

ЛЕКЦИЯ 3. ОСНОВЫ ГИДРАВЛИКИ И ГИДРОЛОГИИ

1. Основы гидравлики

1.1. Основное уравнение гидростатики

1.2. Эпюра и сила гидростатического давления на плоскую поверхность

1.3. Элементы потока и виды движения жидкости

1.4. Уравнение Д. Бернулли. Потери напора

1.5. Равномерное безнапорное движение жидкости

1.6. Вытекание жидкости через отверстия и насадки.

Основная формула водослива

1. Основы гидравлики

Гидравлика – это наука, изучающая законы равновесия и движения жидкостей и дающая на основе теории и опыта способы применения этих законов к разрешению различных задач инженерной практики. Выделяют две основные части гидравлики: *гидростатику*, в которой изучаются законы равновесия жидкости, и *гидродинамику*, в которой изучаются законы движения жидкости. Название «гидравлика» происходит от сочетания двух греческих слов $\delta\delta\omega\rho$ (хюдор) – вода и $\alpha\delta\lambda\omega\tau$ (аулюс) – труба.

Жидкость – непрерывная среда, обладающая свойством текучести, т.е. способная неограниченно изменять свою форму под действием сколь угодно малых сил, но в отличие от газа мало изменяющая свою плотность при изменении давления.

Основные свойства жидкости. Жидкость, как физическое тело характеризуется двумя отличительными свойствами: 1) она практически несжимаема и нерастяжима и 2) обладает текучестью. В состоянии покоя она не может иметь касательных напряжений и поэтому принимает форму сосуда, в котором находится.

Наиболее часто применяемыми в гидравлике характеристиками жидких тел являются плотность жидкости (масса ее единицы объема), которую принято обозначать буквой ρ ($\text{кг}/\text{м}^3$) и вязкость жидкости (свойство оказывать сопротивление перемещению ее частиц), которая характеризуется обычно кинематическим коэффициентом вязкости ν ($\text{см}^2/\text{с}$). Плотность и вязкость жидкости зависят от ее вида (вода, керосин и др.) и температуры.

1.1. Основное уравнение гидростатики

На жидкость, находящуюся в состоянии равновесия, действуют две категории сил: поверхностные и массовые (объемные).

На внешней поверхности жидкости гидростатическое давление всегда направлено по внутренней нормали, а в любой точке внутри жидкости его величина не зависит от ориентировки площадки, на которую оно действует. Поверхность, во всех точках которой гидростатическое давление одинаково, называется *поверхностью равного давления*. К последним относится и свободная поверхность, т.е. поверхность раздела

между жидкостью и газообразной средой.

Для любой точки жидкости, находящейся в состоянии равновесия, (рис. 3.1) справедливо равенство:

$$z_a + \frac{P_a}{\rho g} = z_o + \frac{P_o}{\rho g}, \quad (3.1)$$

где p_a – давление в данной точке А;

p_o – давление на свободной поверхности жидкости (чаще всего барометрическое или атмосферное давление P_0);

$\frac{P_a}{\rho g}$ и $\frac{P_o}{\rho g}$ – высота столбов жидкости с плоскостью ρ , соответствующая давлениям в рассматриваемой точке А и на свободной поверхности;

z_a и z_o – координаты точки А и свободной поверхности жидкости относительно горизонтальной плоскости сравнения;

ρ – плотность жидкости (кг/м^3);

g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$

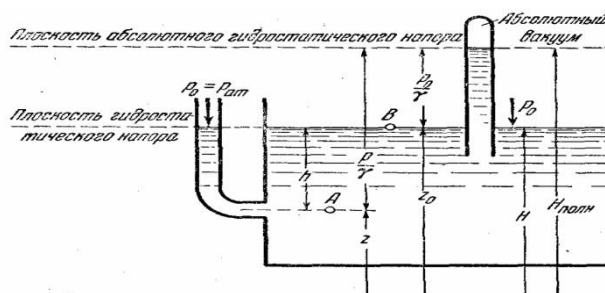


Рис. 3.1. Схема к определению уравнения гидростатики

Из формулы (3.1) следует

$$p_a = p_o + \rho g (z_o - z_a) \quad (3.2)$$

или

$$p_a = p_o + \rho g h, \quad (3.3)$$

где h – глубина погружения рассматриваемой точки

Выражение (3.3) называется *основным уравнением гидростатики*. Величина $\rho g h$ представляет силу тяжести столбика жидкости высотой h с площадью основания, равной единице.

Гидростатическое давление измеряется в системе СИ в Па . Кроме того, оно может измеряться в кг/см^2 и в атмосферах ($1 \text{ ат} = 1 \text{ кг/см}^2$).

Давление в жидкости может быть равно атмосферному или отличаться от него. Если абсолютное давление P_a больше атмосферного P_o , то разность между ними называется *избыточным давлением*

$$p_{\text{изб.}} = p_a - p_o = \rho g h \quad (3.4)$$

Если же абсолютное давление меньше атмосферного, то недостаток давления до атмосферного называется *вакуумметрическим*

$$p_{\text{вак}} = p_o - p_a = \rho g h_{\text{вак}} \quad (3.5)$$

Вакуумметрическое давление можно понимать как отрицательное избыточное давление.

Манометрическое и вакуумметрическое давления могут быть условно выражены высотой столба жидкости. Допустим, в сосуде имеется жидкость с плотностью ρ . Давление на свободной поверхности больше барометрического ($p_0 > p_6$). Требуется определить давление на уровне сечения 1 – 1 (рис. 3.2 а). Если подсоединить в этом сечении пьезометр 2, то под действием давления жидкость в трубке поднимется на некоторую высоту h .

Согласно уравнению (3.3) $p_a - p_6$ равно избыточному давлению p , тогда $h = p / \rho g$. Численное его значение и будет равно манометрическому ($h_{изб.}$) давлению в точке А.

Для определения вакуумметрического давления применяют вакуумметр (рис. 3.2 б).

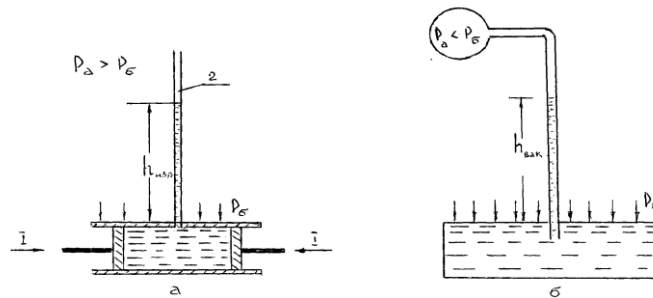


Рис. 3.2. Схемы к определению манометрического и вакуумметрического давления

1.2. Эпюра и сила гидростатического давления на плоскую поверхность

Пусть жидкость с плотностью ρ давит на вертикальную плоскую стенку (рис. 3.3.). Покажем графическое изображение закона изменения избыточного давления по глубине, т.е. вычертим эпюру давления.

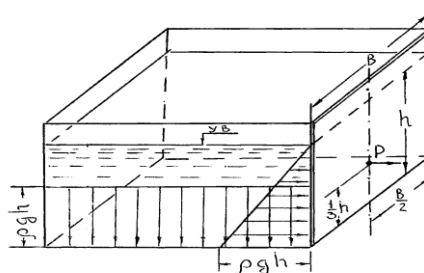


Рис. 3.3. Схемы избыточного давления жидкости на плоскую стенку

Согласно формуле (3.3.) закон изменения давления линейный. При построении эпюры избыточного давления руководствуются следующими правилами: на свободной поверхности $p = 0$ (поскольку $h = 0$) на глубине h $p = \rho g h$ (рис. 3.3), закон изменения давления характеризуется прямой линией; давление направлено перпендикулярно к стенке.

Если же жидкость расположена с обеих сторон стенки (рис. 3.3), эпюры

давления строят отдельно с каждой стороны и затем графики суммируют с учетом знака.

Можно показать, что сила давления P или суммарное давление жидкости на плоскую стенку, равно давлению в центре тяжести этой стенки p_c , умноженному на площадь ее затопленной части.

Для плоской прямоугольной вертикальной стенки (рис. 3.3) шириной b и высотой h имеем

$$P = p_c b h, \quad (3.6)$$

где $p_c = \rho g h_c = \rho g h/2$, тогда

$$P = 1/2 \rho g b h^2 \quad (3.7)$$

Поскольку суммарное давление определяется площадью эпюры давления, то равнодействующая давления P проходит через центр тяжести эпюры давления, который в треугольнике, как известно находится на $1/3$ его высоты от основания.

1.3. Элементы потока и виды движения жидкости

Элементы потока. В гидродинамике жидкость считается сплошной (непрерывной) движущейся средой. Линия, характеризующая направление движения ряда последовательно расположенных частиц жидкости в данный момент времени называется *линией тока*.

Трубкой тока называют поверхность, образованную линиями тока, проведенного через все точки малого замкнутого контура, выделенного внутри жидкости, а находящаяся в ней жидкость образует *элементарную струйку*. Совокупность элементарных струек, протекающих через площадку достаточно больших (конечных) размеров, называется *потоком жидкости*.

Живым сечением потока называется поперечное сечение потока, проведенное нормально направлению движения. Площадь живого сечения обозначается буквой ω .

Смоченный периметр (обозначается буквой χ) – это длина части периметра живого сечения, на которой поток соприкасается с твердыми стенками.

Гидравлический радиус (обозначается буквой R) определяется как отношение площади живого сечения потока к смоченному периметру, т.е. $R = \omega/\chi$.

Расходом жидкости называется ее количество, протекающее через данное живое сечение в единицу времени. Обозначается буквой Q и измеряется обычно в $\text{м}^3/\text{с}$ или л/с. Отношение расхода к площади живого сечения называют *средней скоростью потока* $V = Q/\omega$. Следует иметь в виду, что фактическая скорость в разных точках живого сечения неодинакова. В результате трения она уменьшается с уменьшением расстояния до ограничивающих поток стенок.

Виды движения жидкости. Если скорость движения частиц жидкости и давление во всех точках потока с течением времени остаются неизменными, то такое движение называется *установившимся движением*. При изменении скорости и давления с течением времени движение жидкости называется *неустановившимся*. Примером установившегося движения может служить движение воды в реке или истечение жидкости

из крана при постоянном напоре.

Потоки по своему характеру могут быть разделены на три категории:

а) *безнапорные*, ограниченные снизу и с боков твердыми стенками и имеющие свободную поверхность; примером может служить движение жидкости в канале, реке, лотке; движение в них происходит под действием силы тяжести;

б) *напорные*, ограниченные со всех сторон твердыми стенками, не имеющие свободной поверхности, движение которых происходит под влиянием давления, создаваемого водоподъемниками; примером является движение жидкости в заполненном трубопроводе;

в) *струи*, ограниченные с боков жидкой или газовой средой их движение происходит по инерции под влиянием начальной скорости, созданной давлением или силой тяжести; примером последних является струя, вытекающая из брандспойта или дождевальной установки.

Равномерным движением потока называется такое установившееся движение, при котором живые сечения потока и средние скорости в них одинаковы по всей его длине и при этом скорости потока в соответственных точках всех живых сечений также одинаковы. Примером равномерного движения может служить движение потока в канале с постоянной формой живого сечения и постоянной глубиной или движение жидкости в цилиндрической трубке постоянного диаметра.

Если по длине потока изменяется его живое сечение или изменяется распределение скоростей в разных живых сечениях, то движение называется *неравномерным*. Примером неравномерного движения потока является движение воды в пруду перед водосбросом или движение воды в реке на ее сужении или расширении.

Плавно изменяющимся (ламинарным) считают установившееся движение, близкое к параллельно струйному. С достаточной для практики точностью можно считать, что при плавно изменяющемся движении для всех точек данного живого сечения давление изменяется по гидростатическому закону.

Уравнение неразрывности. Рассмотрим установившийся поток жидкости между живыми сечениями I – I и II – II. За единицу времени через живое сечение I – I втекает расход жидкости

$$Q_1 = v_1 \omega_1, \quad (3.8)$$

где ω_1 – площадь живого сечения I – I;

v_1 – средняя скорость в том же сечении.

Через живое сечение II – II за то же время вытекает расход жидкости $Q_2 = v_2 \omega_2$. Поскольку форма потока между сечениями I – I и II – II с течением времени не меняется, жидкость несжимаема и в ней невозможно образование пустот, то количество втекающей жидкости Q_1 , должно равняться количеству вытекающей жидкости. Поэтому можно записать

$$v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2 \quad (3.9)$$

Это и есть уравнение неразрывности потока жидкости.

2.1.4. Уравнение Д. Бернулли. Потери напора

Удельная энергия жидкости (напор). Удельная энергия – энергия, приходящаяся на единицу силы тяжести. Различают следующие виды удельной энергии движущейся жидкости: положения, давления, потенциальную, кинетическую и полную

Удельная энергия положения $e_{\text{пол}}$ (рис. 3.1) частицы жидкости численно равна геометрической ее высоте Z над плоскостью сравнения $0-0$.

Выражение для определения *энергии давления* вытекает из формулы (3.3), т.е.

$$e_{\text{давл.}} = h = p/\rho g \quad (3.10)$$

Сумму удельных энергий положения и давления называют *удельной потенциальной энергией*:

$$e_{\text{пот}} = e_{\text{пол}} + e_{\text{давл.}} = z + p/\rho g \quad (3.11)$$

Покоящаяся жидкость обладает только потенциальной энергией, а движущаяся и кинетической

$$F = \frac{mu^2}{2}, \quad (3.12)$$

где m – масса частицы жидкости;

u – скорость ее движения.

Поскольку скорость движения частицы жидкости u не равна средней скорости потока v , то в расчетах вводится поправочный коэффициент Кориолиса $\alpha = u/v$ равный 1.03...1.1.

Тогда *удельная кинетическая энергия* жидкости, т.е. приходящаяся на единицу силы тяжести:

$$e_{\text{кин}} = \frac{F}{mg} = \frac{mu^2}{2 \cdot mg} = \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (3.13)$$

Полная удельная энергия равна сумме удельных потенциальной и кинетической энергий:

$$e_{\text{пол}} = e_{\text{пот}} + e_{\text{кин}} = z + p/\rho g + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (3.14)$$

В технической литературе вместо термина «удельная энергия» употребляют термин «напор», вместо «удельной потенциальной энергии» – пьезометрический напор, вместо удельной кинетической энергии – скоростной напор, а вместо полной удельной энергии – полный или гидродинамический напор.

Уравнение Д. Бернулли. Рассмотрим движение жидкости от живого сечения I – I к живому сечению II – II.

Полные удельные энергии в этих сечениях равны соответственно

$$e_{\text{полн}}^{1-1} = z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}, \quad (3.15)$$

$$e_{\text{полн}}^{2-2} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}, \quad (3.16)$$

Поскольку на пути от сечения I – I до сечения II – II часть энергии

теряется на преодоление сопротивлений движению.

Израсходованную часть удельной энергии жидкости называют *потерей напора* и обозначают обычно h_{1-2} . На основании закона сохранения энергии можно записать

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_{1-2} \quad (3.17)$$

Это уравнение называют *уравнением Д. Бернулли*.

Изменение полной удельной энергии на единицу длины потока называют *гидравлическим уклоном*, а удельной потенциальной энергии – *пьезометрическим уклоном*.

Гидравлический уклон при расстоянии между сечениями (длине потока) ℓ

$$i = h_{1-2} / \ell, \quad (3.18)$$

а пьезометрический

$$i_{\text{п}} = [(z_1 + P_1/\rho g) - (z_2 + P_2/\rho g)] / \ell \quad (3.19)$$

Потери напора на преодоление гидравлических сопротивлений определяют для установления рациональных поперечных сечений трубопроводов и каналов мелиоративных систем. Потери напора подразделяют на 2 группы: потери напора по длине потока $h_{\text{дл}}$ и местные потери напора $h_{\text{м}}$, вызываемые резким изменением конфигурации потока, каким либо местным препятствием (расширением или сужением русла, задвижкой, клапаном, коленом и др.). Полные потери напора на участке 1-2 равны сумме обоих потерь:

$$h_{1-2} = h_{\text{дл}} + h_{\text{м}} \quad (3.20)$$

Для длинных *открытых русел* для определения потери напора по длине используют формулу Шези

$$h_{\text{дл}} = \frac{v^2 \ell}{C^2 R}, \quad (3.21)$$

Для определения потерь напора в *напорных трубопроводах* применяют формулу Дарси–Вейсбаха

$$h_{\text{дл}} = \frac{2gd}{S^2} \cdot \frac{v^2 \ell}{2gd} = \lambda \frac{v^2 \ell}{2gd}, \quad (3.22)$$

где λ – коэффициент гидравлического трения, зависящий от шероховатости труб;

g – ускорение свободного падения ($9,81 \text{ м/с}^2$);

d – диаметр трубопровода, м.

Местные потери напора $h_{\text{м}}$ определяют по формуле Вейсбаха

$$h_{\text{м}} = \xi \frac{V^2}{2g}, \quad (3.23)$$

где ξ – коэффициент потерь (принимают из справочников в зависимости от вида сопротивления).

При движении жидкости в длинных трубопроводах и открытых руслах потери напора на преодоление местных сопротивлений очень малы по сравнению с потерями напора по длине, поэтому их из расчета практически можно исключить или учесть вводя некоторый запас в конечные результаты ($h_m = 0,05 \dots 0,1 h_{дл}$).

1.5. Равномерное безнапорное движение жидкости

При равномерном движении жидкости все живые сечения и глубины ходни и те же по длине потоки. Следовательно, гидравлический уклон и уклон дна водотока равны.

Гидравлическими расчетами определяются расходы (Q), скорости движения (v) и устанавливаются параметры каналов или лотков с площадью живого сечения ω , способные пропускать заданный расход.

Приведем порядок выполнения гидравлических расчетов мелиоративных каналов.

Расход воды в открытом водотоке (канале, реке, лотке) определяется по формуле

$$Q = \omega \cdot v \quad (3.24)$$

Каналы рассчитываются при условии равномерного движения потока, поэтому среднюю скорость (v) находят по формуле Шези

$$v = C \sqrt{R \cdot i},$$

где C – коэффициент Шези, зависящий от шероховатости русла (n) и гидравлического радиуса (R). Величину C можно определить по специальным таблицам или приближенно по зависимости

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3.25)$$

n – шероховатость русла (для каналов в земляном русле без растительности $n = 0,025$; при закреплении русла одерновкой или посевом трав $n = 0,03 \dots 0,035$);

i – уклон дна канала.

Величину R находим по формуле

$$R = \frac{\omega}{\chi}, \quad (3.26)$$

где ω – площадь живого сечения, m^2 ;

χ – смоченный периметр, m .

Исходя из простейших геометрических соотношений для трапецидального сечения канала (рис. 2.5) получим

$$\omega = (b + mh) h; \quad (3.27)$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (3.28)$$

Нахождение расхода воды Q , который пропустит канал при известных его параметрах h , m , i и n , рассматривается в гидравлике как прямая задача и не вызывает больших затруднений в расчетах.

В практике водохозяйственного строительства на основании гидрологических расчетов чаще устанавливается расход воды Q , который должен пропустить канал. При этом решается обратная задача. При

известном Q и остальных параметрах канала требуется найти глубину воды в канале h или его ширину по дну b . Эта задача может быть решена графоаналитическим способом.

Задаваясь несколькими значениями h или b , можно построить графики связи расхода Q с глубиной воды в канале h и соответственно с шириной канала b , т.е. $Q = f(h)$; $Q = f(b)$.

По значениям h и Q строится график (рис. 3.6 а,б), по которым графически можно определить при любом расходе глубину воды в канале или ширину по дну.

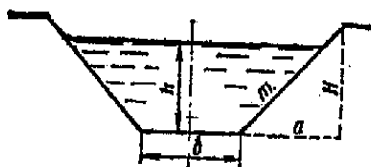


Рис. 3.5. Канал трапецеидального сечения:
 b – ширина канала по дну; h – глубина наполнения канала; $m = a/H$
 H – коэффициент заложения откоса

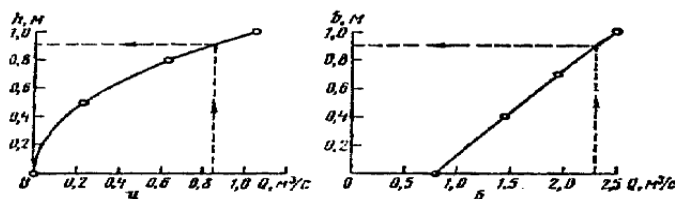


Рис. 3.6. Графики к решению обратных задач по расчету канала

При гидравлических расчетах трубопроводов по заданному расходу воды подбирают его диаметр и находят потери напора на участке данной длины, используя зависимости (3.24), характерные для *напорного режима движения жидкости*. Такие расчеты выполняются при обосновании параметров систем орошения дождеванием, водоснабжения сельских населенных мест, мощности насосных станций и др.

1.6. Вытекание жидкости через отверстия и насадки. Основная формула водослива

При истечении жидкости через *отверстия в стенках* сосудов или резервуаров поток теряет энергию только на преодоление местных сопротивлений в отверстии, которые определяются по формуле (3.26). Если толщина стенки в 3 и более раз больше его диаметра, то отверстие рассматривают как короткий трубопровод или *насадок* (всасывающие трубы насосов, сифоны, донные водоспуски в плотинах, напорные водоводы под насыпями дорог или с большим количеством колонок, задвижек, клапанов). В этом случае общие потери складываются из местных, определяемых по формуле (3.26) и на трение по длине (формула 3.25).

Если в боковой стенке или дне сосуда с жидкостью на глубине H под уровнем имеется отверстие площадью ω , то через него под действием

напора будет вытекать струя жидкости с расходом

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH}, \quad (3.29)$$

где μ – коэффициент расхода, зависящий от формы отверстия (по опытным данным $\mu = 0,60 \dots 0,62$).

Формула (3.32) справедлива и для гидравлического расчета насадок, но значения коэффициента расхода будут другие (например, для дефлекторных дождевальных насадок $\mu = 0,80 \dots 0,94$, для струйных $\mu = 0,94 \dots 0,99$).

Водосливом называется та часть преграждающего поток сооружения (плотины, пороги), через которую происходит перелив воды (рис. 3.7, 3.8).

Верхняя часть стенки–порог водослива. Часть водного потока перед водосливом называется *верхним бьефом*, а за ним – *нижним бьефом* (рис. 3.8 а). Высоту расположения уровня верхнего бьефа над порогом называют *напором на водосливе H*.

Водосливы классифицируются по следующим признакам:

а) по форме выреза в стенке *треугольные* (рис. 3.7 а), *трапециевидальные* (рис. 3.7 б), *прямоугольные* и др.;

б) по типу стенки – с *тонкой стенкой*, при ее толщине $\delta < 2/3 H$ (рис. 3.7 а, б), с *широким порогом* $\delta > 2H$ (рис. 3.8 а), к водосливам *практического профиля* (рис. 3.8, б).

в) по типу сопряжения струи с нижним бьефом – *незатопленные*, в которых уровень нижнего бьефа не влияет на расход и условия перелива через порог (рис. 3.8 б) и *затопляемые* (подтопляемые), в которых уровень нижнего бьефа влияет на расход и условия перелива (рис. 3.8 а);

г) по условиям подхода потока к порогу – *без бокового сжатия* (при ширине потока B равной ширине порога « v » и с *боковым сжатием* (при $B > v$);

д) по расположению порога в плане – *нормальные* (при угле $\alpha = 90^\circ$ между порогом и направлением потока), *косые* ($\alpha < 90^\circ$), *боковые* ($\alpha = 0$).

Расход воды через водослив Q можно определить по основной формуле водослива

$$Q = mb \sqrt{2gH}^{3/2}, \quad (3.30)$$

где m – коэффициент расхода водослива, зависящий от его классификации.

Например, для водосливов с тонкой стенкой, практического профиля и с широким порогом коэффициент m соответственно равен 0,42; 0,5 и 0,32...0,38.

Водосливы входят как составные части в различные гидротехнические сооружения типа как водосбросы плотин, входные оголовки противозерозионных сопрягающих сооружений, сооружения на осушительных и оросительных системах.

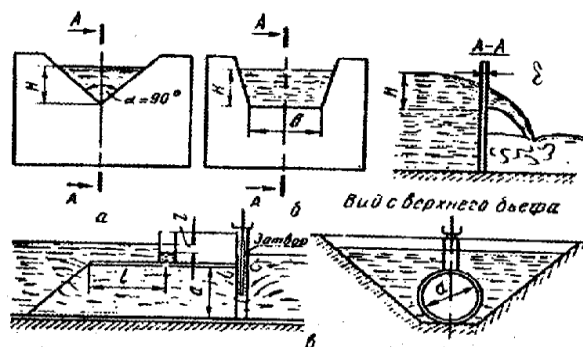


Рис. 3.7. Схемы устройств, применяемых в мелиоративной гидрометрии:

а – треугольный водослив; б – трапецидальный водослив; в – водомерная приставка (трубчатая).

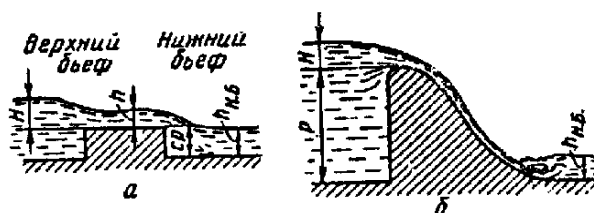


Рис. 3.8. Водосливы:

а – с широким порогом; б – практического профиля; H – напор на водосливе, м; P – высота порога водослива, м; h – глубина воды на пороге водослива, м;

$h_{нв}$ – глубина воды в нижнем бьефе (бытовая глубина за водосливом)