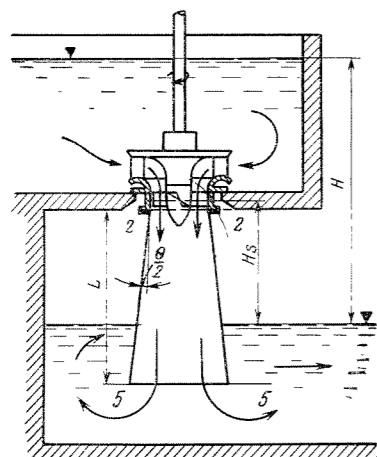


Рис. 15-7. Коническая отсасывающая труба.

Средняя удельная энергия потока за рабочим колесом в сечении 2-2 (рис. 15-7)

$$e_2 = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$$

Здесь  $p_2/\gamma$  — пьезометрическое давление;  $z_2$  — высота сечения над уровнем нижнего бьефа (приближенно  $z_2 = H_s$ );  $v_2$  и  $\alpha_2$  — средняя скорость и коэффициент Кориолиса.

Энергия  $e_2$  не может быть использована рабочим колесом, и поэтому стремятся по возможности снизить ее величину, что достигается установкой конической (диффузорной) отсасывающей трубы. Простейшая схема установки с конической отсасывающей трубой показана на рис. 15-7.

При наличии отсасывающей трубы удельная энергия в сечении 2-2 определяется выражением

$$e_2 = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_{тр} \quad (15-8)$$

в котором  $v_2$  и  $\alpha_2$  — средняя скорость и коэффициент Кориолиса в выходном сечении отсасывающей трубы;  $h_{тр}$  — гидравлические потери в отсасывающей трубе.

Из формулы (15-8) следует, что для уменьшения  $e_2$  нужно увеличивать выходное сечение 5-5 отсасывающей трубы и снижать потери в ней  $h_{тр}$ . Последнее достигается ограничением угла конусности  $\theta \leq 12-16^\circ$ , плавностью очертаний и гладкостью поверхностей.

Если бы отсасывающая труба отсутствовала и вода из рабочего колеса выпускалась в атмосферу, то  $p_2/\gamma = 0$  и выходная энергия, отнесенная к нижнему бьефу, составляла бы

$$e_2 = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + H_s$$

При установке турбины ниже уровня нижнего бьефа ( $H_s < 0$ ) в этих же условиях

$$e_2 = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$$

Отсасывающая труба позволяет использовать энергию, соответствующую  $H_s$  — высоте установки турбины над уровнем нижнего бьефа (в активных турбинах эта энергия теряется), и использовать часть кинетической энергии  $\Delta e_{к.в}$ , которую имеет вода за рабочим колесом:

$$\Delta e_{к.в} = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_5 v_5^2}{2g} - h_{тр}$$

Относительная величина кинетической энергии воды за рабочим колесом  $e_2/H$  зависит от быстроходности или от напора:

$H, м$	10	20	40	100	300
$e_2/H, \%$	60-80	35-45	16-25	6-10	2-3

Таким образом, в низконапорных турбинах (высокой быстроходности) до 40-80% всей энергии используется за счет отсасывающей трубы.

Качество отсасывающей трубы характеризуется ее к. п. д.:

$$\eta_{тр} = \frac{\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_5 v_5^2}{2g} - h_{тр}}{\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}} \quad (15-8a)$$

Относительные выходные потери отсасывающей трубы

$$\frac{e_5}{H} = \frac{\alpha_5 v_5^2}{2gH} \quad (15-8б)$$

В действительности при благоприятных условиях выхода в нижний бьеф часть энергии восстанавливается ( $h_{вых}$  на рис. 15-1). Ориентировочные значения скорости  $v_5$  в зависимости от напора даны на графике рис. 15-8, по которому можно приближенно устанавливать площадь выходного сечения отсасывающей трубы.

Формы отсасывающих труб весьма разнообразны. Все они могут быть разделены на три группы:

1. Прямоосные отсасывающие трубы (обычно конические, рис. 15-7) являются наиболее эффективными ( $\eta_{тр} = 0,80-0,85$ ), если угол расхождения  $\theta$  достаточно мал ( $\theta \leq 12-16^\circ$ ). Необходимая длина конической отсасывающей трубы определяется по формуле

$$L = D_2 \frac{\sqrt{\frac{v_2}{v_5} - 1}}{2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}} \quad (15-9)$$

где  $D_2$  — выходной диаметр рабочего колеса или камеры (дается на габаритных чертежах рис. 15-28);  $v_2 = 4Q_{\max}/\pi D_2^2$  — скорость при максимальной мощности турбины.

Несмотря на хорошие энергетические показатели конические отсасывающие трубы применяются только для турбин небольшой мощности, а для мощных турбин — только при очень больших напорах ( $H > 150-200 м$ ). Прямоосные трубы применяются для крупных горизонтальных поворотлопастных турбин, например с капсультными гидроагрегатами.

2. Изогнутые отсасывающие трубы имеют наиболее широкое применение на крупных и средних ГЭС с вертикальными турбинами. Некоторые типы изогнутых отсасывающих труб показаны на рис. 15-9. Каждая такая труба имеет три основных участка: конус (между сечениями 2-2-3-3); колено (между сечениями 3-3-4-4) и горизонтальный или наклонный

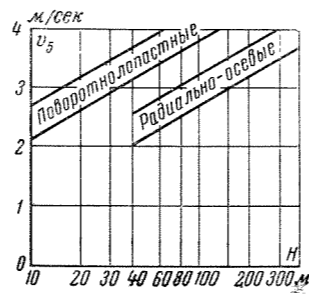


Рис. 15-8. Зависимость выходных скоростей от напора турбины.

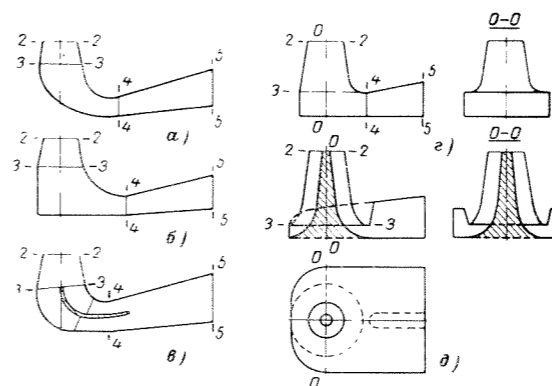


Рис. 15-9. Формы отсасывающих труб.

диффузор (между сечениями 4-4-5-5). Основными характерными размерами отсасывающих труб являются: высота  $h$ , длина  $L$  и ширина  $B_5$  (рис. 15-10).

В СССР наиболее широко используются отсасывающие трубы с так называемым коленом № 4 (габариты даны на рис. 15-10), с несимметричным и с симметричным расположением диффузора в плане. Ориентировочные размеры этих труб, отнесенные к диаметру рабочего колеса  $D_1$ , приведены в табл. 15-2.

Таблица 15-2

Относительные габаритные размеры отсасывающих труб

Тип трубы	$h$	$D_4$	$L_1$	$L$	$B_5$	$h_4$	$h_5$	$h_6$
4А	1,915	1,1	1,4	3,5	2,2	1,1	1,0	0,55
4С	2,3	1,2	1,5	4,5	2,4	1,17	1,2	0,6
4Н	2,5	1,35	1,75	4,5	2,7	1,35	1,3	0,67

Труба 4А предназначена для осевых поворотлопастных турбин; 4С — для осевых и радиально-осевых; 4Н — главным образом для радиально-осевых. Для диагональных турбин могут использоваться трубы 4А и 4С. Увеличение высоты трубы  $h$  обычно приводит к некоторому возрастанию к. п. д. и пропускной способности турбины (наибольшего расхода), но несколько ухудшает ее кавитационные условия.

3. Коленчатые отсасывающие трубы применяются для горизонтальных турбин малой мощности (рис. 15-11, в). Эти трубы имеют наиболее низкий

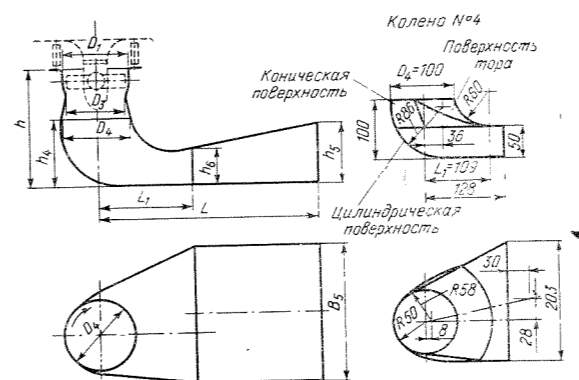


Рис. 15-10. Изогнутые отсасывающие трубы с коленом № 4.

к. п. д. ( $\eta_{тр} = 0,4-0,5$ ), что связано в основном с малой длиной прямого конического участка.

Кавитация возникает в турбинах при падении давления в отдельных частях ее проточного тракта ниже давления насыщенного водяного пара, которое зависит от температуры (табл. 15-3)

Таблица 15-3

Значения давления водяных паров в зависимости от температуры

Температура воды, °С	0	10	20	40	60	80	100
Давление водяных паров, м вод. ст.	0,06	0,12	0,24	0,75	2,03	4,83	10,33

Развитие процессов кавитации приводит к падению мощности и к. п. д. турбины, к вибрациям и разрушениям. Наибольшим кавитационным разрушениям подвержены выходные кромки рабочих лопастей, поверхность камеры рабочего колеса, верхняя часть конуса отсасывающей трубы, сопло и нглы ковшовых турбин. Наиболее эффективным средством борьбы с кавитацией является устранение вызывающей ее причины. В реактивных турбинах это можно обеспечить ограничением высоты отсасывания  $H_s$ . На рис. 15-11 показан способ отсчета высоты отсасывания, применяемый для турбин различного типа. Допустимая величина высоты отсасывания определяется по следующей формуле:

$$H_s = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_p H_s \quad (15-10)$$

где  $\nabla$  — отметка турбины над уровнем моря, м (член  $\nabla/900$  приближенно учитывает уменьшение атмосферного давления с подъемом над уровнем моря);  $\sigma_p$  — расчетный коэффициент кавитации:

$$\sigma_p = \sigma k \frac{\eta_{г.т}}{\eta_{г.м}} \quad (15-10a)$$

Здесь  $\sigma$  — коэффициент кавитации, определенный по испытанию модели на специальной установке (критический);  $\eta_{г.т}$  и  $\eta_{г.м}$  — гидравлические к. п. д. турбины и модели;  $k$  — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,1-1,3.

Турбинные камеры служат для подвода воды к направляющему аппарату реактивных турбин и должны обеспечить равномерное его питание по всему периметру. Применяются бетонные и металлические турбинные камеры.

Бетонные спиральные турбинные камеры применяются при напорах до 35-50 м (рис. 15-12). Угол охвата бетонной камеры  $\phi_{охв}$  для осевых турбин принимается 180-220°, но при необходимости его можно уменьшить до 130-135°.

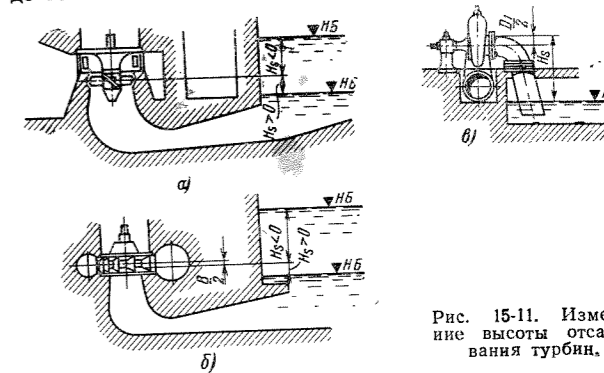


Рис. 15-11. Измерение высоты отсасывания турбин.

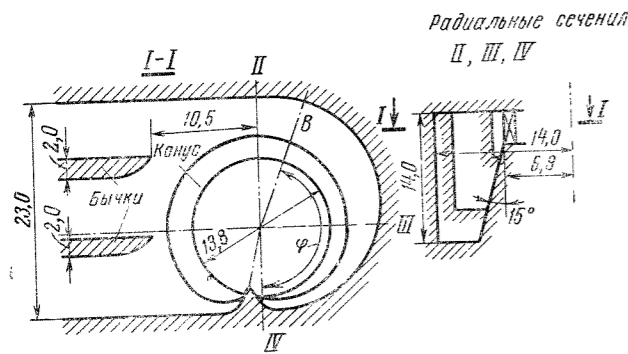


Рис. 15-12. Бетонная турбинная спиральная камера  $D_1=9,0$  м.

Для диагональных и радиально-осевых турбин применяют бетонные армированные турбинные камеры при напорах до 75—100 м с углом охвата до 270°.

Металлические (сварные и литые) спиральные турбинные камеры имеют величину угла охвата 330—345° и круглое поперечное сечение (рис. 15-13).

При низких напорах для малых ГЭС широкое применение находят открытые камеры прямоугольного сечения (рис. 15-7).

Области применения камер различного типа в зависимости от мощности и напора турбины показаны на графике рис. 15-14. Размеры спиральной турбинной камеры ориентировочно могут быть определены из следующих соображений:

1. Расход  $Q_\phi$ , проходящий через сечение  $B$ , расположенное относительно концевое сечения под углом  $\phi$  (рис. 15-12 и 15-13), равен:

$$Q_\phi = Q_T \frac{\phi}{360^\circ}, \quad (15-11)$$

где  $Q_T$  — полный расход турбины;  $\phi$  — угол, отсчитываемый от носка, град.

Соответственно расход, проходящий через входное сечение  $II$ , составляет

$$Q_{II} = Q_T \frac{\phi_{охв}}{360^\circ}. \quad (15-11a)$$

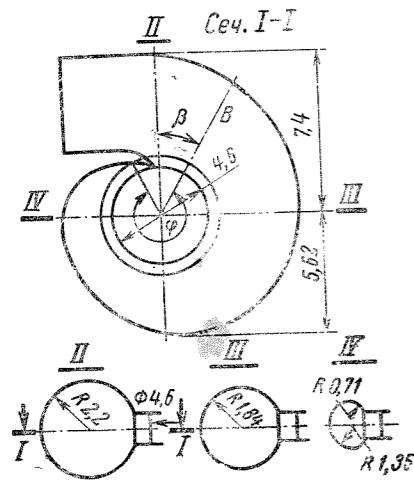


Рис. 15-13. Металлическая спиральная турбинная камера  $D_1=3,8$  м.

2. Величина площади сечения спирали  $F_\phi$  находится в предположении, что средняя скорость  $v_{сп}$  по длине спирали постоянна.

$$F_\phi = \frac{Q_\phi}{v_{сп}}. \quad (15-12)$$

Величина скорости в спирали зависит от напора турбины

$$v_{сп} = k_{сп} \sqrt{H_p}. \quad (15-13)$$

Здесь  $k_{сп}$  — коэффициент, определяемый по формуле

$$k_{сп} = 1,1 - 0,32 \lg \frac{H_p}{10}, \quad (15-13a)$$

а  $H_p$  — расчетный напор турбины.

Формула (15-13) применяется для приближенных расчетов в широком диапазоне напоров. Более точный расчет площадей поперечного сечения спирали производят в предположении постоянства момента скоростей по сечению:

$$v_{сп} r = \text{const}, \quad (15-13б)$$

где  $r$  — расстояние от данного элемента сечения до оси рабочего колеса.

Спиральная камера может рассчитываться на убывание средней скорости по длине. Такой способ позволяет уменьшить размеры входного сечения без ощутимого ухудшения энергетических характеристик турбины.

Характеристики турбин. С изменением условий работы турбины (открытия направляющего аппарата  $a$ , частоты вращения  $n$ , напора  $H$  и др.) изменяются и ее основные параметры (мощность  $N$ , к. п. д.  $\eta$ , расход  $Q$ , коэффициент кавитации  $\sigma$  и др.). В общем виде для турбины данного типа можно записать  $N(D, H, n, a)$ ;  $\eta(D, H, n, a)$  и т. д., т. е. каждый параметр турбины является функцией четырех независимых переменных, а для поворотнолопастной турбины добавляется еще и пятое независимое переменное — угол установки лопастей рабочего колеса  $\phi$ , следовательно,  $N(D, H, n, a, \phi)$ .

1. Линейные характеристики дают связь между любыми двумя параметрами работы турбины при трех постоянных параметрах (для поворотнолопастных турбин — при четырех). Для оценки свойств турбины можно построить несколько типов ее линейных характеристик:

а) расходные характеристики  $N=N(Q)$ ;  $\eta=\eta(Q)$ ;  $\sigma=\sigma(Q)$  и др. строятся при  $D=\text{const}$ ;  $n=\text{const}$ ;  $H=\text{const}$ ;

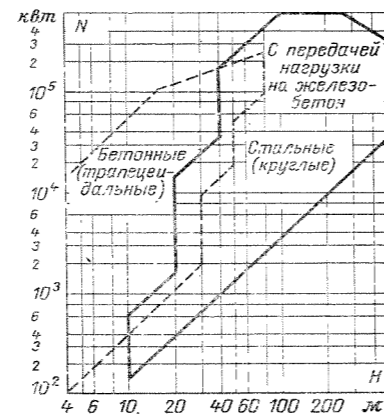


Рис. 15-14. Области применения различных турбинных камер.

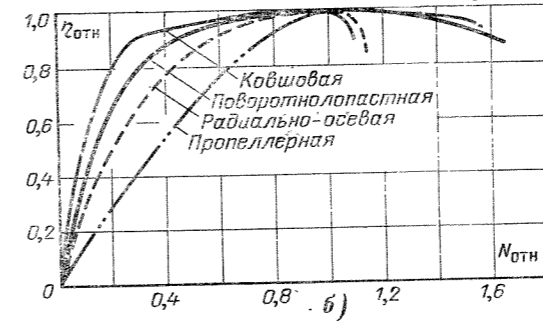
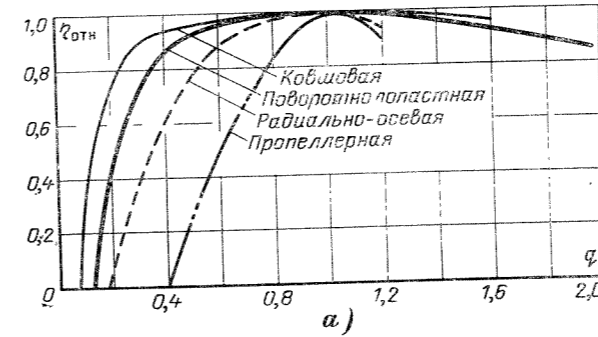


Рис. 15-15. Относительные рабочие характеристики различных турбин.  
а — расходные; б — мощностные характеристики.

б) обратные характеристики  $N=N(n)$ ;  $\eta=\eta(n)$ ;  $\sigma=\sigma(n)$  и др. строятся при  $D=\text{const}$ ;  $H=\text{const}$  и  $a=\text{const}$ ;

в) напорные характеристики  $N=N(H)$ ;  $\eta=\eta(H)$ ;  $\sigma=\sigma(H)$  и др. строятся при  $D=\text{const}$ ;  $n=\text{const}$  и  $a=\text{const}$ .

Для сравнения свойств турбин удобно использовать линейные характеристики, построенные в безразмерных координатах, отнесенные к оптимальным значениям параметров (к. п. д., расход, мощность и др.).

На рис. 15-15 и 15-16 показаны относительные рабочие характеристики: расходные и мощностные (при постоянном напоре и частоте вращения) и напорные (при постоянной частоте и открытии).

2. Универсальные характеристики более полно освещают свойства турбин, так как эти характеристики строятся только при двух постоянных параметрах. Различают два вида универсальных характеристик:

Главная универсальная характеристика строится при  $D=\text{const}$  и  $H=\text{const}$ . Обычно эти характеристики даются для приведенных единичных параметров  $D=1$  м и  $H=1$  м. При этом линии к. п. д. соответствуют тем значениям, которые получены непо-

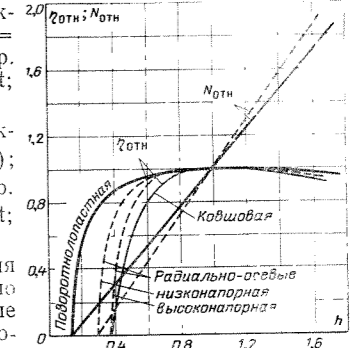


Рис. 15-16. Относительные напорные характеристики различных турбин.

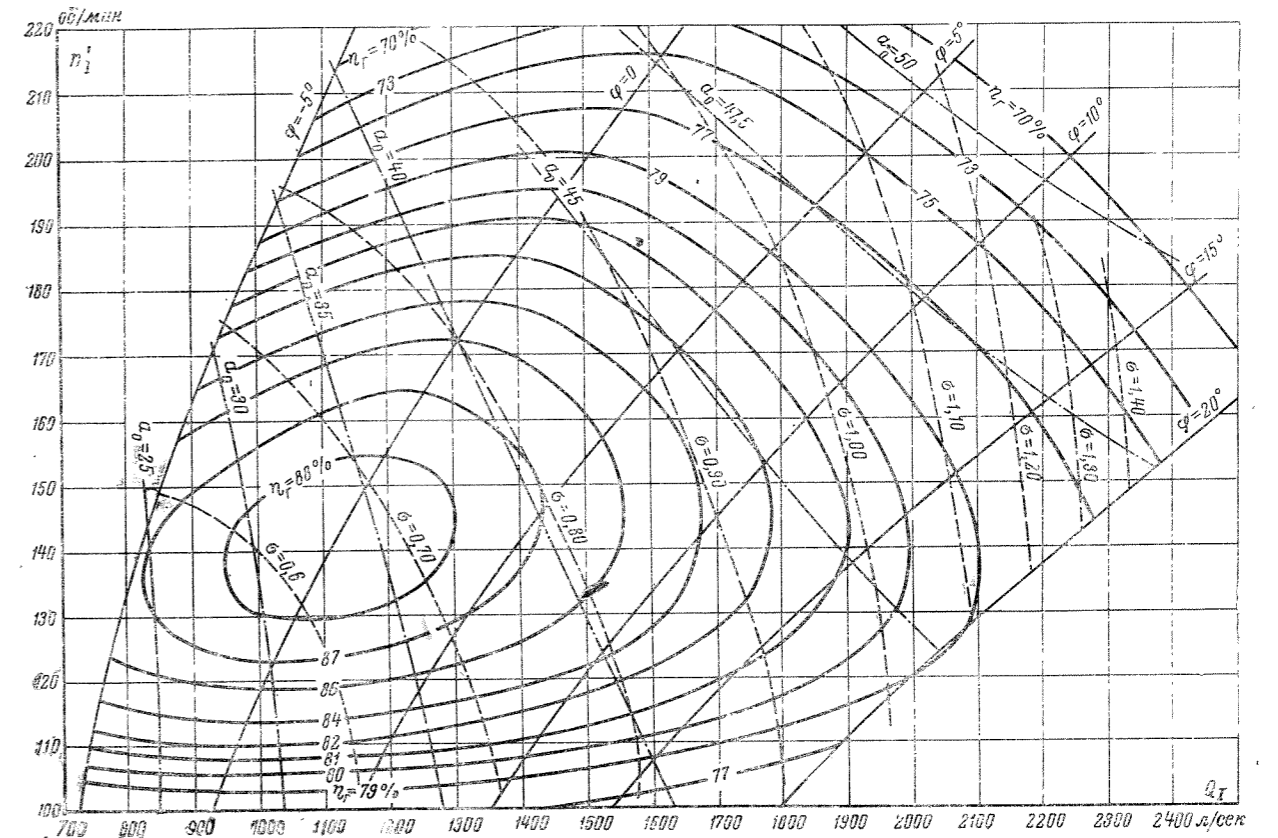


Рис. 15-17. Универсальная характеристика осевой турбины ПЛ15.

средственно при испытании модели, т. е. к. п. д. отнесены к размеру модели, что необходимо учитывать при использовании главных универсальных характеристик для подбора турбин. На характеристиках в поле координат  $Q_1$  и  $n_1$  (рис. 15-17 и 15-24) наносятся линии рав-

ных к. п. д., открытий направляющего аппарата, коэффициентов кавитации, углов установки лопастей рабочего колеса (для поворотнолопастных турбин). На характеристиках радиально-осевых турбин наносится еще линия предельной мощности, которая соответствует от-

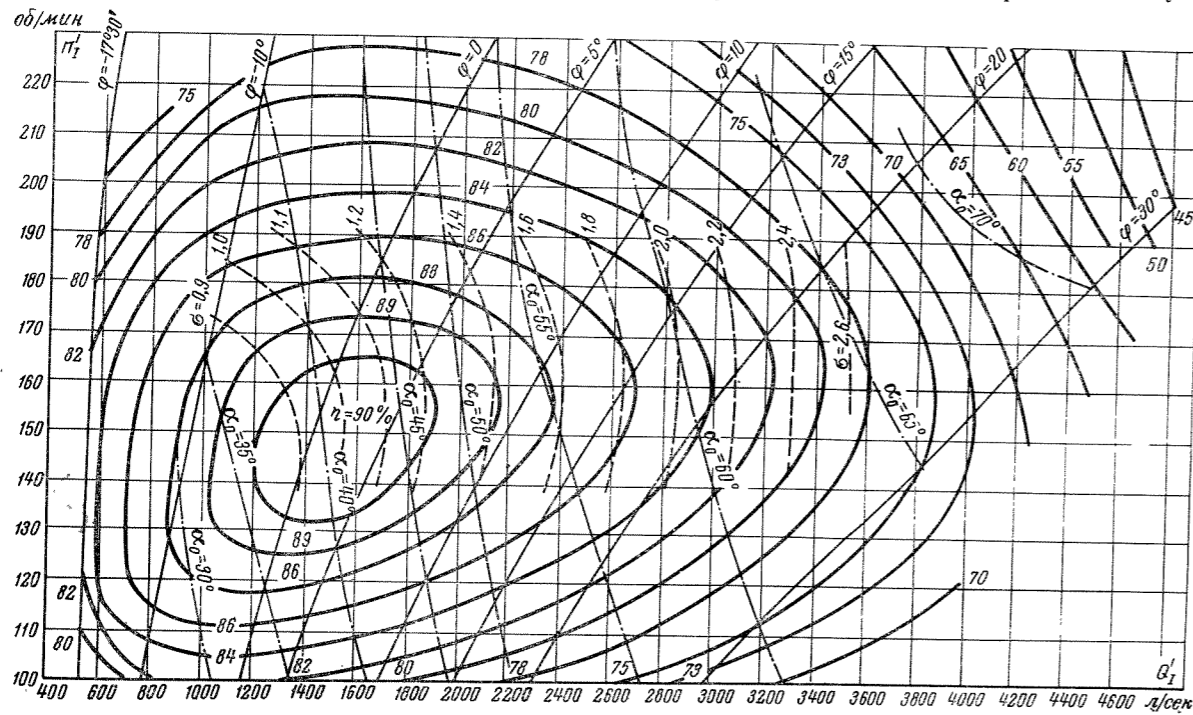


Рис. 15-18. Универсальная характеристика горизонтальной осевой турбины с капсульным агрегатом ПЛ10 (открытые направляющих лопаток  $\alpha_0$ ).

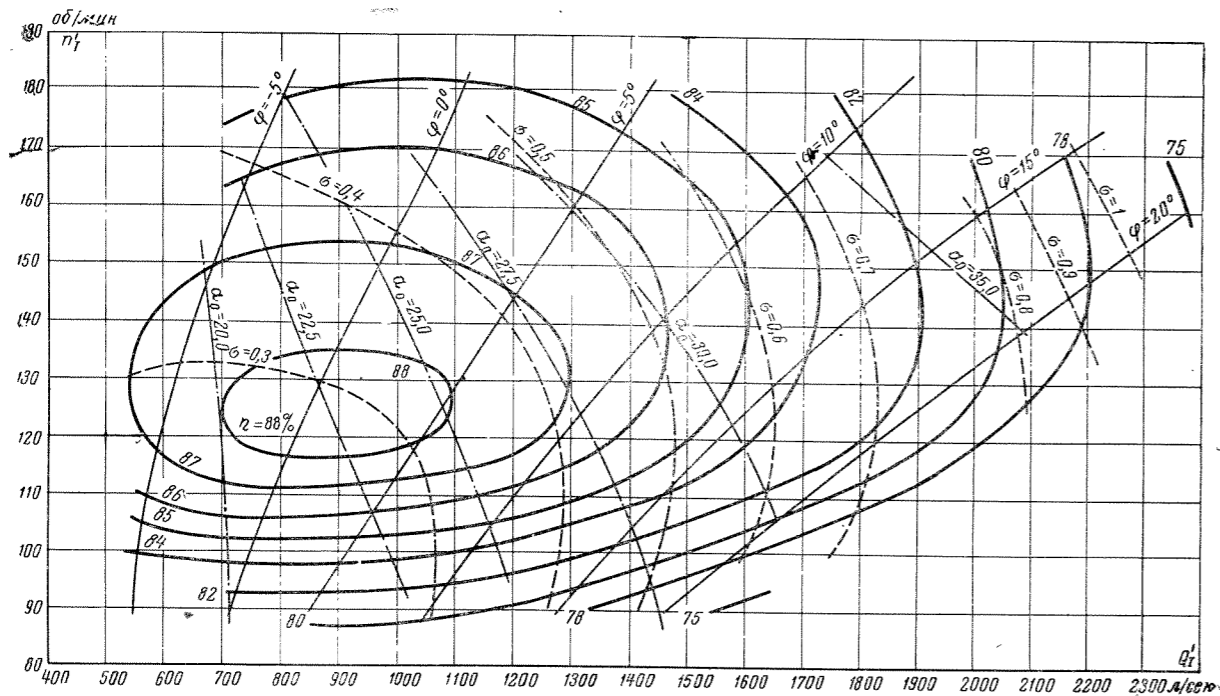


Рис. 15-19. Универсальная характеристика осевой турбины ПЛ30.

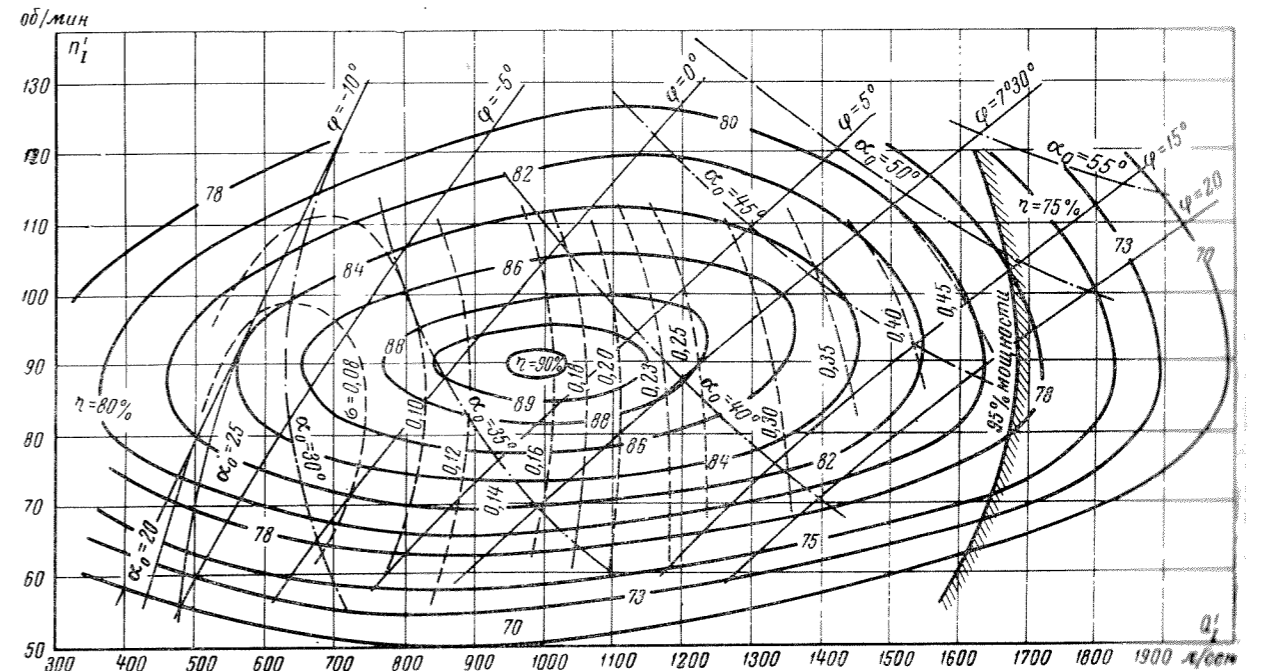


Рис. 15-20. Универсальная характеристика диагональной турбины Д75 (угол лопастей рабочего колеса  $45^\circ$ )

крытию направляющего аппарата, при котором мощность турбины достигает около 95% максимально возможного значения. Не разрешается использовать турбину при режимах, лежащих вправо от кривой предельной мощности.

На рис. 15-17—15-23 даны типичные главные универсальные характеристики реактивных турбин для диаметра модели  $D_1 = 46$  см. Здесь число у марки турбины указывает максимальный напор, на который она рассчитана (например, РО75 — для напоров до 75 м). Эти характеристики могут быть использованы для предварительного подбора турбин. На рис. 15-24 дана универсальная характеристика ковшовой турбины.

Эксплуатационная характеристика строится при  $n = \text{const}$  и  $D = \text{const}$  (берутся фактические величины диаметра и скорости вращения турбины ГЭС). Эксплуатационная характеристика может быть построена по главной универсальной при помощи формул (15-4) или (15-5). При этом необходимо также учитывать, что с увеличением диаметра турбины увеличивается и значение к. п. д. Пересчет к. п. д. может производиться по формуле

(15-15). Эксплуатационная характеристика строится обычно в поле координат  $N$  — мощность турбины (интеграл расхода  $Q$ ) и  $H$  — напор.

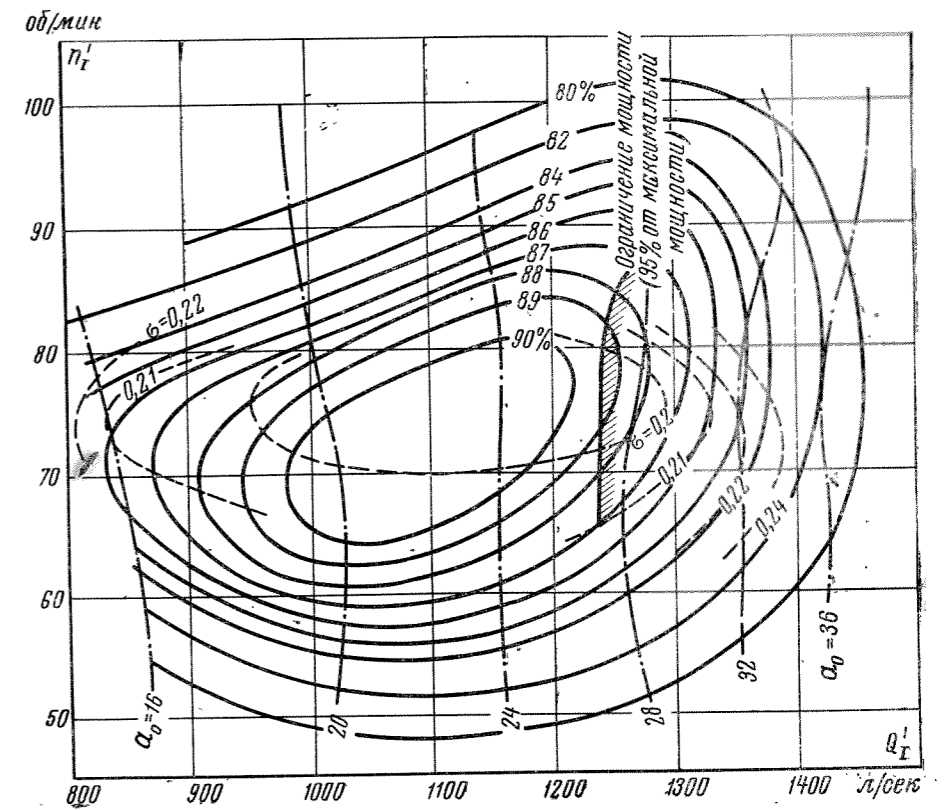


Рис. 15-21. Универсальная характеристика радиально-осевой турбины РО75.

На рис. 15-25 показана универсальная эксплуатационная характеристика очень крупной поворотнолопастной турбины. Следует обратить внимание на две линии ограничения мощности: наклонная в области малых напоров определяется максимальным открытием и кавитационными условиями и вертикальная, которая определяется номинальной мощностью генератора.

Каждая точка универсальной характеристики соответствует определенному режиму работы турбины. Выделяют два режима работы:

1) оптимальный ( $n'_{10}$ ,  $Q'_{10}$ ), при котором турбина имеет наибольший к. п. д. ( $\eta = \eta_0$ );

2) предельный ( $n'_{1 \max}$  и  $Q'_{1 \max}$ ), при котором турбина имеет наибольшую величину открытия направляющего аппарата. Этот режим для радиально-осевых и пропеллерных турбин определяется положением линии 95% от максимальной мощности, а для поворотнолопастных турбин может довольно сильно изменяться и определяется в основном допустимым значением коэффициента кавитации (величиной высоты отсасывания).

Построение эксплуатационной характеристики. Пересчет значений координат каждой режимной точки ( $Q'_1$  и  $n'_1$ ) главной универсальной характеристики в координаты ( $H$  и  $N$ ) эксплуатационной характеристики производится по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} H &= \left( \frac{nD}{n'_1} \right)^2 \frac{\eta_{г.м.}}{\eta_{г.т.}}; \\ N &= 9,81 Q'_1 H \eta_{г.т.} \end{aligned} \right\} \quad (15-14)$$

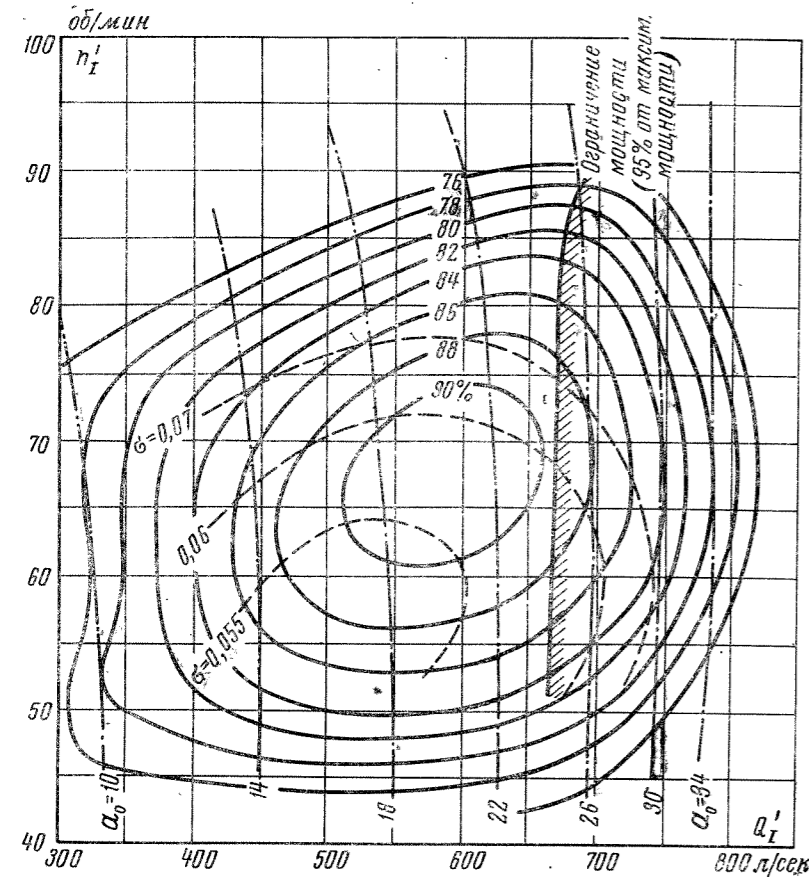


Рис. 15-22. Универсальная характеристика радиально-осевой турбины PO200.

где  $Q'_2 = Q'_1 D^2 \sqrt{H} \sqrt{\frac{\eta_{г.т.}}{\eta_{г.м.}}}$  — расход турбины;  $\eta_{г.т.}$  и  $\eta_{г.м.}$  — к. п. д. турбины и модели.

На главных универсальных характеристиках обычно нанесены значения к. п. д., полученные непосредственно при испытаниях модели. Опыт показывает, что с увеличением размера турбины потери в ней уменьшаются и, следовательно, к. п. д. возрастает.

При сохранении геометрического подобия между моделью и турбиной оптимальный гидравлический к. п. д. турбины может быть определен по следующей формуле:

$$\eta_{г.т. \text{ опт}} = 1 - (1 - \eta_{г.т. \text{ опт}}) \left[ 1 - \epsilon_{тр} + \epsilon_{тр} \sqrt[5]{\frac{D_m}{D_t}} \sqrt[10]{\frac{H_m}{H}} \right], \quad (15-15)$$

где  $D_t$  и  $\eta_{г.т. \text{ опт}}$  — диаметр и оптимальный гидравлический к. п. д. турбины;  $D_m$  и  $\eta_{г.м. \text{ опт}}$  — то же модели;  $\epsilon_{тр}$  — относительная величина потерь на трение. Обычно считают  $\epsilon_{тр} = 0,8 \div 0,6$ ;  $H_m$  и  $H$  — напоры при испытании модели и натурной турбины. Отношение напоров учитывается только при  $H > 150$  м, точнее, при  $H_m/H > 30$ .

Для облегчения расчетов на рис. 15-26 даны значения  $\sqrt[5]{D_m/D_t}$  в зависимости от величины  $D_m/D_t$ .

По формуле (15-15) пересчитывается гидравлический к. п. д. Чтобы получить полный к. п. д., нужно вычесть механические потери  $\Delta\eta_{\text{мех}}$ , которые для натурной турбины составляют 1—1,5%. Таким образом,

$$\eta_{г. \text{ опт}} = \eta_{г.т. \text{ опт}} - \Delta\eta_{\text{мех}}$$

Для остальных режимов к. п. д. турбины можно определять, используя следующие соотношения:

$$\eta_{г.т.} = \frac{\eta_{г. \text{ опт}}}{\eta_{г.м. \text{ опт}}}$$

или

$$\eta_{г.т.} = \eta_{г.м.} + (\eta_{г. \text{ опт}} - \eta_{г.м. \text{ опт}})$$

Комбинаторная характеристика определяет соотношение между открытием направляющего аппарата  $\alpha_0$  и разворотом лопастей рабочего колеса  $\phi$  в поворотнолопастных турбинах, которое дает наивысшее значение к. п. д. При этих условиях построены главные универсальные и эксплуатационные характеристики поворотнолопастных турбин (рис. 15-17, 15-20). Вид комбинаторной характеристики зависит от приведенной единичной частоты вращения  $n'_1$  или, в условиях эксплуатации, при постоянстве частоты вращения — от напора  $H$  (рис. 15-27). Комбинаторную характеристику можно построить по главной универсальной характеристике поворотнолопастной турбины.

Номенклатура реактивных турбин включает все размеры турбин от самых малых до самых крупных.

В радиально-осевых турбинах за диаметр рабочего колеса принимается максимальный диаметр по входным кромкам лопастей  $D_1$ .

Определяющим размером поворотнолопастных турбин считается диаметр

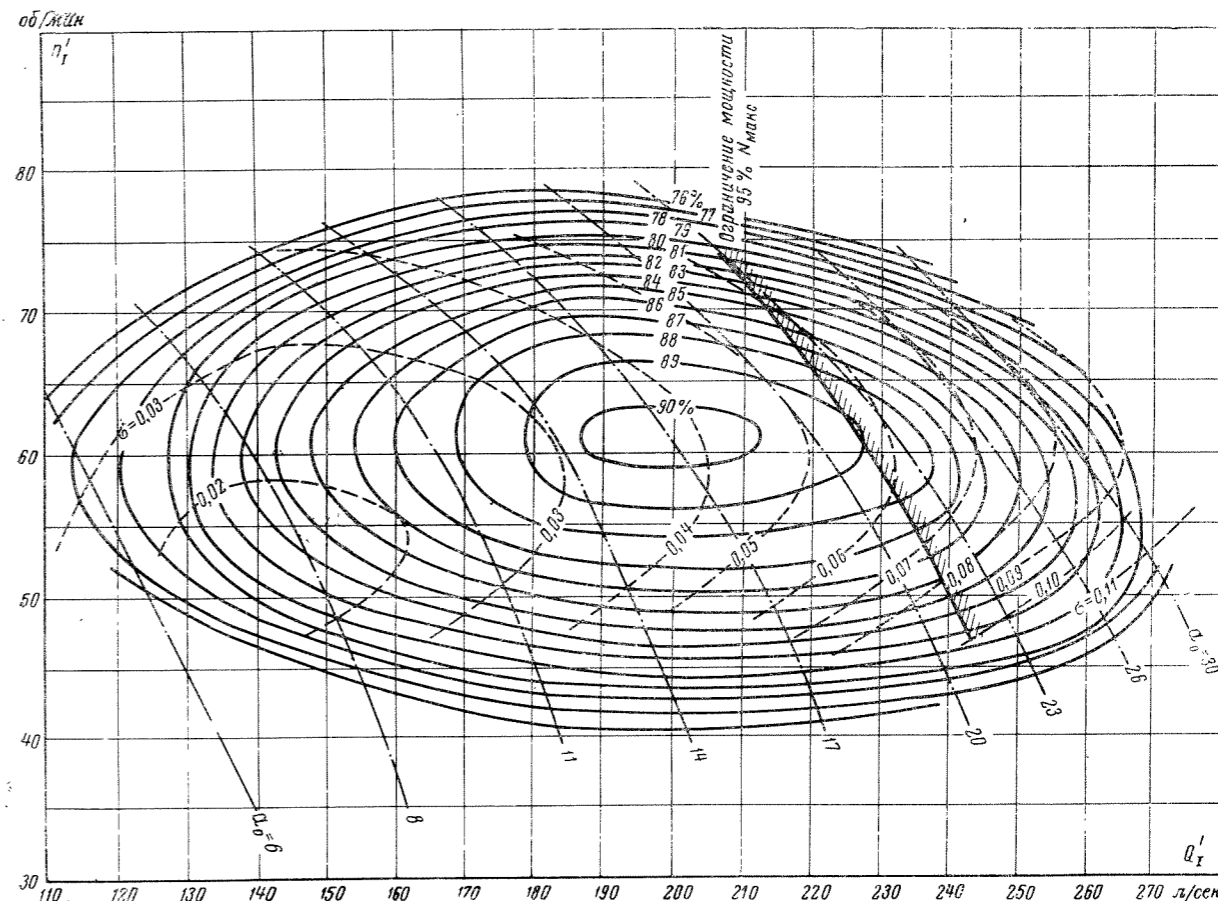


Рис. 15-23. Универсальная характеристика радиально-осевой турбины PO350.

камеры рабочего колеса  $D_1$  (практически почти равен диаметру рабочего колеса).

Предусмотрен следующий нормальный ряд диаметров турбин:

Малые и средние турбины $D_1$ , см	30, 35, 42, 50, 59, 71, 84, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 225, 250
Крупные турбины $D_1$ , см	280, 320, 360, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1 000, 1 050

Марка реактивной турбины включает тип и конструктивную форму ее исполнения, а также величину диаметра турбины в сантиметрах.

Марки реактивных турбин имеют, например, следующий вид:

PO75/702-B-300;  
ПЛ20/661-B-800.

Тип турбины обозначается сокращенно: PO — радиально-осевая, ПЛ — поворотнолопастная (осевая); Д — диагональная. Цифры после марки обозначают максимальный напор и номер проекта (тип турбины). Так, 75/702 указывает, что турбина рассчитана на напор до 75 м, а тип проточной части № 702. На этот же напор могут иметься и другие типы, отличающиеся формой проточного тракта. Буква В или Г обозначают «вертикальная» или «горизонтальная» по положению вала. Цифра в конце марки (300, 800) — диаметр рабочего колеса в сантиметрах.

За границей PO турбины называют турбинами Френсиса; ПЛ — Каплана, а ковшовые — турбинами Пельтона или свободноструйными.

Подбор турбин для гидроэлектростанций должен производиться с учетом режимного графика работы ГЭС, т. е. с учетом колебаний мощности и напора во времени.

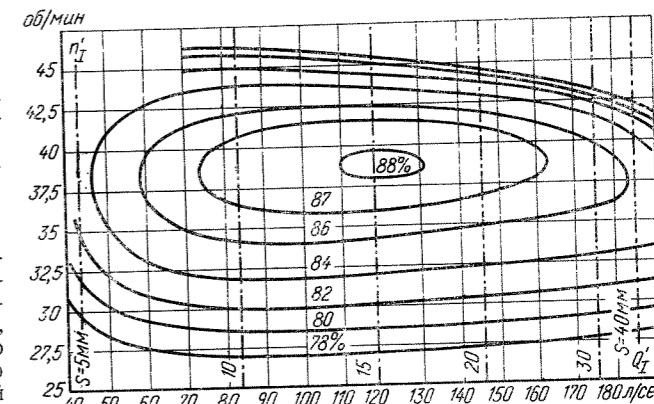


Рис. 15-24. Универсальная характеристика однолопастной ковшовой турбины. s — ход нглы (открытие).

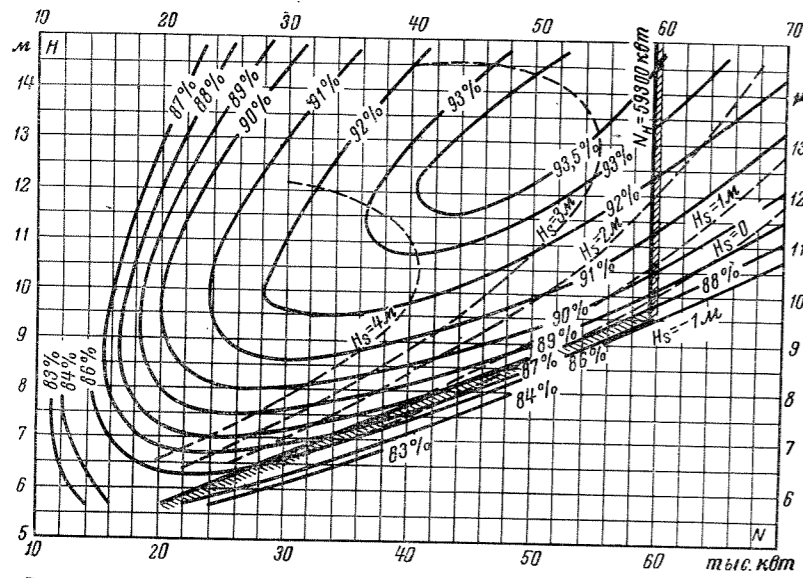


Рис. 15-25. Универсальная эксплуатационная характеристика осевой поворотно-лопастной турбины ( $D_1=10,3$  м,  $n=50$  об/мин).

Предварительный подбор реактивных гидротурбин может быть произведен по расчетному напору (обычно берется по величине ближе к минимальному) при помощи единичных параметров, которые могут быть взяты либо по главным универсальным характеристикам, либо по данным табл. 15-4 и 15-5. При этом необходимо учитывать следующее:

1. Для ПЛ турбин (табл. 15-4) кроме оптимальной единичной частоты вращения  $n'_{\text{опт}}$  даны значения  $n'_{\text{расч}}$ , которые несколько выше. При подборе турбин по  $n'_{\text{расч}}$  определяется частота вращения для условий расчетного напора. При этом учитывается, что средневзвешенный напор по выработке энергии выше расчетного. Отсюда следует, что  $n'_{\text{расч}}$  не остается неизменным и с уменьшением колебаний напора приближается к  $n'_{\text{опт}}$ .

2. У ПЛ турбин максимальная пропускная способность, отвечающая 5%-ному запасу мощности, при расчетном расходе, по условиям кавитации обычно не используется. В табл. 15-4 указаны ориентировочные значения  $Q'_{\text{I макс}}$  и соответствующие величины коэффициента кавитации  $\sigma$ . Промежуточные значения  $\sigma$  могут быть найдены интерполяцией по  $Q'_{\text{I макс}}$ .

Таблица 15-4

Характерные параметры поворотнолопастных турбин

Показатели	Типы турбин							
	ПЛ10	ПЛ15	ПЛ20	ПЛ30	ПЛ40	ПЛ50	ПЛ60	ПЛ80
Наибольший напор, м	10	15	20	30	40	50	60	80
Приведенная частота вращения оптимальная $n'_{\text{опт}}$	165	150	135	120	115	110	105	100
Средняя расчетная $n'_{\text{расч}}$	190	170	155	140	130	125	120	110
Приведенный расход, отвечающий 5%-ному запасу мощности, $Q'_{\text{I макс}}$ , м <sup>3</sup> /сек	2 340	2 150	2 060	1 940	1 840	1 700	1 600	1 480
Диапазон рекомендуемых значений $Q'_{\text{I макс}}$	2 340—2 100	2 150—1 870	2 060—1 700	1 940—1 400	1 840—1 190	1 700—1 150	1 600—1 000	1 480—900
Коэффициент кавитации $\sigma$ , соответствующий $Q'_{\text{I макс}}$	1,5—1,3	1,0—0,85	0,85—0,65	0,95—0,5	0,68—0,4	0,53—0,37	0,42—0,27	0,35—0,24

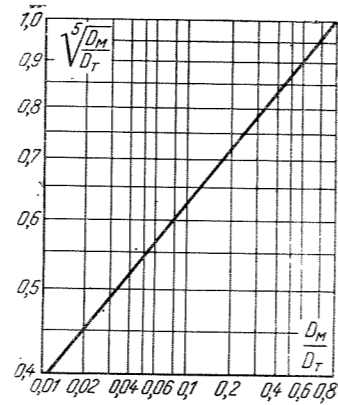


Рис. 15-26. График для пересчета к. п. д. турбин.

У РО турбин  $Q'_{\text{I макс}}$  при расчетном напоре обычно берется на линии 5% запаса мощности. Для высоконапорных РО турбин указаны два предела  $Q'_{\text{I макс}}$  и соответствующие значения  $\sigma$ , отвечающие различным типам турбин, рассчитанным на указанный напор (различная форма проточной части).

3. Значения к. п. д. могут определяться на основании приведенных универсальных характеристик или для максимального открытия (мощности) по табл. 15-6.

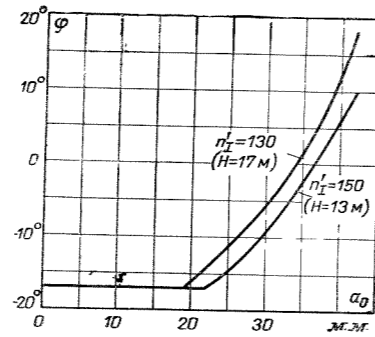


Рис. 15-27. Комбинаторные характеристики поворотнолопастной турбины ( $D_1=9,0$  м,  $n=60$  об/мин).

Таблица 15-5

Характерные параметры радиально-осевых турбин

Показатели	Типы турбин							
	РО45	РО75	РО115	РО170	РО230	РО310	РО400	РО500
Наибольший напор, м	45	75	115	170	230	310	400	500
Приведенная оптимальная частота вращения $n'_{\text{опт}}$	80	75	70	70	65	60	60	58
Приведенный расход, отвечающий 5%-ному запасу мощности, $Q'_{\text{I макс}}$	1 300	1 200	1 150	950—650	650—420	420—280	240—200	200—150
Коэффициент кавитации $\sigma$ , соответствующий $Q'_{\text{I макс}}$	0,22	0,15	0,11	0,09—0,06	0,065—0,047	0,048—0,04	0,035—0,025	0,03—0,025

Примечание. Для РО турбин даны только  $n'_{\text{опт}}$ , по которым и определяется частота вращения, хотя в случае значительных колебаний напора и для этих турбин  $n'_{\text{расч}}$  можно принимать несколько выше  $n'_{\text{опт}}$ .

В современных крупных и средних гидроэлектростанциях валы турбины и генератора соединяются наглухо. Следовательно, частота вращения турбины  $n$  должна в точности совпадать с частотой вращения генератора, определяемой следующим соотношением, полученным из условий, что частота тока равняется 50 периодам в секунду:

$$np=6\,000, \quad (15-16)$$

где  $p$  — число полюсов ( $p$  — четное число, если  $p$  превышает 24, то желательно его принимать кратным четырем).

Таблица 15-6

Ориентировочная величина к. п. д. турбин при максимальном открытии (мощности)

N, кВт	1 000	4 000	10 000	40 000	100 000 и более
$\eta, \%$	85 87	86 88	87 89	88 90	89 91

Размеры реактивных турбин могут быть определены по величине  $D_1$ , найденного расчетом на основании данных, приведенных на рис. 15-28. Все размеры на рис. 15-28 даны по отношению к  $D_1$ .

Пример. Необходимо подобрать реактивную турбину по единичным параметрам. Дано: расчетный напор  $H=60$  м; максимальный напор 67 м; мощность агрегата  $N=10\,000$  кВт; отметка нижнего бьефа над уровнем моря 300 м.

1. По максимальному напору (табл. 15-5) выбираем тип турбины — РО75.

2. Определяем ориентировочное значение к. п. д. турбины при максимальной мощности  $\eta=87\%$  (табл. 15-6) и вычисляем расход воды через турбину, пользуясь формулой (15-2):

$$Q = \frac{N}{9,81H\eta} = \frac{10\,000}{9,81 \cdot 60 \cdot 0,87} = 19,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

3. Определяем диаметр турбины. Для РО75 максимальный приведенный расход (расчетный)  $Q'_{\text{I макс}}=1,2$  м<sup>3</sup>/сек (табл. 15-5). Используя формулы (15-6), получаем:

$$Q = Q'_{\text{I макс}} D_1^2 \sqrt{gH};$$

$$D_1^2 = \frac{Q}{Q'_{\text{I макс}} \sqrt{gH}} = \frac{19,5}{1,2 \sqrt{60}} = 2,1;$$

$$D_1 = 1,45 \text{ м.}$$

Принимаем ближайший больший размер  $D_1=160$  см по нормальной номенклатуре (стр. 285) (если принять меньший размер 140 см, то не получим требуемой мощности).

4. Определяем частоту вращения. Приведенная оптимальная частота вращения  $n'_{\text{опт}}=75$  об/мин (табл. 15-4); принимаем ее за расчетную. Тогда по формуле (15-6) получим:

$$n = n'_{\text{опт}} \frac{\sqrt{H}}{D} = \frac{75 \sqrt{60}}{1,6} = 358 \text{ об/мин.}$$

Ближайшую частоту вращения генератора находим по формуле (15-16):

при  $p=18$   $n=333,3$  об/мин; при  $p=16$   $n=375,0$  об/мин. Принимаем последнее, так как оно ближе к оптимальному значению, найденному для турбины.

Расход через турбину будет равен  $Q=Q'_{\text{I макс}} D^2 \sqrt{gH}=1,2 \cdot 1,6^2 \times \sqrt{60}=23,8 \text{ м}^3/\text{сек}$ . Максимальная мощность турбины  $N=9,81 \cdot 23,8 \times 60 \cdot 0,87=12\,200 \text{ кВт}$ , т. е. несколько больше заданной.

5. Определяем допустимую высоту отсасывания по формуле (15-10). Коэффициент кавитации для турбины РО75 принимаем по табл. 15-3;  $\sigma=0,15$ .

$$H_s = 10 - \frac{\sigma H}{900} = 10 - \frac{300}{900} = 0,67 \text{ м.}$$

т. е. турбину нужно установить не более чем на 0,67 м выше отметки нижнего бьефа.

Предварительный подбор ковшовых турбин. За основной характерный размер принимают диаметр колеса и диаметр сопла. Марка ковшовой турбины может быть записана, например, так: КЗ5-В300/25×4, что означает: ковшовая турбина типа 35 с вертикальным валом (в случае горизонтального вала ставится буква Г), диаметр рабочего колеса 300 см с четырьмя соплами диаметром по 25 см. Диаметр сопла берется несколько больше диаметра струи.

Скорость струи перед входом на рабочую лопасть (ковш) составляет:

$$v_c = (0,96 \div 0,98) \sqrt{2gH}. \quad (15-17)$$

Наивыгоднейшая окружная скорость колеса  $u$ , обеспечивающая максимальную величину к. п. д., должна быть немного меньше половины  $v_c$ . Обычно принимают:

$$u = (0,43 \div 0,47) \sqrt{2gH}. \quad (15-18)$$

Отсюда частота вращения  $n$  вала турбины будет равна:

$$n = \frac{60u}{\pi D}. \quad (15-19)$$

С целью увеличения частоты вращения турбины стремятся уменьшить  $D$ , т. е. увеличить коэффициент безопасности турбины, что позволяет снизить вес и габариты генератора. До некоторого предела это допустимо, однако дальнейшее уменьшение диаметра или, точнее, отношения  $D/d_c$ , где  $d_c$  — диаметр струи, приводит к снижению к. п. д. турбины. Обычно минималь-



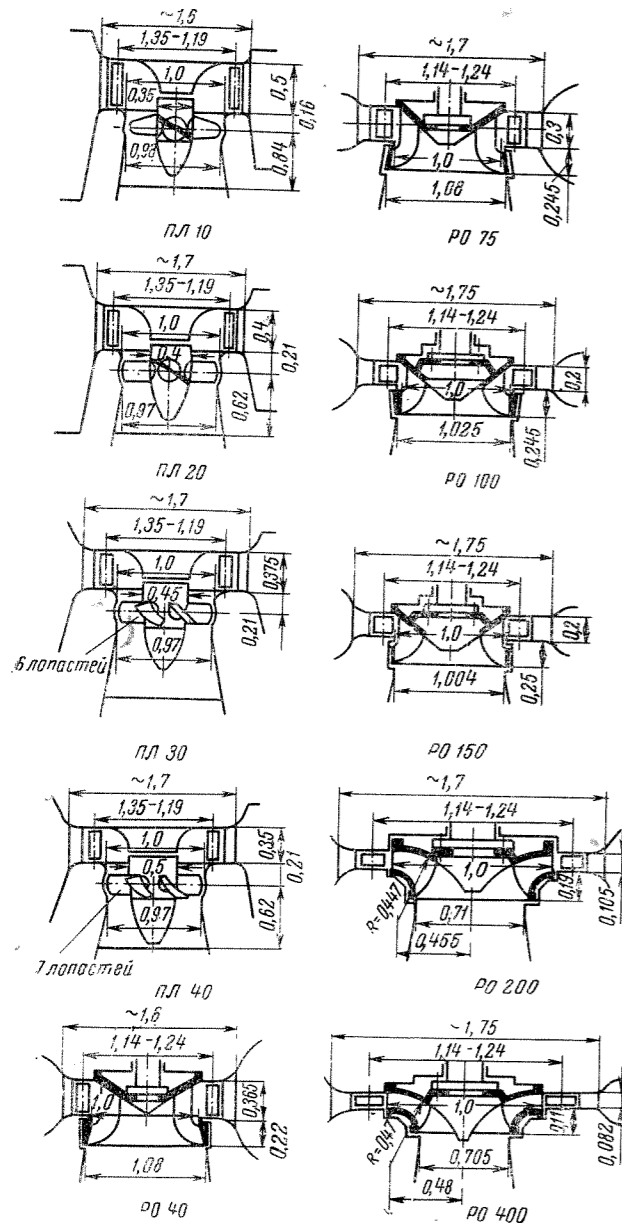


Рис. 15-28. Относительные размеры турбин различных типов.

Таблица 15-7

Ориентировочные значения к. п. д. ковшовых турбин в зависимости от коэффициента быстроходности на одно сопло

Коэффициент быстроходности (на одно сопло) $n_{s1}$	Мощность турбины, %			
	100	75	50	25
6	84,5	85,5	85,5	81
10	86,5	87,5	87,5	83
14	87,5	88,5	88,5	84
18	86,5	87,5	87,5	83
22	85	86	86	82
26	83	84	84	80,5
28	81	82,5	83	79,5
32	77,5	79,5	80	77,5

Примечание. Если турбина двухсопловая, то на одно сопло  $n_{s1} = \frac{n_s}{\sqrt{2}}$ ; если — четырехсопловая (с одним рабочим колесом или с двумя), то на одно сопло  $n_{s1} = \frac{n_s}{2}$ ; здесь  $n_s$  — коэффициент быстроходности турбины по (15-7).

Частота вращения сравнительно мала. Габариты турбины и генератора будут достаточно большими. Увеличение частоты вращения за счет увеличения  $n_{s1}$  невыгодно, так как приведет к снижению к. п. д. (если принять  $n_{s1}=28$ , то согласно данным табл. 15-7 к. п. д. снизится на 5,5%). Применим четырехсопловую турбину со значением  $n_{s1}=18$  об/мин. Тогда  $n_s=2n_{s1}=36$  и, следовательно,  $n=450$  об/мин. Для гидрогенератора можно принять ближайшую частоту вращения 428,6 об/мин ( $p=14$ ). Конструктивно это может быть либо вертикальная турбина с одним рабочим колесом и четырьмя соплами, либо горизонтальная с двумя рабочими колесами и с двумя соплами на каждом колесе.

2. Определяем габариты турбины. Расход, пропускаемый турбиной, определится из (15-2). Величину к. п. д. при 100% нагрузке примем по табл. 15-6 равной 86,5%.

$$Q = \frac{N}{9,81H\eta} = \frac{20\ 000}{9,81 \cdot 450 \cdot 0,865} = 5,25 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Расход на одно сопло  $5,25 : 4 = 1,31 \text{ м}^3/\text{сек.}$  Скорость струи перед входом на рабочие лопасти определяем по формуле (15-17)

$$v_c = 0,97 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 450} = 91 \text{ м/сек.}$$

Площадь сечения струи  $F_c = Q : v_c = 1,31 : 91 = 0,0144 \text{ м}^2$ . Диаметр струи  $d_c = 0,154 \text{ м}$ ; диаметр сопла  $d = 1,1d_c = 0,17 \text{ м}$ . Диаметр рабочего колеса можно определить исходя из следующих соображений. Оптимальная величина окружной скорости по формуле (15-18) должна быть равна:

$$u = 0,45 \sqrt{2gH} = 0,45 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 450} = 42,3 \text{ м/сек.}$$

Поскольку частота вращения принята 428,6 об/мин, то по формуле (15-19) получим:

$$D = \frac{60 \cdot 42,3}{3,14 \cdot 428,6} = 1,9 \text{ м.}$$

Внешний диаметр колеса ориентировочно будет равен  $1,9 + 2,7d = 1,9 + 2,7 \cdot 0,17 = 2,36 \text{ м}$ . На основании этих размеров можно наметить приблизительные габариты турбины.

15-2. ЛОПАСТНЫЕ НАСОСЫ

Основными показателями работы насосной установки (рис. 15-29,а) являются:

Статический или геометрический напор  $H_{ст}$  — разность уровней верхнего и нижнего бассейнов

$$H_{ст} = \nabla BB - \nabla HB. \quad (15-20)$$

Если насосная установка работает в условиях, когда давления над поверхностью жидкости в нижнем  $P_{НБ}$  и в

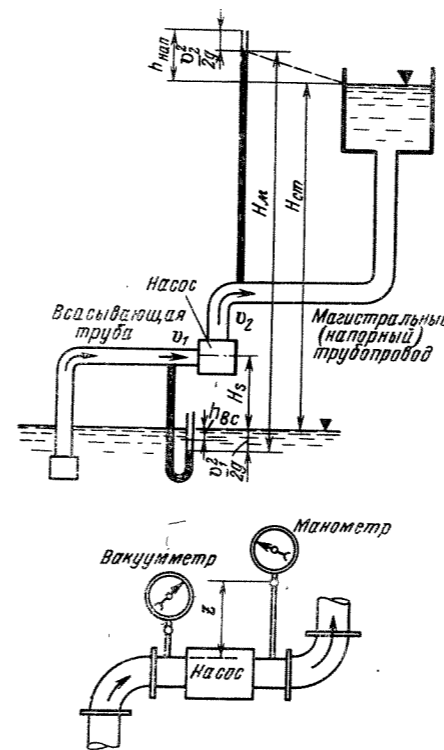


Рис. 15-29. Схема насосной установки.

верхнем бассейне  $P_{ВБ}$  различны, то статический напор равен:

$$H_{ст} = \nabla BB - \nabla HB + \frac{P_{ВБ} - P_{НБ}}{\gamma}, \quad (15-20')$$

где  $\gamma$  — удельный вес перекачиваемой жидкости.

Напор  $H$  — разность удельных энергий жидкости в напорном (выходном) и во входном патрубках насоса:

$$H = H_{ст} + h_w, \quad (15-21)$$

где  $h_w$  — суммарные гидравлические потери местные и по длине во всасывающем и в напорном трубопроводах:

$$h_w = h_{вс} + h_{нап}.$$

Для определения величины напора к напорному патрубку присоединяется манометр, а к входному — вакуумметр (когда насос работает без подпора и давление во всасывающем патрубке ниже атмосферного, в противном случае на входной патрубок также ставится манометр).

Если отсчет по манометру составляет  $M$  м ст. перекачиваемой жидкости, а по вакуумметру  $B$  м ст. перекачиваемой жидкости (рис. 15-29,б), то величина напора определяется следующим выражением:

$$H = M + B + z + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}, \quad (15-21')$$

где  $z$  — разность уровней установки манометра и точки присоединения вакуумметра ( $z$  положительно, если манометр стоит выше).

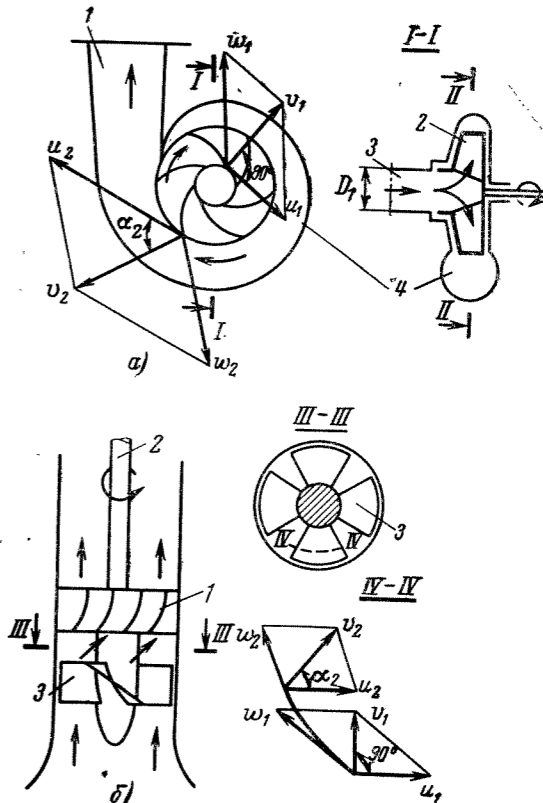


Рис. 15-30. Принципиальные схемы центробежного и осевого насосов и параллелограммы скоростей. а — схема центробежного насоса; 1 — напорный патрубок; 2 — рабочее колесо; 3 — входной патрубок; 4 — спираль; б — схема пропеллерного (осевого) насоса; 1 — выправляющий аппарат; 2 — вал; 3 — лопасти рабочего колеса.

Поскольку в насосных установках величина  $\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$ , как правило, очень мала, тс практически напор считают равным:

$$H = M + B + z, \text{ м.} \quad (15-21'')$$

Мощность на валу насоса определяется по следующей формуле:

$$N = \frac{\gamma Q H}{102 \eta}, \quad (15-22)$$

где  $\gamma$  — удельный вес перекачиваемой жидкости, кгс/м<sup>3</sup>;  $Q$  — подача (производительность) насоса, т. е. расход жидкости, подаваемой насосом, м<sup>3</sup>/сек (л/сек);  $H$  — напор, м ст. перекачиваемой жидкости;  $\eta$  — полный к. п. д. насоса, учитывающий гидравлические, механические и объемные потери в насосе.

Рабочий процесс центробежных и пропеллерных насосов<sup>1</sup> иллюстрируется рис. 15-30. В центробежных насосах при входе на рабочие лопасти абсолютная скорость жидкости  $v_1$  имеет близкое к радиальному на-

<sup>1</sup> Более подробно о насосах см. Ломакии А. А. Центробежные и осевые насосы. М., «Машиностроение», 1966; Черкасский В. М. и др. Насосы, компрессоры, вентиляторы. М., «Энергия», 1968. Степанов А. И. Центробежные и осевые насосы. М., Машгиз, 1960 (ВИГМ). Насосы (каталог-справочник). М., Машгиз, 1959; Кривченко Г. И. Насосы и гидротурбины. М., «Энергия», 1970.

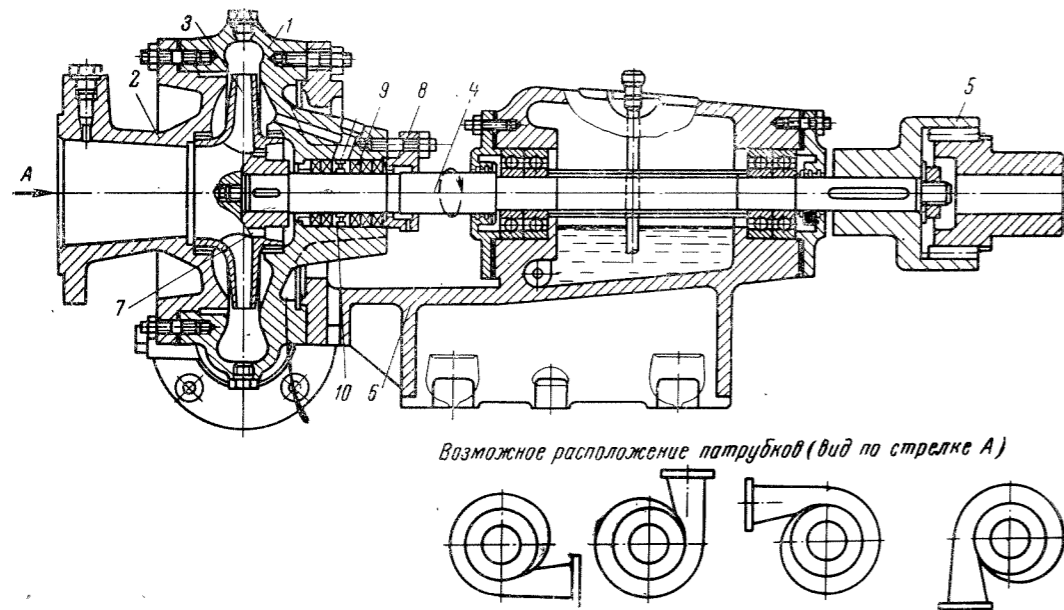


Рис. 15-31. Консольный насос (типа К).

правление. Параллелограмм входной скорости можно построить, если разложить скорость  $v_1$  на составляющие: переносную скорость  $u_1 = \pi D_1 n / 60$  и относительную скорость  $w_1$ . На выходной кромке рабочего колеса абсолютная скорость  $v_2$  определяется построением параллелограмма по относительной скорости  $w_2$  и переносной скорости  $u_2 = \pi D_2 n / 60$ .

В пропеллерных насосах вода подводится к колесу в осевом направлении. При входе на рабочее колесо скорость  $v_1$  направлена параллельно оси, а при выходе с рабочего колеса скорость  $v_2$  направлена под углом  $\alpha_2$  к оси (жидкость вращается относительно оси и в то же время перемещается параллельно оси). Чтобы снять крутку потока и направить жидкость параллельно оси, за рабочим колесом устанавливается выправляющий аппарат.

Связь между величиной энергии, переданной 1 кгс жидкости, прошедшей через насос, напором  $H$  и параллелограммами скоростей дает основное уравнение лопастных насосов — уравнение Эйлера

$$\frac{H}{\eta_r} = \frac{u_2 v_2 \cos \alpha_2 - u_1 v_1 \cos \alpha_1}{g}$$

Здесь  $\eta_r$  — гидравлический к. п. д. насоса;  $g$  — ускорение свободного падения.

Вводя циркуляционную скорость  $\Gamma$ , определяемую по формуле (15-3а), уравнение Эйлера запишем в виде

$$\frac{H}{\eta_r} = \frac{\omega}{2\pi g} (\Gamma_2 - \Gamma_1),$$

где  $\omega$  — угловая скорость вращения рабочего колеса (1/сек),  $\Gamma_2, \Gamma_1$  — соответственно циркуляция потока за рабочим колесом и перед входом в колесо. Поскольку перед входом на рабочее колесо  $\Gamma_1 \approx 0$ , то развиваемый насосом напор определяется в основном  $\Gamma_2$  — выходной циркуляцией.

$$\frac{H}{\eta_r} = \frac{\omega}{2\pi g} \Gamma_2.$$

Оптимальный режим работы насоса, при котором к. п. д. имеет максимальное значение, определяется условиями безударного входа. При этом направление относительной скорости должно совпадать с направлением касательной к входной кромке рабочей лопасти.

Конструкция насосов

1. *Консольный насос типа К* (рис. 15-31) состоит из литого корпуса 1 со спиральной камерой и напорным патрубком, съемной крышки 2 с входным патрубком, рабочего колеса 3, насаженного на вал 4, соединяемый с валом электродвигателя посредством муфты 5. Вал с подшипниками и корпус 1 крепятся на станине 6. Задний обод рабочего колеса у большинства насосов имеет несколько разгрузочных отверстий 7 для уменьшения осевого усилия, передаваемого на вал. Вал уплотняется сальником, состоящим из корпуса, крышки 8, сальниковой набивки 9 и кольца гидравлического замка 10. Всасывающий патрубок консольных насосов всегда располагается горизонтально, положение же напорного патрубка может быть различным.

2. *Моноблочные насосы типа КМ* (рис. 15-32) отличаются от консольных конструктивным выполнением. В моноблочных насосах рабочее колесо 1 насажено непосредственно на конец вала 2 фланцевого электродвигателя 3. Входной патрубок 4, спиральная камера 5 и напорный патрубок 6 выполнены в виде единого литого блока, который посредством вставки 7 крепится болтами к фланцу электродвигателя. Насос крепится к осно-

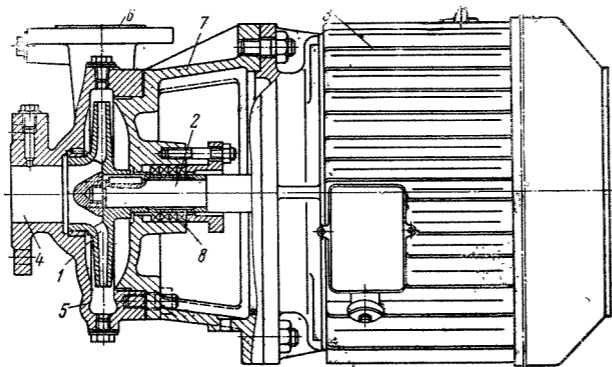


Рис. 15-32. Консольный моноблочный насос (типа КМ).

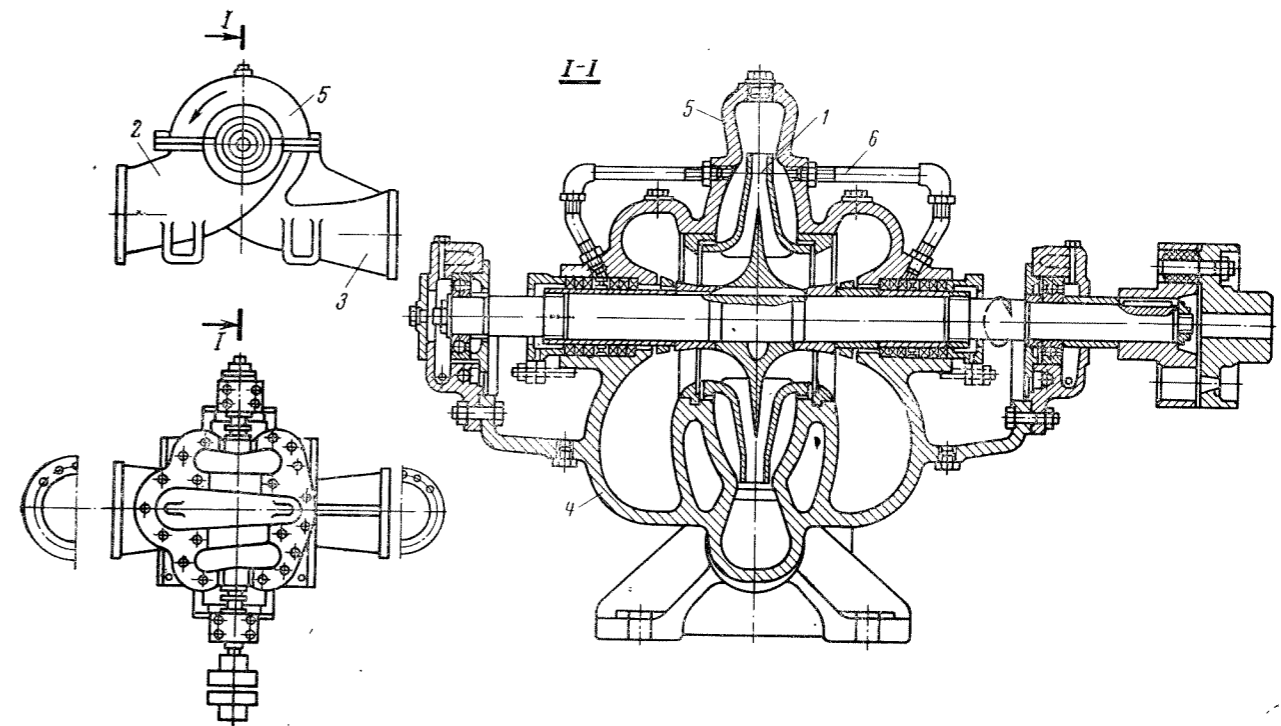


Рис. 15-33. Насос двустороннего входа (типа Д).

ванию только лапами электродвигателя. Сальник 8 обычно простой без гидравлического замка. Преимуществом моноблочных насосов является компактность, меньшие размеры и вес, отсутствие соединительной муфты, но выпускаются они только небольших размеров.

3. *Насос двустороннего входа типа Д* (рис. 15-33) имеет двоянное рабочее колесо 1. Подвод воды к насосу осуществляется по входному патрубку 2, отвод воды — по напорному патрубку 3, отлитому вместе с корпусом насоса 4. Верхняя половина корпуса (крышка) 5 насоса съемная. Вода к кольцам гидравлического уплотнения сальников подводится по трубкам 6. Этот насос имеет уравновешенное рабочее колесо, дающее при тех же размерах в два раза большую подачу, чем одинарное колесо консольного насоса.

4. *Вертикальные центробежные насосы типа В* (рис. 15-34) применяются при необходимости получить очень большую подачу при значительном напоре. Рабочее колесо 1 насажено на вертикальный вал 2, который фланцевой муфтой 3 соединяется с валом вертикального электродвигателя. В пределах корпуса насоса имеется только радиальный направляющий подшипник 4, а осевое усилие передается на подшипники электродвигателя. Вода к рабочему колесу подводится снизу по конфорному патрубку 5, а выбрасывается в литую спиральную камеру 6, которая имеет мощные ребра для крепления к основанию.

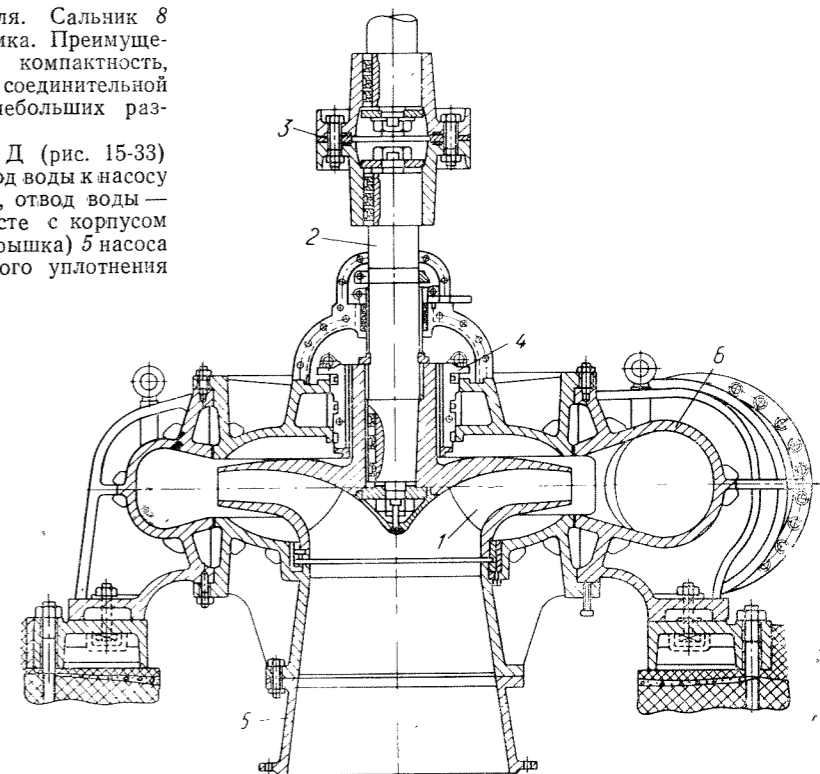


Рис. 15-34. Вертикальный центробежный насос (типа В).

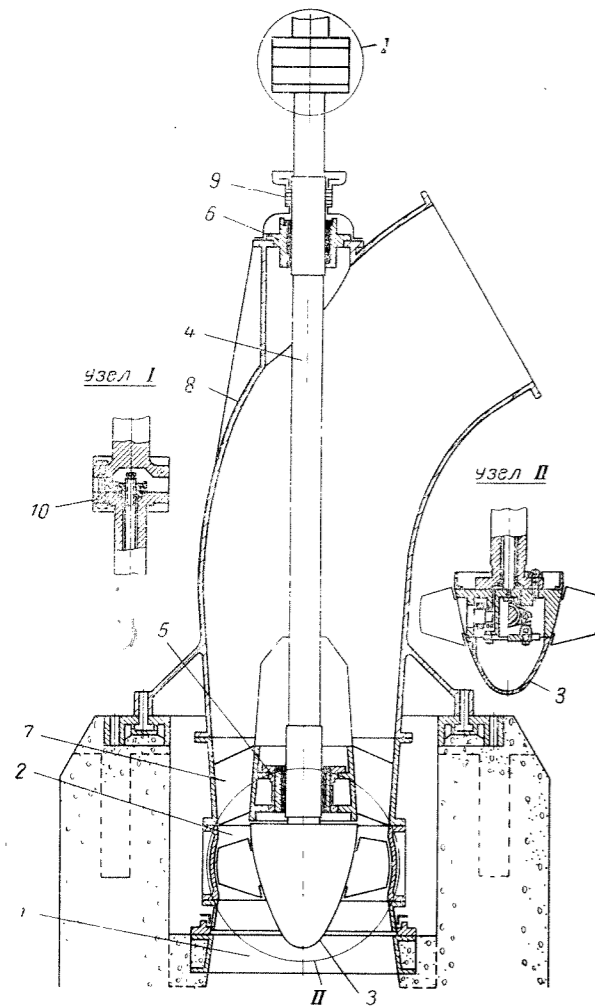


Рис. 15-35. Осевой насос (поворотлопастной) (типа ОП).

5. **Осевые (пропеллерные «О» и поворотлопастные «ОП») насосы** (рис. 15-35) применяются, когда необходима весьма большая подача при сравнительно малых напорах. Рабочее колесо 2 с входным обтекателем 3 крепится к валу 4. Направляющие подшипники насоса обычно с лигнофолевыми вкладышами 5 и 6 и с водной смазкой крепятся в центральной части выправляющего аппарата 7 и в корпусе колена 8. Над верхним подшипником устанавливается сальник 9. Вал насоса посредством муфты 10 соединяется с валом электродвигателя. Подвод воды к рабочему колесу осуществляется через раструбный патрубок или через всасывающую трубу 1.

Поворотлопастные насосы отличаются от пропеллерных тем, что у них лопасти колеса могут изменять угол установки (поворачиваться). Это улучшает условия регулирования насоса по подаче и напору и повышает его к. п. д. Механизм поворота располагается во втулке и посредством штанги, проходящей по пустотелому валу, соединяется с приводом.

6. **Артезианские и погружные насосы типа А** (рис. 15-36) специально приспособлены для установки

в скважинах и применяются для водоснабжения, орошения и понижения уровня грунтовых вод. Артезианский насос представляет собой агрегат, состоящий из собственно насоса с приемной сеткой 1, из трансмиссии 2, проходящей от насоса до верха скважины, и их опорной части с электродвигателем (вертикальным, фланцевым), устанавливаемой над скважиной.

Насос состоит из нескольких секций, каждая из которых включает корпус 3 и рабочее колесо 4. Насос может собираться с различным числом секций (рабочих колес). С увеличением напора увеличивается и число секций (на рис. 15-36 показан трехсекционный насос). Артезианские насосы выпускаются для скважин с обсадными трубами диаметром 300, 500 и 600 мм. Погружные насосы отличаются тем, что у них электродвигатель, используемый для привода, делается погружным (находится в воде), что исключает необходимость устройства длинной трансмиссии.

7. **Многоступенчатые насосы** применяются в случае необходимости получить значительные по величине напоры. Принцип их устройства состоит в последовательном соединении нескольких рабочих колес в одном агрегате.

8. **Грунтовые насосы (землесосы)** (рис. 15-37). По конструкции и принципу действия землесосы аналогичны консольным насосам. Основные их конструктивные особенности связаны с необходимостью защиты рабочих органов от абразивного износа и обеспечения возможности прохода через землесос сравнительно крупных валунов. Рабочее колесо 1 стальное, литое, имеет небольшое число рабочих лопастей (2—4). С целью предохранения вала 2 от износа сальник 3 расположен на развитой ступице рабочего колеса. Кроме того, для предохранения сальника от попадания в него песка к нему по трубе подводится чистая вода под давлением, превышающим напор землесоса. Для защиты корпуса от износа землесос снабжен стальными сменными бронедисками 4 и 5. Осевая сила, передаваемая на вал, воспринимается подшипниками 6 и передается на корпус землесоса 7. Для непосредственного соединения с валом электродвигателя служит муфта 8.

Пересчет параметров работы насоса при изменении частоты

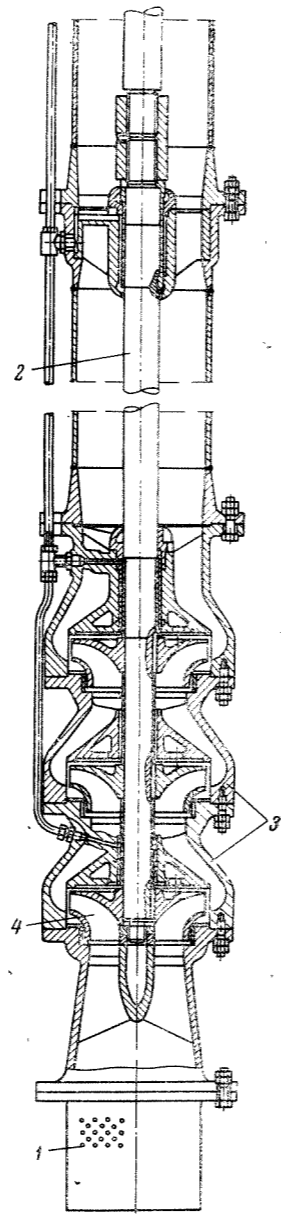


Рис. 15-36. Артезианский насос (трехступенчатый).

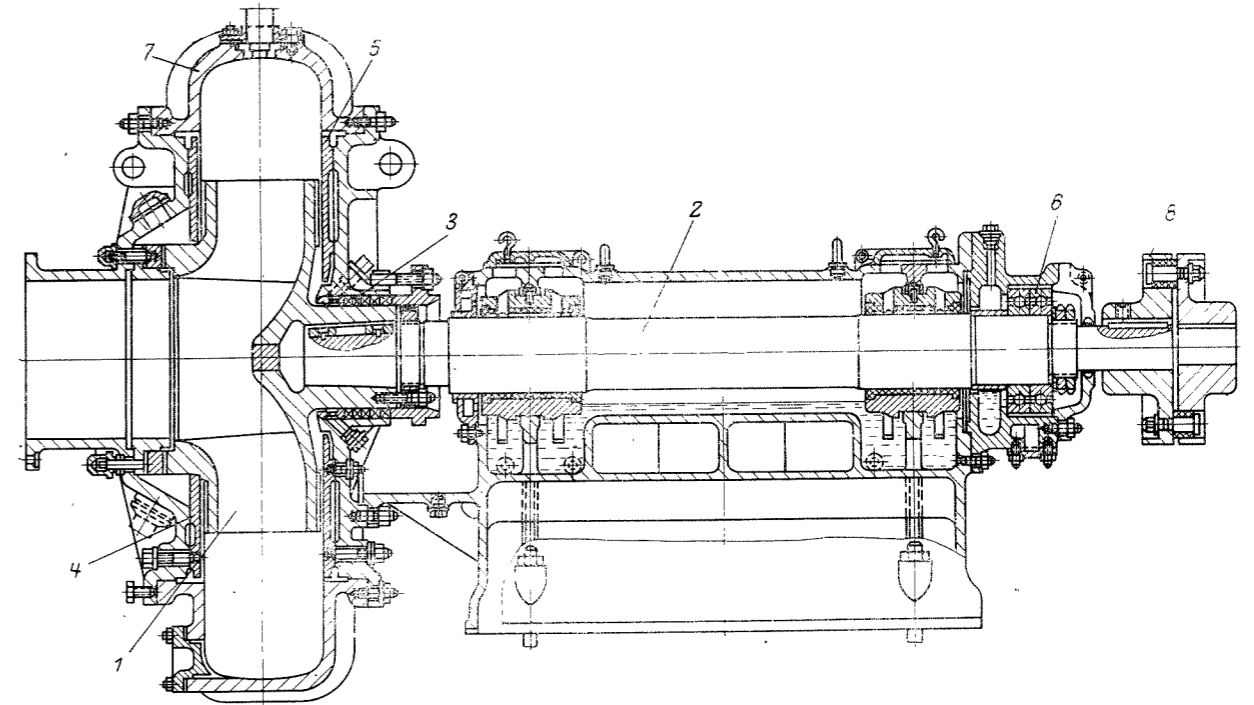


Рис. 15-37. Грунтовой насос (землесос).

вращения и сохранении режима производится по следующим формулам:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2}; \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2; \frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3. \quad (15-23)$$

Если одновременно изменяются частота вращения и диаметр рабочего колеса с сохранением геометрического подобия проточных частей насоса (в основном рабочего колеса), то подача, напор и мощность для данного режима будут определяться следующими зависимостями:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Q_1}{Q_2} &= \frac{n_1}{n_2} \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2; \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2 \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2; \\ \frac{N_1}{N_2} &= \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3 \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^5. \end{aligned} \right\} \quad (15-23')$$

Коэффициентом быстроходности ( $n_s$ ) насоса называется частота вращения насоса, геометрически подобного данному, но имеющего такую величину диаметра, при которой нанос дает подачу 75 л/сек и развивает напор 1 м, т. е. в случае перекачки воды передает ей мощность 1 л. с. Для данного насоса величина  $n_s$  определяется по формуле

$$n_s = 3,65 \frac{n\sqrt{Q}}{H^{3/4}}. \quad (15-24)$$

Коэффициент быстроходности относится обычно к одному колесу, поэтому для насоса с двусторонним входом в формулу (15-24) следует подставлять половину его фактической подачи. Для многоступенчатых насосов при одинаковых рабочих колесах в формулу (15-24) нужно подставлять напор, деленный на число ступеней.

Насосы низкой быстроходности ( $n_s = 60 \div$

80) применяются для получения значительных напоров при сравнительно небольшой величине подачи. Самые быстроходные насосы ( $n_s = 800 \div 1000$ ) применяются для получения большой подачи при сравнительно малых напорах (осевые насосы).

Коэффициент быстроходности  $n_s$  в значительной степени определяет форму рабочего колеса насоса. Как видно из рис. 15-38, с ростом  $n_s$  уменьшается отношение  $D_2/D_1$  и увеличивается высота рабочего колеса  $B_2$ .

Кавитация в насосах возникает в условиях, когда давление в потоке снижается до давления насыщенных паров перекачиваемой жидкости. При кавитации возникает сильный резкий шум, вибрации, снижается к. п. д., что может вызвать интенсивный износ рабочих органов насоса. Чтобы избежать возникновения кавитации, необходимо ограничивать высоту всасывания  $H_s$  насоса (рис. 15-29). Для определения допустимой высоты всасывания используется один из двух кавитационных показателей, которые устанавливаются экспериментальным путем и даются на характеристиках насосов:

$n_s$	60-80	80-120	120-240	240-350	400-800
$D_2/D_1$	3,0-2,4	2,4-1,8	1,8-1,3	1,3-1,1	1,0

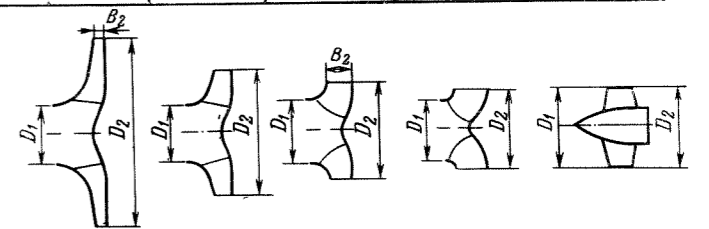


Рис. 15-38. Изменение формы рабочего колеса насоса в зависимости от коэффициента быстроходности.

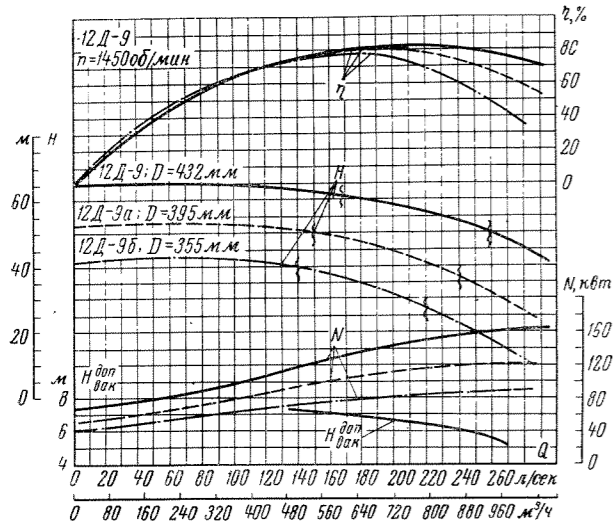


Рис. 15-39а. Характеристика центробежного насоса.

а) допустимый вакуум во входном патрубке (вакуумметрическая высота всасывания)  $H_{\text{вак}}^{\text{доп}}$ , м, и б) кавитационный запас  $\Delta h$  или  $\Delta h_{\text{т}}$ .

$H_{\text{вак}}^{\text{доп}}$  соответствует нормальному атмосферному давлению  $(\frac{P_{\text{ат}}}{\gamma})_{\text{норм}} = 760$  мм рт. ст. или 10,3 м вод. ст. Допустимая высота всасывания  $H_s$  находится по формуле

$$H_s \leq H_{\text{вак}}^{\text{доп}} - \left[ \left( \frac{P_{\text{ат}}}{\gamma} \right)_{\text{норм}} - \frac{P_{\text{ат}}}{\gamma} \right] - \left( h_{\text{во}} + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \frac{P_{\text{п.ж}}}{\gamma} \quad (15-25)$$

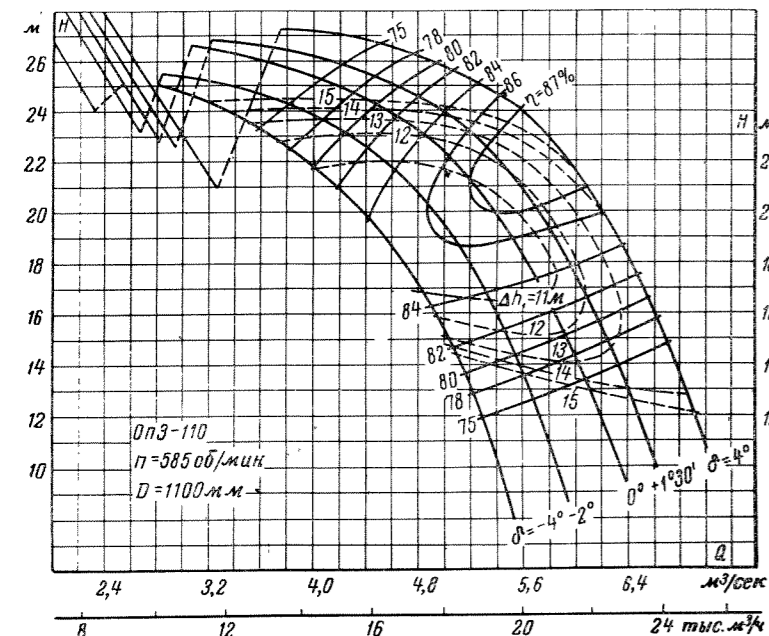


Рис. 15-39б. Характеристика осевого поворотнолопастного насоса.

Здесь  $\frac{P_{\text{ат}}}{\gamma}$  — фактическое атмосферное давление, которое в зависимости от отметки местности может быть меньше или больше  $(\frac{P_{\text{ат}}}{\gamma})_{\text{норм}}$ . Приближенно можно считать:

$$\left( \frac{P_{\text{ат}}}{\gamma} \right)_{\text{норм}} = \frac{P_{\text{ат}}}{\gamma} - \frac{\nabla}{900},$$

где  $\nabla$  — абсолютная отметка установки оси насоса (над уровнем моря);  $h_{\text{во}}$  — потери во всасывающем трубопроводе;  $v_1$  — скорость во всасывающей трубе (рис. 15-29);  $P_{\text{п.ж}}/\gamma$  — давление насыщенных паров перекачиваемой жидкости, зависящее от ее температуры. Для холодной воды можно принимать  $P_{\text{п.ж}}/\gamma \approx 0,3$  м. Для нагретой воды можно использовать данные табл. 15-3.

Если частота вращения насоса изменяется с  $n_1$  на  $n_2$ , то соответственно изменяется для данного режима  $H_{\text{вак}}^{\text{доп}}$ . Пересчет производится по формуле

$$(H_{\text{вак}}^{\text{доп}})_2 = 10 - [10 - (H_{\text{вак}}^{\text{доп}})_1] \left( \frac{n_2}{n_1} \right)^2 \quad (15-26)$$

В некоторых случаях допустимая величина высоты всасывания может получиться отрицательной ( $H_s < 0$ ). Это указывает на необходимость установки насоса с подпором (ниже минимального уровня воды в водоеме).

Кавитационный запас  $\Delta h$  представляет собой избыток удельной энергии жидкости во входном патрубке относительно энергии, определяемой только давлением насыщенных паров жидкости.

$$\Delta h = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} - \frac{P_{\text{п.ж}}}{\gamma}$$

Значение допустимой высоты всасывания  $H_s$  находится из следующего выражения:

$$H_s \leq \frac{P_{\text{ат}}}{\gamma} - \Delta h - h_{\text{во}} - \frac{P_{\text{п.ж}}}{\gamma} \quad (15-27)$$

Рабочая характеристика лопастного насоса выражает зависимость напора  $H$ , к. п. д.  $\eta$ , потребляемой мощности  $N$  и допустимой вакуумметрической высоты всасывания  $H_{\text{вак}}^{\text{доп}}$  или кавитационного запаса  $\Delta h$  в функции от подачи  $Q$  при постоянной частоте вращения  $n$ . Рабочая характеристика строится на основании данных, получаемых при испытании насоса. В качестве примера на рис. 15-39а приведена характеристика центробежного насоса двустороннего входа (марка 12Д-9) при частоте вращения вала  $n=1450$  об/мин. На кривой  $H$  волнистыми линиями выделена рабочая зона, в которой рекомендуется использовать данный насос, так как при этом он имеет наиболее высокий к. п. д. На характеристике кроме сплошных линий  $H$ ,  $\eta$  и  $N$ , соответствующих внешнему диаметру колеса 432 мм, приведены еще и пунктирные.

Пунктирные линии соответствуют обрезанному колесу, т. е. обточенному по внешнему диаметру до 395 мм (первая ступень обреза обозначается индексом «а») и до 355 мм (вторая ступень обреза обозначается индексом «б»). Обрезка колеса применяется с целью расширения области использования насоса данного типа и не должна превышать 15—20% диаметра, чтобы не вызвать чрезмерного снижения к. п. д.

На рис. 15-39б показана характеристика осевого поворотнолопастного насоса (марка ОПЗ-110) при  $n=585$  об/мин. Здесь проведены изолинии равных к. п. д. (наибольшее  $\eta=87\%$ ), изолинии кавитационного запаса  $\Delta h_{\text{т}}$  и линии напора для различных углов установки лопастей рабочего колеса от  $\delta=+4^\circ$  до  $\delta=-4^\circ$ . Величину необходимой для привода мощности находят по формуле (15-22), если известны  $Q$ ,  $H$  и  $\eta$ .

Если частота вращения насоса изменена по сравнению с указанной на характеристике, то характеристику следует пересчитать на новую частоту вращения с использованием формул (15-23).

Подбор насосов производится по требуемым величинам подачи (расхода)  $Q$  и напора  $H$ . Поскольку подача лопастного насоса сильно изменяется с изменением напора, лучше, если последний задается в форме характеристики трубопровода (сети), представляющей собой зависимость необходимого напора от подачи  $Q$ . Эта зависимость находится по формуле (15-21) и включает две определяющие величины: статический напор  $H_{\text{ст}}$  и суммарные гидравлические потери в сети  $h_w$ . Гидравлические потери зависят от длины трубопровода, его диаметра, наличия местных сопротивлений. Для реальных условий работы суммарные потери представляются соотношением

$$h_w = kQ^2,$$

в котором  $k$  — коэффициент, зависящий от размеров и формы трубопровода. Таким образом, характеристика трубопровода определяется формулой

$$H = H_{\text{ст}} + kQ^2,$$

т. е. в координатах  $QH$  представляется параболой, выходящей из точки  $H_{\text{ст}}$  при  $Q=0$  (рис. 15-40).

Фактическая подача находится путем совмещения характеристик насоса и сети по точке их пересечения, как показано на рис. 15-41 (подачи  $Q, Q_1 \dots$  для различных характеристик сети).

Подбор насоса произведен удовлетворительно, если рабочий режим (точка пересечения) лежит в пределах рекомендуемой области использования насоса. При сравнении нескольких возможных вариантов оптимальный выбирается по технико-экономическим показателям с учетом как стоимости оборудования, так и эксплуатационных расходов.

Маркировка насосов включает основные определяющие показатели. Марка насоса, как правило, показывает конструктивную форму, характерный размер, критерий типа.

Конструктивная форма обозначается буквами: К — консольный, КМ — консольный, моноблочный, Д или НД — двустороннего входа, В — вертикальный, О или ОП — осевые с жесткой установкой лопастей или поворотнолопастные. Некоторые типы насосов, например многоступенчатые, не имеют единой системы обозначений.

Характерным размером насоса в большинстве случаев является диаметр входного патрубка, но в отдельных случаях и диаметр напорного патрубка (например, в насосах НД). В марке ставится диаметр патрубка (мм), уменьшенный в 25 раз. У осевых насосов характерным размером является диаметр камеры рабочего колеса (см).

В качестве критерия типа указывается коэффициент быстроходности  $n_s$  рабочего колеса (одного), уменьшенный в 10 раз. У осевых насосов в марке дается номер типа. В многоступенчатых насосах указывается число ступеней.

Примеры марок насосов:

2К-9 — консольный насос с диаметром входного патрубка 50 мм (2×25), коэффициент быстроходности  $n_s=90$ .

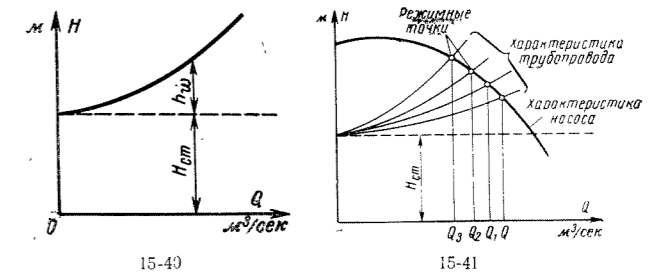


Рис. 15-40. Характеристика трубопровода (сети).

Рис. 15-41. Определение фактической подачи совмещением характеристик насоса и трубопровода.

32В-12 — центробежный вертикальный насос, диаметр входного патрубка 800 мм (32×25) и коэффициент быстроходности  $n_s=120$ .

О5-87 — осевой насос (с жестким креплением лопастей рабочего колеса), тип 5, диаметр камеры рабочего колеса 87 см.

ОП2-110 — осевой поворотнолопастной, тип 2, диаметр камеры рабочего колеса 110 см.

Номенклатуры насосов. Насос каждого типа разрабатывается с учетом обрезки колеса или изменения угла лопастей в поле  $Q-H$  покрывает определенную область. Предусматривается выпуск целого ряда типов насосов данного вида — номенклатура. Если в поле  $Q-H$  нанести рабочие области характеристик насосов номенклатурного ряда, то получим наглядное представление области использования данного вида насосов.

Поля номенклатуры насосов консольных, двустороннего входа, центробежных вертикальных и осевых приведены на рис. 15-42+15-45. На каждом из рисунков представлено поле, на котором в координатах  $Q$  и  $H$  нанесены области применения насоса каждого типа. Эти области представлены в виде криволинейных четырехугольников, внутри которых написаны марка насоса и частота вращения. На некоторых полях приведены приблизительные величины мощности, необходимой для привода насоса (в среднем взято  $\eta=75\%$ ).

Приведенными полями можно пользоваться для предварительного подбора насоса. Пусть, например, требуется обеспечить подачу  $Q=25$  л/сек и напор  $H=20$  м (статический напор плюс гидравлические потери). По рис. 15-42 находим, что для этих условий подходит насос 4К-18 с электродвигателем 2900 об/мин мощностью около 7 кВт (по интерполяции).

Следует учитывать, что если режимная точка попадает в нижнюю часть криволинейного четырехугольника, то применяется колесо с обрезкой (а или б). При изменении частоты вращения против указанного пересчет подачи и напора может быть произведен по формулам (15-23). При определении мощности двигателя для насоса по формуле (15-22) величину к. п. д. можно ориентировочно принимать по рис. 15-46.

На рис. 15-47 дана номенклатура грунтовых насосов (землесосов), причем подачи и напоры показаны для чистой воды. Марка грунтового насоса включает буквенное обозначение «Гр» или «Гру» (уширенные, рассчитанные на пропуск более крупных камней), цифра впереди показывает размер входного патрубка, уменьшенный в 25 раз (например, 8Гру имеет входной патрубок  $8 \cdot 25=200$  мм), цифра в конце — коэффициент быстроходности, уменьшенный в 10 раз (0,1 $n_s$ ). Нижняя линия каждого криволинейного четырехугольника соответствует обрезанному рабочему колесу.

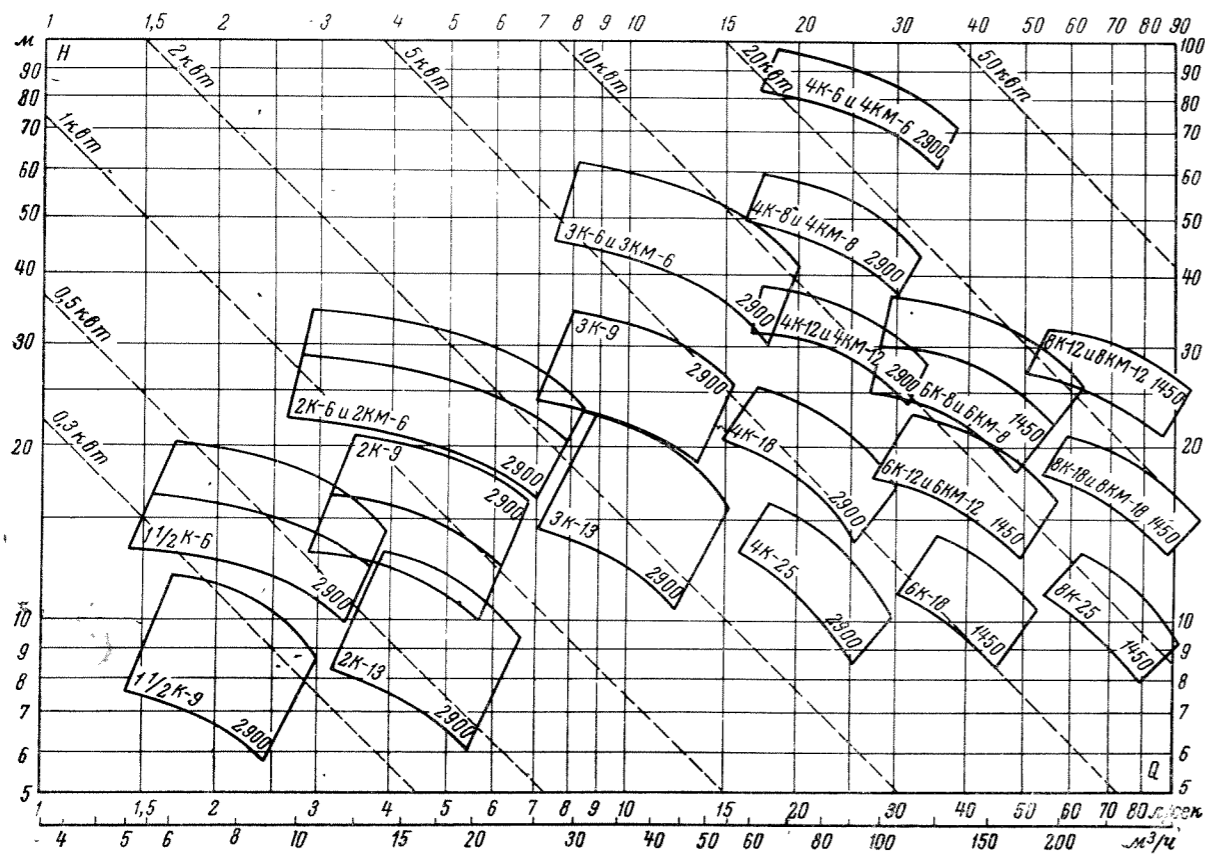


Рис. 15-42. Номенклатура консольных насосов типа К и моноблочных насосов типа КМ.

Некоторые технические характеристики артезианских насосов приведены в табл. 15-8, а погружных насосов (ЭЦВ — электрический, центробежный, водоподъемный) — в табл. 15-9. Необходимый напор обеспечивается выбором соответствующего числа ступеней.

Таблица 15-8

Технические характеристики артезианских насосов

Тип насоса	Диаметр скважины, мм	Число ступеней	Расчетная подача, м³/ч	Развиваемый напор, м	Глубина скважины, м	К. п. д., %
12А	300	3—8	150	30—90	75	73
20А	500	1—3	600	30—90	62	80
24А	600	1—3	1200	45—120	33	83

Запуск лопастных насосов, т. е. обеспечение подачи воды в напорный трубопровод после включения привода, возможен только в том случае, если всасывающий трубопровод и рабочее колесо полностью заполнены жидкостью (водой) и из них удален воздух. Запуск лопастных насосов осуществляется несколькими способами:

- Установка насоса под заливом, т. е. ниже уровня воды в нижнем бассейне ( $H_s < 0$ ). Так обычно устанавливаются осевые, а часто и вертикальные центробежные насосы. В этом случае для запуска достаточно включить привод.
- Предварительная заливка насоса. Перед включением двигателя всасывающая линия и камера рабочего колеса насоса заливаются водой (вручную через воронку или с помощью специального подвода). Чтобы вода не вытекала при заливке, на конце всасывающего трубопровода устанавливается приемный клапан, который закрывается при движении воды в обратном направлении.

в) Предварительное засасывание воды во всасывающую трубу и в камеру рабочего колеса с помощью специальных вакуум-насосов. Могут использоваться водокольцевой вакуум-насос или эжектор. Пуск насоса производится следующим образом. Сперва запускается вакуум-насос, который работает до тех пор, пока прекратится поступление воздуха и из него начнет выбрасываться вода. После этого включается двигатель насоса и открывается задвижка на напорном трубопроводе. Такой способ запуска используется в крупных стационарных насосах и земляных насосах.

Регулирование подачи лопастных насосов обычно производится методом дросселирования. При этом уменьшение подачи достигается частичным закрытием задвижки, в результате чего создается дополнительное сопротивление, меняющее характеристику трубопровода. Процесс можно проследить по рис. 15-41. Если нижняя кривая соответствует полностью открытой задвижке и подача равна  $Q$ , то по мере закрытия задвижки характеристика трубопровода сме-

Таблица 15-9

Технические характеристики погружных насосов

Тип насоса	Диаметр скважины, мм	Диаметр трубопровода, мм	Подача, м³/ч	Число ступеней	Напор, м	К. п. д., %
ЭЦВ-4	100	32	1,6—2	9—14	25—65	45
ЭЦВ-6	150	50	4,5—10	6—22	45—180	60
ЭЦВ-8	200	63	16	6—10	85—140	68
ЭЦВ-10	250	121	120	3	120	73
ЭЦВ-12	300	154	255	1	30	76
ЭЦВ-14	350	194	200	6	300	78
ЭЦВ-16	400	219	150—360	3—12	180—550	80

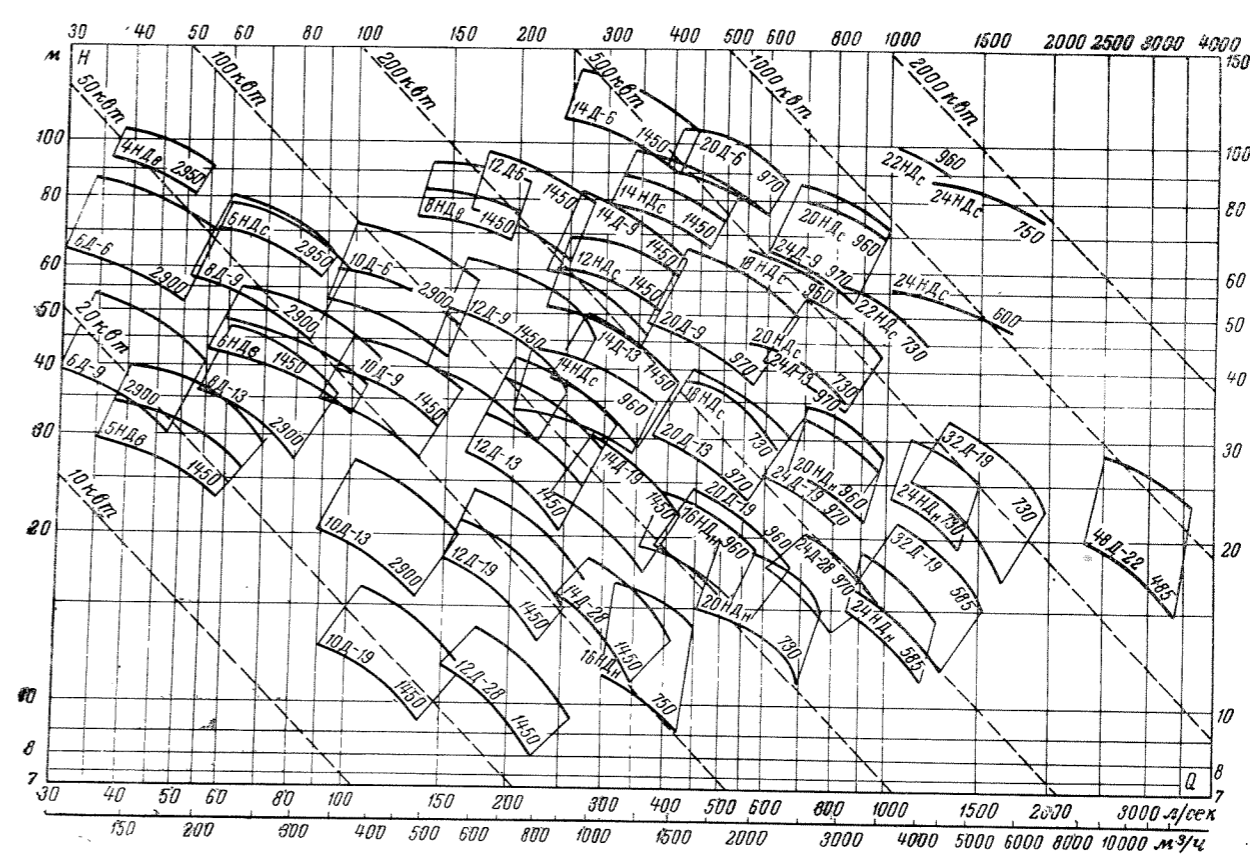


Рис. 15-43. Номенклатура насосов двустороннего входа типа Д и НД.

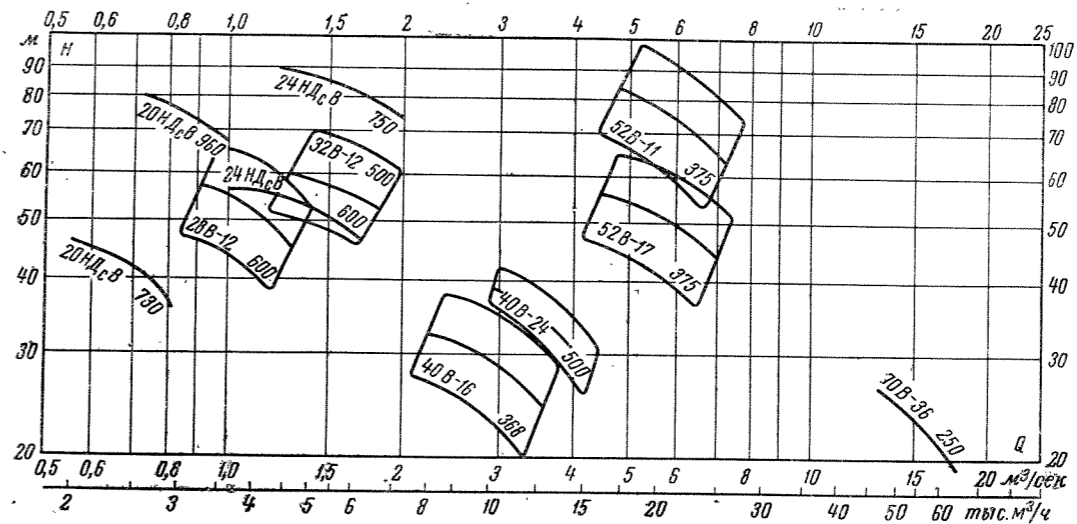


Рис. 15-44. Номенклатура вертикальных насосов типа В и НДс.

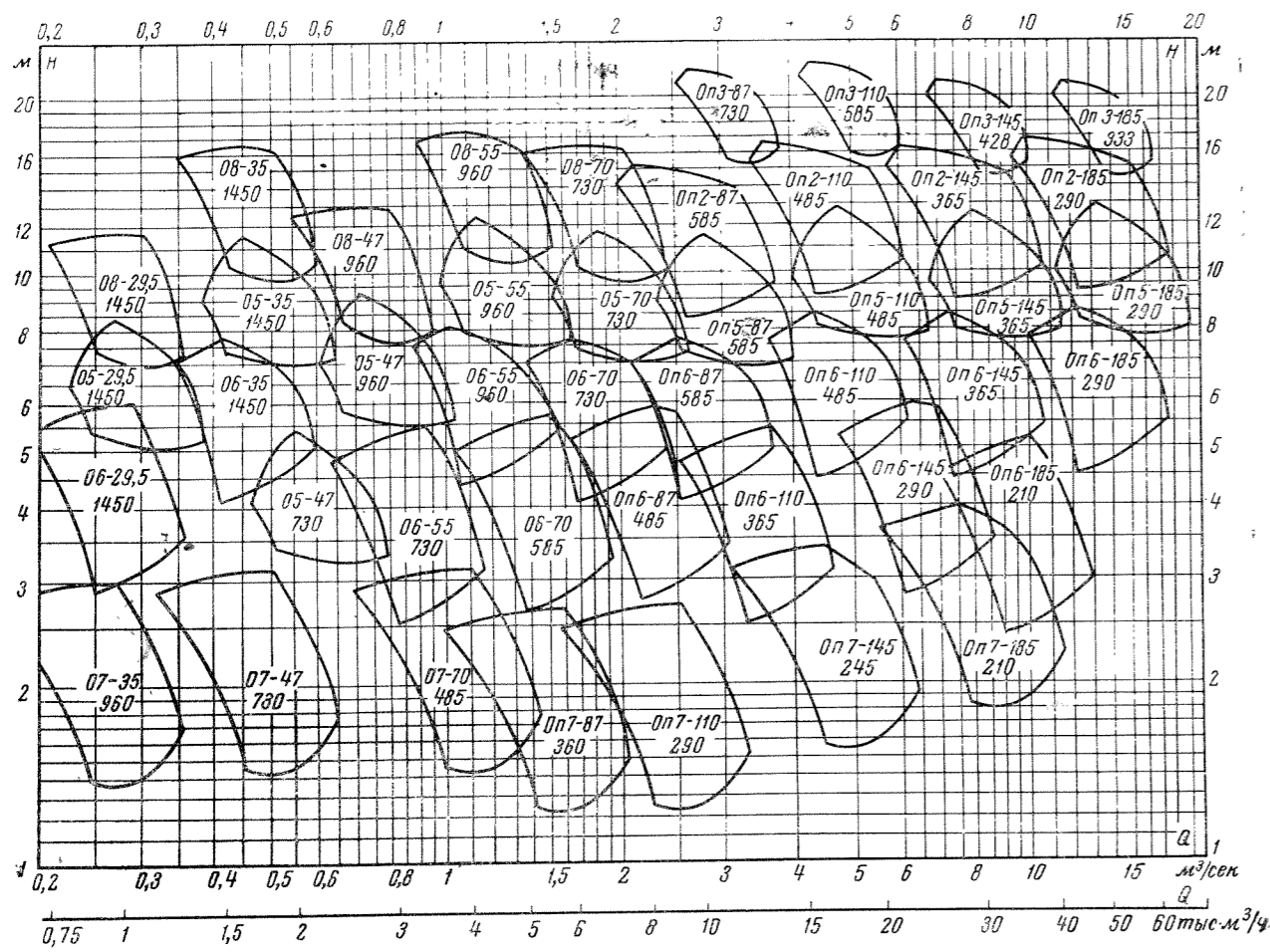


Рис. 15-45. Номенклатура осевых насосов типа О и поворотнолопастных типа ОП.

щается вверх и подача снижается ( $Q_1, Q_2, \dots$ ). Когда задвижка закрыта полностью, подача равна нулю.

Регулировать подачу лопастного насоса можно и путем изменения частоты его вращения. В этом случае в поле координат  $Q, H$  характеристика насоса смещается согласно (15-23), что приводит к изменению точки ее пересечения с характеристикой тру-

бопровода. Такой способ регулирования подачи насоса по энергетическим показателям более выгоден, чем дросселирование, но практически его осуществляют при использовании электрического привода от асинхронного двигателя очень трудно.

Параллельное соединение насосов на общий трубопровод (рис. 15-48,а) часто используется с целью получения большей подачи. Для определения общей подачи нескольких параллельно работающих насосов строится их суммарная характеристика. Если насосы одинаковы, то суммарная характеристика получается удвоением, утроением и т. д. абсцисс  $Q$  характеристики одного насоса, как показано на рис. 15-48,б ( $H_1, H_{1+2}, H_{1+2+3}$ ). Фактическая общая подача определяется точкой пересечения соответствующей суммарной характеристики насосов с характеристикой трубопровода, выходящей из точки  $H_{ст}$  при  $Q=0$ . Как видно, фактическая подача  $Q_{1+2}, Q_{1+2+3}$  увеличивается, но меньше чем в 2, 3 раза и т. д., что объясняется крутизной характеристики трубопровода. Чем она круче, тем меньший эффект дает параллельное включение дополнительных насосов. Если на параллельную работу включаются разные насосы, то нужно брать насосы, близкие по величине развиваемого напора.

Последовательное соединение насосов (рис. 15-49,а) позволяет увеличить развиваемый напор. Суммарная характеристика двух насосов при по-

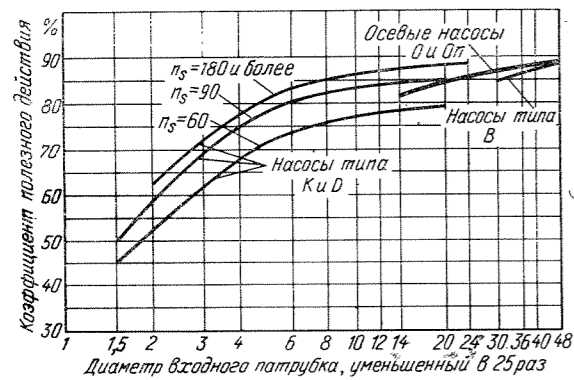


Рис. 15-46. Ориентировочные значения к. п. д. насосов.

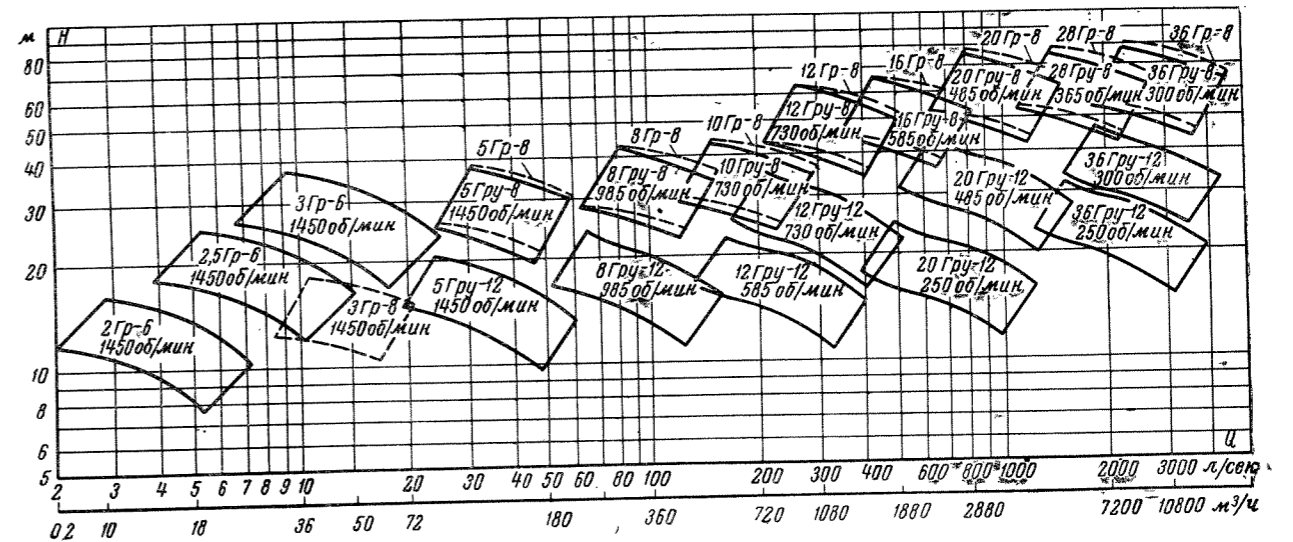


Рис. 15-47. Номенклатура грунтовых насосов (землесосов).

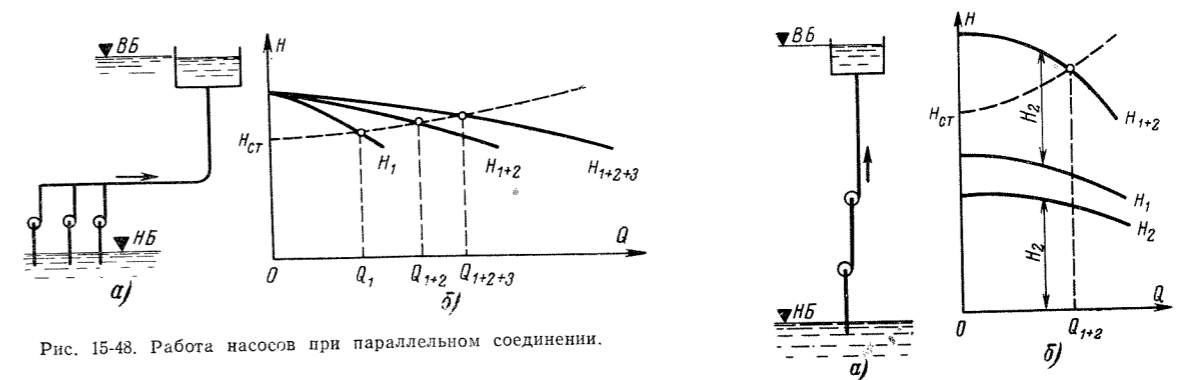


Рис. 15-48. Работа насосов при параллельном соединении.

следовательном соединении строится суммированием ординат напора ( $H_{1+2}=H_1+H_2$ ), как показано на рис. 15-49,б. Аналогично строится характеристика для трех и т. д. насосов. Последовательным соединением нескольких насосов можно получить очень большой напор и подать воду на высоту, которая не обеспечивалась одним насосом (характеристика трубопровода, показанная пунктиром, идет выше характеристик каждого из насосов в отдельности). Нужно, однако, учитывать, что корпуса и другие элементы насосов рассчитаны на ограниченное давление и нельзя допускать их перегруз-

ки. Уменьшить нагрузку второй и следующих ступеней можно путем установки их на более высоких отметках, что приводит к снижению подпора. Поскольку через каждый насос проходит один и тот же расход, для последовательного соединения нужно брать насосы, близкие по подаче, т. е. имеющие близкие размеры.

Рис. 15-49. Работа насосов при последовательном соединении.



где, в соответствии с (16-9), для каждого  $\pi_i$  можем написать:

$$\left. \begin{aligned} \pi_1 &= v^{x_1} \omega^{y_1} \rho^{z_1} \mu; \\ \pi_2 &= v^{x_2} \omega^{y_2} \rho^{z_2} H; \\ \pi_3 &= v^{x_3} \omega^{y_3} \rho^{z_3} Q. \end{aligned} \right\} \quad (16-11)$$

2. Вычисляем теперь для каждого  $\pi_i$  числовые значения показателей степени  $x_i, y_i, z_i$ .

Для  $\pi_1$ : заменяя величины  $v, \omega, \rho$  и  $\mu$  их размерностями, получаем

$$\left[ \frac{L}{T} \right]^{x_1} [L^2]^{y_1} \left[ \frac{FT^2}{L^4} \right]^{z_1} \left[ \frac{FT}{L^2} \right] \quad (16-12)$$

или, что то же,

$$L^{x_1+2y_1-4z_1-2} T^{-x_1+2z_1+1} F^{z_1+1}. \quad (16-12')$$

3. Выражение (16-12') должно быть безразмерным, и показатели степени при  $L, T$  и  $F$  должны быть равны нулю, т. е.

$$\left. \begin{aligned} x_1 + 2y_1 - 4z_1 - 2 &= 0; \\ -x_1 + 2z_1 + 1 &= 0; \\ z_1 + 1 &= 0. \end{aligned} \right\}$$

Решая эту систему, находим:

$$x_1 = -1; \quad y_1 = -1/2; \quad z_1 = -1.$$

Таким образом, получим следующее выражение для  $\pi_1$ :

$$\pi_1 = v^{-1} \omega^{-1/2} \rho^{-1} \mu = v^{-1} \omega^{-1/2} \rho^{-1} \mu;$$

$$\pi_1 = \frac{\mu}{v \omega^{1/2} \rho} = \frac{\nu}{v \sqrt{\omega}}$$

или, так как можно принять  $\sqrt{\omega} = l$ ,

$$\pi_1 = \frac{\nu}{vl} = \frac{1}{Re}.$$

4. Аналогично в том же порядке вычисляем  $\pi_2$  и  $\pi_3$ .  
Для  $\pi_2$ :

$$\pi_2 = v^{x_2} \omega^{y_2} \rho^{z_2} H,$$

следовательно, для  $\pi_2$  имеем:

$$\left[ \frac{L}{T} \right]^{x_2} [L^2]^{y_2} \left[ \frac{FT^2}{L^4} \right]^{z_2} [L].$$

Аналогично вышеизложенному значения показателей найдем, приравняв показатели при  $L, T$  и  $F$  нулю:

$$\left. \begin{aligned} x_2 + 2y_2 - 4z_2 + 1 &= 0; \\ -x_2 + 2z_2 &= 0; \\ z_2 &= 0. \end{aligned} \right\}$$

откуда имеем  $x_2=0; z_2=0$  и  $y_2=-1/2$ .  
Итак, получаем:

$$\pi_2 = v^0 \omega^{-1/2} \rho^0 H = H/\sqrt{\omega}.$$

Для  $\pi_3$ :

$$\pi_3 = v^{x_3} \omega^{y_3} \rho^{z_3} Q,$$

следовательно,

$$\left[ \frac{L}{T} \right]^{x_3} [L^2]^{y_3} \left[ \frac{FT^2}{L^4} \right]^{z_3} \left[ \frac{FT}{L^2} \right]$$

и тогда

$$\left. \begin{aligned} x_3 + 2y_3 - 4z_3 + 3 &= 0; \\ -x_3 + 2z_3 - 1 &= 0; \\ z_3 &= 0. \end{aligned} \right\}$$

откуда находим:

$$x_3 = -1; \quad y_3 = -1 \quad \text{и} \quad z_3 = 0$$

и, следовательно,

$$\pi_3 = v^{-1} \omega^{-1} \rho^0 Q = \frac{Q}{v \omega}.$$

5. Искомое критериальное уравнение (16-10) примет вид:

$$F \left[ \frac{\nu}{v \sqrt{\omega}}; \lambda \frac{H}{\sqrt{\omega}}; \frac{Q}{v \omega} \right] = 0 \quad (16-10')$$

или, так как  $\frac{\nu}{v \sqrt{\omega}} = \frac{1}{Re}$ ,

$$F \left( \frac{1}{Re}; \frac{H}{\sqrt{\omega}}; \frac{Q}{v \omega} \right) = 0.$$

Примечание. Пользуясь (16-10'), можно написать:

$$\frac{Q}{v \omega} = \Phi(Re; H/\sqrt{\omega}),$$

и так как  $v = \sqrt{2gH}$ , то

$$Q = \omega \sqrt{2gH} \Phi(Re; H/\sqrt{\omega})$$

или

$$Q = m \omega \sqrt{2gH},$$

где коэффициент  $m = \Phi(Re; H/\sqrt{\omega})$ .

Пример 2. Определить параметры критериального уравнения  $F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4) = 0$ , если движение жидкости в общем виде определяется уравнением из  $n=7$  величин:

$$f(l, t, v, g, \Delta p, \rho, \nu) = 0. \quad (16-13)$$

Решение. Размерности каждой величины определяются тремя выбранными основными величинами (длиной, временем, массой):

$$l [L], \quad t [T], \quad v \left[ \frac{L}{T} \right], \quad g \left[ \frac{L}{T^2} \right], \quad \Delta p \left[ \frac{M}{LT^2} \right], \quad \rho \left[ \frac{M}{L^3} \right] \quad \text{и} \quad \nu \left[ \frac{L^2}{T} \right].$$

1. Следуя принятой схеме, для каждого безразмерного комплекса  $\pi_i$  можно написать:

$$\left. \begin{aligned} \pi_1 &= l^{x_1} t^{y_1} \rho^{z_1} v; \\ \pi_2 &= l^{x_2} t^{y_2} \rho^{z_2} g; \\ \pi_3 &= l^{x_3} t^{y_3} \rho^{z_3} \Delta p; \\ \pi_4 &= l^{x_4} t^{y_4} \rho^{z_4} \nu \end{aligned} \right\} \quad (16-14)$$

или с учетом размерностей исходных величин

$$\left. \begin{aligned} \pi_1 &= [L]^{x_1} [T]^{y_1} \left[ \frac{M}{L^3} \right]^{z_1} \left[ \frac{L}{T} \right]; \\ \pi_2 &= [L]^{x_2} [T]^{y_2} \left[ \frac{M}{L^3} \right]^{z_2} \left[ \frac{L}{T^2} \right]; \\ \pi_3 &= [L]^{x_3} [T]^{y_3} \left[ \frac{M}{L^3} \right]^{z_3} \left[ \frac{M}{LT^2} \right]; \\ \pi_4 &= [L]^{x_4} [T]^{y_4} \left[ \frac{M}{L^3} \right]^{z_4} \left[ \frac{L^2}{T} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (16-15)$$

2. Уравнения (16-15) преобразуются к виду

$$\left. \begin{aligned} \pi_1 &= L^{x_1-3z_1+1} T^{y_1-1} M^{z_1}; \\ \pi_2 &= L^{x_2-3z_2+1} T^{y_2-2} M^{z_2}; \\ \pi_3 &= L^{x_3-3z_3-1} T^{y_3-2} M^{z_3+1}; \\ \pi_4 &= L^{x_4-3z_4+2} T^{y_4-1} M^{z_4}; \end{aligned} \right\} \quad (16-15')$$

откуда, приравняв показатели степени при  $L, T, M$  нулю, для каждого из четырех  $\pi_i$  получаем систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned} x_1-3z_1+1=0; & \quad x_2-3z_2+1=0; & \quad x_3-3z_3-1=0; & \quad x_4-3z_4+2=0; \\ y_1-1=0; & \quad y_2-2=0; & \quad y_3-2=0; & \quad y_4-1=0; \\ z_1=0; & \quad z_2=0; & \quad z_3+1=0; & \quad z_4=0. \end{aligned} \right\}$$

3. Решая каждую из четырех систем, получаем:

$$\left. \begin{aligned} \text{для } \pi_1: & \quad x_1 = -1, \quad y_1 = 1, \quad z_1 = 0; \\ \text{для } \pi_2: & \quad x_2 = -1, \quad y_2 = 2, \quad z_2 = 0; \\ \text{для } \pi_3: & \quad x_3 = -2, \quad y_3 = 2, \quad z_3 = -1; \\ \text{для } \pi_4: & \quad x_4 = -2, \quad y_4 = 1, \quad z_4 = 0. \end{aligned} \right\}$$

4. Определяем вид безразмерных параметров:

$$\left. \begin{aligned} \pi_1 &= \frac{lv}{l} = St; \\ \pi_2 &= \frac{gt^2}{l} = \frac{gl}{v^2} = 1/Fr; \\ \pi_3 &= \frac{\Delta p l^2}{l^2 \rho} = \frac{\Delta p}{v^2 \rho} = Eu; \\ \pi_4 &= \frac{lv}{l^2} = \frac{\nu}{vl} = 1/Re \end{aligned} \right\}$$

и записываем общий вид критериального уравнения для неустановившегося движения вязкой жидкости

$$F(St, Fr, Eu, Re) = 0.$$

### 16-3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ТЕЧЕНИЙ В НАПОРНЫХ ВОДОВОДАХ

При моделировании движения жидкости критериальное уравнение в общем виде можно записать:

$$f(k/R, Re, Eu, St, Fr) = 0, \quad (16-16)$$

где  $k/R$  — относительная шероховатость стенок трубопровода, а остальные обозначения прежние.

При напорном движении, когда массовые силы тяжести отсутствуют, критериальное уравнение (16-16) не содержит числа Фруда, а при установившемся режиме из уравнения выпадает также критерий  $St$  и оно принимает вид:

$$f(k/R, Re, Eu) = 0. \quad (16-16')$$

В состав критерия Эйлера входит перепад давлений, величина которого неизвестна, следовательно, определяющим критерием является число  $Re$  и из зависимости (16-16') можно получить условия моделирования в форме

$$Eu = f(k/R; Re) \quad (16-16'')$$

при  $Re = idem$

или, имея в виду, что  $Eu = \frac{L}{4R} \lambda$ , в форме

$$\lambda = f(k/R; Re) \quad (16-16''')$$

при  $Re = idem$ .

Условия моделирования существенно облегчаются при наличии двух автомодельных зон:

1) зоны ламинарного режима весьма медленных течений вязких жидкостей, когда можно пренебречь инерционными силами. Подобие устанавливается по критерию Лагранжа

$$La = Eu \cdot Re = idem, \quad (16-17)$$

что приводит к условию

$$Eu = idem/Re; \quad (16-17')$$

2) зоны квадратичного сопротивления при  $Re_M > Re_{кр}$ , когда можно пренебречь силами вязкости и принять  $k/R = const$ .

Условия подобия определяют при

$$\left. \begin{aligned} Eu &= idem; \\ \lambda_n &= \lambda_m. \end{aligned} \right\} \quad (16-18)$$

В этом случае задача моделирования сводится к подбору шероховатости русла на модели, чтобы обеспечить условие  $\lambda_n = \lambda_m$ . Нижнюю границу квадратичной зоны при этом можно установить по формуле Никурадзе

$$Re_{кр} = \frac{84R_M}{k_M \sqrt{\lambda}}, \quad (16-19)$$

или, учитывая сравнительно малое изменение коэффициента сопротивления в переходной зоне шероховатых труб, по формуле<sup>1</sup>

$$Re_{кр} = \frac{14R_M}{k_M \sqrt{\lambda}}, \quad (16-20)$$

<sup>1</sup> Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений. М., «Энергия», 1967.

где  $R_M$  и  $k_M$  — гидравлический радиус и высота выступов шероховатости на модели.

Масштабные коэффициенты  $\alpha_i$  для всех физических величин можно установить на основе (16-16'') и (16-18).

Сопоставляя предельные допустимые для модели величины чисел Рейнольдса (16-19), (16-20) с натурными, получаем:

$$\frac{Re_n}{Re_m} = \frac{\alpha_v \alpha_l}{\alpha_\nu}, \quad (16-21)$$

что при  $\alpha_g = \alpha_\rho = \alpha_\nu = 1$  приводит к соотношениям:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_l &= \alpha_v^{-1} \left( \frac{Re_n}{Re_m} \right); \\ \alpha_q &= \alpha_v \alpha_l^2 = \alpha_l \left( \frac{Re_n}{Re_m} \right) \end{aligned} \right\} \quad (16-22)$$

и при  $Eu = idem$  к соотношению

$$\alpha_{\Delta p} = \alpha_v^2. \quad (16-22')$$

Принимая линейный масштаб  $\alpha_l$  по условиям шероховатости  $\lambda = f(Re)$ , из (16-22) с учетом  $Re_m = Re_{кр}$  определяют масштабные коэффициенты  $\alpha_v, \alpha_q$  и  $\alpha_{\Delta p}$  для скорости, расхода и давления.

Для гладких водоводов подобие устанавливается при условии

$$\left. \begin{aligned} Re &= idem; \\ \lambda &= f(Re), \end{aligned} \right\} \quad (16-23)$$

что приводит к соотношениям масштабных коэффициентов

$$\left. \begin{aligned} \alpha_v &= \alpha_v \alpha_l^{-1}; \\ \alpha_p &= \alpha_l^{-2} \alpha_\rho \alpha_\nu^2; \\ \alpha_q &= \alpha_l \alpha_\nu. \end{aligned} \right\} \quad (16-24)$$

В условиях гидравлической лаборатории при  $\alpha_\nu = \alpha_\rho = 1$  зависимости (16-24) упрощаются, но при этом пересчет любой модельной величины ( $v, p, q$  и т. д.) на натуру необходимо осуществлять с учетом масштабных поправок на влияние сил вязкости:

$$\Delta v = f(Re); \quad \Delta p = f(Re); \quad \Delta q = f(Re) \quad \text{и т. д.} \quad (16-25)$$

которые следует определять, производя исследования в широком диапазоне чисел  $Re$  на моделях различных масштабов (масштабная серия исследований).

Пример. Исследуя сопротивление водовода, определить расход на модели, если в натуре бетонный напорный водовод диаметром  $D=4$  м при высоте выступов шероховатости  $k_n=0.1$  см и  $\lambda_n=0.01$  пропускает расход воды  $Q=25$  м<sup>3</sup>/сек. Материал стенок модели имеет выступы шероховатости  $k_m=0.008$  см.

Решение. 1. Моделируя шероховатость стенок, можно определить геометрический масштаб модели

$$\alpha_l = k_n/k_m = 0.1/0.008 = 12.5,$$

а также величину диаметра и гидравлического радиуса модельного водовода

$$d = D/\alpha_l = 400/12.5 = 32 \text{ см} \quad \text{и} \quad R_m = d/2 = 32/2 = 16 \text{ см}.$$

2. При условии  $\lambda_n = \lambda_m$  по формуле (16-20) определяем на модели границу автомодельной области

$$Re_{кр}^m = \frac{14R_M}{k_M \sqrt{\lambda}} = \frac{14 \cdot 16}{0.008 \sqrt{0.01}} = 280 \text{ 000}$$



и при  $V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 25}{3,14 \cdot 4^2} = 1,99 \text{ м/сек}$  определяем число Рейнольдса в натуре:

$$Re_H = \frac{VR_H}{\nu} = \frac{199 \cdot 200}{0,01} = 3\,980\,000.$$

3. По формулам (16-22) определяем масштабные коэффициенты

$$\alpha_v = \frac{1}{\alpha_l} \left( \frac{Re_H}{Re_m} \right) = \frac{1}{12,5} \left( \frac{3\,980\,000}{280\,000} \right) = 1,14$$

и

$$\alpha_d = \alpha_v \alpha_l^2 = 1,14 \cdot 12,5^2 = 178.$$

4. Скорость потока на модели

$$v = V/\alpha_v = 199/1,14 = 175 \text{ см/сек},$$

а расход

$$q = Q/\alpha_q = 25/178 = 0,14 \text{ м}^3/\text{сек} = 140 \text{ л/сек}.$$

Примечание. Строго соблюдая условие  $Re=idem$ , на модели необходимо было бы обеспечить  $q=2 \text{ м}^3/\text{сек}$ , что практически нецелесообразно.

### 16-4. МОДЕЛИРОВАНИЕ РАВНОМЕРНЫХ ТЕЧЕНИЙ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

Общий вид критериального уравнения для экспериментального определения любой физической величины имеет вид:

$$\alpha_i = f(Fr, Re). \quad (16-26)$$

Для условий автомодельности при  $\lambda_n = \lambda_m$  моделировать можно при условии

$$\left. \begin{aligned} Fr &= idem; \\ Re_m &\geq Re_{пр}. \end{aligned} \right\} \quad (16-26')$$

Границы области автомодельности при  $Re_m \geq Re_{пр}$  для квадратичной и переходной зон сопротивления соответственно можно определить по формулам (16-19) и (16-20).

Соотношения между масштабными коэффициентами при  $Fr=idem$  (табл. 16-1) приводят к условию

$$\frac{Re_H}{Re_m} = \alpha_l^{3/2} \alpha_v^{-1} \quad (16-27)$$

или при  $\alpha_v = 1$

$$\alpha_l^{3/2} = \frac{Re_H}{Re_m}, \quad (16-27')$$

что при  $Re_m = Re_{пр}$  на основе (16-20), обеспечивая соответствие режимов течения при  $\lambda_n = \lambda_m$ , позволяет установить минимально возможный масштаб модели по формуле

$$\alpha_{l_{мин}} = \left( \frac{V k_m \sqrt{\lambda_m}}{14\nu} \right)^2. \quad (16-28)$$

При моделировании по Фруду  $Fr=idem$  строгое подобие нарушается, если сопротивление потока на модели больше, чем в натуре ( $\lambda_m > \lambda_n$ ). При этом необходимое условие  $Re_m > Re_{пр}$  (16-26') возможно обеспечить за счет искажения вертикального  $\alpha_h$  и горизонтального  $\alpha_l$  масштабов ( $\alpha_h \neq \alpha_l$ )\*.

Масштабные коэффициенты при приближенном моделировании с искажением геометрических масштабов модели определяют соотношения

$$\left. \begin{aligned} \alpha_i &= \alpha_h/\alpha_l; \\ \alpha_\lambda &= \alpha_h/\alpha_l; \\ \alpha_\omega &= \alpha_l \alpha_h; \\ \alpha_v &= \sqrt{\alpha_h}; \\ \alpha_q &= \alpha_l \alpha_h \alpha_v = \alpha_l \alpha_h^{3/2}. \end{aligned} \right\} \quad (16-29)$$

\* Искажение геометрических масштабов модели ( $\alpha_l \neq \alpha_h$ ) применяют также при моделировании размывов мелкозернистых несвязных грунтов (см. § 16-5,а) и русловых потоков на напорных воздушных моделях.

Примечание. За пределами области автомодельности  $\lambda=f(Re)$  определяющим критерием становится также и число Рейнольдса ( $Re=idem$ ), т. е. при моделировании по Фруду необходимо учитывать влияние сил вязкости, вводя масштабные поправки типа (16-25).

Пример. Через  $T=80 \text{ сек}$  после начала попуска в канале устанавливается расход  $Q=42 \text{ м}^3/\text{сек}$ , и при этом скорость в отводящем канале  $V=1,3 \text{ м/сек}$  при глубине  $H=3,2 \text{ м}$ . Высота выступов шероховатости бетонной поверхности на модели  $k_m=0,1 \text{ см}$  и  $\lambda_m=0,01$ .

Определить минимальный масштаб модели и вычислить модельные величины  $h, t, v$  и  $q$ .

Решение. 1. Минимально допустимый масштаб модели определяется по формуле (16-28):

$$\alpha_{l_{мин}} = \left( \frac{V k_m \sqrt{\lambda_m}}{14\nu} \right)^2 = \left( \frac{130 \cdot 0,1 \sqrt{0,01}}{14 \cdot 0,01} \right)^2 = 86,5.$$

Принимаем  $\alpha_l=80$ .

2. При моделировании по Фруду (табл. 16-1) определяем величины

$$h = \frac{H}{\alpha_l} = \frac{320}{80} = 4 \text{ см};$$

$$t = \frac{T}{\alpha_t} = \frac{T}{V/\alpha_l} = \frac{80}{1,3/80} = 8,95 \text{ сек};$$

$$v = \frac{V}{\alpha_v} = \frac{130}{\sqrt{80}} = 14,5 \text{ см/сек};$$

$$q = \frac{Q}{\alpha_q} = \frac{42\,000}{80^2 \sqrt{80}} = 0,735 \text{ л/сек}.$$

3. Для характеристики режимов движения необходимо определить

$$Re_H = \frac{VH}{\nu} = \frac{130 \cdot 320}{0,01} = 4\,160\,000$$

и

$$Re_m = \frac{vh}{\nu} = \frac{14,5 \cdot 4}{0,01} = 5\,800 > Re_{пр} = 5\,600.$$

4. Для проверки принятого масштаба модели и произведенных вычислений определяем:

$$\alpha_l = \left( \frac{Re_H}{Re_m} \right)^{2/3} = \left( \frac{4\,160\,000}{5\,800} \right)^{2/3} = 80.$$

### 16-5. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

а) МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗМЫВОВ<sup>1</sup>

При моделировании размывов необходимо совместно рассматривать критерии динамического подобия потока ( $Fr, Re, Ka, \lambda$ ) с параметрами и критериями подобия размываемости и деформации русла ( $H_p/H; V_{пр}/V^*_{пр}; \rho'; Re_*$ ), критериями взвешивания и переноса частиц потоком ( $V/\omega_0; V^2/\rho'gH$ ).

При наличии интенсивных пульсаций критериальное уравнение для экспериментального определения характера взаимодействия потока с твердыми частицами можно записать в виде

$$\alpha_i = f(Fr, Re_d, Ka, H_p/H...), \quad (16-30)$$

где число Кармана

$$Ka = V'/V = idem$$

отражает связь между размахами пульсаций в потоке, а число Фруда

$$Fr = idem$$

определяет условия пересчета опытных данных на натуру (см. табл. 16-1) для условий автомодельной области при  $Re_m \geq Re_{пр}$ .

<sup>1</sup> Составлено по данным Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений. М., «Энергия», 1967.

Связь между масштабами геометрических величин  $\alpha_d = D/d$  и плотностью  $\rho'$  частиц для условий автомодельности при  $Re_m \geq Re_{пр}$  определяет соотношение

$$\alpha_{u_*} = \sqrt{\alpha_d \alpha_{\rho'}}, \quad (16-31)$$

которое устанавливается на основе понятия о динамической скорости потока:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_H}} = \sqrt{gR_H i} = aV\sqrt{\rho'gD}, \quad (16-32)$$

здесь  $\rho' = (\rho_1 - \rho)/\rho$  — относительная плотность грунта, где  $\rho_1$  и  $\rho$  — плотности твердых частиц и воды;  $\tau_0$  — касательное напряжение на стенке;  $R$  — гидравлический радиус;  $i$  — уклон, соответствующий началу размыва;  $D$  — диаметр частиц грунта;  $a$  — коэффициент пропорциональности.

Скорость трения  $u_*$ , соответствующая началу трогания донных частиц, зависит от числа Рейнольдса, так как коэффициент  $a=f(Re)$ .

Пример. Установить структуру формулы и вид определяющих критериев при исследовании неразмывающих скоростей потока для несвязных грунтов

$$v_0 = f(C, \rho, \gamma, d, \mu), \quad (16-33)$$

где  $C$  — безразмерный коэффициент обтекания;  $\rho$  и  $\rho_1$  — плотность воды и частиц грунта;  $\gamma_1 = (\rho_1 - \rho)g$ ;  $d$  — диаметр частиц;  $\mu = \rho\nu$  — динамический коэффициент вязкости.

Решение. 1. Представим  $v_0$  в виде степенного одночлена этих величин:

$$v_0 = C\rho^x \gamma_1^y d^z \mu^p, \quad (16-34)$$

что при трех основных размерных величинах (длина, время и масса) по Пиреотреме соответствует

$$\frac{L}{T} = \left( \frac{M}{L^3} \right)^x \left( \frac{M}{L^2 T^2} \right)^y L^z \left( \frac{M}{LT} \right)^p. \quad (16-34')$$

2. Запишем систему трех уравнений с четырьмя неизвестными:

$$\left. \begin{aligned} x + y + p &= 0; \\ 1 - 3x - 2y + z - p &= 0; \\ 1 &= 2y + p. \end{aligned} \right\} \quad (16-35)$$

3. Определим  $x, y, z$  в функции от  $p$ :

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{1-p}{2}; \\ x &= -\frac{1+p}{2}; \\ z &= \frac{1-3p}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (16-35a)$$

4. Устанавливаем структуру экспериментальной зависимости в следующем виде:

$$v_0 = C\rho^{-\frac{1+p}{2}} \gamma_1^{\frac{1-p}{2}} d^{\frac{1-3p}{2}} \mu^p = C\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g d} \left( \frac{\nu}{d\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g d}} \right)^p \quad (16-36)$$

или с учетом предложения Б. А. Фидмана

$$Re_d = \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g d} \frac{d}{\nu}$$

общий вид экспериментальной зависимости можно представить в виде

$$v_0 = C\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g d} f(Re_d). \quad (16-37)$$

Минимальный допустимый из условия автомодельности масштаб моделирования крупности частиц можно установить на основе соотношения

$$\alpha_{Re} = \alpha_d^{3/2} \alpha_{\rho'}^{1/2} \geq \frac{Re_{ан}}{Re_{пр}}, \quad (16-38)$$

из которого следует, что

$$\alpha_d = \sqrt[3]{\frac{1}{\alpha_{\rho'}} \left( \frac{Re_{ан}}{Re_{пр}} \right)^2}. \quad (16-39)$$

Пользуясь формулой (16-39), опыты следует проводить для характерных условий динамического взаимодействия потока с твердыми частицами, каждый раз устанавливая основные факторы, вид определяющих критериев и границу автомодельной области  $Re_m \geq Re_{пр}$  в соответствии с особенностями изучаемого явления (табл. 16-2).

В некоторых случаях условие  $Re_m \geq Re_{пр}$  обеспечивают за счет искажения геометрических масштабов модели ( $\alpha_l \neq \alpha_h$ ). Необходимость в приближенном моделировании с искажением геометрических масштабов модели (16-29) возникает при нарушении подобия в результате:

- а) невозможности моделирования шероховатости гладких русл ( $\lambda_m > \lambda_n$ );
- б) возникновения сил сцепления между частицами мелких наносов ( $d < 0,5 \text{ мм}$ );
- в) несоблюдения режимов движения модельного и натурального потоков;
- г) моделирования за пределами автомодельной области.

Предельно допустимые искажения  $\alpha_l/\alpha_h = 6+10$ .

Пример. Подобрать плотность материала  $\rho_m$  и определить его крупность  $d$ , если масштаб модели  $\alpha_l=100$ , а размыв русла в натуре происходит при  $V=1,25 \text{ м/сек}$ ,  $D=100 \text{ мм}$  и  $\rho_H=2,7$ .

Решение. 1. Определяем условие движения потока в натуре

$$Re_H = \frac{dV\rho_H g d}{\nu} = \frac{1 \cdot \sqrt{1,7 \cdot 981} \cdot 1}{0,01} = 4\,080 > Re_{пр} = 75.$$

2. При строгом геометрическом подобии

$$d = \frac{D}{\alpha_l} = \frac{10}{100} = 0,1 \text{ мм}.$$

Крупность материала  $d=0,1 \text{ мм}$  неприемлема по условиям возникновения между частицами сил сцепления.

Моделировать необходимо с искажением геометрических масштабов  $\alpha_l/\alpha_h = n$ .

3. Принимая минимальное искажение  $n=2$ , определяем  $\alpha_h = \alpha_l/n = 100/2 = 50$  и масштаб относительной плотности

$$\alpha_{\rho'} = \left( \frac{75}{Re_H} \right) \left( \frac{\alpha_h}{\alpha_l} \right)^3 = \frac{75}{4\,080} \left( \frac{50}{100} \right)^3 = 2,3$$

4. Масштаб крупности при  $\alpha_{\rho'} = 2,3$  равен:

$$\alpha_d = \frac{1}{\sqrt[3]{\alpha_{\rho'}}} \left( \frac{Re_H}{75} \right)^{2/3} = \frac{1}{\sqrt[3]{2,3}} \left( \frac{4\,080}{75} \right)^{2/3} \approx 10.$$

5. Зная  $\alpha_{\rho'} = 2,3$  и  $\alpha_d = 10,0$ , определяем крупность  $d = \frac{D}{\alpha_d} = \frac{10}{10} = 1 \text{ мм}$  и плотность  $\rho_m = \frac{1}{\alpha_{\rho'}} (\rho_H - 1) + 1 = \frac{1}{2,3} (2,7 - 1) + 1 = 1,736$ , что соответствует плотности стеклопластовых порошков.

б) МОДЕЛИРОВАНИЕ КАВИТАЦИОННЫХ ЯВЛЕНИЙ

Кавитация в потоке воды возникает при давлениях, близких к давлению паров насыщения (см. табл. 15-3). Момент возникновения кавитации характеризуется критической величиной параметра кавитации  $k_{кр}$ , который обычно записывают в форме числа Эйлера.

Таблица 16-2  
Примеры моделирования водных потоков при взаимодействии их с твердыми частицами

Моделируемое явление	Условия моделирования			Масштабные зависимости		
	Общий вид функциональной зависимости и критерияльного уравнения	Условия подобия	Вид числа Re <sub>пр</sub>	Величина Re <sub>пр</sub>	При полном геометрическом подобии	С искажением геометрических масштабов
Размываемость русла при гравитационной структуре дна	$f(\rho', u_*, d, \gamma, \mu, \omega_0) = 0$ $\Phi(Fr_d; Re_d; \frac{u_*}{\omega_0}) = 0$	$Fr_d = \frac{v^2}{gh} = idem$ $Re_M > Re_{пр}$ или $Re_{*M} > Re_{*пр}$	$Re_d = \frac{d V' g d}{\nu}$ $Re_* = \frac{u_* d}{\nu}$	60—75 10—12	$\alpha_l = \alpha_h = \alpha_d$ $\alpha_{p'} = \alpha_l = \alpha_\lambda = 1$ при $\alpha_{p'} \neq 1$	$\alpha_l \neq \alpha_h \neq \alpha_d$ $\alpha_l = \alpha_d^2 \frac{a^2}{h d}$
Размываемость каналов $d < 1-1,5$ мм	$f(\rho', p, d, \omega_0, v, \mu) = 0$ $\Phi(Fr_d; Re_d; \frac{v}{\omega_0}) = 0$	$Fr_d = \frac{v^2}{gd} = idem$ $\frac{v}{\omega_0} = idem$ $Re_M > Re_{пр}$	$Re_d = \frac{d V' g d}{\nu}$ $Re_* = \frac{u_* d}{\nu}$	300 50	$\alpha_{p'} \neq 1$ $\alpha_l \neq 1$ $\alpha_\lambda = \alpha_l = \frac{\alpha_h}{\alpha_l}$	$\alpha_{p'} \neq 1$ $\alpha_l \neq 1$ $\alpha_\lambda = \alpha_l = \frac{\alpha_h}{\alpha_l}$
Гидротранспорт песчаных грунтов	$f(\rho', l, h, v, d, \gamma, \mu, \omega_0) = 0$ $\Phi(\frac{l}{h}; \frac{v}{\omega_0}; Re_l; Fr_l) = 0$	$Fr_d = \frac{v^2}{gh} = idem$ $\frac{v}{\omega_0} = idem$ $Re_M > Re_{пр}$ или $Re_M = Re_{пр}$ или $Re_M < Re_{пр}$	$Re_l = \frac{v d}{\nu}$	100—200 или $10 \sqrt{\frac{2}{\lambda}}$ 20—30 или $5/\sqrt{\lambda}$	Формула (16-51) $\alpha_d = \frac{1}{\sqrt{\alpha_{p'}}$	$\alpha_{p'} = \frac{Re_{пр}}{Re_H} \left( \frac{\alpha_h}{V \alpha_l} \right)^3$ $\alpha_h = V \alpha_l \left( \frac{Re_{пр} \alpha_{p'}}{Re_{пр}} \right)^{1/3}$
Осаждение наносов	$f(h_p', h, l, v, d, \rho', \omega_0, s) = 0$ $\Phi(Fr; Ka; \frac{v}{\omega_0}; \frac{s}{h_{пр}}; \frac{h_p'}{h}; \eta) = 0$	$Fr = \frac{v^2}{gh} = idem$ $\frac{v}{\omega_0} = idem$ $Ka = \frac{v'}{v} = idem$ $Re_M > Re_{пр}$ или $Re_M = Re_{пр}$ или $Re_M < Re_{пр}$	$Re = \frac{v h}{\nu}$	2 500—5 000	$\alpha_v = \frac{v}{V \alpha_h} = \left( \frac{Re_H}{5 000} \right)^{2/3}$ $\alpha_d = \frac{1}{\sqrt{\alpha_{p'}}}$	$\alpha_v = \frac{v}{V \alpha_h} = \left( \frac{\alpha_h}{\alpha_l} \right)^{2/3}$ $\alpha_{\omega_0} = \alpha_v$
Размывы русла за сооружениями	$f(\rho', \lambda, v, l, h, \mu) = 0$ $\Phi(Fr_l; Re) = 0$	$Fr_l = \frac{v^2}{\rho' g l} = idem$ $Re_M > Re_{пр}$	$Re = \frac{v h}{\nu}$	10 000—20 000	$\alpha_h = \left( \frac{\alpha_v Re_H}{V \alpha_{p'} 20 000} \right)^{2/3}$	$\alpha_h = \left( \frac{Re_H}{\alpha_v 20 000} \right)^{1/2} \left( \frac{\alpha_l}{\alpha_{p'}} \right)^{1/4}$

В зависимости от целей и методики исследований параметр кавитации будет иметь вид: при моделировании напорных потоков

$$k_{кр} = \frac{p_\infty - p_v}{\rho \frac{V_\infty^2}{2}}, \quad (16-40)$$

где  $p_v$  — давление паров насыщения;  $p_\infty, V_\infty$  — среднее давление и скорость в невозмущенном потоке; при моделировании потоков со свободной поверхностью

$$k_{кр} = \frac{p_0 - p_{кр}}{\gamma \frac{V_i^2}{2g}}, \quad (16-40')$$

где  $p_0$  — внешнее атмосферное давление;  $p_{кр}$  — критическое давление, при котором возникает кавитация в потоке;  $V_i$  — скорость набегающего потока непосредственно в зоне обтекания источника кавитации;  $\gamma, g$  — объемный вес воды и ускорение свободного падения; при определении кавитации на выступах шероховатости и при исследовании кавитационной эрозии

$$k_{кр} = \frac{\bar{H} - H_{кр}}{V_i^2 / 2g}, \quad (16-40'')$$

где  $\bar{H} = H_0 + H_i$  — осредненное во времени абсолютное давление в потоке ( $H_0$  — атмосферное давление, м вод. ст.,  $H_i$  — глубина потока, м);  $H_{кр}$  — абсолютное давление в потоке при возникновении кавитации, а остальные обозначения прежние.

При  $k > k_{кр}$  кавитация отсутствует;  $k = k_{кр}$  соответствует началу кавитации;  $k < k_{кр}$  характеризует наличие кавитации.

Изменение абсолютного давления в потоке  $H_{кр}$  зависит от сочетания самых разнообразных силовых факторов и даже частные случаи исследования кавитации искажены сопутствующими факторами и требуют введения соответствующих масштабных поправок  $\Delta\eta_i$ .

Условия моделирования кавитации по величине параметра с учетом масштабной поправки определяются соотношением

$$k_H = \Delta\eta_i k_M, \quad (16-41)$$

где величина масштабной поправки  $\Delta\eta_i$  в зависимости от условий моделирования может быть  $\Delta\eta_1 = f_1(Re, We)$ ;  $\Delta\eta_2 = f_2(Re, St)$ ;  $\Delta\eta_3 = f_3(We, St)$  и т. п.

Например, при исследовании кавитации в потоках со свободной поверхностью критериальное уравнение имеет вид:

$$f\left(Fr, Ka, Re, We, \frac{\epsilon}{H_i}\right) = 0;$$

отсюда условие моделирования по Фруду можно записать в виде

$$\left. \begin{aligned} Fr &= idem; \\ \Delta\eta_1 &= f_1(Re, We). \end{aligned} \right\} \quad (16-42)$$

На основе (16-41) запишем:

$$\frac{\bar{H} - H_{кр}}{V_i^2 / 2g} = \frac{\bar{h} - h_{кр}}{v_i^2 / 2g} \Delta\eta. \quad (16-43)$$

В результате преобразований получаем:

$$\frac{\bar{H} - H_{кр}}{\bar{h} - h_{кр}} = \Delta\eta \frac{V_i^2}{v_i^2} \text{ и } \frac{\bar{H} - H_{кр}}{\bar{h} - h_{кр}} = \Delta\eta \alpha_l.$$

Если подставить значения абсолютного давления  $\bar{H} = H_0 + H_i$  и  $\bar{h} = h_0 + h_i$ , то

$$h_0 = \frac{1}{[\alpha_l \Delta\eta]} [\alpha_l \Delta\eta (h_{кр} - h_i) + H_i - H_{кр} + H_0] \quad (16-44)$$

или по условиям моделирования при  $h_{кр} = H_{кр}$

$$h_0 = \frac{1}{\alpha_l \Delta\eta} [H_{кр} (\alpha_l \Delta\eta - 1) + H_i (1 - \Delta\eta) + H_0]. \quad (16-44')$$

Исследования кавитации следует проводить, моделируя атмосферное давление в специальном вакуумном гидравлическом лотке.

Масштабных поправок вида  $\Delta\eta_i = f_i(Re, We)$  можно не учитывать при числах  $Re > 10^6$ , что приводит к моделированию на моделях сравнительно крупных масштабов<sup>1</sup>. С другой стороны, условия автомодельности ( $\Delta\eta = 1$ ) при моделировании по Фруду будут обеспечены при предельном числе Вебера

$$We_{пр} = \frac{\sigma \sqrt{I}}{C_M} = \frac{\sigma d^{1/2}}{\left(\frac{\sigma}{\rho}\right)^{1/2}}, \quad (16-45)$$

что при  $\sigma/\rho = const$  приводит к условию

$$\sigma \sqrt{I} \geq N_{пр}. \quad (16-45')$$

Учитывая соотношения  $V/v = \sqrt{\alpha_l}$  и  $L/l = \alpha_l$  (см. табл. 16-1), из (16-45') определяем минимально возможный ( $\Delta\eta = 1$ ) геометрический масштаб модели:

$$\alpha_l \leq \frac{V \sqrt{I}}{N_{пр}}. \quad (16-46)$$

Величина  $N_{пр}$  должна определяться проведением специальной серии методических опытов<sup>2</sup>.

Исследование явлений кавитации требует моделирования абсолютного давления в жидкости с учетом масштабных поправок (16-44') или выполнения экспериментов при больших скоростях ( $v = 20-30$  м/сек) на крупномасштабных установках.

<sup>1</sup> По данным Н. П. Розанова  $Re > 10^6$ .

<sup>2</sup> По данным И. И. Леви  $N_{пр} = 3-4$  м<sup>1,5</sup>/сек.

**А**  
 Абстрактная модель 89  
 Аэрация на быстротоке 156  
 — струй 174

**Б**  
 Бурное состояние потока 4, 109  
 Быстротки 153  
 Быстроходность турбины 277  
 — насоса 293

**В**  
 Вакуум 25, 82  
 — допустимый 172, 294  
 Ватерлиния 20  
 Верховой клин 223  
 Виртуальная длина 224  
 Виртуальный способ 225  
 Вихревое движение 22  
 Водоизмещение 20  
 Водослив безвакуумный 66  
 — косой 73  
 — криволинейный 74  
 — неподтопленный 62, 70  
 — подтопленный 70  
 — практического профиля 60, 63  
 — — вакуумный 60  
 — с острым гребнем 60  
 — с широким порогом 60  
 — трапециевидный 75  
 — треугольный 74  
 — шелевой 75  
 Волна перемещения обратная 251  
 — — отрицательная 252  
 — — положительная 251  
 — — прямая 251  
 Волны ветровые 245  
 — — вынужденные 245  
 — — выби 245  
 — — нерегулярные 245  
 — — прибойные 245  
 — — разбитые 245  
 — — регулярные 245  
 — — свободные 245  
 — — смешанные 245  
 — — стоячие 245  
 — — песчаные 193  
 Высота волны 245  
 — всасывания допустимая 294  
 — метацентрическая 20  
 — выступов шероховатости 155  
 — отсасывания 277  
 — уступа 176  
 Вязкость динамическая 12  
 — кинематическая 12

**Г**  
 Гидравлическая крупность 193  
 — — однородного грунта 194  
 — — среднезвешенная 195  
 Гидравлический наимыгоднейшее сечение 96  
 Гидравлический показатель русла 109  
 Гидродинамическая сетка 227  
 Глубина затопления отверстия 167  
 — критическая 105  
 — нормальная 110  
 — раздельная 137  
 — размыва 174  
 — сопряженная 129  
 Горизонтальный дренаж 215, 216  
 Графики и номограммы Абрамова 146  
 — — Алексеева 157  
 — — Емцева 148  
 — — Емцева и Слиского П. 186  
 — — Избаша и Лебедева 189, 191  
 — — Ильчева 144  
 — — Исаченко 174  
 — — Муринна 34  
 — — Орлова 175  
 — — Скряга 159  
 — — Слиского С. 170, 183, 185  
 — — Факторовича 147  
 — — Шеренкова 147  
 — — Эльясберга 174

**Д**  
 Давление абсолютное 14, 307  
 — — актуальное 172  
 — — атмосферное 14, 307  
 — — волновое 247, 248  
 — — гидростатическое 14  
 — — избыточное 14  
 — — кинетическое 171  
 — — критическое 307  
 — — манометрическое 83  
 — — на повороте 165, 171  
 — — струн 28  
 Дальность отгона прыжка 139, 143, 144  
 — — полета струи 28  
 — — — подтопленной 179  
 — — — свободной 173  
 Движение жидкости безнапорное 22  
 — — винтовое 22  
 — — вихревое 22  
 — — ламинарное 22, 31  
 — — напорное 22  
 — — неравномерное 22, 110—129  
 — — неустановившееся 22  
 — — плавноизменяющееся 27  
 — — потенциальное 4, 226  
 — — прерывистое 22  
 — — равномерное 22  
 — — сплошное 22  
 — — турбулентное 31  
 — — установившееся 22  
 Диаметр действующий 211  
 — частиц среднезвешенный 193  
 Длина вальца над струей 183  
 — — под струей 180  
 — — волны 245  
 — — гидравлического прыжка 130  
 Дрены с фильтрующей шпорой 215

**З**  
 Закон количества движения 29  
 — — фильтрации (Дарси) 210  
 Затвор вальцовый 18  
 — — плоский вертикальный 17  
 — — наклонный 16  
 — — сегментный 18, 19  
 Затопление отверстия донного 167  
 — — на уступе 168

**И**  
 Интегральная линия давления 16

**К**  
 Кавитации параметр 305, 307  
 Кавитационный запас 294  
 Кавитация 172, 279, 305  
 — — в насосах 293  
 Канал с боковым водосливом 238  
 Колодец артезианский 213  
 — — водобойный 141  
 — — водоотводящий 213, 214  
 — — водопоглощающий 213, 214  
 — — грунтово-артезианский 213  
 — — грунтовый 213  
 — — совершенный 213  
 — — совершенный 213  
 Консистенция гидросмеси 204  
 Концентрация воздуха в струе 174  
 Коэффициент быстроходности насоса 293  
 — — турбины 277  
 — — водослива 60, 62, 66, 72  
 — — кавитации 279  
 — — кинетической энергии (Кориолиса) 23, 32  
 — — количества движения (Буссинеска) 30, 90  
 — — местного сопротивления 38—48, 56, 209  
 — — откоса 85  
 — — подтопления 62, 85  
 — — расхода 49, 53, 56, 62, 66  
 — — сжатия струи 49, 53  
 — — скорости 49  
 — — скорости струи на носке 173  
 — — сопротивления по длине 24, 31—38, 56, 76  
 — — фильтрации 210  
 — — турбулентный в наброске 190  
 — — Шези 23  
 — — шероховатости 34, 76, 86, 87

Кривая подпора 104, 121  
 — — спада 105  
 Критеральное уравнение 301, 303, 304  
 Критерии подобия 301  
 Критическая глубина (волновая) 245, 249  
 — — площадь резервуара 265  
 Крутизна волны 245

**Л**  
 Линия пьезометрическая 24  
 — — равного потенциала скорости 226  
 — — тока 226, 235  
 — — энергии 24

**М**  
 Масштабные коэффициенты 303  
 Метацентр 20  
 Метод (построения кривых подпора)  
 Н. М. Бернадского 127  
 — — — Н. В. Мостицкого 126  
 — — — Н. Н. Павловского 125  
 — — — эквивалентного русла 128  
 — — фильтрационного расчета Р. Р. Чугаева 231  
 Мощность на валу насоса 26, 289  
 — — турбины 26, 275  
 Мутность 193

**Н**  
 Наброска пионерная 191  
 — — фронтальная 188  
 Наносы взвешенные 193, 195  
 — — донные 193, 195  
 Напор водосборов действующий 167  
 — — критический 58  
 — — насоса 289  
 — — предельный 56  
 — — статический 275  
 Напор турбины (нетто) 182, 275  
 Насадок внешний 54  
 — — внутренний 55  
 Насос артезианский 292  
 — — вертикальный центробежный 291  
 — — грунтовый (землесос) 292  
 — — двустороннего входа 291  
 — — консольный 290  
 — — многоступенчатый 292  
 — — моноблочный 290  
 — — осевой 292  
 — — поворотнлопастной 292  
 — — погружной 292  
 — — пропеллерный 292  
 Низовой клин 223

**О**  
 Область автомодельности 304, 305  
 — — квадратичная 34, 303  
 Ось плавания 20  
 Отсасывающая труба 277

**П**  
 Перепад восстановления за водосборами 167, 168  
 — — — гидроэлектростанцией 183  
 — — многоступенчатый 157  
 Плотина с ядром 224  
 Плотность 12  
 Площадь плавания 20  
 Пористость 21  
 Постоянная инерции напорного водовода 255  
 Потенциал скорости 226  
 Потери напора местные 31  
 — — по длине потока 31  
 Поток бурный 109  
 — — спокойный 109  
 Предельный удар 256  
 Противоудар 258  
 Прыжок в круглом водоводе 144  
 — — наклонном русле 143, 152  
 — — расширяющемся русле 150  
 — — сужающемся русле 151  
 — — гидравлический 129

Прыжок поверхностный 176  
 — — пространственный 146

**Р**

Работа струи 29  
 Радиус гидравлический 21, 31  
 — — влияния 213  
 — — метацентрический 20  
 Разгон ветровых волн 246  
 Расход 6, 21, 65, 70, 85  
 — — волновой 252  
 — — удельный 106  
 Расходная характеристика 3, 76, 89, 100  
 Режим движения потока 31  
 — — — донный 177  
 — — — поверхностно-донный 176  
 — — — поверхностный 177  
 — — — критический 175, 76, 186  
 — — регулирования идеальны 257  
 — — совершенный 257  
 Резервуар уравнивательный 26  
 — — дифференциальный 263  
 — — с водосливом 263  
 — — с камерами 263  
 — — цилиндрический 263  
 Ригели затвора плоского 17  
 — — сегментного 19  
 Русло неаризматическое 104, 37  
 — — призматическое 104, 110, 21

**С**

Сечение гидравлически невыгоднейшее 22, 96  
 — — поперечное (живое) 21  
 Сжатие струи 50  
 — — неполное 50  
 — — несовершенное 50  
 — — полное 50  
 — — совершенное 50  
 Сжимаемость 12  
 Сифонный водосброс 165  
 Скорости волновые 246  
 Скоростная высота (скорный напор) 6, 23  
 Скорость взвешивания 193  
 — — динамическая 31  
 — — критическая 106, 204  
 — — неразмывающая 81  
 — — подхода 51, 60, 63, 72  
 — — размывающая 193  
 — — распространения волны тра 255  
 — — средняя 21, 31  
 — — трогания 193  
 — — фильтрации 210  
 Скоростная характеристика  
 Смоченный периметр 21  
 Соединение насосов параллельное 298  
 — — — последовательное 298  
 Сопротивление трубопровода  
 Сопряжение бьефов 137  
 — — за быстротоками 156  
 — — за водосборами с устьем 175  
 Статическое вращение жидкости 20  
 Стенка водобойная 141  
 Степень наполнения канала  
 Струя водосборная подтопная 179  
 — — свободная 173  
 — — волнистая 60  
 — — затопленная 27  
 — — незатопленная 28  
 — — отжатая 60  
 — — подтопленная 60  
 — — прилившая 61  
 — — свободная 27, 60

**Т**

Температурное расширение  
 Транспортирующая способность 193, 195, 204  
 Труба насоса всасывающая  
 — — сифонная 83  
 Турбинная камера 279  
 Турбины активные 275  
 — — двукратные 275  
 — — диагональные 276  
 — — ковшовые 275

Турбины наклонно-струйные 275  
 — — радиально-осевые 276  
 — — реактивные 276  
 — — поворотнлопастные 276

**У**

Угол наклона струи на уступе 175  
 Удар гидравлический 254  
 — — — непрямоу 255  
 — — — отрицательный 254  
 — — — первофазный 256  
 — — — положительный 254  
 — — — прямой 255  
 Уклон гидравлический 24, 35, 76  
 — — дна 26  
 — — критический 108  
 — — пьезометрический 24, 25  
 — — свободной поверхности 26  
 Уравнение Бернулли 22, 24  
 — — кривой депрессии 223  
 — — насоса (Эйлера) 276  
 — — осевой линии струи 22  
 — — турбин (Эйлера) 290  
 Условия автомодельности 304  
 — — плавания 20  
 Устойчивость камня в потоке 188  
 — — потока на быстротоке 156

**Ф**

Фаза удара 255  
 Фильтрационный удельный расход 222  
 Фильтрация из каналов 221  
 — — через наброску 189  
 Формула Абрамова 146  
 — — Агроскина 35  
 — — Айвазяна 131  
 — — Альтшуля 33, 36, 39, 41, 44, 49  
 — — Андиферова 74, 196  
 — — Аравина 130  
 — — Ахутина 159  
 — — Базена 62, 69  
 — — Березинского 64, 71  
 — — Блазиуса 33  
 — — Борда 38  
 — — Буркова 173  
 — — Васильева 150  
 — — Вейсбаха 38, 46  
 — — Великанова 196  
 — — водосливов 60  
 — — Войнич—Сноженцкого 156  
 — — Гастунского 195  
 — — Гончарова 195, 196  
 — — Гордиенко 153, 155  
 — — Дарси—Вейсбаха 31, 76  
 — — Емцева 154, 186, 189  
 — — Жуковского 39  
 — — Журинна 89  
 — — Замарина 197, 202, 255  
 — — Идельчика 39  
 — — Избаша 188, 189  
 — — Ильчева 144  
 — — Исаченко 156  
 — — Кальфа 144  
 — — Кеберле 165  
 — — Кеннеди 202  
 — — Киселева 39  
 — — Кнороза 195  
 — — Колбрука—Уайта 32  
 — — Конакова 206  
 — — Коржаева 72  
 — — Кумина 72  
 — — Латышенкова 202  
 — — Лебедева 191  
 — — Левн 167, 195, 196, 202  
 — — Лопатина 195  
 — — Логера 83  
 — — Маннинга 85  
 — — Миловича 41  
 — — Мирухулава 174, 197, 198  
 — — Михайлова 175  
 — — Мойса 163  
 — — Некрасова 41  
 — — Никурадзе 303  
 — — Образовского 156  
 — — Офицерова 67  
 — — Павловского 33, 35, 67, 87, 130  
 — — Перельмана 58  
 — — Прандтля 131

Формула Прандтля—Никурадзе 33  
 — — Пуазейля 31  
 — — Розанова 67  
 — — Романько 159, 163  
 — — Руби 194  
 — — Севко 163  
 — — Складнева 177, 181  
 — — Скобея 76  
 — — Скребкова 173  
 — — Скуе 163  
 — — Слиского П. 177, 86  
 — — Слиского С. 147  
 — — Смолдырева 205  
 — — Снегирева 144  
 — — Степанова 177  
 — — Стокса 32, 194  
 — — Студеничкикова 202  
 — — Томсона 74  
 — — Тузова 195  
 — — Уколова 206  
 — — Факторовича 144  
 — — Френсиса—Кригера 64  
 — — Хачатряна 195  
 — — Хиндса 45  
 — — Царевича—Малышева 206  
 — — Черкасова 203  
 — — Чертоусова 131, 173  
 — — Чугаева 71  
 — — Шапиро 196  
 — — Шаумяна 130  
 — — Шевелева 34  
 — — Шевченко 151  
 — — Шези 35, 85  
 — — Шеренкова 146  
 — — Шифринсона 33  
 — — Эльясберга 174  
 — — Юлицкого 175  
 — — Юфина 205  
 — — Яковлева 206  
 Фронт волны 251  
 Функция потенциала скорости 226  
 — — тока 226, 227

**Х**

Характеристика турбины 280  
 Характеристика турбины линейная 280  
 — — универсальная 281  
 — — эксплуатационная 283

**Ц**

Центр водоизмещения 20  
 — — давления 15

**Ч**

Число Вебера 301  
 — — Кармана 304  
 — — Коши 301  
 — — Лагранжа 303  
 — — Рейнольдса 301  
 — — Струхала 301  
 — — Фруда 301  
 — — Эйлера 301

**Ш**

Шахтный водосброс 158  
 Шероховатость абсолютная 32  
 — — относительная 32, 303  
 — — приведенная линейная 36  
 — — равномернорезистивная 32  
 — — усвоенная 155  
 — — эквивалентная 32

**Э**

Эжекция 181  
 — — водосливная 181—187  
 — — напорными водосборами 186  
 Эквипотенциал 226  
 Энергия давления 23  
 Энергия кинетическая 23  
 — — положения 23  
 — — потенциальная 23  
 — — потерянная 23  
 — — удельная 23, 26, 105

Предисловие . . . . .	3	Глава четвертая. Гидравлические сопротивления и распределение скоростей по сечению потока . . . . .	31
Термины, часто встречающиеся в литературе по гидравлике . . . . .	4	4-1. Ламинарное и турбулентное движение жидкости . . . . .	31
Математические обозначения . . . . .	6	4-2. Потери напора по длине и распределение скоростей по сечению потока . . . . .	31
Греческий алфавит . . . . .	6	4-3. Коэффициент сопротивления по длине при турбулентном режиме течения . . . . .	32
Латинский алфавит . . . . .	6	4-4. Местные гидравлические сопротивления . . . . .	38
Глава первая. Таблицы. Различные вспомогательные данные . . . . .	7	4-5. Коэффициенты сопротивления в квадратичной области для ориентировочных расчетов (по рекомендации П. Г. Киселева) . . . . .	48
1-1. Квадратные и кубические корни некоторых чисел . . . . .	7	Глава пятая. Истечение из отверстий и насадков . . . . .	49
1-2. Эллиптические интегралы 1-го рода . . . . .	7	5-1. Свободное истечение в атмосферу . . . . .	49
1-3. Часто встречающиеся величины и соотношения . . . . .	8	5-2. Влияние сжатия струи . . . . .	50
1-4. Значения $g$ для некоторых мест земного шара . . . . .	8	5-3. Истечение под уровень . . . . .	51
1-5. Основные системы единиц измерения физических величин . . . . .	8	5-4. Истечение при переменном уровне . . . . .	52
1-6. Соотношение единиц системы МКГСС с единицами Международной системы и единицами других систем . . . . .	9	5-5. Расчет отверстий затворов (истечение изпод затвора в лоток) . . . . .	53
1-7. Относительный вес жидкостей $\delta$ . . . . .	11	5-6. Насадки и короткие трубы (истечение изотверстий в толстой стенке) . . . . .	54
1-8. Вес $1 \text{ м}^3$ твердых тел . . . . .	11	5-7. Расчет водоспуска плотины . . . . .	56
1-9. Плотность и относительный вес . . . . .	12	5-8. Образование воронок при истечении изотверстий . . . . .	58
1-10. Сжимаемость . . . . .	12	Глава шестая. Водосливы . . . . .	60
1-11. Температурное расширение . . . . .	12	6-1. Обозначения и основная расчетная формула . . . . .	60
1-12. Вязкость . . . . .	12	6-2. Основные формы струи . . . . .	60
Глава вторая. Гидростатическое давление . . . . .	14	6-3. Водослив с тонкой стенкой (с острым гребнем) . . . . .	62
2-1. Гидростатическое давление в точке и его измерение . . . . .	14	6-4. Водосливы практического профиля . . . . .	63
2-2. Схемы пьезометра (жидкостный манометр), гидравлического пресса и цилиндра . . . . .	15	6-5. Водослив с широким порогом . . . . .	70
2-3. Давление жидкости на плоскую фигуру . . . . .	15	6-6. Косой водослив и криволинейный в плане водослив . . . . .	73
2-4. Давление жидкости на криволинейную поверхность . . . . .	15	6-7. Треугольные и трапециевидные водосливы . . . . .	74
2-5. Гидростатическое давление на затворы гидротехнических сооружений . . . . .	16	Глава седьмая. Напорные водоводы . . . . .	76
2-6. Статическое вращение жидкости . . . . .	20	7-1. Основные формулы и зависимости . . . . .	76
2-7. Плавание тел . . . . .	20	7-2. Выбор коэффициента шероховатости при проектировании напорных водоводов . . . . .	76
Глава третья. Основные сведения о движении жидкости . . . . .	21	7-3. Расчет водоводов . . . . .	76
3-1. Расход, средняя скорость и элементы поперечного сечения потока . . . . .	21	7-4. Предельные неразрывающиеся скорости, допускаемые по условиям прочности материала напорных водоводов . . . . .	81
3-2. Основные виды движения жидкости . . . . .	22	7-5. Изменение пропускной способности напорных водоводов в процессе их эксплуатации . . . . .	81
3-3. Уравнение Д. Бернулли (установившееся движение) . . . . .	22	7-6. Некоторые задачи по расчету водоводов . . . . .	82
3-4. Уравнение Д. Бернулли для элементарной струйки потока во вращающемся канале . . . . .	24	Глава восьмая. Равномерное движение в открытых руслах (расчет каналов) . . . . .	85
3-5. Пьезометрическая линия, линия энергии, гидравлический и пьезометрический уклоны . . . . .	24	8-1. Основные расчетные формулы и зависимости . . . . .	85
3-6. Энергия и мощность потока . . . . .	26	8-2. Форма поперечного сечения канала . . . . .	85
3-7. Распределение гидродинамического давления в потоке . . . . .	26	8-3. Выбор коэффициента шероховатости . . . . .	88
3-8. Струи . . . . .	27		
3-9. Закон количества движения или импульса сил . . . . .	29		

3-4. Гидравлические расчеты каналов трапециевидального сечения . . . . .	88	Е. Сопряжение бьефов свободной отброшенной струей . . . . .	173
8-5. Гидравлические расчеты каналов замкнутого сечения. Специальные формы поперечного сечения для туннелей . . . . .	99	10-20. Дальность отлета струи . . . . .	173
Глава девятая. Неравномерное движение в открытых руслах . . . . .	104	10-21. Угол наклона неподтопленной струи в створе уступа . . . . .	175
9-1. Основное уравнение . . . . .	104	Ж. Сопряжение бьефов за плотинами и совмещенными ГЭС при сбросе с уступа подтопленной струи . . . . .	175
9-2. Построение кривых свободной поверхности для призматических русл . . . . .	110	10-22. Критические режимы и их расчет . . . . .	175
9-3. Неравномерное движение в каналах с постоянной глубиной и переменной шириной (способ В. Д. Журина) . . . . .	122	10-23. Свободная поверхность и дальность отлета подтопленной струи . . . . .	179
9-4. Неравномерное движение в каналах прямоугольного сечения с переменной шириной. Движение радиального потока (способ О. Ф. Васильева) . . . . .	123	10-24. Гидравлические расчеты эжекции на совмещенных ГЭС . . . . .	182
9-5. Построение кривых подпора в естественных руслах . . . . .	124	10-25. Перепад восстановления . . . . .	183
9-6. Гидравлический прыжок . . . . .	129	10-26. Водосливная эжекция . . . . .	184
9-7. Смена уклона . . . . .	132	10-27. Эжекция при сбросе воды через напорные водосбросы . . . . .	186
9-8. Дельсие расхода . . . . .	134	3. Перекрытие потока наброской . . . . .	188
9-9. Сопряжение бьефов . . . . .	137	10-28. Равновесие камня в потоке . . . . .	188
Глава десятая. Гидравлика сооружений . . . . .	143	10-29. Расчет фронтального перекрытия русла . . . . .	188
А. Частные случаи гидравлического прыжка . . . . .	143	10-30. Расчет пионерного перекрытия русла . . . . .	191
10-1. Гидравлический прыжок в прямоугольном наклонном русле . . . . .	143	Глава одиннадцатая. Движение наносов. Гидравлический транспорт . . . . .	193
10-2. Гидравлический прыжок в водоводах круглого сечения . . . . .	144	11-1. Основные понятия и гидравлическая крупность . . . . .	193
10-3. Пространственный гидравлический прыжок в призматическом русле . . . . .	146	11-2. Движение донных и взвешенных наносов . . . . .	195
10-4. Прыжок в плавном расширяющемся русле . . . . .	150	11-3. Допускаемые скорости течения воды в каналах по условиям неразрывности . . . . .	196
10-5. Гидравлический прыжок в суживающемся русле . . . . .	151	11-4. Расчетные зависимости для критической незаилающей скорости в канале . . . . .	202
10-6. Поверхностный гидравлический прыжок на наклонном дренированном водобое . . . . .	152	11-5. Транспортирующая способность напорного потока . . . . .	204
Б. Быстротоки. Многоступенчатый перепад . . . . .	153	11-6. Определение гидравлических сопротивлений для напорного потока гидросмеси . . . . .	204
10-7. Быстротоки постоянной ширины . . . . .	153	11-7. Основные задачи расчета напорного движения гидросмеси . . . . .	209
10-8. Быстротоки переменной ширины . . . . .	154	Глава двенадцатая. Движение грунтовых вод . . . . .	210
10-9. Быстротоки с усиленной шероховатостью . . . . .	155	А. Основной закон фильтрации, уравнения движения, формулы для построения кривой свободной поверхности . . . . .	210
10-10. Устойчивости и аэрация потока на быстротоке . . . . .	156	12-1. Основной закон фильтрации . . . . .	210
10-11. Сопряжение бьефов за быстротоком . . . . .	156	12-2. Основные зависимости при безнапорном движении грунтовых вод . . . . .	211
10-12. Многоступенчатый перепад . . . . .	157	Б. Частные случаи движения грунтовых вод . . . . .	213
В. Шахтный водосброс . . . . .	158	12-3. Приток грунтовой воды к вертикальным колодцам . . . . .	213
10-13. Шахтный водосброс с вертикальной напорной шахтой . . . . .	158	12-4. Горизонтальный дренаж . . . . .	215
Г. Сифонный водосброс . . . . .	165	12-5. Приток к котлованам при производстве строительных работ . . . . .	217
10-14. Расчет пропускной способности сифона . . . . .	165	12-6. Фильтрация из каналов . . . . .	221
10-15. Расчет давления в сечении на повороте . . . . .	165	12-7. Фильтрация через земляные плотины . . . . .	222
Д. Пропускная способность напорных водосбросов и водоспусков. Расчет давлений и скоростей в сечениях на повороте . . . . .	167	12-8. Фильтрация под гидротехническими сооружениями . . . . .	226
10-16. Действующий напор . . . . .	167	12-9. Фильтрация в обход гидротехнических сооружений (по В. И. Аравину) . . . . .	235
10-17. Перепад восстановления. Глубина затопления донного отверстия . . . . .	167	Глава тринадцатая. Движение жидкости с переменным расходом . . . . .	237
10-18. Расчет пропускной способности напорных водосбросов, расположенных на уступе . . . . .	168	13-1. Основное уравнение . . . . .	237
10-19. Расчет давлений и скоростей в сечениях на повороте напорных водоводов . . . . .	171	13-2. Форма свободной поверхности в открытом русле . . . . .	237
		13-3. Частные случаи движения жидкости с переменным расходом . . . . .	238

Глава четырнадцатая. Неустановившееся движение . . . . .	245	В. Уравнительные резервуары . . . . .	263
А. Ветровые волны и их воздействие на гидротехнические сооружения . . . . .	245	14-12. Предварительные замечания . . . . .	263
14-1. Основные характеристики волн в открытых водоемах . . . . .	245	14-13. Основы гидравлического расчета резервуаров . . . . .	264
14-2. Волновые воздействия на вертикальные преграды . . . . .	247	14-14. Определение минимальной площади резервуара . . . . .	265
14-3. Волновые воздействия на крутонаклонные преграды ( $90^\circ > \alpha \geq 45^\circ$ ) . . . . .	248	14-15. Аналитический расчет колебаний уровня в уравнильных резервуарах . . . . .	265
14-4. Волновые воздействия на сооружения откосного типа . . . . .	248	14-16. Графический расчет колебаний уровня в уравнильных резервуарах . . . . .	268
14-5. Волновые воздействия на отдельно стоящие опоры . . . . .	250	14-17. Расчет колебаний уровня в уравнильных резервуарах в условиях постоянства мощности агрегатов . . . . .	273
14-6. Воздействие ветровых волн на естественные береговые склоны . . . . .	250	Глава пятнадцатая. Гидравлические машины . . . . .	275
14-7. Волны в открытых деривационных каналах ГЭС . . . . .	251	15-1. Турбины . . . . .	275
Б. Гидравлический удар . . . . .	254	15-2. Лопастные насосы . . . . .	288
14-8. Основные величины . . . . .	254	Глава шестнадцатая. Гидравлическое моделирование . . . . .	300
14-9. Исходные условия к расчету гидравлического удара . . . . .	254	16-1. Краткие сведения о гидравлическом моделировании <sup>1</sup> . . . . .	300
14-10. Аналитический расчет ударного давления . . . . .	255	16-2. Теорема Букингама (Пи-теорема) . . . . .	301
14-11. Графический расчет ударного давления . . . . .	260	16-3. Моделирование течений в напорных водах . . . . .	303
		16-4. Моделирование равномерных течений в открытых руслах . . . . .	304
		16-5. Специальные вопросы гидравлического моделирования . . . . .	304
		Предметный указатель . . . . .	308