

626
А 81

**А. М. АРИФЖАНОВ,
Т. У. АПАКХУЖАЕВА**

ГИДРАВЛИКА



**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ**

А.М. Арифжанов, Т.У. Апакхужаева

ГИДРАВЛИКА

*Предоставляется в качестве пособия для студентов
направления бакалавриата «Водное хозяйство и мелиорация»,
«Гидротехническое строительство» и «Гидрология
(водохранилищ)» технических высших учебных заведений
Министерства высшего и среднего специального образования
Республики Узбекистан*

Издательство Национального общества философов Узбекистана
Ташкент — 2019

УДК: 626/627:532(075.8)

ББК: 30.123я73

А81

Арифжанов, А.М.

А81 Гидравлика: учебник / А.М. Арифжанов, Т.У. Апакхужаева.
— Ташкент: Издательство Национального общества философов
Узбекистана, 2019. — 168 с.

УДК: 626/627:532(075.8)

ББК: 30.123я73

Рекомендовано научно-методическим советом ТИИИМСХ
Рассматриваются вопросы гидравлического расчета напорных
и безнапорных систем. Освещается современное состояние
гидравлического расчета трубопроводов, проектирования и
расчета каналов.

Приводятся зависимости для определения величины потери
напора в гидравлических системах. Дается гидравлический расчет
трубопроводов, каналов и гидротехнических сооружений.

Учебное пособие рассчитано на студентов технического
направления бакалавриата и специальностей магистратуры.

Рецензенты:

Э.Ж. Махмудов — д.т.н., проф.,

Х. Файзиев — к.т.н., доц.



ВВЕДЕНИЕ

Гидравлика — наука, изучающая законы равновесия и механического движения жидкостей и разрабатывающая методы применения этих законов для решения различных прикладных задач. В настоящее время почти во всех областях техники применяются различные гидравлические устройства, основанные на использовании гидравлических законов. Главнейшие области применения гидравлики — гидротехника, мелиорация и водное хозяйство, гидроэнергетика, водоснабжение и канализация, водный транспорт, машиностроение, авиация и т.д.

В данном учебном пособии изложены основные понятия гидравлики, описываются гидравлические явления и приводятся основные сведения о методах и способах различных гидравлических расчетов. Рассматриваются вопросы гидравлического расчета напорных и безнапорных систем. Освещается современное состояние подходов к гидравлическому расчету трубопроводов, проектированию и расчету каналов.

Приводятся зависимости для определения величины потери напора в гидравлических системах. Дается гидравлический расчет трубопроводов, каналов и гидротехнических сооружений.

Учебное пособие составлено в соответствии с программами предмета гидравлика для направления бакалавриата «водное хозяйство и мелиорация», «гидротехническое строительство» и гидрология (водохранилищ).

Широкое развитие мелиорации и водного хозяйства в нашей стране приводит к созданию новых, технически более совершенных, мелиоративных систем. Для обеспечения надежной работы этих систем проводятся гидравлические расчеты, которые являются важной частью комплекса инженерных расчетов объектов и сооружений, входящих в

состав систем. Поэтому в учебном пособии уделено большое внимание гидравлическим условиям работы мелиоративных каналов, гидротехнических сооружений и трубопроводов.

В учебное пособие включены примеры и задачи, которые недостаточно подробно изложены в учебниках по гидравлике.

В некоторых разделах учебного пособия студентам рекомендуется обращаться к гидравлическим справочникам и нормативной литературе.

Предлагаемое учебное пособие обладает определенной методической и научной преемственностью по отношению к другим подобным учебным пособиям.

Авторы выражают благодарность доценту кафедры "Гидравлика" т.ф.н. П.Н. Гуриной, за ценные советы и предоставленные материалы для улучшения качества учебного пособия.

1. ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЖИДКОСТЕЙ

1.1. Основные физические свойства реальной жидкости и ее характеристики

Капельные жидкости обладают двумя свойствами:

1. **Текучесть** — слабое сопротивление изменению своей формы (в отличие от твердых тел), что обуславливается пренебрежимо малой величиной внутренних касательных напряжений в покоящейся жидкости $\tau \approx 0$.

2. Малое изменение объема жидкости при изменении давления и температуры (в отличие от газов).

Это свойство жидкости характеризуется коэффициентами объемного сжатия β_V и температурного расширения β_t .

Коэффициент объемного сжатия β_V — это относительное изменение объема жидкости на единицу изменения давления.

$$\beta_V = \frac{\Delta V}{V_{\Delta P}}, \quad (1.1)$$

где V — первоначальный объем; ΔV — изменение объема, соответствующий изменению давления на величину ΔP .

В системе СИ величина β_V выражается в Па^{-1} и для воды при давлении до 500 ат. и температуре до 20°C равен

$$\beta_V \approx \frac{1}{2 \cdot 10^9} \text{Па}^{-1},$$
$$\left(\beta_V \approx \frac{1}{20000} \text{см}^2 / \text{кгс} \right),$$

Здесь Па — давление, выраженное в Паскалях (см. пункт 2.4).

Коэффициент температурного расширения β_t выражает относительное изменение объема жидкости при изменении температуры на 1 градус:

$$\beta_t = \frac{\Delta V}{V \Delta t} \quad (1.2)$$

Для воды в нормальных условиях можно принимать:

$$\beta_t = \frac{1}{10000} \text{ } ^\circ \text{C}^{-1}.$$

Жидкости между собой различаются плотностью и удельным весом.

Плотность ρ — это распределение массы жидкости в единице объема:

$$\rho = \frac{M}{W} \quad (1.3)$$

Плотность пресной воды при температуре 4°C , $\rho_4 = 1000 \text{ кг/м}^3$.
Удельный вес γ — это вес единицы объема жидкости:

$$\gamma = \frac{G}{W} \quad (1.4)$$

Удельный вес пресной воды при температуре 4°C ,

$$\gamma_4 = 1000 \text{ кгс/м}^3 = 1 \text{ тс/м}^3 = 9810 \text{ н/м}^3.$$

Между плотностью и удельным весом существует связь:

$$\gamma = g\rho, \quad (1.5)$$

где: g — ускорение свободного падения.

Для выражения величин в системах СИ и МКГСС следует привести следующие данные:

Система

Ед. изм.	L	F	M	T	$1 \text{ Н} = 1 \text{ кг} \cdot 1 \text{ м/с}^2$
СИ	м	Н	кг	с	$1 \text{ кгс} = 1 \text{ кг} \cdot 9.81 \text{ м/с}^2$

1.2. Примерный состав задач по теме 1

Цель решения задач — закрепить знание основных физических свойств жидкостей, научить студентов свободно пользоваться основными зависимостями для определения величин ρ и γ , показать связь между этими величинами, научить студентов тому, как выражать величины в системе единиц измерения.

Пример 1.1

Сосуд наполнен жидкостью, занимающей объем $V = 3 \text{ м}^3$. На сколько уменьшится этот объем при увеличении давления на величину $\Delta P = 300 \text{ кгс/см}^2$

Решение:

Коэффициент объемного сжатия $\beta_v = 10^{-4} \text{ см}^2/\text{кгс}$.

Изменение объема при увеличении давления определим из выражения:

$$\beta_v = \frac{\Delta V}{V \Delta P},$$

$$\Delta V = \beta_v \cdot V \cdot \Delta P = 3 \cdot 100^3 \cdot 300 = \frac{900}{2} = 0,045 \text{ см}^3.$$

Пример 1.2

В отопительной системе (котел, радиаторы, трубопроводы) небольшого дома содержится $V = 0,5 \text{ м}^3$ воды. Сколько воды дополнительно войдет в расширительный сосуд при нагревании от 20°C до 90°C . Коэффициент объемного расширения $\beta_t = 0,0004^\circ\text{C}^{-1}$

Решение:

Изменение объема воды ΔV при нагревании определим из уравнения:

$$\beta_t = \frac{\Delta V}{V \Delta t},$$

$$\Delta V = \beta_t V \Delta t = 0,0004 \cdot 0,5 \cdot (90^\circ - 20^\circ) = 0,0002 \cdot 70 = 0,014 \text{ м}^3.$$

Пример 1.3

Резервуар объемом 300 л заполнен жидкостью, плотность которой $\rho_{cu} = 0,75 \frac{г}{см^3}$. Определить удельный вес жидкости.

Решение:

1. Плотность в единицах системы СИ:

$$\rho_{cu} = 0,75 \frac{г}{см^3} = \frac{0,75 \cdot 100^3}{1000} = 750 \frac{кг}{м^3}.$$

2. Удельный вес жидкости в единицах системы:

$$а) СИ: \gamma_{cu} = \rho_{cu} \cdot g = 750 \cdot 9,81 = 7360 \frac{Н}{м^3}$$

$$б) МКГСС: \gamma_T = \frac{\gamma_{cu}}{9,81} = \frac{7360}{9,81} = 750 \frac{кгс}{м^3}.$$

3. Вес жидкости в единицах систем:

$$а) СИ: G_{cu} = V \cdot \gamma_{cu} = 0,3 \cdot 7360 = 2208 Н;$$

$$б) МКГСС: G_T = V \cdot \gamma_T = 0,3 \cdot 750 = 225 кгс.$$

Пример 1.5

Определить плотность жидкости ρ , налитой в левую часть открытых сообщающихся сосудов (площадь поперечного сечения их одинакова), если в правом колене вода с удельным весом

$$\gamma = 1000 \frac{кгс}{м^3} \text{ и } H_1 = 400 \text{ мм. } H_2 = 300 \text{ мм (рис. 1.1)}$$

Решение:

Объем воды и жидкости в левом и правом сосудах выше плоскости О-О имеют одинаковый вес, поэтому:

$$\gamma \cdot H_2 \cdot \omega = \gamma_{жс} \cdot H_1 \cdot \omega \text{ или } \gamma \cdot H_2 = \gamma_{жс} \cdot H_1$$

$$\text{получим: } \gamma_{жс} = \frac{\gamma \cdot H_2}{H_1}.$$

Удельный вес жидкости в единицах:

а) системы СИ: $\gamma_{ж}^{cu} = 750 \cdot 9,81 = 7360 \frac{H}{M^3},$

б) системы МКГСС: $\gamma_{ж}^{cu} = \frac{\gamma_T \cdot H_1}{H_1} = \frac{1000 \cdot 300}{400} = 750 \frac{кгс}{M^3}.$

3. Плотность жидкости, выраженная единицами измерения:

а) Системы СИ: $\rho_{ж(си)} = \frac{\gamma_{ж}}{9,81} = \frac{7360}{g} = 750 \frac{кг}{M^3},$

б) Системы МКГСС: $\rho_{ж(г)} = \frac{\gamma_{ж(г)}}{g} = \frac{750}{9,81} = 76,4 \frac{кгс \cdot c^2}{M^4}.$

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ В ТОЧКЕ, СПОСОБЫ ЕГО ИЗМЕРЕНИЯ И ЧИСЛОВОГО ВЫРАЖЕНИЯ

2.1. Гидростатическое давление в точке, его свойства и размерность

Гидростатическое давление в точке выражается как:

$$p = \lim_{\Delta \omega \rightarrow 0} \left(\frac{P}{\omega} \right), \quad (2.1)$$

где : P — сила, действующая на рассматриваемую площадь ω . Гидростатическое давление имеет два свойства:

1. Гидростатическое давление действует нормально к площадке действия и направленно по внутренней нормали.

2. Величина гидростатического давления в данной точке по всем направлениям одинакова (этот закон демонстрируется на приборе Гартля).

2.2. Основное уравнение гидростатики в случае действия на жидкость только силы тяжести и его следствия

Основное уравнение гидростатического давления в дифференциальной форме имеет вид:

$$dp = \rho (Xdx + Ydy + Zdz)$$

Дифференциальное уравнение для рассматриваемого случая имеет следующий вид:

$$dp = -\rho \cdot g \cdot dz = -\gamma dz, \quad (2.2)$$

$$\frac{dp}{\gamma} + dz = 0. \quad (2.3)$$

Рассматриваем покоящуюся жидкость, внутри которой намечаем точку A с ординатой Z .

На поверхности жидкости действует поверхностное давление P_0 . Ордината точки на поверхности жидкости Z_0 (рис. 2.1).

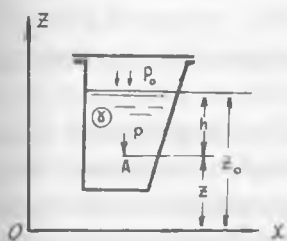


Рис. 2.1. Давление P для «тяжелой жидкости»

После интегрирования выражения (2.3) получим:

$$\frac{P}{\gamma} + Z = \frac{P_0}{\gamma} + Z_0 = \text{const.} \quad (2.4)$$

Это уравнение называется основным уравнением гидростатики. Из этого уравнения вытекают следующие следствия:

А) Формула для определения гидростатического давления в точке

В покоящейся жидкости с удельным весом γ проведем оси координат и возьмем 2 точки; одну на поверхности жидкости, где давление P_0 , другую точку А на глубине h , давление в которой требуется определить (рис. 2.1). Применяя к этим точкам уравнение (2.4) после преобразования получим:

$$P = P_0 + \gamma h. \quad (2.5)$$

Это и есть формула для определения давления в покоящейся жидкости.

Б) Поверхность равного давления. Плоскость сравнения

Поверхность, проведенная в покоящейся жидкости таким образом, что давление во всех ее точках будет одинаковым и называется поверхностью равного давления.

В случае, когда объемные силы F представлены только силами тяжести, т.е

$$F = G.$$

дифференциальное уравнение равновесия жидкости будет иметь вид:

$$dp = -\rho \cdot g \cdot dz = 0, \quad (2.6)$$

т.к. $g \neq 0$ и $\rho \neq 0$, то для выполнения равенства должно быть $dz=0$, т.е. $Z=\text{const}$.

Таким образом, когда на жидкость действуют только силы тяжести, поверхностью равного давления будет горизонтальная плоскость. Свободная поверхность жидкости является частным случаем поверхности равного давления.

Для определения координаты Z отдельных точек жидкости используется горизонтальная плоскость, проводимая на произвольной высоте. Эта плоскость называется плоскостью сравнения и обозначается О-О (рис. 2.2).



Рис. 2.2. К закону сообщающихся сосудов

В) Закон Паскаля

Из основного уравнения гидростатики, записанного в виде (2.5) видно, что в случае изменения поверхностного (внешнего) давления на некоторую величину ΔP_0 , на такую же величину изменится давление P во всех точках жидкости.

Согласно закону Паскаля, изменение поверхностного давления в любой точке покоящейся жидкости, не нарушающее ее равновесия, передается во все точки без изменения (пример 2.2).

Г) Сообщающиеся сосуды

Для анализа условий равновесия жидкостей в сообщающихся сосудах (рис. 2.2) применяется основное уравнение гидростатики.

Сообщающиеся сосуды 1 и 2 закрыты и наполнены различными жидкостями, не смешивающимися между собой, давления на поверхности жидкости P_{01} и P_{02}

Как видно из рис. 2.2, давление в точках «С»:

в первом сосуде $p_{C1} = p_{01} + \gamma_1 h_1$,

во втором сосуде $p_{C2} = p_{02} + \gamma_2 h_2$, но $p_{C1} = p_{C2}$,

т.к. точки «С» лежат на одной горизонтальной поверхности О-О, являющейся плоскостью равных давлений, поэтому будет:

$$p_{01} + \gamma_1 h_1 = p_{02} + \gamma_2 h_2,$$

или

$$p_{01} - p_{02} = \gamma_2 h_2 - \gamma_1 h_1.$$

Последняя зависимость позволяет решить ряд разных задач.

Случай 1: В сообщающиеся сосуды налита одинаковая жидкость при одинаковых давлениях на ее поверхности. Т.к. $\gamma_1 = \gamma_2$ и $p_{01} = p_{02}$ то $h_1 = h_2$.

Случай 2: В сообщающиеся сосуды налита одинаковая жидкость, но давления на ее поверхности различны. При равенстве $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma$

$$\Delta p = p_{01} - p_{02} = \gamma(h_2 - h_1).$$

Случай 3: В сообщающиеся сосуды налиты различные несмешивающиеся жидкости, но давления на их поверхности одинаковы, т.е. $p_{01} = p_{02}$, тогда будет равенство $\gamma_1 h_1 = \gamma_2 h_2$.

Следовательно: $\frac{h_1}{h_2} = \frac{\gamma_2}{\gamma_1}$.

На принципе действия сообщающихся сосудов основано устройство водомерных стекол (случай 1), приборов для измерения давления (случай 2) и определения удельного веса жидкости (случай 3).

2.3. Техническая характеристика гидростатического давления и формулы для его определения

На любую точку в жидкости действует абсолютное давление:

$$p_A = p_0 + \gamma h. \quad (2.7)$$

Если свободная поверхность жидкости открыта, то поверхностное (внешнее) давление равно атмосферному $p_0 = p_a$.

Если свободная поверхность закрыта, то p_0 может быть больше или меньше p_a .

Если абсолютное давление в точке больше атмосферного $p_A > p_a$, то избыток абсолютного давления над атмосферным называется манометрическим:

$$p_m = p_A - p_a. \quad (2.8)$$

Если абсолютное давление меньше атмосферного $p_A < p_a$, недостаток до атмосферного называется вакуумметрическим давлением, величина которого равна:

$$p_{\text{вак}} = p_a - p_A. \quad (2.9)$$

Весовое давление зависит от глубины погружения точки и объемного веса жидкости:

$$p_g = \gamma h. \quad (2.10)$$

В случае, когда на свободную поверхность жидкости действует атмосферное давление, весовое давление равно манометрическому:

$$\gamma h = p_A - p_0 = p_m. \quad (2.11)$$

2.4. Способы числового выражения величины гидростатического давления

В системе СИ давление выражается в Паскалях (Па):

$$1 \text{ Па} = 1 \text{ Н} / \text{м}^2$$

$1 \text{ Па} = 0.0000102 \text{ ат}$. (техническая атмосфера);

$1 \text{ кгс} / \text{см}^2 = 1 \text{ ат} = 98100 \text{ Па} \approx 100 \text{ кПа}$ (кило Паскаль).

Для воды манометрическое давление на глубине $h = 10 \text{ м}$ равно 98.10 кПа или $\approx 100 \text{ кПа}$, или 1 ат или $10000 \text{ кгс} / \text{м}^2 = 10 \text{ тс} / \text{м}^2$

Один миллиметр ртутного столба создает давление, равное $132.2 \text{ Па} \approx 133 \text{ Па}$

Столбик ртути высотой 735 мм создает давление в 1 ат.

2.5. Определение давления в точке по показаниям приборов

Все приборы для измерения давления делятся на две основные группы: жидкостные (трубные) и механические.

К жидкостным приборам относят пьезометры (рис. 2.3), U-образные манометры (рис. 2.4) и вакуумметры (рис. 2.5, рис. 2.6), ртутно-чашечные манометры (рис. 2.7), дифференциальные манометры (рис. 2.8) и др.

Основной частью жидкостных приборов является стеклянная трубка, диаметром от 10 до 20 мм, по отметке уровня жидкости в которой, производится измерение давления. Жидкость в трубке может быть та же, что и в сосуде или другая: ртуть, спирт и т.д.

Если в измерительном приборе жидкость та же, что и в сосуде, то при измерении давления необходимо определить пьезометрическую h_p или вакуумметрическую $h_{\text{вак}}$ высоту.

h_p — высота столба жидкости в открытом пьезометре или U-образном манометре над рассматриваемой точкой (рис. 2.3). Пьезометрическая высота отвечает манометрическому давлению:

$$p_m = \gamma \cdot h_p.$$

Если в точке известно абсолютное давление p_A , то h_p определяется по зависимости:

$$h_p = \frac{p_A - p_a}{\gamma} \quad (2.12)$$

Из этой зависимости по известной h_p легко определяется p_A . В жидкости, находящейся в состоянии покоя, давление в точке А (рис. 2.3) как со стороны пьезометра, так и со стороны сосуда одинаково:

$$p_a + \gamma h_p = p_0 + \gamma h. \quad (2.13)$$

Откуда получаем выражение для определения пьезометрической высоты:

$$h_p = \frac{p_0 - p_a}{\gamma} + h. \quad (2.14)$$

В открытом сосуде, когда $p_0 = p_a$,

$$h_p = h.$$

Если абсолютное давление в точке меньше атмосферного, то в данной точке измеряется вакуум или вакуумметрическое давление $p_{\text{вак}}$, выражаемое вакуумметрической высотой $h_{\text{вак}}$:

$$p_{\text{вак}} = \gamma \cdot h_{\text{вак}},$$

где: $h_{\text{вак}}$ определяется как разница отметок точки, в которой измеряется давление и свободной поверхностью жидкости в U-образном вакуумметре (рис. 2.5).

Дифференциальные манометры (рис. 2.8) используются для измерения разности давления в двух точках. Наиболее часто применяются дифференциальные ртутные манометры. Разница давления определяется по зависимости:

$$\Delta p = p_1 - p_2 = \Delta h (\gamma_{\text{рт}} - \gamma), \quad (2.15)$$

где: $\gamma_{\text{рт}}$ — удельный вес ртути;

γ — удельный вес жидкости в сосудах, где измеряется давление;

Δh — разность отметок уровня жидкости в дифференциальном манометре.

Манометрическое давление или вакуум с помощью механических приборов измеряются непосредственно по показаниям приборов.

2.6. Примерный состав задач по теме 2

Пример 2.1

Определить давление на свободной поверхности в закрытом резервуаре с бензином, если уровень бензина в открытом пьезометре выше уровня бензина в резервуаре на $h=2\text{м}$, а удельный вес бензина $\gamma_{\text{б}} = 0.75 \text{ гс/см}^3$ (рис. 2.12).

Решение:

1. Проведем плоскость равного давления $O-O$ по свободной поверхности в резервуаре. Давление на свободной поверхности в резервуаре и в точке S пьезометра равны между собой $p_0 = p_S$.

Абсолютное давление на поверхности бензина будет:

$$\begin{aligned} p_{a(o)} &= p + \gamma \sigma \cdot h = 1 \text{ кгс/см}^2 + 0.75 \text{ гс/см}^3 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \text{ м} \cdot 10^2 = \\ &= 1.15 \text{ кгс/см}^2 = 1.15 \text{ ат} = 112800 \text{ н/м}^2 \approx 115 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

2. Манометрическое давление на поверхности определится так:

$$\begin{aligned} p_m &= p_{a(o)} - p_a = \gamma \sigma \cdot h = 0.75 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^2 = \\ &= 0.15 \text{ кгс/см}^2 = 15 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Пример 2.2

Определить силу, с которой гидравлический пресс будет сжимать образец (рис. 2.13), если известно :

$$q = 5 \text{ Н}; \quad a = 0.2 \text{ м}; \quad b = 0.05 \text{ м}; \quad d = 10 \text{ мм}; \quad D = 100 \text{ мм};$$

Решение:

1. Давление манометрическое под малым поршнем будет:

$$\begin{aligned} p_m &= q(a+b)/b \cdot 0.785 d^2 = 5 \cdot (0.8+0.05)/0.05 \cdot 0.785 \cdot 0.01^2 = \\ &= 318000 \text{ Па} = 318 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

2. Давление под большим поршнем считаем таким же, как и под малым, и сила, сжимающая образец, будет:

$$P = \Omega p_m = 0.785 \cdot 0.1^2 \cdot 318000 = 2500 \text{ н} = 253 \text{ кгс}.$$

Пример 2.3

Определить разность давлений в резервуарах А и В (рис. 2.16), заполненных бензином, если показание дифференциального ртутного манометра:

$$h_{pm} = 100 \text{ мм}, \quad \gamma \sigma = 0.8 \text{ г/см}^3.$$

Решение:

Составим уравнение равновесия относительно плоскости равного давления $O-O$:

$$p_1 + \gamma_\sigma (h + h_{pm}) = p_2 + \gamma_\sigma \cdot h + \gamma_{pm} \cdot h_{pm}$$

Из уравнения найдем разность давлений в резервуарах:

$$\Delta p = p_1 - p_2 = \gamma_{pm} \cdot h_{pm} - \gamma_\sigma \cdot h_{pm} = h_{pm}(\gamma_{pm} - \gamma_\sigma),$$

$$\Delta p = 10(0.0136 - 0.0008) = 0.128 \text{ кгс/см}^2 = 12.8 \text{ кПа}.$$

Пример 2.6



Рис. 2.3. Пьезометр

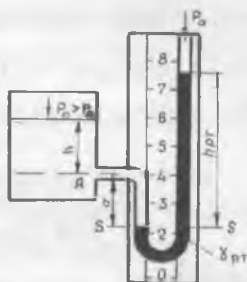


Рис. 2.4. U-образный ртутный манометр

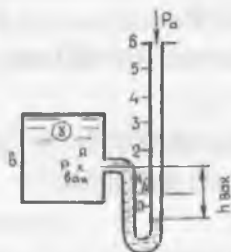


Рис. 2.5. U-образный вакуумметр

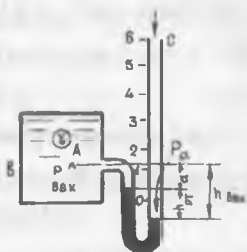


Рис. 2.6. U-образный ртутный вакуумметр

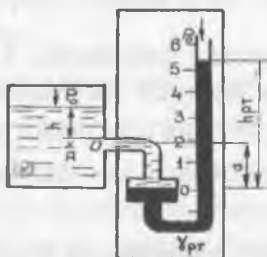


Рис. 2.7. Чашечный мановакуумметр

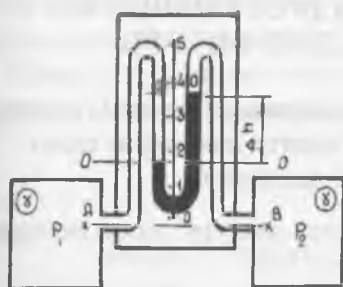


Рис. 2.8. Дифференциальный манометр



Рис. 2.9. Пружинный манометр



Рис. 2.10. Мембранный манометр



Рис. 2.11. Мембранный мановакуумметр

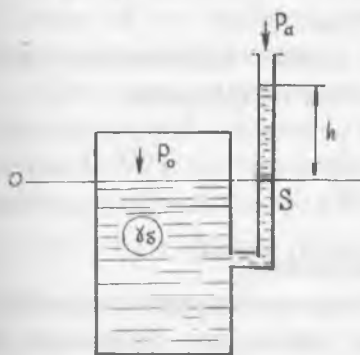


Рис. 2.12. К примеру 2.1

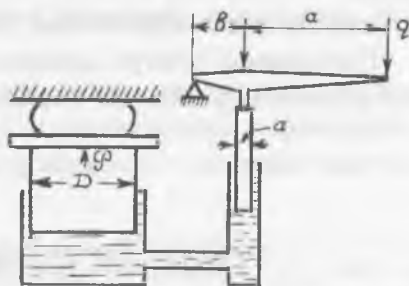


Рис. 2.13. К примеру 2.2

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛЫ ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА ПЛОСКИЕ ФИГУРЫ

3.1. Аналитический способ определения величины, линии действия и точки приложения (центр давления) силы гидростатического давления

Сила, действующая на плоскую фигуру произвольной формы, определяется по формуле:

$$P = (p_0 + \gamma h_c) \omega, \quad (3.1)$$

где p_0 — поверхностное давление;

γ — удельный вес жидкости;

h_c — глубина центра тяжести смоченной поверхности фигуры, на которую давит жидкость;

ω — площадь этой фигуры.

В случае, когда на поверхности жидкости действует атмосферное давление, определяется сила избыточного (весового) давления:

$$P = \gamma h_c \cdot \omega. \quad (3.2)$$

Сила весового давления равна площади смоченной поверхности фигуры, умноженной на величину давления в центре тяжести этой фигуры. Направление линии действия силы гидростатического давления перпендикулярно к плоскости рассматриваемой фигуры.

Положение центра давления (точки приложения силы избыточного давления) определяется по формуле:

$$y_d = y_c + \frac{I_c}{\omega y_c}, \quad (3.3)$$

где y_d — координата центра давления;

y_c — координата центра тяжести рассматриваемой фигуры.

Здесь необходимо обратить внимание студентов на положение оси Oy : ось Oy представляет собой линию

пересечения плоскости рассматриваемой фигуры с вертикальной плоскостью.

Начало координат лежит на поверхности жидкости, где действует атмосферное давление:

$$e = \frac{I_c}{y_c \omega} \quad (3.4)$$

I_c — момент инерции плоской фигуры относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести фигуры;

e — эксцентриситет.

3.2. Случай действия силы гидростатического давления на горизонтальную плоскость. Гидростатический парадокс

В частном случае горизонтальной плоской фигуры, когда на свободной поверхности действует атмосферное давление $p_0 = p_a$, величина силы избыточного (весового) давления определяется по формуле:

$$P = \gamma H \omega, \quad (3.5)$$

При равенстве p_0 , плотностей ρ , площадей основания ω и глубин H , независимо от формы сосуда, сила давления на горизонтальное дно будет одной и той же (гидростатический парадокс).

Здесь H — глубина рассматриваемой плоскости под свободной поверхностью.

При этом гидростатическое давление во всех точках горизонтальной плоскости распределяется равномерно, поэтому $e=0$ и центр давления совпадает с центром тяжести рассматриваемой плоскости.

3.3. Эпюра гидростатического давления

Эпюра гидростатического давления — это графическое изображение распределения давления на поверхности, ограничивающей жидкость.

Формула для определения абсолютного гидростатического давления в точке:

$$p_A = p_0 + \gamma H.$$

Изменение гидростатического давления по глубине подчиняется линейному закону.

Для построения эпюры гидростатического давления, действующего на плоскую прямоугольную фигуру, необходимо определить значения p в верхней и нижней точках рассматриваемой фигуры и отложить значение вектора p перпендикулярно к ее плоскости. Концы отрезков, выражающих величину p , соединить прямой линией (рис. 3.1 а,б,в,г).

При построении эпюры давления удобно принимать масштабы: линейный M_L в 1 см - N_M ; — масштаб давления M_p в 1 см - N_{mc}/m^2 .

3.4. Графоаналитический способ определения величины силы гидростатического давления, действующей на плоские прямоугольные фигуры с горизонтальным основанием и положения центра давления

Для графоаналитического решения задачи надо построить эпюру гидростатического давления на рассматриваемую плоскость, как указано в пункте 3.3, при этом величина силы определится по формуле:

$$P = \Omega \cdot B, \quad (3.6)$$

где: Ω — площадь эпюры гидростатического давления;

B — ширина рассматриваемой плоскости в направлении, перпендикулярном к чертежу.

Величина силы определяется объемом эпюры гидростатического давления. Поэтому линия действия силы проходит через центр тяжести эпюры и направлена перпендикулярно к рассматриваемой плоскости (рис. 3.4).

В случае действия жидкости на стенку с двух сторон, объем эпюры, выражающей величину силы, определяется путем алгебраического сложения эпюр слева и справа.

3.5. Примерный состав задач по теме 3

Пример 3.1

Определить силу давления на горизонтальное дно резервуара, заполненного бензином, удельный вес которого $\gamma_b = 0,8 \text{ тс/м}^3$. Размеры резервуара: $h_2 = 1 \text{ м}$; $a = 1 \text{ м}$; $b = 3 \text{ м}$; К резервуару подсоединена трубка, в которой бензин поднялся на высоту $h_1 = 2 \text{ м}$ (рис. 3.2).

Решение:

1. Величина силы :

$$P = \gamma \cdot h_c \cdot \omega = \gamma \cdot H \cdot \omega = \gamma (h_1 + h_2) \omega = 0,8 \cdot (2 + 1) \cdot 3 \cdot 1 = 7,2 \text{ тс}.$$

2. Направлена сила вертикально вниз, приложена в центре дна.

Пример 3.2

Определить величину и точку приложения силы гидростатического давления воды на вертикальный щит шириной $b = 2 \text{ м}$, если глубина воды перед щитом $H = 3 \text{ м}$ (рис. 3.4).

Решение:

1. Сила давления воды на щит :

$$P = \gamma h_c \omega = \gamma \frac{H}{2} b H = 1,0 \cdot \frac{3,0^2}{2} \cdot 2,0 = 9,0 \text{ тс}.$$

2. Координата центра давления

$$y_a = y_c + \frac{J_c}{y_c \cdot \omega} = \frac{H}{2} + \frac{b \cdot H^3 \cdot 2}{12 \cdot H b H} = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} \cdot 3 = 2,0 \text{ м}.$$

Пример 3.3

Определить силу давления воды и положение центра давления графоаналитическим способом для условий, приведенных в примере 3.2.

Решение:

1. Величина силы определяется по формуле (3.6). Построение эпюры гидростатического давления пояснено в пункте 3.3. В рассматриваемом случае форма эпюры будет иметь треугольную форму и ее площадь равна:

$$\Omega = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1,0 \cdot 3,0^2}{2} = 4,5 \text{ тс/м.}$$

Сила давления :

$$P = \Omega \cdot b = 4,5 \cdot 2,0 = 9,0 \text{ тс.}$$

2. Положение центра давления

В случае треугольной эпюры центр тяжести ее находится на $\frac{1}{3}$ от основания, или координата центра давления будет :

$$y_e = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} 3,0 = 2,0 \text{ м.}$$

Пример 3.4

Определить силу давления воды на затвор донного водовыпуска эллиптической формы, оси которого равны $a=2\text{м}$, $b=1.5\text{м}$ (рис. 3.5), и точку приложения силы. Глубина воды перед плотиной $H=4\text{м}$.

Решение:

1. Сила давления на затвор

$$\begin{aligned} P &= \gamma h_c \omega = \gamma \left(H - \frac{a \cdot \sin 45^\circ}{2} \right) \cdot 0,785 b a = \\ &= 1,0 \left(4 - \frac{2,0 \cdot 0,707}{2} \right) \cdot 0,785 \cdot 2,0 \cdot 1,5 = 7,77 \text{ тс.} \end{aligned}$$

2. Координата центра давления:

$$y_d = y_e + \frac{J_e}{y_e \omega} = \left(H - \frac{a \cdot \sin 45^\circ}{2} \right) \frac{1}{\sin 45^\circ} + \left(H - \frac{a \cdot \sin 45^\circ}{2} \right) \cdot \frac{\pi \cdot a^3 b}{64} \cdot \frac{4}{\pi \cdot a \cdot b} = 4,72 \text{ м.}$$

Пример 3.5

Щит, перекрывающий канал, расположен под углом 45° к горизонту и закреплен шарнирно к опоре над водой. Определить необходимое усилие T для открытия щита, если ширина его $b=2\text{м}$; глубина воды перед щитом $H=2.5\text{м}$ и за

щитом $h=1\text{ м}$. Шарнир расположен выше воды верхнего бьефа на $S=0.5\text{ м}$. Весом щита и трением в шарнире пренебречь.

Решение:

1. Величина силы давления воды на щит :

$$\text{слева } P_1 = \gamma h_{c1} \omega = \gamma \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H}{\sin 45^\circ} \cdot b = 1,0 \frac{2,5^2 \cdot 2,0}{2 \cdot 0,707} = 8,8 \text{ мс},$$

$$\text{справа } P_2 = \gamma h_{c2} \cdot \omega = \gamma \frac{h^2 b}{2 \sin 45^\circ} = 1,0 \frac{1,0^2 \cdot 2,0}{2 \cdot 0,707} = 1,42 \text{ мс}.$$

2. Расстояние от шарнира до центра давления сил:

$$\text{слева } l_1 = \frac{S}{\sin 45^\circ} + \frac{2H}{3 \sin 45^\circ} = \frac{0,5}{0,707} + \frac{2 \cdot 2,5}{3 \cdot 0,707} = 2,93 \text{ м}.$$

$$\text{справа } l_2 = \frac{S+H}{\sin 45^\circ} - \frac{h}{3 \sin 45^\circ} = \frac{3,0}{0,707} - \frac{1,0}{3 \cdot 0,707} = 3,77 \text{ м}$$

3. Уравнение моментов сил относительно шарнира 0:

$$P_1 \cdot l_1 - P_2 \cdot l_2 - T \cdot t = 0$$

$$\text{откуда } T = \frac{P_1 \cdot l_1 - P_2 \cdot l_2}{t} = \frac{8,8 \cdot 2,93 - 1,42 \cdot 3,77}{3,0} = 6,78 \text{ мс}.$$

Пример 3.6

Резервуар заполнен водой на глубину $H=3,0\text{ м}$. На поверхности воды действует манометрическое давление $p_c=20\text{ кПа}=0,2\text{ кг/см}^2$. Определить силу, действующую на стенку СД шириной $b=3,0\text{ м}$, и точку приложения ее.

Решение:

1. Для построения эпюры давления вычислим манометрическое давление в точках С и Д :

$$p_C = 0,2 \text{ кг/см}^2 = 20 \text{ кПа},$$

$$p_D = p_C + \gamma H = 0,2 + 0,001 \cdot 300 = 0,5 \text{ кгс/см}^2 = 50 \text{ кПа}.$$

По вычисленным давлениям в точках С и Д строим эпюру гидростатического давления НКСД площадью Ω .

2. Сила гидростатического давления

$$P = \Omega \cdot b = \frac{p_c + (p_c + \gamma H)}{2} \cdot Hb = \frac{0,2 + 0,2 + 0,3}{2} \cdot 3,0 \cdot 2,0 = 2,1 \text{ тс.}$$

Пример 3.7

На наклонную стенку АС действует вода с двух сторон. Слева глубина воды $H=3,0$ м, справа — $h=2,0$ м. Ширина стенки $b=2,0$ м. Определить равнодействующую силу весового давления и центр ее приложения.

Решение:

1. Выполнив вычисления давления в точках А и В с левой стороны и В и С с правой стороны стенки, построим эпюры давления. Сложим площади эпюр и определим величину равнодействующей силы:

$$P = \frac{\gamma(H^2 - h^2)}{2 \sin 45^\circ} \cdot b = \frac{1(3,0^2 - 2,0^2)}{2 \cdot 0,707} \cdot 2,0 = 7,07 \text{ тс.}$$

2. Определив центр тяжести эпюры АСДЕ, как указывалось выше, проведем вектор силы P до пересечения со стенкой АС в точке δ .

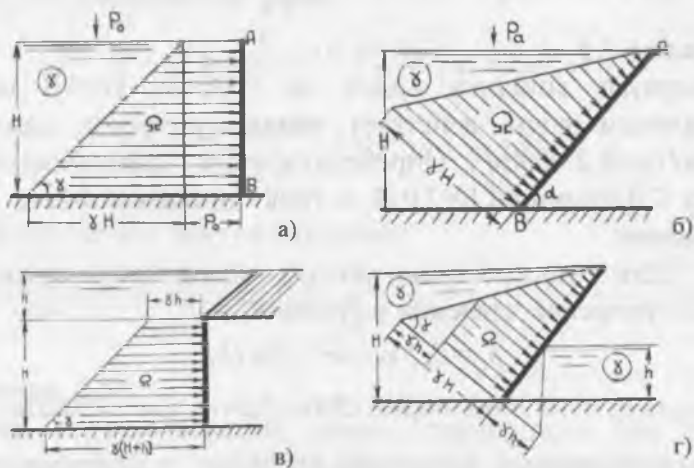


Рис. 3.1. Эпюра гидростатического давления

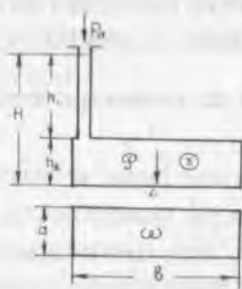


Рис. 3.2. К примеру 3.1

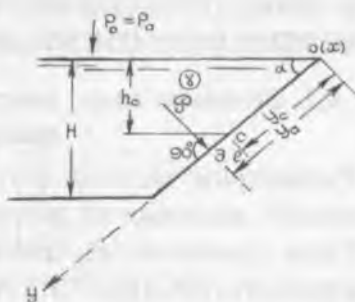


Рис. 3.3. К определению «Сила
весового давления»

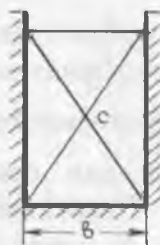
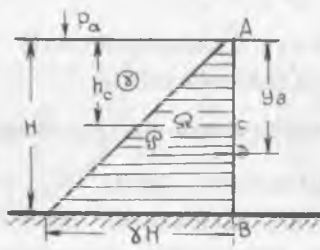


Рис. 3.4. Графоаналитическое определение силы весового
давления на плоские стенки

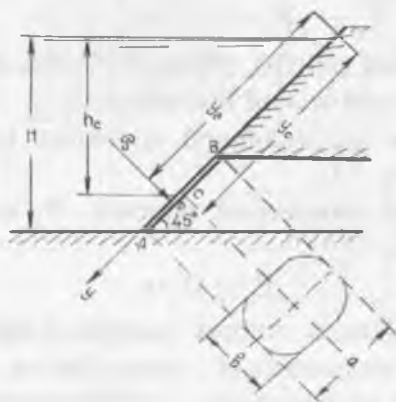


Рис. 3.5. К примеру 3.4

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛЫ ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ПОВЕРХНОСТИ

4.1. Величина силы, действующей на цилиндрические поверхности

Рассмотрим частный случай действия силы избыточного (весового) давления на цилиндрическую поверхность.

Сила давления P , действующая на цилиндрическую поверхность ABC (рис.4.1) с горизонтальными образующими, определяется по формуле:

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}, \quad (4.1)$$

где P_x — горизонтальная составляющая силы;

P_z — вертикальная составляющая силы.

4.1.1. Определение горизонтальной составляющей силы

Горизонтальная составляющая силы P_x равна силе давления на вертикальную проекцию цилиндрической поверхности. P_x может быть определена аналитическим или графоаналитическим способами.

При аналитическом решении P_x определяется по формуле:

$$P_x = \gamma \cdot h_c \cdot \omega_z, \quad (4.2)$$

где: h_c — глубина центра тяжести площади вертикальной проекции цилиндрической поверхности;

ω_z — площадь вертикальной проекции цилиндрической поверхности (рис. 4.1).

При графоаналитическом способе P_x определяется по формуле:

$$P_x = \Omega_x \cdot \sigma, \quad (4.3)$$

где: Ω_x — площадь эпюры давления на вертикальную проекцию цилиндрической поверхности; σ — длина цилиндрической поверхности.

Порядок определения величины и точки приложения P_x аналитическим и графоаналитическим способами такой же,

как и при определении силы гидростатического давления P на прямоугольную вертикальную стенку с горизонтальным основанием.

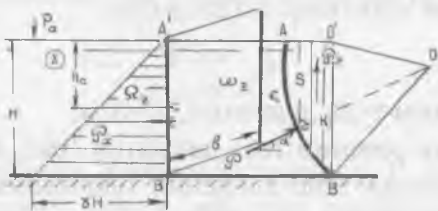


Рис. 4.1. Эпюра давления на цилиндрическую поверхность ABC

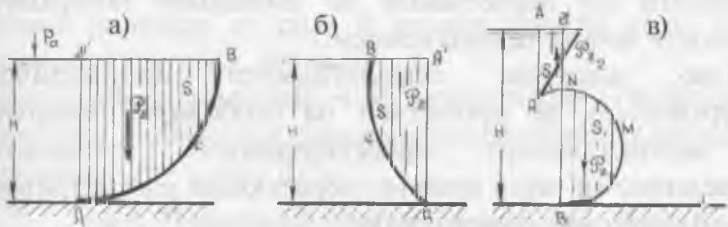


Рис. 4.2. Примеры построения тела давления

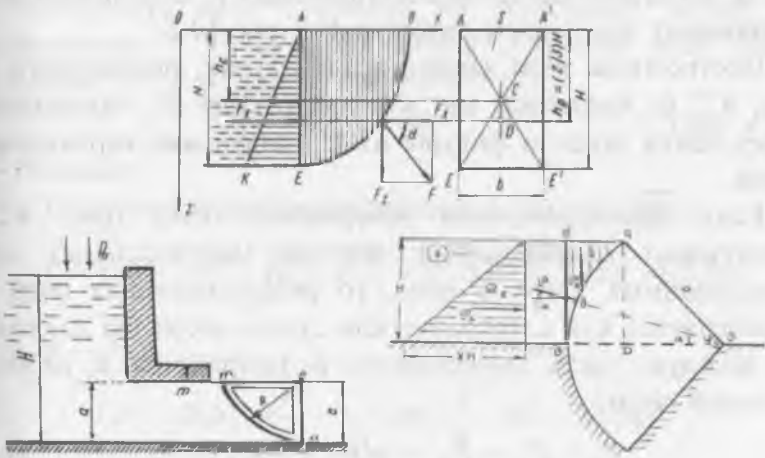


Рис. 4.3. Сила давления на круговую поверхность

4.1.2. Определение вертикальной составляющей силы

Вертикальная составляющая P_z определяется графо-аналитическим способом по формуле:

$$P_z = \gamma \cdot V, \quad (4.4)$$

где: V — объем тела давления, $V = S \cdot e$;

S — площадь сечения тела давления (рис. 4.1; 4.2, а, б, в).

Для построения тела давления необходимо из крайних образующих рассматриваемой цилиндрической поверхности, на которую действует жидкость, провести вертикальные плоскости до пересечения со свободной поверхностью жидкости или ее продолжением.

Тело давления ограничивается цилиндрической поверхностью, ее проекцией на свободную поверхность и вертикальными проектирующими плоскостями, проведенными через крайние образующие рассматриваемой цилиндрической поверхности.

Тело давления может быть заполнено жидкостью (рис. 4.2.а), тогда вертикальная составляющая P_z направлена вниз и проходит через центр тяжести фигуры $AA'B$.

Построенное тело давления для случая, показанного на рис. 4.2. б, находится вне жидкости, сила P_z , проходящая через центр тяжести фигуры ABA' , направлена вертикально вверх.

Если цилиндрическая поверхность AMB (рис. 4.2.в) испытывает одновременно действие вертикальных сил, направленных вверх и вниз, то результирующая сила P_z определяется как алгебраическая сумма весов тел давления на каждую часть поверхности и направлена в сторону большей силы:

$$P_z = P_{z_1} - P_{z_2} = \gamma(V_{NMB} - V_{AA'B'N}). \quad (4.5)$$

4.2. Направление силы P и точки ее приложения

Линия действия силы давления на цилиндрическую поверхность проходит под углом α к горизонту, определяемом по формуле:

$$\operatorname{arctg} \alpha = \frac{P_z}{P_x} \quad (4.6)$$

В общем случае равнодействующая P проходит через точку пересечения линий действия составляющих P_x и P_z под углом α к горизонту.

Если цилиндрическая поверхность представляет собой круговой цилиндр, то сила P должна пройти через центр окружности (рис. 4.3, точка 0).

Выполнив в масштабе соответствующие графические построения, найдем точку приложения силы цилиндрической поверхности P — точку ∂ .

4.3. Примерный состав задач по теме 4

Пример 4.1

Определить силу давления на секторный затвор, ее направление и точку приложения. Глубина воды перед затвором $H=3,0$ м, длина затвора $b=5,0$ м,

$$\angle \varphi = 60^\circ \quad (\text{рис. 4.3.})$$

Решение:

1. Горизонтальная составляющая силы давления:

$$P_x = \gamma \omega_z = \gamma \frac{H}{2} H b = \gamma \frac{H^2}{2} \cdot b = 1,0 \cdot \frac{3,0^2}{2} \cdot 5,0 = 22,5 \text{ мс}$$

или

$$P_x = \Omega_c b = \gamma \frac{H^2}{2} \cdot b = 1,0 \cdot \frac{3,0^2}{2} \cdot 5,0 = 22,5 \text{ мс},$$

P_x проходит через центр тяжести эпюры Ω_x .

2. Вертикальная составляющая P_z определяется по формуле $P_z = \gamma \cdot V = \gamma \cdot S \cdot b$, где площадь поперечного сечения тела давления:

$$S = \omega_{BB'AO} - \omega_{BAO}$$

радиус затвора :

$$R = \frac{H}{\sin \varphi} = \frac{3,0}{\sin 60^\circ} = \frac{3,0}{0,866} = 3,46 \text{ м}$$

$$OD = R \cdot \cos \varphi = 3,46 \cdot 0,5 = 1,73 \text{ м}$$

$$BD = R - OD = 3,46 - 1,73 = 1,73 \text{ м}$$

$$\omega_{BB'AO} = \frac{\overline{B'A} + R}{2} H = \frac{1,73 + 3,46}{2} \cdot 3,0 = 7,79 \text{ м}^2$$

$$\omega_{BAO} = \pi R^2 \frac{\varphi}{360} = 3,14 \cdot 3,46^2 \cdot \frac{1}{6} = 6,28 \text{ м}^2$$

Площадь тела давления:

$$S = 7,79 - 6,28 = 1,51 \text{ м}^2$$

Вертикальная составляющая:

$$P_z = 1,0 \cdot 1,51 \cdot 5,0 = 7,55 \text{ тс}$$

Равнодействующая сила, действующая на секторный затвор:

$$P = \sqrt{22,5^2 + 7,55^2} = 23,8 \text{ тс}$$

Направление линии действия силы определяется углом α к горизонту:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P_z}{P_x} = \frac{7,55}{22,5} = 0,335 \quad \text{тогда} \quad \angle \alpha = 19,5^\circ$$

Пример 4.2

Определить силу давления воды на ее цилиндрическую поверхность ABC, направление ее и центр давления при

следующих заданных величинах: $H=3.0$ м; $d=1.0$ м, длина затвора $b=5.0$ м (рис. 4.5).

Решение:

1. Горизонтальная составляющая силы:

$$P_x = \gamma \left(H - \frac{d}{2} \right) db = 1,0 \left(3,0 - \frac{1,0}{2} \right) \cdot 1,0 \cdot 5,0 = 12,5 \text{ тс}.$$

2. Вертикальная составляющая силы:

$$P_z = \gamma \frac{\pi d^2}{4 \cdot 2} \cdot b = 1,0 \cdot 0,785 \frac{1,0^2}{2} \cdot 5,0 = 1,96 \text{ тс}.$$

3. Сила на затвор будет:

$$P = \sqrt{12,5^2 + 1,96^2} = 12,7 \text{ тс}.$$

4. Угол наклона к горизонту вектора силы F :

$$\angle \alpha = \arctg \frac{1,96}{12,5} = 9^\circ.$$

5. Центр давления определяем графически, как в примере 4.2.

4.4. Закон Архимеда. Плавание тел

Закон Архимеда — закон статики жидкостей и газов, согласно которому на погруженное в жидкость (или газ) тело действует выталкивающая сила, равная весу жидкости в объеме тела.

Кубик с ребром a погружен в воду, причем и вода, и кубик неподвижны. Известно, что давление в тяжелой жидкости увеличивается пропорционально глубине — очевидно, что более высокий столбик жидкости более сильно давит на основание. Гораздо менее очевидно (или совсем не очевидно), что это давление действует не только вниз, но и в стороны, и вверх с той же интенсивностью — это закон Паскаля.

Если рассмотреть силы, действующие на кубик, то в силу очевидной симметрии силы, действующие на противоположные боковые грани, равны и противоположно направлены — они стараются сжать кубик, но не могут влиять на его равновесие

или движение. Остаются силы, действующие на верхнюю и на нижнюю грани. Пусть h — глубина погружения верхней грани, ρ — плотность жидкости, g — ускорение силы тяжести; тогда давление на верхнюю грань равно :

$$p_1 = \rho \cdot g \cdot h$$

а на нижнюю :

$$p_2 = \rho \cdot g(h+a)$$

Сила давления равна давлению, умноженному на площадь, т.е. :

$$F_1 = p_1 \cdot a^2, \quad F_2 = p_2 \cdot a^2,$$

где a — ребро кубика, причем сила F_1 направлена вниз, а сила F_2 — вверх. Таким образом, действие жидкости на кубик сводится к двум силам — F_1 и F_2 и определяется их разностью, которая и является выталкивающей силой:

$$F_2 - F_1 = \rho g(h+a)a^2 - \rho g h a^2 = \rho g a^3$$

Сила — выталкивающая, так как нижняя грань, естественно, расположена ниже верхней и сила, действующая вверх, больше, чем сила, действующая вниз. Величина $F_2 - F_1 = \rho g a^3$ равна объему тела (кубика) a^3 , умноженному на вес одного кубического сантиметра жидкости (если принять за единицу длины 1 см). Другими словами, выталкивающая сила, которую часто называют архимедовой силой, равна весу жидкости в объеме тела и направлена вверх. Этот закон установил античный греческий ученый Архимед, один из величайших ученых Земли.

Если тело произвольной формы занимает внутри жидкости объем V , то действие жидкости на тело полностью определяется давлением, распределенным по поверхности тела, причем заметим, что это давление совершенно не зависит от материала тела — («жидкости все равно на что давить»).

Для определения результирующей силы давления на поверхность тела нужно мысленно удалить из объема V

данное тело и заполнить (мысленно) этот объем той же жидкостью. С одной стороны, есть сосуд с жидкостью, находящейся в покое, с другой стороны внутри объема V — тело, состоящее из данной жидкости, причем это тело находится в равновесии под действием собственного веса (жидкость тяжелая) и давления жидкости на поверхность объема V . Так как вес жидкости в объеме тела равен $\rho g V$ и уравнивается равнодействующей сил давления, то величина ее равна весу жидкости в объеме V , т.е. $\rho g V$.

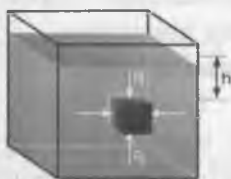


Рис. 4.5

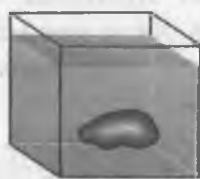


Рис. 4.6

Сделав мысленно обратную замену — поместив в объеме V данное тело и отметив, что эта замена никак не скажется на распределении сил давления на поверхность объема V , можно сделать вывод: на погруженное в покоящуюся тяжелую жидкость тело действует направленная вверх сила (архимедова сила), равная весу жидкости в объеме данного тела.

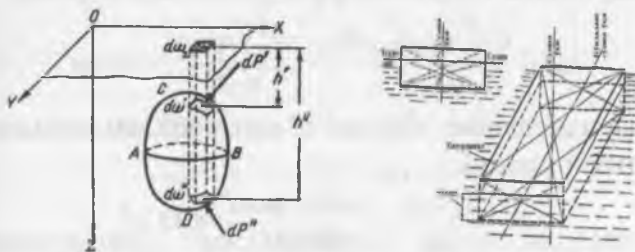


Рис. 4.7

Аналогично можно показать, что если тело частично погружено в жидкость, то архимедова сила равна весу

жидкости в объеме погруженной части тела. Если в этом случае архимедова сила равна весу, то тело плавает на поверхности жидкости. Очевидно, что если при полном погружении архимедова сила окажется меньше веса тела, то оно утонет. Архимед ввел понятие «удельного веса» γ , т.е. веса единицы объема вещества: $\gamma = \rho g$; если принять, что для воды $\gamma = 1$, то сплошное тело из вещества, у которого $\gamma > 1$ утонет, а при $\gamma < 1$ будет плавать на поверхности; при $\gamma = 1$ тело может плавать (зависать) внутри жидкости. В заключение заметим, что закон Архимеда описывает поведение аэростатов в воздухе (в покое при малых скоростях движения).

Примерный состав задач по теме

Пример 4.3.

Автомобиль весом $G_a = 30$ кН установлен на паром размерами $L = 8$ м, $B = 4$ м, $H = 1$ м. Проверить устойчивость парома, если его вес $G_{\text{п}} = 50$ кН приложен на половине его высоты, а центр тяжести автомобиля находится на высоте $h_a = 1$ м от верхней плоскости парома. Установить, как изменится метацентрическая высота h_m , если на автомобиль будет уложен груз $h_1 = 2$ м от верхней плоскости парома.

Решение.

1. Найдем положение центра части парома с автомобилем (без груза) относительно нижней плоскости парома:

$$h_{\text{ц.т.}} = \frac{G \cdot \frac{H}{2} + G_a(h_a + H)}{G_{\text{п}} + G_a} = \frac{50 \cdot \frac{1}{2} + 30(1+1)}{50+30} = 1,063 \text{ м.}$$

2. Водоизмещение парома с автомобилем (объем воды, вытесненной паром) :

$$W = \frac{G_{\text{п}} + G_a}{\rho g} = \frac{50000 + 30000}{1000 \cdot 9,81} = 8,15 \text{ м}^3.$$

3. Осадка парома:

$$h = \frac{W}{BL} = \frac{8,15}{4 \cdot 8} = 0,255 \text{ м.}$$

4. Расстояние центра водоизмещения от нижней плоскости паром :

$$h_{ц.т.} = \frac{h}{2} = \frac{0,255}{2} = 0,127 \text{ м.}$$

5. Расстояние между центром тяжести и центром водоизмещения :

$$e = h_{ц.т.} - h_{ц.в.} = 1,063 - 0,127 = 0,936 \text{ м.}$$

6. Момент инерции площади плоскости плавания :

$$I_0 = \frac{BL^3}{12} = \frac{8 \cdot 4^3}{12} = 42,7 \text{ м}^4$$

7. Метacentрическая высота:

$$h_M = \frac{I_0}{W'} - e = \frac{42,7}{8,15} - 0,936 \approx 4,3 \text{ м.}$$

Так как метacentрическая высота положительна, то паром устойчив. Для случая наружного автомобиля аналогично находим:

$$h_{ц.т.} = \frac{G_{\pi} \frac{H}{2} + G_a(h_a + H) + G_r(h_r + H)}{G_{\pi} + G_a + G_r} = \frac{50 \cdot \frac{1}{2} + 30(1+1) + 30(2+1)}{50 + 30 + 30} = 1,59 \text{ м;}$$

$$W = \frac{G_{\pi} + G_a + G_r}{\rho g} = \frac{50000 + 30000 + 30000}{1000 \cdot 9,81} = 11,21 \text{ м}^3;$$

$$h = \frac{W'}{BL} = \frac{11,21}{8 \cdot 4} = 0,35 \text{ м;}$$

$$h_{ц.в.} = \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ м;}$$

$$e = h_{ц.т.} - h_{ц.в.} = 1,59 - 0,175 = 1,415 \text{ м;}$$

$$h_M = \frac{I_0}{W'} - e = \frac{42,7}{11,21} - 1,415 = 2,39 \text{ м.}$$

Следовательно, при наличии груза на автомобиле метacentрическая высота уменьшится на

$$\Delta h = h_M - h'_M = 4,3 - 2,39 = 1,91 \text{ м.}$$

Но паром и при наличии груза будет устойчив.

ГИДРОДИНАМИКА

5. УРАВНЕНИЕ БЕРНУЛЛИ. СОПРОТИВЛЕНИЯ ДВИЖЕНИЮ ЖИДКОСТИ

5.1. Гидравлические элементы живого сечения потока. Расход и средняя скорость

Классификация потоков по характеру границ. Поток жидкости в гидравлике называют движущуюся массу жидкости, ограниченную направляющими твердыми поверхностями, поверхностями раздела жидкостей или свободными поверхностями. В зависимости от характера и сочетания ограничивающих поток поверхностей потоки делятся на безнапорные, напорные потоки и гидравлические струи.

Безнапорные потоки ограничены частично твердой, частично свободной поверхностью. Примером таких потоков может служить поток в реке или в канале, а также в трубе, работающей неполным сечением.

Напорные потоки ограничены твердыми поверхностями, например поток в трубе, все сечения которой заполнены движущейся жидкостью и при этом стенки трубы испытывают давление со стороны потока, отличающееся от давления окружающей среды (в таких случаях говорят, что труба работает полным сечением под напором).

Гидравлические струи ограничены только жидкостью или газовой средой, например струя, вытекающая из сосуда через отверстие в атмосферу, или струя воды, выбрасываемая гидромонитором при подводной разработке грунта.

Живое сечение, гидравлический радиус. Сечение потока, во всех токах которого линии тока, пересекающие эту поверхность, нормальны к ней, называется живым сечением потока. Разбив поток на элементарные струйки, получим, что площадь живого сечения потока равна сумме площадей $d\omega$ живых сечений элементарных струек:

$$\omega = \int d\omega .$$

Смоченный периметр представляет собой длину линии, по которой жидкость в живом сечении соприкасается с твердыми поверхностями, ограничивающими поток. При напорных потоках длина смоченного периметра χ равна длине всего периметра живого сечения, а в безнапорных потоках смоченный периметр составляет некоторую часть полного периметра. Гидравлическим радиусом называется отношение площади живого сечения к смоченному периметру в этом сечении:

$$R = \frac{\omega}{\chi} .$$

В напорном потоке для круглого живого сечения имеем:

$$R = \frac{\pi d^2}{4\pi d} = \frac{d}{4} .$$

Объемное количество жидкости, проходящей через живое сечение потока в единицу времени, называется расходом потока в данном сечении или просто расходом.

Расход жидкости Q -объем жидкости, проходящей в единицу времени через живое сечение. Размерность $[Q] = \frac{L^3}{t}$; измеряется расход в m^3/c , $л/с$ и т.д.

Важной характеристикой потока является средняя скорость потока в данном сечении, представляющая собой частное от деления расхода Q на площадь живого сечения ω потока: $v = \frac{Q}{\omega}$.

5.2. Уравнение Бернулли для идеальной жидкости.

Значение слагаемых уравнения

В случае идеальной жидкости уравнение Бернулли имеет вид:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{u_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{u_2^2}{2g}. \quad (5.1)$$

Для пояснения слагаемых уравнения приводится следующая таблица 5.1.

Геометрическая и энергетическая интерпретация уравнения Бернулли.

таблица 5.1

Обозначение название		Положение на чертеже	Обоз- наче- ние	Иазвание
Z	Ордината точки рассмат- риваемого сечения	Расстояние от плоскости О-О до точки по вертикали	$\varepsilon_{n(z)}$	Удельная потенциальная энергия положения
p/γ	Пьезометри- ческая высота	Расстояние от точки до линии Р-Р по вертикали	$\varepsilon_{n(p)}$	Удельная потенциальная энергия давления
$H =$ $=Z + p/\gamma$	Потенциаль- ный напор	Расстояние от плоскости О-О до линии Р-Р по вертикали	ε_n	Удельная потенциальная энергия
$u^2/2g$	Скоростной напор	Расстояние от линии Р-Р до $\varepsilon-\varepsilon$ по вертикали	ε_k	Удельная кинетическая энергия
$H_t = Z +$ $p/\gamma +$ $u^2/2g$	Полный напор	Расстояние от плоскости О-О до линии $\varepsilon-\varepsilon$ по вертикали	$\varepsilon =$ $=\varepsilon_n + \varepsilon_k$	Полная удельная энергия

Слагаемые уравнения Бернулли имеют линейную раз-
мерность и могут быть изображены геометрически, как это

показано на рисунке 5.1. На этом рисунке студентам надо будет пояснить, как откладываются величины Z , P/γ и $u^2/2g$.

Проведя линию по горизонтам жидкости в пьезометрах получим пьезометрическую линию $P-P$.

Эта линия будет проходить на расстоянии H_p от плоскости $O-O$. Линия $P-P$ может снижаться или повышаться по течению. При этом линия $P-P$ будет иметь положительный или отрицательный уклон I_p , называемый пьезометрическим уклоном.

В гидродинамических трубках горизонты жидкости надо показывать на одной отметке. Линия, проведенная по горизонтам жидкости в этих трубках называется напорной линией $E-E$. В случае идеальной жидкости линия $E-E$ будет горизонтальной линией, параллельной плоскости $O-O$.

Гидравлический уклон в случае идеальной жидкости $I_e = 0$.

Линия $E-E$ будет проходить выше линии $P-P$ на величину скоростного напора $u^2/2g$.

Все слагаемые уравнения Бернулли выражают также и удельную энергию, принадлежащую единице веса жидкости.

5.3. Общая схема применения уравнения Бернулли

Уравнение Бернулли может быть применено к потоку, если выполняются два основных условия:

1. Движение жидкости должно быть установившимся.
2. Движение жидкости в сечениях, соединяемых уравнением Бернулли должно быть параллельно струйным или плавно изменяющимся. Между указанными сечениями движение может быть резко изменяющимся.

Порядок применения уравнения Бернулли при решении задач надо рассматривать в начале на простой схеме, как изображено на рис. 5.1.

Схема применения уравнения Бернулли следующая:

Геометрическая интерпретация уравнения Бернулли для идеальной жидкости

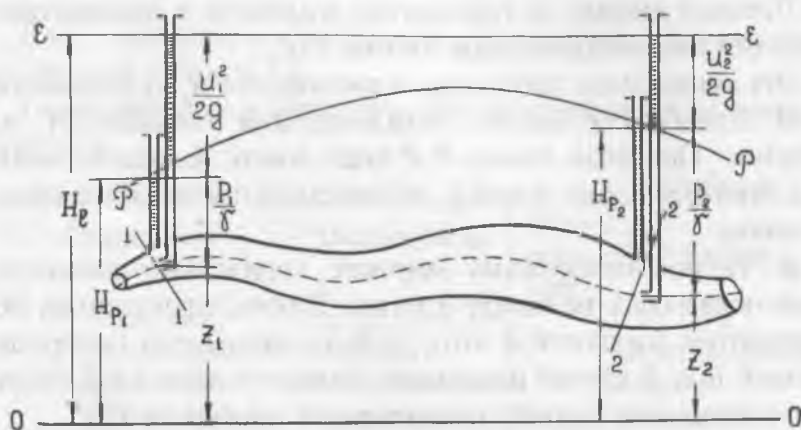


Рис. 5.1

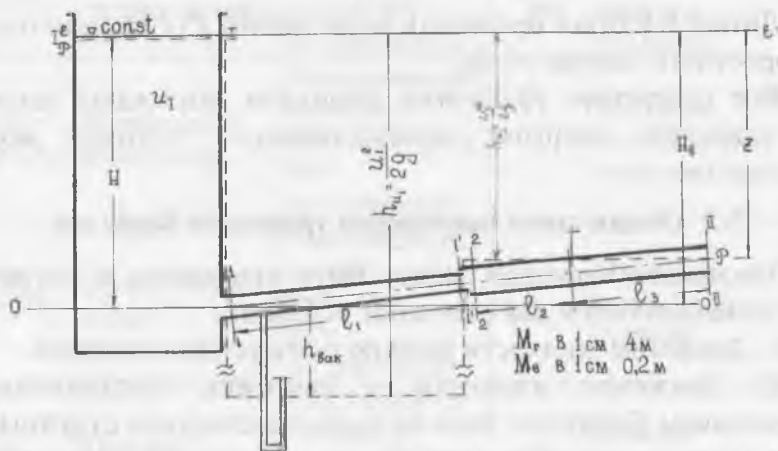


Рис. 5.2. К уравнению Бернулли для идеальной жидкости

1. Рассматриваемая гидравлическая система разбивается сечениями на участки с разными площадями поперечного сечения (при рассмотрении идеальной жидкости).

2. Проводится горизонтальная плоскость сравнения О-О так, чтобы величина Z для назначенных сечений легко определялась или обращалась в ноль (особенно для начального и конечного сечений).

3. Намечаются два сечения таким образом, чтобы в составленном уравнении была только одна неизвестная величина. Остальные слагаемые должны быть известны или могли быть выражены известными величинами. Уравнение Бернулли записывается в общем виде.

4. Определяются значения слагаемых этого уравнения.

5. Найденные выражения слагаемых подставляются в уравнение Бернулли и выполняется решение относительно неизвестной величины.

5.4. Совместное применение уравнения Бернулли и неразрывности движения при определении расхода

При установившемся движении уравнение неразрывности записывается в виде:

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \dots \omega v = \text{const}, \quad (5.2)$$

откуда получаем:

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{\omega_2}{\omega_1}. \quad (5.3)$$

Классическим примером совместного применения уравнения Бернулли и уравнения неразрывности движения является решение по определению расхода с помощью расходомера Вентури.

Пример 5.1.

На трубопроводе установлен расходомер Вентури. Диаметр трубопровода $d_1 = 15.0$ см, диаметр горловины расходомера $d_2 = 7.0$ см.

Определить расход воды, протекающий по трубопроводу, если разность показаний пьезометров $\Delta h = 25$ см. При расчете потерями напора и сжатием струи в пределах расходомера пренебречь.

Решение:

1. Площадь поперечного сечения:

а) трубопровода $\omega_1 = 0.785 d_1^2 = 0.785 \cdot 15^2 = 177 \text{ см}^2$,

б) горловины расходомера $\omega_2 = 0.785 d_2^2 = 0.785 \cdot 7^2 = 38.5 \text{ см}^2$.

8. Назначив произвольно плоскость сравнения О-О, запишем уравнение Бернулли для сечений 1-1 и 2-2; пренебрегая потерями напора:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}.$$

3. Перенесем члены, выражающие кинетическую энергию в первую часть уравнения:

$$\left(Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}.$$

На рис. 5.6 видно, что $\left(Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) = \Delta h$,

тогда
$$\Delta h = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}.$$

4. Применив уравнение неразрывности, выразим скорость в трубопроводе v_1 через скорость в водомере v_2

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

5. Подставим в выражение для Δh полученное значение скорости v_1 :

$$\Delta h = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} \right)^2.$$

6. Из последнего выражения найдем скорость

$$v_2 = \sqrt{\frac{2g\Delta h}{1 - \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} \right)^2}}.$$

7. Теоретический расход, без учета потерь напора:

$$Q_T = \omega_2 v_2 = \omega_2 \sqrt{\frac{2g\Delta h}{1 - \left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2}}$$

Для данного расходомера значение $\omega_2 \cdot \sqrt{\frac{2gh}{1 - \left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2}}$ выражает

постоянную величину. Обозначив ее через A — постоянную расходомера, получим:

$$Q = A\sqrt{\Delta h}.$$

8. Подставив заданные значения в выражение для A , будем иметь:

$$A = 38,5 \sqrt{\frac{1962}{1 - \left(\frac{38,5}{177}\right)^2}} = 1730 \text{ см}^3 / \text{с}$$

9. Величина теоретического расхода будет:

$$Q_T = 1730 \cdot \sqrt{25} = 8650 \text{ см}^3 / \text{с} = 8,65 \text{ л} / \text{с} = 0,00865 \text{ м}^3 / \text{с}.$$

При движении реальной жидкости необходимо учитывать потери напора, тогда фактический расход будет меньше теоретического:

$$Q = \mu A \sqrt{\Delta h},$$

где: μ — коэффициент расхода расходомера, $\mu < 1,0$ определяется опытным путем.

5.5. Построение напорной Е-Е и пьезометрической Р-Р линий для потока идеальной жидкости

Для наглядности этот вопрос следует пояснить на примере построения линий ϵ - ϵ и Р-Р для трубопровода с

расширяющимся и сужающимся поперечным сечением аналогично изображенному на рис. 5.2.

Пример 5.2

Дано: $d_1 = 15 \text{ см}$; $d_2 = 20 \text{ см}$; $l_1 = 20 \text{ м}$; $l_2 = l_3 = 10 \text{ м}$; $H = 1.2 \text{ м}$; $Z = 1.0 \text{ м}$

Принимаем скорость в резервуаре $v_1 \approx 0$.

Решение: 1. Назначаем сечения и плоскость сравнения О-О как показано на рис. 5.2.

2. Составляем уравнение Бернулли для сечений I-I, где все слагаемые известны и II-II, где неизвестна скорость v_2

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{u_1^2}{2g} = Z_{II} + \frac{p_{II}}{\gamma} + \frac{u_{II}^2}{2g}.$$

3. Определяем значения слагаемых уравнения и вычисляем скорость u_{II} , которая будет скоростью во второй трубе $u_{II} = u_2$

$$Z_1 = H = 1.2 \text{ м}$$

$$p_1 = p_2 = p_a; u_1 \approx 0, Z_2 = H - Z = 1.2 - 1.0 = 0.20 \text{ м}$$

$$\frac{u_2^2}{2g} = H - (H - Z) = Z = 1.0 \text{ м}$$

$$u_2 = \sqrt{2gZ} = 4.43 \cdot 1 = 4.43 \text{ м/с}.$$

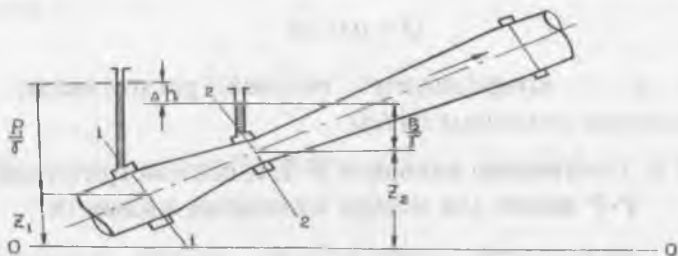


Рис. 5.3.

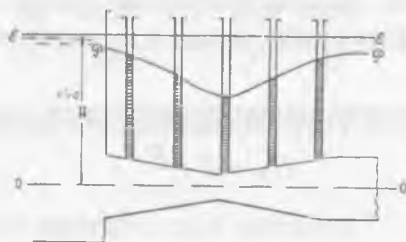


Рис. 5.4. К уравнению Бернулли для идеальной жидкости

4. Расход системы будет:

$$Q = u_2 \cdot \omega_2 = u_2 \cdot 0,785 \cdot d_2^2 = 4,43 \cdot 0,00314 = 0,139 \text{ м}^3/\text{с} = 139 \text{ л/с}.$$

5. Используя уравнение неразрывности движения, определим скорость в первой трубе:

$$u_1 = u_2 \cdot \frac{\omega_2}{\omega_1} = u_2 \cdot \frac{d_2^2}{d_1^2} = 4,43 \cdot 1,78 = 7,9 \text{ м/с}.$$

6. Вычисляем скоростные напоры :

$$\frac{u_1^2}{2g} = \frac{7,9^2}{19,62} = 3,18 \text{ м}, \quad \frac{u_2^2}{2g} = \frac{4,43^2}{19,62} = 1,0 \text{ м}.$$

7. Определяем величины гидродинамического напора (полной удельной энергии) в сечениях системы для построения линии Е-Е.

Так как силы трения в идеальной жидкости отсутствуют, то удельная энергия потока остается постоянной $H_e = \text{const}$, и линия Е-Е представляет собой прямую горизонтальную линию. Для построения этой линии следует определить значение H_e в любом сечении системы, отложить его от плоскости сравнения О-О вверх и провести прямую горизонтальную линию через полученную отметку.

$$\text{В рассматриваемом случае } Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{u_1^2}{2g} = H = 1,2 \text{ м}.$$

8. Определяем пьезометрический напор H_p в сечениях системы для построения линии пьезометрического напора Р-Р.

Пьезометрический напор определяется по формулам:

$$H_p = Z + \frac{P}{\gamma}, \quad (5.4)$$

или

$$H_p = H_l - \frac{u^2}{2g}. \quad (5.5)$$

Расчеты по построению линий Е-Е и Р-Р лучше выполнить в таблице следующего вида:

Расчетные величины к примеру 5.2

№ сечений	$d(m)$	$\omega (m)^2$	$u (m/c)$	$u^2/2g (m)$	$H_e (m)$	$H_p(m)$
1	-	-	0	0	1,2	1,2
1	0,15	0,0177	7,90	3,18	1,2	-1,98
2	1,5	0,0177	7,90	3,18	1,2	-1,98
3	0,20	0,0314	4,43	1,00	1,2	0,20
11	0,20	0,0314	4,43	1,00	1,2	0,20

При построении линии Р-Р значения H_p во всех сечениях системы откладываются от плоскости сравнения О-О: положительные значения вверх, отрицательные — вниз. Соединив полученные отметки прямыми линиями (на участках трубопровода с постоянным диаметром) или кривыми (на участках с плавно изменяющимся диаметром), получим линию Р-Р.

5.6. Уравнение Бернулли для потока реальной жидкости

Уравнение Бернулли составляется для двух сечений, где движение параллельно струйное или плавно изменяющееся, относительно плоскости сравнения О-О и для потока реальной жидкостей имеет вид:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_{f(1-2)}, \quad (5.6)$$

где: Z и $\frac{p}{\gamma}$ - имеют тот же смысл, что и в случае идеальной жидкости;

α — корректив кинетической энергии;

$h_{f(1-2)}$ — потери напора, или полной удельной энергии, на преодоление сопротивлений движению жидкости от первого до второго сечения.

$\dim h_f = [L]$ м: см и т. д.

Следует обратить внимание студентов на то, что при движении жидкости удельная энергия (напор) вниз по течению потока уменьшается и $H_{11} > H_{12}$ на величину h_f .

5.7. Виды потерь напора при движении реальной жидкости и формулы для их определения

Потери напора бывают двух видов:

h_e — потери напора на трение по длине и h_m — местные потери напора.

Таким образом, в общем случае имеем:

$$h_f = \sum h_e + \sum h_m. \quad (5.7)$$

Потеря напора по длине при установившемся равномерном движении жидкости определяется по формуле Вейсбаха — Дарси:

$$h_e = \frac{\lambda l}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad (5.8)$$

где: λ — коэффициент гидравлического трения;

l — длина потока;

R — гидравлический радиус.

Для круглых труб $4R = d$ и формула записывается в ином виде:

$$h_e = \frac{\lambda l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad (5.9)$$

или, обозначив $\frac{\lambda l}{d} = \varphi_2$ - коэффициент сопротивления по длине, будем иметь:

$$h_e = \varphi_2 \frac{v^2}{2g}. \quad (5.10)$$

В общем случае $\lambda = f(Re, \bar{\Delta})$

где: $\bar{\Delta} = \Delta/d$ - относительная шероховатость;

Δ - высота выступов шероховатости зависит от материала труб, способа их изготовления и эксплуатационного состояния.

Величина Δ принимается по гидравлическому справочнику: ([1], стр. 138, таблица 4-2, [2] стр. 32, таблица 4-1 или таблица 2, приложение);

Re - число Рейнольдса (безразмерная величина), определяется по формуле:

$$Re = \frac{v \cdot 4R}{\nu}, \quad (5.11)$$

где: ν - коэффициент кинематической вязкости, его значение принимается по справочным данным ([1], стр. 112 [2] стр. 13). $\dim \nu = L^2 T^{-1}; m^2/c; cm^2/c; (Stокс)$.

Затем кратко упоминается о существовании двух режимов движения жидкостей: ламинарного при $Re_a < Re_k$, и турбулентного при $Re_a > Re_k$. При этом следует указать, что в случае напорного движения всех жидкостей при любой температуре критическое число Рейнольдса $Re_k = 2320$.

Исследования И. Никурадзе и других ученых позволили выделить три основных зоны и три области сопротивления.

Зона I - вязкого сопротивления, движение ламинарное :

$$Re \leq < 2320; \lambda = f(Re)$$

Из закона Пуазейля:

$$\lambda = \frac{64}{Re_d} \quad (5.12)$$

Зона II — зона неустойчивого (переходного) режима, характеризующаяся : $2320 < Re_d < 4000; \lambda = f(Re_d)$

λ определяется по формуле Блаизуса:

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re_d^{0,25}}$$

Зона III — зона турбулентного режима. Эта зона делится на три области.

Первая область — область гладких русел. Эта область характеризуется показателями :

$$4000 < Re_d < \frac{10}{\Delta}; \quad \lambda = f(Re_d, \Delta) \quad h_{e:} : v^{1,75};$$

Значение λ вычисляется по формуле А.Д. Альтшуля (5.13).

$$\lambda = 0,1 \left(1,46\Delta + \frac{100}{Re_d} \right)^{0,25} = 0,11 \left(\Delta + \frac{68}{Re_d} \right)^{0,25} \quad (5.13)$$

Вторая область — область до квадратичного сопротивления шероховатых русел. В этой области:

$$\frac{10}{\Delta} < Re_d < \frac{560}{\Delta}$$

Значение λ вычисляется по формуле А.Д. Альтшуля (5.13)*

Третья область — область квадратичного сопротивления.

В этой области $Re_d < \frac{560}{\Delta}$, $\lambda = f(\Delta)$, $h_{e:} : v^2$. Значения

коэффициента λ можно определить также по графику, составленному на основе формулы Кольбрука-Уайта или по формуле Шифринсона $\lambda = 0,11 \cdot (\Delta)^{0,25}$.

Местные потери напора. Потери напора на местные сопротивления определяются по формуле Вейсбаха:

$$h_M = \varphi_M \frac{v^2}{2g}, \quad (5.14)$$

где: φ_M — коэффициент местных сопротивлений, принимается по гидравлическому справочнику [1], [2].

Приводимые в гидравлических справочниках значения коэффициентов местных сопротивлений отнесены к скорости за сопротивлением v_2 .

Следует обратить внимание на то, что теряемый напор в каждом рассматриваемом местном сопротивлении может быть выражен в долях скоростного напора перед сопротивлением $\left(\frac{v_1^2}{2g}\right)$ или за ним $\left(\frac{v_2^2}{2g}\right)$.

Например, в случае резкого расширения, коэффициент сопротивления может быть определен по формулам:

$$\varphi_{pp}^{\omega} = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2, \quad \text{для} \quad \left(\frac{v_2^2}{2g} \right) \quad (5.15)$$

или

$$\varphi_{pp}^v = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^2, \quad \text{для} \quad \left(\frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (5.16)$$

При истечении из трубы в бассейн больших размеров, когда $\omega_2 \approx \infty$ потеря напора равна :

$$h_{pp} = \frac{v_1^2}{2g}$$

поскольку, как следует из формулы (5.16), $\varphi_{pp} = 1.0$

Часто встречающиеся значения коэффициентов местного сопротивления φ_M приведены в [1] (таблица № 1, приложение).

5.8. Построение напорной Е-Е и пьезометрической Р-Р линий для потока реальной жидкости

Построение линий Е-Е и Р-Р следует выполнять для той же системы, которая рассматривалась в случае идеальной жидкости.

Здесь рассмотрим построение линий Е-Е и Р-Р для системы, изображенной на рис. 5.5.

Пример 5.3.

Дано: $Q=1.39 \text{ л/с}; \quad d_1=15 \text{ см}; \quad d_2=20 \text{ см};$
 $l_1=20 \text{ м}; \quad l_2=l_3=10 \text{ м}; \quad a=0.20 \text{ м};$

На середине второй трубы установлена простая задвижка. Трубы стальные цельносварные, $\Delta=0.10 \text{ мм}$. Температура воды $t=10^\circ$, $\nu=0.013 \text{ см}^2/\text{с}$.

Требуется определить необходимый напор в начале системы, приняв скорость в резервуаре $v_1 \approx 0$ и построить линии Е-Е и Р-Р.

Решение:

Вначале поясняется принцип назначения сечений: между двумя соседними сечениями должен быть один вид сопротивления.

Затем проводится плоскость сравнения О-О так, чтобы удобно было отсчитывать величину Z для сечений системы и записывается уравнение Бернулли для начального и конечного сечений системы:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_f$$

Рассматривая слагаемые уравнения, надо подчеркнуть, что в сосуде на свободной поверхности действует атмосферное давление. При истечении в атмосферу давление в конечном сечении :

$$p_2 = p_a$$

Поэтому при расчете такой системы давление в начале и в конце системы уравнивается и в расчете не учитывается.

Поскольку скорость движения жидкости в сосуде по сравнению со скоростью в трубах небольшая, то можно положить $v_1 \approx 0$, и соответственно скоростной напор в этом сечении :

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0 \text{ величина } Z_2 = a = 0.2 \text{ м}$$

Напор в начале системы из уравнения Бернулли будет:

$$H_{e_1} = a + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \Sigma h_e + \Sigma h_M,$$

$$\text{где } \Sigma h_e = \xi_{a_1} \frac{v_1^2}{2g} + \xi_{a_2} \frac{v_2^2}{2g} = \frac{\lambda_1 l_1}{d_1} \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \frac{\lambda(l_2 + l_3)}{d_2} \cdot \frac{v_2^2}{2g},$$

$$\Sigma h_M = h_{bk} + h_{pp} + h_3 = \xi_{bx} \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \xi_{pp} \cdot \frac{v_2^2}{2g} + \xi_3 \cdot \frac{v_3^2}{2g}.$$

Значения коэффициента λ вычисляем по формуле А.Д.Альтшуля (5.13) и проверяем правильность вычислений по графику (I) (стр.137)

Значения коэффициентов местных сопротивлений принимаются по справочным данным (I. стр. 149-169, 2. Стр. 38-48).

Напор в начале рассматриваемой системы равен:

$$H_{e_1} = 0,20 + 1,0 + 9,32 + 6,21 = 16,73 \text{ м}.$$

Построение линии Е-Е.

Для построения линии Е-Е величину гидродинамического напора H_e в сечениях откладывают вверх от плоскости сравнения О-О.

Линию Е-Е можно строить с начала или конца системы. Для этого надо вычислить гидродинамический напор в начале He_I или конце He_{II} системы.

При известном напоре He_I значение гидродинамического напора в сечениях, лежащих ниже по течению, определяется путем вычитания потерь напора между соответствующими сечениями.

Например:

$$He_I = 16,73 \text{ м}$$

$$He_I = H_I - h_{\text{вх}} = 16,73 - 1,59 = 15,14 \text{ м}$$

$$He_2 = He_I - h_{e1} = 15,14 - 7,62 = 7,52 \text{ м и т.д.}$$

Расчет для построения линий Е-Е и Р-Р надо выполнять в табличной форме следующего вида:

Расчетные величины к примеру 5.3

При известном конечном напоре He_I значения напора вычисляются прибавлением потерь напора между соответствующими сечениями.

Например:

$$He_{II} = a + \frac{\alpha v_2^2}{2g} = 0,20 + 1,0 = 1,20 \text{ м}$$

$$He_5 = He_{II} - h_{eII} = 1,20 + 0,85 = 2,05 \text{ м}$$

$$He_4 = He_5 - h_{e3} = 2,05 + 4,02 = 6,07 \text{ м и т.д.}$$

После вычисления величин гидродинамического напора для всех сечений необходимо выполнить проверку правильности решений. Для этого определяется величина He_I - в начале системы, если был известен He_{II} и наоборот.

$$He_I = He_{II} + \Sigma h_f = 1,20 + 9,32 + 6,21 = 16,73 \text{ м ,}$$

$$He_{II} = He_I - \Sigma h_f = 16,73 + 9,32 - 6,21 = 1,20 \text{ м .}$$

Построение линии Р-Р.

Таблица 5.3

N_0	d (см)	ω (м ²)	l (м)	v (м/с)	$v^2/2g$ (м)	Re	$\bar{\Delta}$	λ	h_t (м)	φ_m	h_m (м)	H_1 (м)	H_p (М)
I				0						0.50	1.59	16.73	16.73
1	0.15	0.077		7.90	3.18					0.60	0.60	15.14	11.96
2	0.15	0.177	20	7.90	3.18	910000	0.00067	0.018	7.62			7.52	4.34
3	0.2	0.0314	-	4.43	1.0					4.02	4.02	6.92	5.92
4	0.2	0.0314	10	4.43	1.0	512000	0.0005	0.017	0.85			6.07	5.07
5	0.2	0.0314	10	4.43	1.0	512000	0.0005	0.017	0.85			2.05	1.05
II	0.20	0.0314		4.43	1.0				Σh_1 =9,32м		Σh_m =6,21м	1.20	0.20

Величину пьезометрического напора определяем по формулам: (5.4) или (5.5).

Значение H_p в сечениях может быть больше или меньше нуля. Положительные величины H_p откладываются вверх от плоскости сравнения О-О, отрицательные значения H_p откладываются вниз от плоскости О-О.

Проверка правильности вычисления значений H_p выполняется по формулам (5.4) или (5.5).

По вычисленным значениям H_1 и H_p строятся линии $E-E$ и $P-P$ в масштабе. При этом вертикальный и горизонтальный масштабы могут быть разными.

6. РАСЧЕТ КОРОТКИХ НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ С ПОСТОЯННЫМ ДИАМЕТРОМ

6.1. Расчетные зависимости и основные типы задач по расчету «коротких» трубопроводов с постоянным диаметром

«Короткими» трубопроводами принято называть такие гидравлические системы, при расчете которых необходимо учитывать потери напора по длине и местные. При этом для всей системы потери напора определяются как:

$$h_f = \Sigma h_l + \Sigma h_m.$$

«Короткие» трубопроводы рассчитываются по формулам:

$$Q = \mu_L \omega \sqrt{2g\Delta H_L}, \quad (6.1)$$

или

$$Q = \mu_P \omega \sqrt{2g\Delta H_P}, \quad (6.2)$$

где: ω — площадь живого сечения;

μ_L, μ_P — коэффициенты расхода.

$$\mu_L = \frac{1}{\sqrt{\xi_c}}, \quad (6.3)$$

$$\mu_P = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \xi_c}}, \quad (6.4)$$

где: ξ_c — коэффициент сопротивления системы;

$$\xi_c = \Sigma \xi_l + \Sigma \xi_M$$

$$\Sigma \xi_l = \frac{\lambda L}{d},$$

здесь: L — общая длина системы;

$\Sigma \xi_M$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений сооружения (каждое сооружение имеет свои местные сопротивления в зависимости от его конструкции);

$\Delta H_l = h_f$ — разность гидродинамического напора в начале и конце сооружения, равная суммарным потерям напора;

ΔH_p — разность потенциального напора в начале и конце сооружения.

По этим формулам можно решать следующие практические задачи:

1. Даны d и ΔH_l или ΔH_p , найти Q .
2. Даны d и Q , найти ΔH_l или ΔH_p .
3. Даны Q , ΔH_l или ΔH_p найти $d(\omega)$.

Задача №1 решается в следующем порядке:

а) задаем ряд значений Q , определяем соответствующие им:

$$v, \frac{v^2}{2g}, \Sigma h_\ell, \Sigma h_m, \Delta H_\ell = \Sigma h_\ell + \Sigma h_m \text{ или } \Delta H_p = \Delta H_\ell \left(\frac{v_I^2}{2g} - \frac{v_{II}^2}{2g} \right),$$

где: v_I, v_{II} — скорости в сечениях;

б) строим график зависимости $Q=f(\Delta H_p)$ или $Q=f'(\Delta H_p)$;

в) из графика по заданной величине ΔH_l или ΔH_p находим значение Q .

Задача №2 решается так:

а) определяем коэффициенты сопротивлений для рассматриваемой гидравлической системы;

б) подсчитываем величину потери напора

$$\Delta H_l = h_f = \Sigma h_m + \Sigma h_p \text{ или } \Delta H_p = h_f - \left(\frac{v_I^2}{2g} - \frac{v_{II}^2}{2g} \right).$$

Задача №3 рассматривается на примерах определения диаметра сифона, дюкера и всасывающей трубы насосной установки (рис. 6.1; 6.2; 6.3).

В этой задаче должны быть известны следующие величины:

1. Расход Q ;
2. положение геометрического центра начального и конечного сечений сооружений;

3. давление P_I и P_{II} и скорость v_I и v_{II} в начальном и конечном сечениях системы;

4. длина системы L ;

5. материал труб, в соответствии с которым устанавливается Δ ;

6. температура воды $t^\circ\text{C}$ по которой определяется ν ;

7. должна быть известна конструкция сооружения, для которой устанавливаются виды местных сопротивлений.

Перед решением задач необходимо пояснить принцип работы каждого сооружения. Решение задач выполняется в следующем порядке:

1. Вычисляем разность напоров ΔH_e из уравнения Бернулли, составленного для граничных сечений системы I-I и II-II, относительно плоскости сравнения, проведенной по горизонту воды нижнего канала.

а) для сифона $\Delta H_L = Z$;

б) для дюкера $\Delta H_L = Z + \frac{\alpha}{2g}(v_1^2 - v_2^2)$

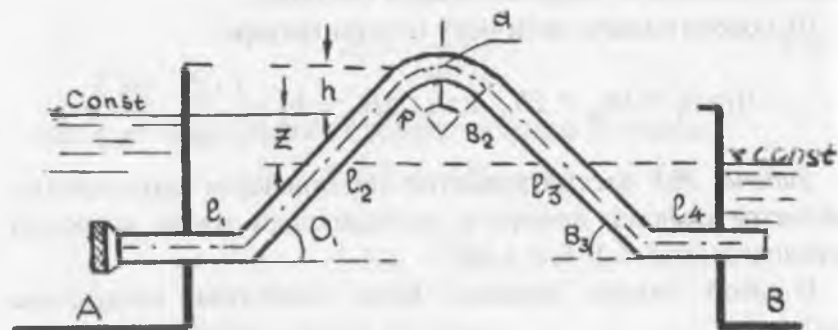


Рис. 6.1. Схема сифона

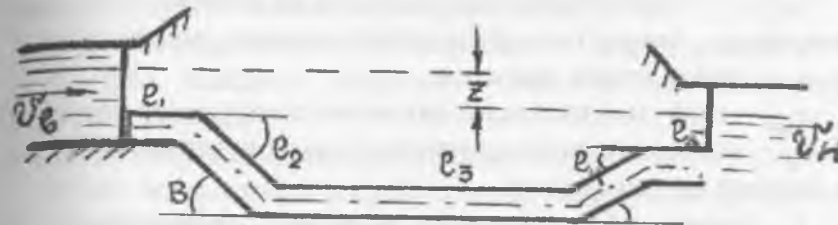


Рис. 6.2. Схема дюкера

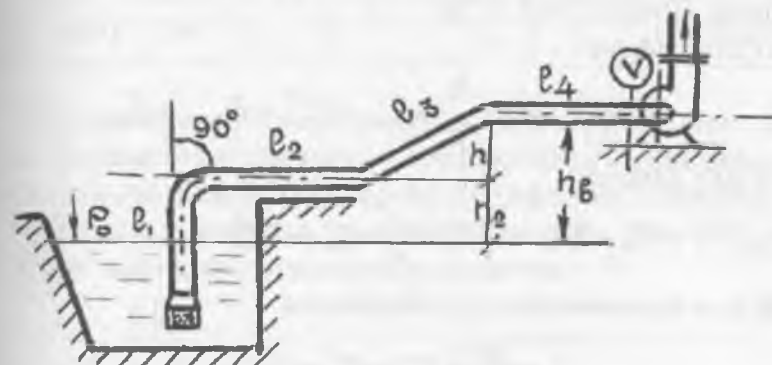


Рис. 6.3. Схема всасывающего трубопровода

в) для всасывающего трубопровода насосной установки (плоскость сравнения (о-о) проходит по горизонту воды в водоеме) определить ΔH_e невозможно, т.к. в конечном сечении II-II, перед входом в насос неизвестна скорость v .

В этом случае уравнение Бернулли, после подстановки в него значений слагаемых, примет вид:

$$\frac{P_I - P_a + P_{\text{вас}}}{\gamma} - h_B = \frac{v^2}{2g}(\alpha + \xi_c),$$

или

$$\Delta H = \frac{P_I - P_a + P_{\text{вас}}}{\gamma} - h_B,$$

где: p_l — барометрическое давление на поверхности воды водоема (p_l может быть больше или меньше, или равно p_a);
 p_a — атмосферное давление;
 $p_{\text{вак}}$ — вакуумметрическое давление, создаваемое насосом;
 h_B — высота всасывания (расстояние от поверхности воды в водоеме до оси насоса).

2. Задаем ряд значений диаметра трубопровода, и определяем величину коэффициента сопротивления системы (Рис. 6.1; 6.2; 6.3):

а) для сифона:

$$\xi_c = \sum \xi_L + \sum \xi_M = \frac{\lambda L}{d} + \xi_{\text{кл}} + 2\xi_{\text{пов}}^0 + \xi_{\text{вл. пов}} + \xi_{\text{вых}}.$$

б) для дюкера:

$$\xi_c = \sum \xi_L + \sum \xi_M = \frac{\lambda L}{d} + \xi_{\text{кл}} + 4\xi_{\text{пов}}^0 + \xi_{\text{вых}}.$$

в) для всасывающего трубопровода:

$$\xi_c = \frac{\lambda L}{d} + \xi_{\text{кл}} + \xi_{\text{пов}}^{90^0} + 2\xi_{\text{пов}}^0.$$

Для упрощения определения величины $\xi_{\text{реш}}$ можно воспользоваться данными И.Е. Идельчика «Гидравлическое сопротивление», 1954 г., по которым при входе в прямую трубу через плоскую решетку $\varphi_{\text{реш}}$ принимается по отношению $\frac{F_1}{F}$;

где: F_1 — живое сечение решетки;

F — площадь поперечного сечения трубы.

Значения $\xi_{\text{реш}}$ приведены в таблице 6.1.

Таблица 6.1

$\frac{F_1}{F}$	0.40	0.50	0.60	0.70	0.800	0.90	1.0
$\xi_{\text{реш}}$	10.70	5.80	3.40	2.05	1.37	0.795	0.5

3. Вычисляем коэффициенты расхода:

- а) для сифона и дюкера по формуле (6.3);
 б) для всасывающего трубопровода по формуле (6.4).
 4. Для каждого заданного диаметра вычисляются значения расхода:
 а) для сифона и дюкера по формуле (6.1);
 б) для всасывающего трубопровода по формуле (6.2).
 Расчет удобно выполнять по форме таблицы 6.2

Таблица 6.2

d (м)	ω (м ²)	Re	Δ	λ	ξ_l	ξ_M	ξ_c	μ	Q (м ³ /с)
------------	----------------------------	----	----------	-----------	---------	---------	---------	-------	-------------------------

5. По данным таблицы построим график $Q=f(d)$ (рис.6.4).
 6. По заданному расходу из графика определяем диаметр трубопровода и округляем его до стандартного значения.
 7. Проверку решения производим по формулам (6.1) или (6.2) при принятом стандартном диаметре.

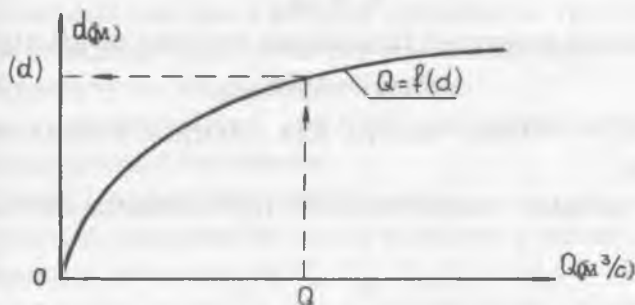


Рис. 6.4. К расчету короткой напорной системы с постоянным диаметром

7. РАСЧЕТ ДЛИННОГО СЛОЖНОГО НЕЗАМКНУТОГО ТРУБОПРОВОДА

7.1. Расчет длинного трубопровода

При расчете «длинных» трубопроводов местные потери напора не учитываются, т.к. они не превышают 3–5% от потерь по длине.

Следует пояснить, что сложный трубопровод состоит из магистрали *ABCD* (главной линии) и ответвлений *Bв*, *Сс*, *Дд*, и т.д. (рис. 7.1).

Магистраль рассматривается как «длинный» трубопровод, составленный из последовательно соединенных труб разного диаметра со средоточенной раздачей расхода. При расчете магистрали и ответвлений учитываются только потери напора по длине:

$$h_l = \Sigma h_l.$$

Расчетная формула для длинных трубопроводов имеет вид:

$$h_l = A Q^2 l, \quad (7.1)$$

где: h_l — потери напора для длинной гидравлической системы;

A — удельное сопротивление трубопровода для круглых труб:

$$A = \frac{\lambda}{d^2 g \omega^2} = \frac{\lambda}{12.09 d^5}, \quad (7.2)$$

где: d — внутренний диаметр трубы.

Для новых стальных и чугунных водопроводных труб, работающих в квадратичной области сопротивления, когда $v \geq 1,2$ м/с по Ф.А. Шевелеву:

$$\lambda = \frac{0,0210}{d^{0,3}}, \quad (7.3)$$

а удельное сопротивление в этой области:

$$A_{\kappa\theta} = \frac{0,001737}{d} \quad (7.4)$$

Из выражения (7.4) видно, что $A_{\kappa\theta} = f(d)$. Значения этой зависимости взяты из [3] и приведены в таблице 7.1.

При скорости $v < 1.2$ м/с в формуле для определения удельных сопротивлений A необходимо вводить поправочный коэффициент K_v , учитывающий неквадратичность зависимости потерь напора от средней скорости движения воды, взятом из [3] и приведенный в таблице 7.2.

В этом случае расчетная формула имеет вид:

$$h_l = A_{\kappa\theta} K_v Q^2 l \text{ м.} \quad (7.5)$$

7.2. Расчет магистрали сложной незамкнутой водопроводной сети

Расчет сложной незамкнутой водопроводной сети поясняется на примере схемы, приведенной на рис.7.1.

Справочные данные к расчету «длинного» трубопровода.

Водопроводная сеть питается из водонапорного бака Б, установленного на водонапорной башне.

Для гидравлического расчета рассматриваемой сети заданы следующие величины:

1. длины l_i отдельных участков сети;
2. отметки поверхности земли в начале и конце участков магистрали и ответвлений $\nabla_A, \nabla_B, \nabla_b, \nabla_c$ и т.д.;
3. расчетные расходы воды, забираемые в отдельных точках сети Q_1, Q_2, Q_3 , и т.д.;
4. расходы непрерывной раздачи на 1 м длины трубопровода q_1, q_2 ;
5. свободный напор в конце ветвей $h_{c\theta}$;
6. материал труб.

Требуется определить диаметр труб отдельных участков магистрали и ответвлений, а также отметку горизонта воды в водонапорном баке Б, обеспечивающую подачу заданных расходов воды в заданные точки сети.

Таблица 7.1

d (мм)	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600
Q (а/с)	1.5	3.3	6	10	15	30	50	75	106	145	190	245	365
$A_{\text{кв}}$ (с ² /м ⁶)	3686	929.4	172.9	76.36	30.65	6.559	2.287	0.847	0.373	0.186	0.099	0.058	0.023

Значение поправочного коэффициента K_v

Таблица 7.2

v м/с	0.4	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	1.0	1.1	1.2
K_v	1.2	1.175	1.15	1.13	1.115	1.1	1.085	1.07	1.06	1.05	1.04	1.03	1.015	1.0

Расчет магистрали выполняется в следующем порядке.

1. Определяем расчетные расходы для отдельных участков сети. Расчетный расход для любого участка будет равен сумме расходов, забираемых из магистрали ниже (по течению) этого участка.

Например, для участка AB расчетный расход будет:

$$Q_{AB} = Q_1 + q_1 l_4 + Q_2 + Q_3 + q_2 l_5.$$

Для участка BC :

$$Q_{BC} = Q_2 + Q_3 + q_2 l_5.$$

Для участка CD , где имеется $Q_{тр} = Q_3$ и $Q_p = q_2 l_5$, расчетный расход будет:

$$Q_{CD} = Q_3 + 0.55 q_2 l_5,$$

где $Q_{тр}$ — транзитный расход на участке трубопровода;

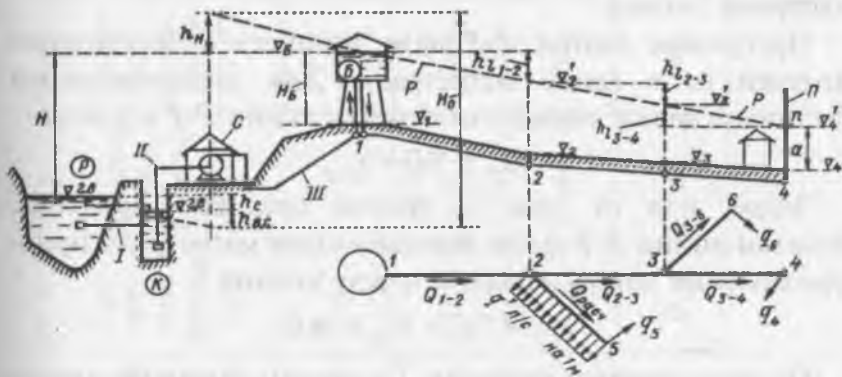


Рис. 7.1. Сложная незамкнутая водопроводная сеть

2. Определяем диаметры труб для отдельных участков магистрали, рекомендуемые в таблице 7.1.

3. Определяем удельные сопротивления для квадратичной области $A_{кв}$ по диаметру из таблицы 7.1.

4. Вычисляем скорость на отдельных участках магистрали:

$$v = \frac{Q}{0,785d^2} .$$

5. По вычисленным скоростям принимаем значения K_v из таблицы 7.2.

6. Вычисляем потери напора на каждом участке магистрали по формуле

$$h_f = A_{\kappa\theta} \cdot K_v \cdot Q^2 \cdot l.$$

7.3. Построение напорной линии Е-Е

В случае «длинных» трубопроводов пренебрегают скоростным напором (ввиду его малости по сравнению с потенциальным). При этом напорная и пьезометрическая линии считаются совпадающими.

Линия, в которую сливаются линии $E-E$ и $P-P$, называются напорной линией.

Построение линии $P-P$ надо начинать с определения отметки ее в конце магистрали. Для рассматриваемой системы в начале определим отметку линии $P-P$ в узле D .

$$\nabla p_D = \nabla D + h_{c\theta} .$$

Затем, идя от узла D против течения, определяем отметки линии $P-P$ выше лежащих узлов магистрали путем прибавления потерь напора h_l между узлами:

$$\Delta p_c = \nabla p_D + h_{l_{cd}} \text{ и т.д.}$$

По вычисленным отметкам ∇p строим напорную линию

Отметка горизонта воды водонапорной башни ($\nabla ГВВБ$) определится как сумма отметки линии $P-P$ конечного узла магистрали и общих потерь напора на магистрали:

$$\nabla ГВВБ = \nabla p_D + \Sigma h_e$$

Расчет магистрали выполняется в расчетной таблице следующей формы.

Таблица 7.3

Узлы магистралей	Длина участка (м)	Отмет- ки узла магистралей (м)	Рас- чет- ный расход (л/с)	Диаметр трубо- провода (мм)	Уделан. Соп- ротив- ления (с ² /м ⁶)	Пло- щадь попе- речного сечения трубы (м ²)	Ско- рость (м/с)	КК	Потери напора (м)	От- метка линии Р-Р
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A	l_1	VA	Q_{AB}	d_1	$A_{K\theta_1}$	ω_1	v_1	K_{v1}	h_{l_1}	∇P_A
B		VB	Q_{BC}	d_2	$A_{K\theta_2}$	ω_2	v_2	K_{v2}	h_{l_2}	∇P_B
C	l_3	VC	Q_{CD}	d_3	$A_{K\theta_3}$	ω_3	v_3	K_{v3}	h_{l_3}	∇P_C
D		VD								∇P_D

7.4. Расчет ответвлений

Расчет ответвлений также следует выполнять в табличной форме.

1. Отметки напорной линии в узлах магистрали показывают величину напора в начале каждого ответвления. Для рассматриваемой схемы — ∇p_B и ∇p_C . Напор в конце каждого ответвления определяется как сумма отметки конечной точки ветки и свободного напора:

$$\nabla p_e = \nabla p + h_{ce}$$

$$\nabla p_c = \nabla p + h_{ce}$$

2. Потери напора в ответвлениях равны разности напоров в начале и конце их:

$$h_{i-k} = \nabla p_B - \nabla p_e$$

$$\nabla p_c = \nabla p + h_{ce}$$

3. Расчетные расходы ответвлений определяются по такому же принципу, как и для магистрали.

4. Приняв работу ответвлений в квадратичной области сопротивления, определяем удельные сопротивления для ответвлений:

$$A_{кв} = A = \frac{h_e}{Q^2 \cdot l}$$

Следует обратить внимание студентов, что в этой формуле Q выражается в $\text{м}^3/\text{с}$ и h_e и l_i в м, $A_{кв} - \text{с}^2/\text{м}^6$

5. Стандартный диаметр d_{cm} для ответвлений принимается по $A_{кв}$ из таблицы 7.1, причем d_{cm} берется ближайшей меньшей величины. Например: при $A_{кв} = 40 \text{ см}^2/\text{м}^6$, $d = 125 \text{ мм}$.

Расчет ответвлений

Таблица 7.4

Ветви	Длина (м)	Отметки линии $P-P$ на ветви	Потери напора (м)	Расчет- ный расход Q (м ³ /с)	Акв. (с ² /м ⁶)	Диаметр трубопро- вода (мм)
B	l_4	∇P_B	$h_{lB-в}$	$Q_{B-в}$	$Акв_4$	d_4
b		∇P_b				
C	l_5	∇P_C	$h_{lC-с}$	$Q_{C-с}$	$Акв_5$	d_5
c		∇P_c				

8. ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ИЗ ОТВЕРСТИЯ В ТОНКОЙ СТЕНКЕ И НАСАДКОВ ПРИ ПОСТОЯННОМ НАПОРЕ

8.1. Истечение из малого отверстия в тонкой стенке в атмосферу и под уровень

При рассмотрении вопросов истечения жидкости из малого отверстия в тонкой стенке следует напомнить характеристику понятий «малое отверстие» и «тонкая» стенка.

Отверстие принято считать малым, если его диаметр d (круглое отверстие) или высота «а» (прямоугольное отверстие) меньше или равны $\frac{1}{10}H$ - глубины центра тяжести площади отверстия ω (рис. 8.1) и $\frac{\Omega}{\omega} \geq 4$, где Ω — площадь поперечного сечения сосуда в плоскости, перпендикулярной к оси отверстия.

Стенка, в которой сделано отверстие, считается «тонкой» в том случае, если ее толщина δ не влияет на характер истечения. Опытами установлено, что в этом случае δ не более 1–1.5 диаметра отверстия.

На расстоянии $l_0 = (0.5-1)d$ от стенки образуется сжатое сечение $C-C$, в котором считается параллельно струйное течение. Давление по всей площади живого сечения $C-C$ при истечении в атмосферу $p_c = p_a$.

Площадь живого сжатого сечения $\omega_c = \varepsilon \cdot \omega$, где ε — коэффициент сжатия струи.

Затем следует подчеркнуть, что при расчете истечения из малого отверстия учитываются только местные потери напора:

$$h_f = h_m = h_{om} = \xi_{om} \frac{v_c^2}{2g},$$

где: v_c — скорость в сжатом сечении;

$\xi_{от}$ — коэффициент сопротивления при истечении из отверстия.

А. Расчетные зависимости при истечении в атмосферу.

Из уравнения Бернулли для сечений 1-1 и С-С относительно плоскости О-О (рис. 8.1) получим выражение для скорости в сжатом сечении:

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \xi_{от}}} \sqrt{2gH}, \quad (8.1)$$

или

$$v_c = \varphi \sqrt{2gH},$$

где: φ — коэффициент скорости; ($\alpha \approx 1,0$)

При истечении через малое отверстие в атмосферу расход выражается формулой:

$$Q = \mu_0 \omega \sqrt{2gH}, \quad (8.3)$$

где: $\mu_0 = \varphi \epsilon$ — коэффициент расхода отверстия.

Б. Расчетные зависимости при истечении под уровень.

В случае истечения под уровень (рис. 8.2) из уравнения Бернулли, составленного для сечений 1-1 и 2-2, получим:

$$v_c = \varphi \sqrt{2gZ}, \quad (8.4)$$

где

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\xi_{от} + \xi_{вых}}}, \quad (8.5)$$

$\xi_{вых}$ — коэффициент сопротивления на выходе из отверстия при $v \approx 0$

$$\xi_{вых} = 1,0$$

Расход для этого случая определяется по формуле:

$$Q = \mu_0 \cdot \omega \sqrt{2gZ}, \quad (8.6)$$

где: Z — разность отметок уровня жидкости в резервуарах.

8.2. Типы сжатия струи

Сжатие струи может быть совершенным, несовершенным, неполным.

а) Совершенное сжатие будет в том случае, если боковые стенки и дно сосуда удалены от отверстия на расстояния, удовлетворяющие условию (рис. 8.3):

$$m > 3a \quad n > 3a$$

В этом случае, как установлено опытами, для квадратичной области сопротивления численные значения коэффициентов будут:

$$\varepsilon = 0.63 + 0.64; \quad \varphi_{om} = 0.06; \quad I = 0.97; \quad \mu_0 = 0.62.$$

Здесь следует обратить внимание на одинаковые численные значения коэффициентов при истечении в атмосферу и под уровень.

б) Несовершенное сжатие струи получается при несоблюдении указанных выше условий (Рис. 8.3). В этом случае, чем меньше размеры m и n , тем меньше сжатие струи и больше величина ε . Коэффициент расхода при этом будет:

$$(\mu_0)_{\text{нес}} \approx \mu_0 \left(1 + \frac{\tau}{100} \right), \quad (8.7)$$

где: τ — величина, зависящая от отношения $\frac{\omega}{\Omega}$.

в) Неполное сжатие струи будет, когда m или n равны нулю сжатия струи нет, за счет чего увеличивается коэффициент расхода (рис. 8.3 в). В этом случае стороне, где m или n равны нулю

$$(\mu_0)_{\text{нен}} \approx \mu_0 \left(1 + 0.4 \frac{P'}{P} \right), \quad (8.8)$$

где: P — периметр отверстия;

P' — часть периметра отверстия, где струя не испытывает сжатия.

8.3. Истечение жидкости из круглоцилиндрического насадка при постоянном напоре

Насадком называется короткая труба $l=(3-7)d$, присоединяемая к малому отверстию с внешней или внутренней стороны, с целью увеличения его пропускной способности за счет образования вакуума в сжатом сечении.

Основные типы насадков: цилиндрические, внешние и внутренние (рис. 8.4 а, б), конические — сходящиеся и расходящиеся (рис. 8.4 в, г), коноидальные (рис. 8.4 д).

А. Расчетные зависимости при истечении из внешнего цилиндрического насадка (насадок Вентури).

1. Истечение в атмосферу (рис. 8.5).

Из уравнения Бернулли, составленного для сечений 1-1 и В-В относительно плоскости О-О, получим формулу для определения скорости на выходе из насадка.

$$v_b = \varphi \sqrt{2gH} , \quad (8.9)$$

где

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\xi_H}} \text{ — коэффициент скорости} , \quad (8.10)$$

ξ_H — коэффициент сопротивления насадка.

Формула для определения расхода имеет вид:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH} . \quad (8.11)$$

2. Истечение под уровень (рис. 8.6)

В этом случае из уравнения Бернулли для сечений 1-1 и 2-2, приняв скорости $v_1 = v_2 \cong 0$, получим выражение:

$$v_b = \varphi \sqrt{2gZ}, \quad (8.12)$$

где $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\xi_H + \xi_{\text{выт}}}}$ — коэффициент скорости.

Формула для определения расхода имеет вид:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ}. \quad (8.13)$$

Б. Численные значения коэффициентов

$\varepsilon, \varphi_H, \xi_H, \varphi, \mu$

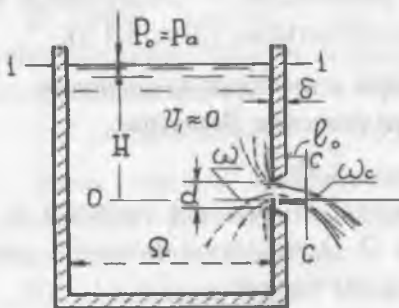


Рис. 8.1. Истечение жидкости из малого отверстия в атмосферу

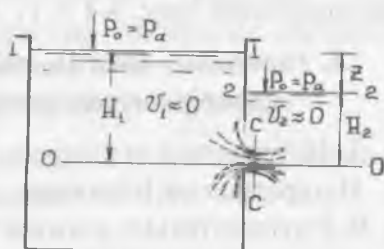


Рис. 8.2. Истечение жидкости из малого отверстия под уровень

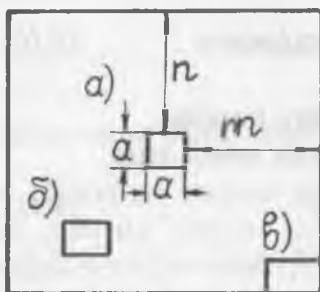


Рис. 8.3. К вопросу о типе сжатия струй

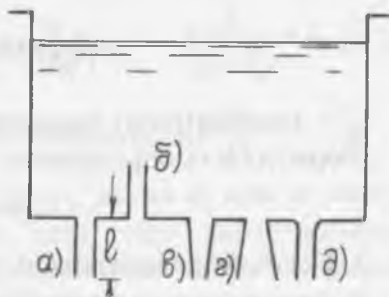


Рис. 8.4. Типы насадков

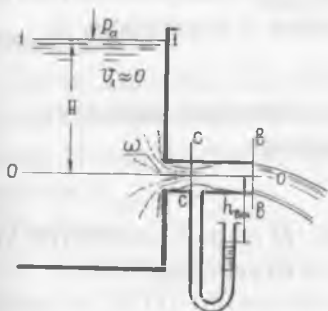


Рис. 8.5. Насадок Вентури.
Истечение в атмосферу

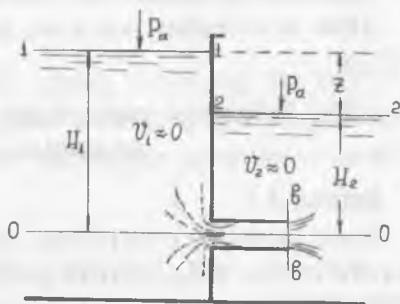


Рис. 8.6. Истечение под уровень через насадок

При истечении из цилиндрического насадка сжатие струи на выходе не происходит и коэффициент сжатия $\varepsilon=1.0$

Коэффициент сопротивления насадка $\varphi_n=0.50$

Коэффициент сопротивления на выход при истечении в атмосфере $\varphi_{вых}=0$, а при истечении под уровень при $V \approx 0$, $\xi_H=1.0$

Коэффициент скорости при истечении в атмосферу и под уровень имеет одно и то же значение $\varphi=0.82$.

Коэффициент расхода насадка при истечении в атмосферу и под уровень одинаков $\mu=\varphi \cdot \varepsilon=0.82$.

Значение коэффициентов скорости и расхода для насадков прочих типов приведены в гидравлических справочниках [1], (стр. 343–344).

В. Величина вакуума в сжатом сечении внешнего цилиндрического насадка.

Величина вакуума в сжатом сечении определяется из уравнения Бернулли, составленного для сечений C-C и B-B, при коэффициенте сопротивления насадка между сечениями C-C и B-B равном $\varphi=0.35$.

Теоретическое значение вакуума равно:

При истечении в атмосферу $h_{\text{вак(max)}}=(0.75+0.80)H$

При истечении под уровень $h_{\text{вак(max)}} = (0.75 + 0.80)(Z - H_2)$

При истечении воды из насадков в атмосферу $h_{\text{вак(max)}} = 13.8 \text{ м}$

8.4. Основные типы задач при истечении жидкости из малых отверстий

Задача 8.1

Даны размеры отверстия, напор (H или Z), известен тип сжатия струи. Определить расход из отверстия.

Решение:

1. Определяем значение коэффициента расхода μ как указано в пункте 8.2.

2. Вычисляем расход по формуле (8.3) в случае истечения в атмосферу или (8.6) при истечении под уровень.

Задача 8.2

Даны: расход Q , напор (H или Z), форма отверстия и местоположение отверстия в тонкой стенке. Определить размеры отверстия.

Решение:

1. Определяем коэффициент расхода, как указано в пункте 8.2.

2. Из формулы (8.3) или формулы (8.6) определяем площадь отверстия ω .

3. В соответствии с заданной формой определяем диаметр или высоту и ширину отверстия.

Задача 8.3

Даны расход Q , площадь отверстия ω , тип сжатия струи. Определить при свободном истечении напор H или разницу отметок уровней в резервуарах Z , в случае истечения под уровень.

Решение:

1. Определяем коэффициент расхода μ .

2. Из формулы (8.3) определяем H или из формулы (8.6) определяем Z .

8.5. Основные типы задач при истечении из насадок

Задача 8.4

Даны диаметр d короткой трубы длиной $l=(3/7) d$ и расход Q , вытекающий из трубы в атмосферу. Определить напор H над центром трубы и величину вакуума в сжатом сечении $h_{\text{вак}}$.

Решение:

1. Предполагая, что труба работает как насадок, из формулы (8.11) определяем напор H , приняв коэффициент расхода $\mu=0.82$.

2. Проверяем правильность предположения, что труба работает как насадок, сравнивая вычисленный напор с $h_{\text{вак(max)}}$. Условие выполняется при $H \leq h_{\text{вак(max)}/0,8$.

3. Определяем скорость в сжатом сечении, полагая $\varepsilon=0.64$,

$$v_c = \frac{Q}{\varepsilon(0,785d^2)}$$

4. Из уравнения Бернулли для сечения 1-1 и С-С (рис. 8.5) получим:

$$\frac{p_c}{\gamma} = H + \frac{p_a}{\gamma} - \frac{v_c^2}{2g} (\alpha + \xi_{1-c})$$

5. Величина вакуума будет: $h_{\text{вак}} = \frac{p_a - p_c}{\gamma}$

В случае, когда $h_{\text{вак}} > h_{\text{вак(max)}}$, уточняется напор H , при котором $h_{\text{вак}}$ будет меньше или равным $h_{\text{вак(max)}}$.

Задача 8.5

В теле дамбы устраивается водовыпуск в виде трубы длиной l . Известен напор H над центром трубы, глубина в нижнем бьефе h , через трубу пропускается расход Q . Определить диаметр трубы d .

Решение:

1. Определяем площадь поперечного сечения трубы ω из формулы (8.11), предполагая, что она работает как насадок с коэффициентом расхода $\mu=0.82$ при истечении в атмосферу.

2. Вычисляем диаметр трубы $d = \sqrt{\frac{\omega}{0.785}}$ и выясняем соотношение между диаметром водовыпуска и его длиной. Если $l \leq (3 - 7)d$, то задача решена верно, если $l > (3 - 7)d$, то расчет выполняется как для «короткой» напорной системы.

3. Определяем величину вакуума в сжатом сечении и сравниваем его с допустимым $h_{\text{вак(мах)}}$.

9. РАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В КАНАЛАХ

9.1. Гидравлические элементы живого сечения потока в канале

Живое сечение потока характеризуется формой и размерами. Основные гидравлические элементы живого сечения ω , χ , R определяются по следующим формулам:

А. Трапециидальное сечение (рис. 9.2 а)

Живое сечение: $\omega = h(b + mh) = h^2(\beta + m),$ (9.1)

Смоченный периметр: $\chi = b + 2m'h = h(\beta + 2m),$ (9.2)

Гидравлический радиус: $R = \frac{\omega}{\chi},$ (9.3)

где: h — глубина потока в канале;

b — ширина канала по дну;

m — коэффициент откоса, назначается по условиям устойчивости откоса в зависимости от гидрогеологических и геологических условий, глубины канала, глубины воды в нем, а также в зависимости от условий производства работ.

Значение коэффициента m принимается по СНиПу (СНиП 2.06.03-97).

$\beta = \frac{b}{h}$ — относительная ширина по дну;

$$m' = 1 + m^2. \quad (9.4)$$

Ширина потока поверху определяется по формуле:

$$B = b + 2mh. \quad (9.5)$$

Б. Прямоугольное сечение (рис. 9.2 б)

При определении элементов поперечного сечения такой формы используются те же формулы, что и для трапециидального сечения при $m=0$.

В. Треугольное сечение (рис. 9.2 в)

При определении элементов поперечного сечения такой же формы используются те же формулы, что и для трапецидального сечения при $b=0$, $\beta=0$.

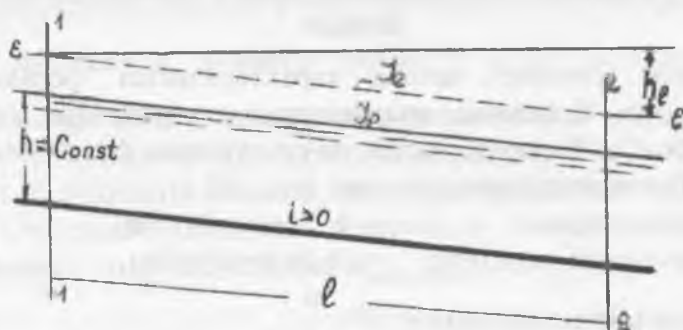


Рис. 9.1. Схема равномерного движения воды в канале

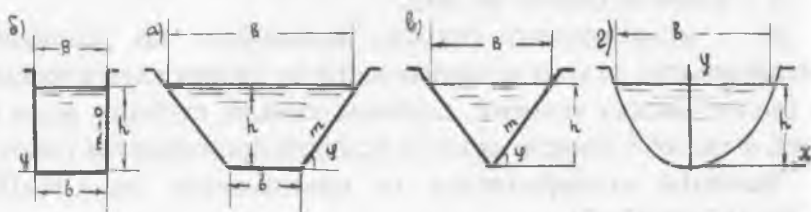


Рис. 9.2. Примеры поперечного сечения канала

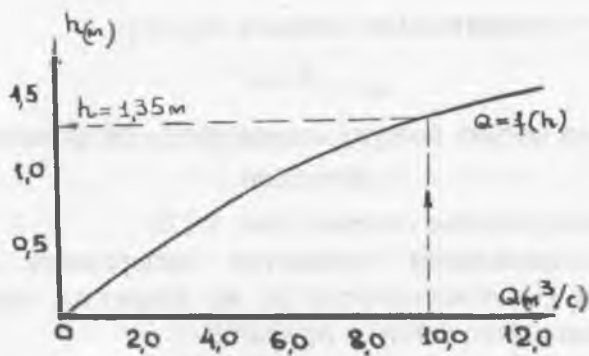


Рис. 9.3. Рабочая характеристика канала

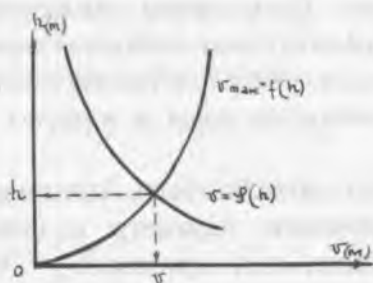


Рис. 9.4. К расчету неразмываемого канала

Г. Параболическое сечение, очерченное по уравнению

$$x^2 = 2Py \quad (\text{рис. 9.2})$$

Для этого сечения ширина по верху определяется по формуле:

$$B = 2\sqrt{2Ph}, \quad (9.6)$$

где: P — параметр параболы;
площадь живого сечения

$$\omega = \frac{2}{3} Bh. \quad (9.7)$$

Смоченный периметр:

$$\chi = 2\left[\sqrt{2\tau(1+2\tau)} + 2,3 \lg(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau})\right], \quad (9.8)$$

где: $\tau = \frac{h}{P}$. При $(h : B) \leq 0,38$

$$\chi = B \left[\left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right) \right]. \quad (9.9)$$

9.2. Равномерное движение воды в каналах, его характеристики и условия существования

При равномерном движении всегда $v = \text{const}$; $\alpha = \text{const}$; глубина наполнения канала $h = \text{const}$ вдоль потока.

При равномерном безнапорном движении воды гидравлический уклон J_e равен уклону свободной поверхности потока (пьезометрическому уклону) J_p и уклону дна русла i (рис. 9.1).

Равномерное движение воды в каналах возможно при условиях:

1) русло канала должно быть цилиндрическим (при параболическом сечении параметр и степень параболы одинаковы по длине, для кругового — геометрический радиус одинаков по длине) или призматическим ($b=const$ и $m=const$ по длине русла);

2) уклон дна канала должен быть положительным и $i=const$;

3) шероховатость стенок русла должна быть одинакова по длине ($n=idem$).

Основные зависимости, используемые при расчете каналов при равномерном движении:

$$Q = \omega v, \quad (9.10)$$

$$v = C \sqrt{RJ}, \quad (9.11)$$

Учитывая, что при равномерном движении $J_e = i$, основное уравнение (формула Шези) записывается в таком виде:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}. \quad (9.12)$$

В каналах обычно наблюдается турбулентный режим движения. Тогда при квадратичной области сопротивления коэффициент Шези C вычисляется по формулам:

$$1. \text{ Н.Н. Павловского } C = \frac{1}{n} R^y, \quad (9.13)$$

где: n — коэффициент шероховатости, зависящий от материала стенок русла и эксплуатационного состояния канала. Определяется он по справочным данным [1], (таблица 4-3), [2], (таблица 4-5) или по СНиПу (СНиП 2.06.03-97);

y — показатель степени, определяемый по формуле:

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R (\sqrt{n} - 0.10)}, \quad (9.14)$$

или по приближенным формулам:

$$y = 1.5 \quad n \quad \text{при } R < 1.0 \text{ м}, \quad (9.15)$$

$$y = 1.3 \quad n \quad \text{при } R > 1.0 \text{ м}. \quad (9.16)$$

$$2. \text{ Маннинга } C = \frac{1}{n} R^{1/6}. \quad (9.17)$$

Используя формулу Маннинга, основное уравнение равномерного движения переписывается в виде:

$$Q = \frac{\omega R^{2/3}}{N}, \quad (9.18)$$

$$v = \frac{R^{2/3}}{N}; \quad N = \frac{n}{\sqrt{i}}. \quad (9.19)$$

При выполнении условий существования равномерного движения (формула Шези) структура потока может не соответствовать схеме равномерного движения, поток будет делиться на отдельные рукава, и ось потока будет отклоняться от оси русла. Чтобы этого не происходило, должно выполняться условие:

$$\beta_{z,n} \leq \beta \leq \beta_{z,y}, \quad (9.20)$$

$\beta_{z,n}$ — относительная ширина гидравлически наивыгоднейшего сечения канала по дну;

$\beta_{z,y} = 7M - m$ — относительная ширина гидравлически устойчивого сечения канала по дну.

$$M = 2m' - m.$$

9.3. Гидравлически наивыгоднейший поперечный профиль трапециидального канала

При известных величинах Q , m , n , i можно запроектировать много поперечных профилей канала с различными

b и живыми сечениями. Среди этих сечений имеется такое, в котором средняя скорость v оказывается максимальной.

$$v = v_{\max} = \frac{1}{N} \left[\frac{QN}{4M} \right]^{3/8}, \quad (9.21)$$

Откуда при $y=1/6$ следует:

$$R_{\max} = \left[\frac{QN}{4M} \right]^{3/8}, \quad (9.22)$$

В этом случае:

$$\beta = \beta_{z.n} = \left(\frac{b}{h} \right)_{z.n} = 2(\sqrt{1+m^2} - m) = 2m' - 2m, \quad (9.23)$$

Введя обозначение:

$$M = 2m' - m$$

$$\beta_{z.n} = M - m. \quad (9.24)$$

Канал гидравлически наивыгоднейшего сечения относительно глубокий с малой шириной по дну.

9.4. Проверка канала на размыв и заиление

Вначале студентам кратко поясняются явления размыва и заиления каналов. Для обеспечения высокой надежности каналов необходимо принимать такое расчетное значение средней скорости — v , при которой в канале не будет происходить размыв. Для нормальной работы канала средняя скорость $v = \frac{Q}{\omega}$ должна быть в пределах $v_3 \leq v \leq v_p$,

где: v_p — допустимая неразмывающая средняя скорость;

v_3 — наименьшая незаиляющая средняя скорость.

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

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

Допустимая неразмывающая скорость v_p зависит от рода грунта или материала облицовки стенок русла и глубины наполнения h . Принимается v_p по СНиПу (СНиП 2.06.03-97).

Наименьшая незаиляющая скорость может определяться по формулам Е.А. Замарина, С.Х. Абальянца, А.М. Арифжанова и др:

$$v_3 = \sqrt[5]{\frac{A^3}{n^2} R^{1/3}}, \quad (9.25)$$

где

$$A = 0,0127 \sqrt[3]{\rho^2 W_0^2 W}, \quad (9.26)$$

ρ — мутность потока (кг/м^3), W — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов (мм/с);

$W_0 = W$, если $W \geq 2 \text{ мм/с}$, $W_0 = 2 \text{ мм/с}$, если $W < 2 \text{ мм/с}$.

По формуле С.Х. Абальянца:

$$v_3 = a \sqrt[3]{R} \quad (9.27)$$

где

$$a = 0,382 \sqrt[3]{\rho W}. \quad (9.28)$$

По формуле А. Арифжанова:

$$v = \alpha_0 \cdot \sqrt[3]{\rho g R W};$$

$$\text{где } \alpha_0 = \sqrt[4]{\frac{W_0}{W}}; \quad W_0 = 0,069 \text{ мм/с};$$

Для выяснения условия работы канала необходимо определить действительную скорость v , наибольшую

неразмывающую v_p и наименьшую незаиляющую v_3 и сделать сравнение:

если $v \leq v_p$ канал не размывается;

если $v > v_p$ канал размывается;

если $v \geq v_3$ канал не заиляется;

если $v < v_3$ канал заиляется;

если $v \leq v_3 \leq v_p$ канал не размывается и не заиляется.

9.5. Основные задачи при расчете трапецеидальных каналов

Трапецеидальный канал характеризуется следующими шестью элементами:

$$Q, m, n, i, b, h.$$

Задачи гидравлического расчета канала могут быть следующих типов:

А. Три основные задачи гидравлического расчета канала (известны пять элементов, найти один).

Задача 1.

Даны все размеры живого сечения m, b, h , уклона дна i , коэффициент шероховатости n . Требуется найти расход Q воды в канале.

Решение:

1. Вычисляем ω, χ, R , по зависимостям: (9.1 и 9.2, 9.3);

2. Вычисляем $C = \frac{1}{n} R^y$;

3. Вычисляем $v = C \sqrt{Ri}$ или $v = \frac{R^{2/3}}{N}$, приняв $y = 1/6$

4. Определяем $Q = \omega v$

Проверяем канал на размыв и заиление как указано в пункте 9.3.

Задача 2.

Даны: Q, m, n, b, h . Найти значение уклона дна i .

Решение:

1) Также как и в задаче 1 определяем величины ω, χ, R, C ;

2) Вычисляем уклон дна по зависимости:

$$i = \frac{Q}{\omega^2 c^2 R} \text{ или } \bar{i} = \frac{Q^2 n^2}{\omega^2 R^{4/3}}, \text{ приняв } y=1/6$$

Задача 3.

Определение глубины наполнения канала при равномерном движении h_0 .

Даны: Q, m, n, i, b, n . Требуется определить глубину наполнения канала h_0 . Следует подчеркнуть, что при неизвестной величине h_0 задача прямого решения не имеет, т.к. величины ω, R, C сложно выражаются через h_0 .

Поэтому рассмотрим следующие способы определения h_0 .

1 способ определения нормальной глубины путем построения рабочей характеристики канала, графика $Q=f(h)$.

Ход решения задачи поясняется на следующем примере.

Пример 9.1

Определить нормальную глубину в канале трапецеидального сечения при пропуске расхода $Q=10 \text{ м}^3/\text{с}$, если $m=1.0$; $n=0.015$; $i=0.0003$; $b=7.0 \text{ м}$.

Решение:

1. Задаем ряд значений h и для каждой h вычисляем расход Q как в задаче 1. Расчет сводим в таблицу следующей формы.

Таблица к расчету глубины равномерного движения воды.

Таблица 9.1

$h \text{ (м)}$	$\omega \text{ (м}^2\text{)}$	$\chi \text{ (м)}$	$R \text{ (м)}$	$C \text{ (м}^{0.5}\text{/с)}$	$Q \text{ (м}^3\text{/с)}$
1.0	8.0	9.82	0.81	48.3	6.03
1.3	10.8	10.7	1.02	50.2	9.50
1.5	12.8	11.2	1.14	51.1	12.00

2. По данным таблицы строим график $Q=f(h)$ (рис. 9.3), из которого при заданном расходе $Q=10 \text{ м}^3/\text{с}$ определяем $h_0=1.35 \text{ м}$.

Необходимо обратить внимание студентов на то, что кривая $Q=f(h)$ проходит через начало координат. Для построения плавной кривой необходимо задавать не менее трех значений h .

3. Проверку решения при найденном значении h_0 выполняем по формуле (9.12).

4. Сравниваем действительную среднюю скорость v_c , V_p , V_3 , для выявления условия работы канала.

Способ II определения нормальной глубины по линейке инженера В.Ф. Пояркова, построенной по формуле Шези-Маннинга. Правила пользования ею указаны на самой линейке.

Способ III определения нормальной глубины по таблицам доцента Р.М. Каримова, приведенным в [6].

Способ IV определения нормальной глубины на ЭВМ. Для этого составлен специальный алгоритм расчета.

Канал трапецидального сечения

Пример 9.2.

Определить нормальную глубину для трапецидального канала h_0 при известных: $Q=20 \text{ м}^3/\text{с}$; $m=1.5$; $n=0.02$; $i=0.0004$; $b=10 \text{ м}$, по таблицам Р.М. Каримова.

Решение:

1. Вычисляем значение функции:

$$K_1 = 0,159 \frac{Qn}{\sqrt{i}} = 0,159 \frac{20 \cdot 0,02}{\sqrt{0,0004}} = 3,18$$

2. Из таблицы 1-1 (стр. 12-13) по K_1 определяем $R_0=1.54$

3. Вычисляем значение отношения:

$$K_2 = \frac{b}{R_0} = \frac{10}{1,54} = 6,49$$

4. Из таблицы 2-3 (стр. 90-97) по заданному коэффициенту откоса и вычисленному K_2 определяем значение:

$$S = \frac{h_0}{R_0} = 0,957$$

5. Определяем глубину $h_0 = SR_0 = 0.957 \cdot 1.54 = 1.47 \text{ м}$.

Пример 9.3

Определить глубину наполнения канала h_0 параболического сечения при известных значениях:

$$Q=16 \text{ м}^3/\text{с}; \quad p=30 \text{ м}; \quad \alpha=3; \quad i=0.0003; \quad n=0.014$$

Уравнение параболы, образующей смоченный периметр: $x^2=py$

Решение:

1. Вычисляем значение функции

2. По таблице 1-1 (стр. 12-13) определяем $R_0=1.30$

3. Вычисляем значение функции: $K_2 = Q^{1/(\alpha-1)} / R_0 = 30^{1/(3-1)} / 1.30 = 4.21$

4. По таблице 2-5 для (стр. 49-63) $\alpha=3$ и $K_2=4.21$ определяем

$$S_1 = h_0 / R_0 = 1.47$$

5. Зная величины S и R_0 определяем

$$h_0 = S_1 R_0 = 1.47 \cdot 1.30 = 1.91 \text{ м}$$

6. По таблице 2.5 определяем отношение

$$S_2 = \frac{B}{R_0} = 6,0$$

7. Определяем ширину потока по верху:

$$B = S_2 R_0 = 6,0 \cdot 1,30 = 7,80 \text{ м}$$

Задачи, встречающиеся при проектировании каналов (известны 4 элемента, найти два).

Поясняя решение задач такого типа, необходимо указать, что т.к. для расчета равномерного движения в открытых руслах имеется только одна формула:

$$Q = \omega \cdot C \sqrt{Ri}$$

то при числе неизвестных элементов более одного необходимо задавать дополнительные уравнения.

Задача 4

Даны Q , m , n , b , и дополнительно v .

Требуется найти h_0 и i .

Решение:

Для определения двух неизвестных элементов имеем уравнения:

$$1) Q = \frac{\omega R^3}{N} \quad \text{и} \quad 2) mh^2 + bh = \frac{Q}{v}$$

1. Вычисляем площадь живого сечения:

$$\omega = \frac{Q}{v}$$

2. Определяем глубину наполнения из формулы:

$$h = \frac{1}{2m} \left(\sqrt{b^2 + 4m\omega} - b \right)$$

3. Определяем значение смоченного периметра:

$$\chi = b + 2m'h$$

4. Вычисляем величину гидравлического радиуса:

$$R = \frac{\omega}{\chi}$$

5. Вычисляем величину уклона дна:

$$i = \frac{v^2 n^2}{R^3}$$

Задача 5

Даны: Q , m , n , i , и дополнительно v .

Требуется найти h_0 и b .

Решение:

1. Вычисляем: $\omega = \frac{Q}{\nu}$

2. Вычисляем: $R = (\nu N)^{2/3}$

3. Вычисляем: $\chi = \frac{\omega}{R}$

4. Имея два уравнения:

$$mh^2 + bh - \omega = 0 \quad (1) \text{ и } b + 2m'h\chi = 0 \quad (2)$$

Определяем: $h_{1,2} = \frac{1}{2M} \left(\chi \pm \sqrt{\chi^2 - 4M\omega} \right)$

5. Ширина по дну равна: $b = \frac{\omega}{h} - mh$

Студентам следует указать, что каналы имеют стандартную ширину по дну:

$\omega_{см} = 0.2; 0.4; 0.5; 0.8; 1.0; 1.2; 1.5; 2.0; 2.5; 3.0; 3.5; 4.0; 4.5; 5.0$; и далее через 1.0 м.

6. Вычисленная величина b округляется до стандартного значения и уточняется глубина наполнения канала h_0 при $b = b_{ст}$.

Задача 6

Даны: Q, m, n, i и дополнительно R . Найти b и h_0

Решение:

1. Определяем площадь живого сечения:

$$\omega = \frac{QN}{R^{2/3}}$$

2. Определяем:

$$\chi = \frac{\omega}{R}$$

3. Определяем:

$$h_{1,2} = \frac{1}{2M} \left(\chi \pm \sqrt{\chi^2 - 4M\omega} \right)$$

4. Ширина канала по дну:

$$b = \frac{\omega}{h} - mh$$

5. Уточнение величин b и h_0 выполняется как указывалось выше.

Задача 7

Даны: Q , m , n , i и дополнительно β .

Требуется найти h_0 и b .

Решение:

1. Определяем гидравлический радиус: $R = \left[\frac{QN(\beta + m)}{(\beta + 2m^2)^2} \right]^{3/4}$

Далее решение выполняется как в задаче 6.

Проектирование неразмываемого трапецидального канала стандартной ширины по дну

При проектировании канала обычно известны расход и характеристика грунта, в котором должен быть построен неразмываемый канал.

Таким образом известны: Q и тип грунта, характеризующий коэффициентом сцепления C или диаметром частиц d . Средняя скорость движения воды в канале равна наибольшей скорости $v = v_p$.

Проектирование каналов выполняется в соответствии с СНиПом (СНиП 2.06.03-97).

Решение выполняется в следующем порядке:

1. По характеристике грунта и расхода определяется коэффициент шероховатости n (СНиП таблица 3-1), (Таблица 6, приложение и коэффициент заложения откосов — m).

2. Из статистических зависимостей С.А. Гиршкана определяется рациональная ширина канала по дну b_2

$$b_f = A \cdot Q^x$$

при $Q=(1.0-1.5) \text{ м}^3/\text{с}$ $A=1.4$; $x=0.85$;

$Q=(1.5-50) \text{ м}^3/\text{с}$ $A=1.5$; $x=2/3$;

$Q \geq 50 \text{ м}^3/\text{с}$ $A=1.3$; $x=2/3$.

Полученная ширина канала по дну b_f округляется до стандартного значения.

Выполнив эти действия для дальнейшего решения задачи, будут известны: Q , m , n , b , и в качестве дополнительного условия $v=v_p$.

3. По характеристике грунта (тип грунта и коэффициент сцепления или диаметр частиц грунта) из СНиП выписываются допустимые (Таблица 4, приложение) неразмывающие средние скорости v_p , при средней глубине потока h . Составляется таблица (9.2).

Таблица 9.2

h (м)	v_p (м/с)	ω (м ²)	v (м/с)
0.5			
1.0			
3.0			
5.0			

4. При взятых из СНиП h , определяются значения площади живого сечения $\omega=h(b+mh)$ и средней скорости потока $v=Q/\omega$.

5. По данным таблицы строятся графики $v_p=f(h)$ и $v=\varphi(h)$ (рис. 9.4).

Точка пересечения кривых определит действительные значения v и h_0 потока.

6. При найденном значении h_0 определяются величины ω , χ , R , i .

10. НЕРАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В КАНАЛАХ

10.1. Примеры возникновения плавно изменяющегося движения

Неравномерное движение воды в каналах характеризуется в общем случае условиями:

$h \neq \text{const}$ (вдоль течения);

$v \neq \text{const}$ (вдоль течения);

$J_e \neq J_p \neq i$

Такое явление возникает, когда каким-либо путем нарушается равномерное движение.

Например:

1. Русло канала цилиндрическое с прямым уклоном дна ($i > 0$);

а) в канале устраивается плотина (рис. 10.1.а);

б) в канале устраивается перепад (рис. 10.1.б);

в) в канале устраивается щит (рис. 10.1.в).

2. Русло канала цилиндрическое с горизонтальным дном ($i=0$) (рис. 10.2.а.), или с обратным уклоном: ($i < 0$) (рис. 10.2.б.).

3. Русло не цилиндрическое: расширяющееся или сужающееся (рис. 10.3. а и б).

При изучении теории неравномерного плавно изменяющегося движения необходимо использовать следующие понятия, рассматриваемые ниже.

10.2.1. Удельная энергия сечения

Удельная энергия в каком-либо живом сечении потока, вычисленная относительно плоскости сравнения О-О, проходящей по самой нижней точки дна сечения русла (рис. 10.4.) без учета атмосферного давления, называется удельной энергией сечения $\mathcal{E}$ и определяется по формуле:

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha v^2}{2g}.$$

Размерность удельной энергии сечения линейная.

Следует подчеркнуть, что полная удельная энергия E всегда уменьшается вниз по течению, тогда как удельная энергия сечения $\mathcal{E}$ может быть постоянной по длине потока (случай равномерного движения): ($h=const$ и $v=const$).

10.2.2. График удельной энергии сечения.

Критическая глубина и способы ее определения

Перепишав формулу удельной энергии сечения в виде:

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}, \quad (10.2)$$

поясняется зависимость удельной энергии сечения $\mathcal{E}$ от глубины потока h при постоянных величинах Q , m , b . Исследуя выражение $\mathcal{E}=f(h)$ необходимо задать предельные значения h : $h \rightarrow 0$ и $h \rightarrow \infty$ и показать, что при этих значениях величина $\mathcal{E}$ стремится к бесконечности.

Таким образом, при некотором промежуточном значении h величина удельной энергии сечения будет иметь минимальное значение $\mathcal{E}_{min}$.

Для построения графика $\mathcal{E}=f(h)$ необходимо отложить значения глубины h на оси ординат, а соответствующие им значения удельной энергии $\mathcal{E}$ на оси абсцисс в одинаковом масштабе.

Кривая $\mathcal{E}=f(h)$ будет иметь две асимптоты: биссектриса координатного угла и ось абсцисс (рис. 10.5). Глубина потока, при которой удельная энергия сечения приобретает минимальное значение называется критической и обозначается h_k . Следует заметить, что h_k определяется для данного сечения потока. Величина ее зависит только от расхода и формы поперечного сечения потока.

Значение критической глубины для русла любого поперечного сечения определяется из уравнения:

$$\frac{\omega^3_{кр}}{B_{кр}} = \frac{\alpha Q^3}{g} \quad (10.3)$$

Критическая глубина в треугольном, прямоугольном и параболическом руслах определяется непосредственно из этого уравнения.

а) Прямоугольное русло: формула для определения $h_{кр}$ имеет вид:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} \quad (10.4)$$

Введя в рассмотрение удельный расход:

$$q = \frac{Q}{b}, \quad (10.5)$$

и приняв $\alpha=1.1$ и $g=9.81 \text{ м/с}^2$ получим:

$$h_{кр} = 0.482 q^{2/3}, \quad (10.6)$$

или при $\alpha=1.0$ будем иметь:

$$h_{кр} = 0.467 q^{2/3}, \quad (10.7)$$

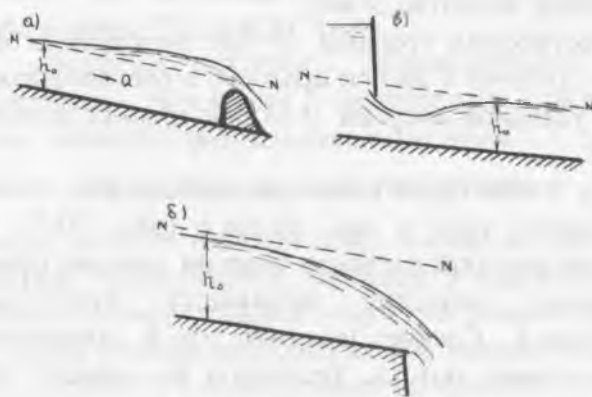


Рис. 10.1. Примеры равномерного движения воды в канале.



Рис. 10.2. Примеры неравномерного движения в цилиндрическом канале с горизонтальным дном и обратным уклоном

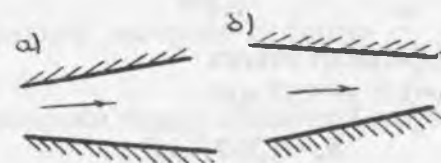


Рис. 10.3. Нецилиндрическое (непризматическое) русло

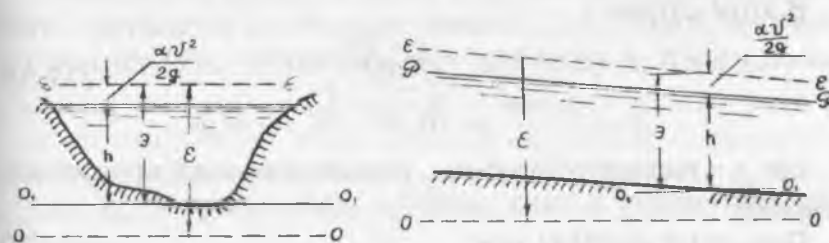


Рис. 10.4. К определению удельной энергии сечения Э

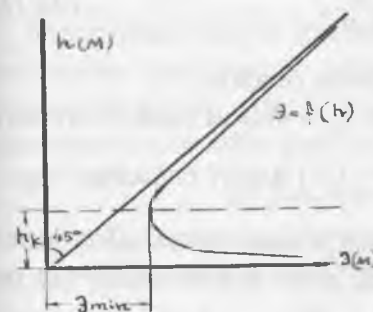


Рис. 10.5. График удельной энергии сечения

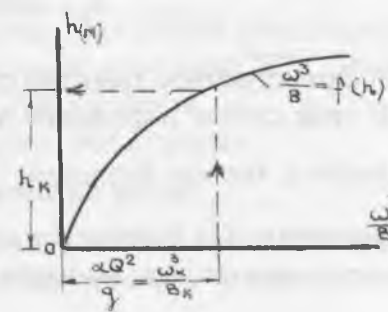


Рис. 10.6. Определение критической глубины

Значение величины критической глубины для прямоугольного русла может быть определено из [2], [2:8:9 и др.].

б) симметричное прямоугольное сечение.

Для треугольного русла значение критической глубины вычисляется по формуле:

$$h_n = \sqrt[3]{\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}}, \quad (10.8)$$

где m — коэффициент откоса.

При $m=1$ и $\alpha=1.0$; $g=9.81 \text{ м/с}^2$

$$h_n = 0.290 \sqrt[5]{Q^2}; \quad (10.9)$$

в) Параболическое сечение ($x^2=2py$)

В этом случае:

$$h_n = \sqrt[4]{\frac{2\alpha Q^2}{p}}, \quad (10.10)$$

где: p — параметр параболы, ограничивающей поперечное сечение.

При $\alpha=1.0$ и $g=9.81 \text{ м/с}^2$

$$h_n = 0.455 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{P}}; \quad (10.11)$$

г) симметричное трапецеидальное сечение.

В этом случае выражение для h_n в явном виде получить не удастся, так как функция $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ имеет сложный вид.

Уравнение (10.3) решается графическим путем. Для этого задаются различные значения глубины и определяются по соответствующим значениям: ω , B , $\frac{\omega^3}{B}$.

Расчеты выполняются в таблице формы 10.1

Таблица 10.1

$h \text{ (м)}$	$\omega \text{ (м}^2\text{)}$	$B \text{ (м)}$	$\frac{\omega^3}{B}$
-----------------	-------------------------------	-----------------	----------------------

По данным таблицы строится кривая $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$, откладывается по оси ординат значения h , а по оси абсцисс — соответствующие значения функции $\frac{\omega^3}{B}$ (рис. 10.6). На

этой кривой находим точку, абсцисса которой равна $\frac{\alpha Q^2}{g}$.

Ордината этой точки будет искомой глубиной h_n .

Значительно проще значение критической глубины может быть определено с помощью графика Л.А. Машковича или по способу И.А. Агроскина, или по методу А. Арифжанова

$$h_n = (0.73 - 0.12 \ln \frac{mh_{n0}}{b_{cm}}) \cdot h_n$$

где h_{n0} — критическая глубина канала прямоугольного сечения.

10.2.3. Нормальная глубина

Студентам следует напомнить, что глубина равномерного движения называется нормальной глубиной и в теории неравномерного движения обозначается h_0 , а также напомнить способы определения этой глубины.

10.2.4. Критический уклон

Критический уклон i_k , такой уклон дна призматического русла, при котором при заданном расходе Q выполняется равенство $h_0 = h_n$.

Для определения значения критического уклона записываются формулы:

$$i_{\kappa} = \frac{Q^2}{\omega_{\kappa}^2 C_{\kappa}^2 R_{\kappa}}, \quad (10.12)$$

или при определении коэффициента Шези по формуле Маннинга

$$i_{\kappa} = \left| \frac{Q \cdot n}{\omega_{\kappa} R_{\kappa}^{2/3}} \right|^2, \quad (10.13)$$

$$i_{\kappa} = \frac{g \chi_{\kappa}}{\alpha C_{\kappa}^2 B_{\kappa}}, \quad (10.14)$$

где гидравлические элементы с индексом «к» вычисляются по соответствующим формулам при критической глубине h_{κ} .

10.2.5. Спокойное и бурное состояние потока

Поясняя этот вопрос, необходимо снова обратиться к графику удельной энергии сечения $\mathcal{E}=f(h)$ (рис. 10.5) и подчеркнуть, что при одном и том же значении удельной энергии сечения поток может находиться в спокойном и бурном состоянии.

Результат сравнения глубины потока с глубиной h_{κ} является критерием для установления энергетического состояния потока.

Если $h > h_{\kappa}$ — состояние потока спокойное ($\epsilon_n > \epsilon_{\kappa}$).

Если $h < h_{\kappa}$ — состояние потока бурное ($\epsilon_n < \epsilon_{\kappa}$).

Критическое состояние потока будет при $h = h_{\kappa}$ ($\epsilon_n = \epsilon_{\kappa}$).

Для суждения о степени кинетичности потоков, характеризуемых одним и тем же энергетическим состоянием имеются понятия: число Фруда F_r (отношение удвоенной кинетической энергии к глубине потока в данном сечении) и параметр кинетичности Π_{κ} (отношение удвоенной кинетической энергии к глубине безнапорного потока).

$$F_r = \frac{v^2}{gh}, \quad (10.15)$$

$$\Pi_k = \frac{v^2}{gh_{cp}} = \frac{\alpha Q^3 B}{g \omega^3}, \quad (10.16)$$

где: h — глубина потока в данном сечении;

h_{cp} — средняя глубина потока в данном сечении.

Число Фруда F_r и параметр кинетичности Π_k безразмерные величины. Для прямоугольного сечения русла $F_r = \Pi_k$. При бурном состоянии потока $F_r > 1.0$ и $\Pi_k > 1.0$. При спокойном состоянии потока $F_r < 1.0$ и $\Pi_k \ll 1.0$. Критическое состояние потока характеризуется равенством $F_r = \Pi_k = 1.0$.

10.3. Группы и классы призматических водотоков.

Зоны течения. Формы кривых свободной поверхности.

Следует подчеркнуть, что рассматриваются только призматические (цилиндрические) русла «правильной» формы.

При этом необходимо напомнить, что линии нормальных глубин $N-N$ и критических глубин $K-K$ проводятся параллельно дну канала на расстоянии h_0 и h_k от него.

Следует, подчеркнуть, что при нанесении линий $N-N$ и $K-K$ надо учитывать зависимость величины нормальной глубины от уклона дна: в руслах с уклоном дна $i < i_k$, $h_0 > h_k$ и линия $N-N$ проходит выше линии $K-K$.

В руслах с уклоном дна $i > i_k$, линия $N-N$ проходит ниже линии $K-K$. Линии $N-N$ и $K-K$ совпадают при уклоне дна $i = i_k$, т.к. в этом случае $h_0 = h_k$.

Необходимо также заметить, что в русле с горизонтальным дном ($i = 0$) и в русле с обратным уклоном дна ($i < 0$) уравнение равномерного движения теряет физический смысл, и в руслах с такими уклонами линия нормальных глубин $N-N$ удаляется в бесконечность. В руслах с $i = 0$ и $i < 0$, будет только линия критических глубин $K-K$. Линии $N-N$ и $K-K$ делят

продольный профиль канала на отдельные зоны течения (a, b, c).

Зона «а» располагается выше линий $N-N$ и $K-K$, зона «b» между линиями $N-N$ и $K-K$, зона «с» — ниже этих линий.

В каждой из этих зон может располагаться только одна кривая свободной поверхности.

В потоке глубина по течению может увеличиваться, кривая свободной поверхности при этом называется кривой подпора, или уменьшаться, в этом случае формируется кривая спада.

Следует запомнить, что:

а) в зонах «а» и «с» формируются только кривые подбора, в зонах «b» — кривые спада;

б) к линиям нормальных глубин кривые свободной поверхности подходят асимптотически.

При переходе через линию $K-K$ возникает разрыв в непрерывном и плавном изменении глубин. Поэтому к линиям критических глубин кривые подходят под углом 90° .

в) при безграничном возрастании глубин ($h \rightarrow \infty$), кривые свободной поверхности асимптотически приближаются к горизонтальной линии.

В заключение следует рассмотреть несколько схем водотоков с различными заданными глубинами и показать возможные формы кривых свободной поверхности рис. 10.6а.

10.4. Расчет кривых свободной поверхности в призматических руслах

Для расчета кривых свободной поверхности должны быть известны: Q , m , n , i , b , а также глубина в начале участка h_1 , или в конце h_2 и общая длина участка L , на котором необходимо построить кривую свободной поверхности.

Рассмотрим расчет кривых свободной поверхности в призматических руслах способами Б.А. Бахметева и В.И.Чарномского.

Расчет кривых свободной поверхности состоит из двух частей:

1) установлены формы кривой свободной поверхности, подлежащей построению, на основе анализа дифференциальных уравнений плавно изменяющегося движения в призматическом русле, результаты которого приведены в [1] (стр. 244-250), при этом следует помнить сказанное в пункте 10.2 о формировании кривых свободной поверхности;

2) собственно расчета кривых свободной поверхности, заключающийся в задании глубин в соответствии с установленной формой кривой и нахождении расстояния l между известной и задаваемой глубинами.

Следует помнить, что кривые свободной поверхности при спокойном состоянии потока рассчитываются вверх по течению и вниз по течению — при бурном состоянии потока.

Нумерация сечений производится всегда вниз по течению.

При подходе кривых свободной поверхности к линии нормальных глубин следует считать равномерное движение потока при глубинах $h=h_0 \pm (l \div 2)$ см.

А. Способ Б.А. Бахметева.

Расстояние между соседними глубинами определяется по формулам:

а) при $i > 0$ (положительный уклон):

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \{ \eta_2 - \eta_1 - (1-j) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \}, \quad (10.17)$$

где: $\varphi(\eta)$ — функция Б.А. Бахметева, зависит от относительной глубины и гидравлического показателя русла x [1] (стр. 573); (Таблица 7, приложение);

$\xi = \frac{h}{h_0}$ — относительная глубина;

h_0 — нормальная глубина.

Среднее значение величины j определяется из формулы:

$$\bar{j} = \frac{\alpha \cdot i C^2 \cdot \bar{B}}{g \chi} = \frac{\alpha \cdot i \bar{R}^{\frac{1}{3}} \bar{B}}{n^2 g \chi}, \quad (10.18)$$

где: χ , B , C , R — значения элементов, вычисляемых при средней глубине на рассматриваемом участке потока;

h_{cp} — средняя глубина для зоны течения $K_{cp} = \omega \cdot C c_p \sqrt{R_{cp}}$ модуль расхода;

$$\bar{h} = \frac{h_1 + h_2}{2}, \quad (10.19)$$

$$x = 2 \frac{\lg K_{cp} - \lg K_0}{\lg h_{cp} - \lg h_0}. \quad (10.20)$$

Гидравлический показатель русла может быть определен по формуле Р.Р. Чугаева для трапецеидального русла:

$$x = 3,4 \left(1 + \frac{m}{\frac{b}{h_{cp}} + m} \right) - 1,4 \frac{\frac{m'}{b} + m'}{\frac{b}{h_{cp}} + m'}. \quad (10.21)$$

$$m' = 2\sqrt{1 + m^2}. \quad (10.22)$$

Значение величины x можно так же определить по графику А.Н. Рахманова зависимости $x=f(\beta c_p)$, приведенному в [2], (стр. 110) или [7], (стр. 35).

Значения средней глубины h_{cp} следует определять в зависимости от формы кривой свободной поверхности, подлежащей расчету.

Кривая типа $+a_1$

$$h_{cp} = \frac{h_0 + h_\phi}{2}$$

$$\text{Кривая типа } - b_I \quad h_{cp} = \frac{h_0 + h_\phi}{2}$$

$$\text{Кривая типа } + c_I \quad h_{cp} = \frac{h_\phi + h_\kappa}{2}$$

$$\text{Кривая типа } + c_0 \quad h_{cp} = \frac{h_\phi + h_\kappa}{2}$$

$$\text{Кривая типа } + c^I \quad h_{cp} = \frac{h_\phi + h_\kappa}{2}$$

где: h_ϕ — фиксированная (заданная) глубина потока.

б) при $i=0$ — (горизонтальный участок канала)

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i_k} \{ (\bar{j}_k - 1)(\xi_2 - \xi_1) - [\varphi(\xi_2) - \varphi(\xi_1)] \}, \quad (10.23)$$

где: h_k — критическая глубина; i_k — критический уклон;

$$\xi = \frac{h}{h_k} \text{ — относительная глубина; } \bar{j}_k = \frac{\alpha \cdot i_k^{-2} \cdot \bar{B}}{g\chi}, \quad (10.24)$$

$$x = 2 \frac{\lg K_{cp} - \lg K_k}{\lg h_{cp} - \lg h_k}, \quad (10.25)$$

$$K_\kappa = \frac{Q}{\sqrt{i_\kappa}}. \quad (10.26)$$

При значениях аргумента, лежащих в пределах $0 < \xi \leq 1.3$ значение гидравлического показателя русла можно принимать $x=4.0$, т.к. его влияние на величину $\varphi(\xi)$ незначительно в указанных пределах φ .

в) при $i < 0$ (обратный уклон)

$$l_{1-2} = \frac{h'_0}{i'_k} \{ (\xi_2 - \xi_1) + (1 + \bar{j}) [\varphi(\xi_2) - \varphi(\xi_1)] \}, \quad (10.27)$$

где: h^I_0 глубина фиктивного равномерного потока, i^I - абсолютная величина уклона дна.

$$\bar{j} = \frac{\alpha \cdot i^I \cdot c \cdot B}{gx}, \quad (10.28)$$

$$x = 2 \frac{\lg K_{cp} - \lg K'_k}{\lg h_{cp} - \lg h'_k}, \quad (10.29)$$

где:
$$K'_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}. \quad (10.30)$$

При изменении аргумента ξ в пределах $0 < \xi \leq 0.6$ гидравлический показатель русла можно принять $x=4.0$, т.к. в указанных пределах значения ξ влияние x на величину $\varphi(\xi)$ незначительно.

Пример 10.1

Трапецеидальный канал длиной $L=130$ м, $b=8.0$ м; $m=1.0$; $n=0.015$; $i=10i_k$ пропускает расход $Q=30$ м³/с. В начале канала устанавливается глубина $h_1=1.0$ м. Требуется установить тип кривой свободной поверхности и рассчитать эту кривую по способу Б.А. Бахметева.

Решение:

Поскольку уклон дна канала задан в зависимости от i_k , то порядок расчета будет следующий:

1. Определяем критическую глубину h_k по одним из способов, указанных в пункте 10.2.2. $h_k=1.08$ м.

2. Вычисляем критический уклон по формуле:

$$i_k = \left| \frac{Q \cdot n}{\omega_k R_k^{2/3}} \right|^2$$

где: $\omega_k = h_k(b_1 + mh_k) = 1.08(8.0 + 1.0 \cdot 1.08) = 9.8$ м²

$$\chi_k = b + 2m \cdot h_k = 8.0 + 2 \cdot 1.0 \cdot 1.08 = 11.04$$
 м

$$R_k = \frac{\omega_k}{\chi_k} = \frac{9,8}{11,04} = 0,887i$$

$$i_k = \left| \frac{30 \cdot 0,015}{9,8 \cdot 0,887^{\frac{2}{3}}} \right|^2 = 0,00248$$

3. Уклон дна канала будет:

$$i = 10i_k = 10 \cdot 0,00248 = 0,0248$$

4. Определяем нормальную глубину одним из способов, указанных в пункте 9.1.

$$\beta = 16,0; \quad h_0 = \frac{b}{\beta} = \frac{8,0}{16,0} = 0,5 \text{ м}$$

5. Устанавливаем, к какой группе и классу относится рассматриваемый канал. Так как $i > i_k$ и $h_0 < h_k$, то канал относится к водотокам второго класса, группы А.

6. Наносим на профиль канала линии нормальных глубин $N-N$ и критических глубин $K-K$.

7. Устанавливаем форму кривой свободной поверхности, формирующейся в канале. Заданная глубина $h_1 = 1,0$ м меньше критической $h_k = 1,08$ м, но больше $h_0 = 0,5$ м. В канале будет формироваться кривая свободной поверхности типа — b_2 , в зоне течения « b ».

Вычисляем среднюю глубину:

$$h_{\text{ср}} = \frac{h_0 + h_1}{2} = \frac{0,5 + 1,0}{2} = 0,75 \text{ м}$$

Из графика ([2], рис. 9-15 стр. 110) определяем значение гидравлического показателя русла $\chi = 3,30$

9. Имея начальную глубину на участке $h_1 = 1,0$ м, задаем последующие уменьшающиеся глубины, вычисляем расстояния l , как указано в пункте 10.3.

Вычисления сводим в таблицу формы 10.2.

Расчет кривой свободной поверхности типа — b по способу Б.А. Бахметева.

Таблица 10.2

h_1 (м)	h_1 (м)	h' (м)	ω' (м ²)	χ' (м)	R (м)	C' (м ^{0.5} /с)	B' (м)	j	η_1	η_2	φ (η_1)
1.0	0.80	0.90	7.90	10.54	0.75	68.10	9.80	10.80	2.00	1.60	0.092
0.80	0.70	0.75	6.55	10.10	0.65	66.50	9.50	10.50	1.60	1.40	0.164
0.70	0.60	0.65	5.61	9.83	0.56	64.80	9.35	10.10	1.40	1.20	0.237
0.60	0.52	0.56	4.80	9.58	0.50	63.6	9.12	9.75	1.20	1.04	0.389

Продолжение таблицы 10.2

φ (η_2)	l (м)
0.164	6.25
0.237	9.90
0.389	23.80
0.826	81.10

$$\Sigma l = 121.05 \text{ м}$$

По данным таблицы строим кривую свободной поверхности, как показано на рис. 10.7.

Б. Способ В.И. Чарномского.

Способом В.И. Чарномского кривые свободной поверхности можно рассчитывать в призматическом и непризматическом каналах.

При этом используются расчетные зависимости следующего вида:

русло с прямым уклоном дна ($i > 0$):

$$l = -\frac{\Delta \mathcal{E}}{i - \bar{J}_e} . \quad (10.31)$$

горизонтальное русло $i = 0$:

$$l = -\frac{\Delta \mathcal{E}}{\bar{J}_e} . \quad (10.32)$$

русло с обратным уклоном дна ($i < 0$):

$$l = - \frac{\Delta \mathcal{E}}{i + \overline{J}_e}, \quad (10.33)$$

где: l — длина участка потока, ограниченного известной и заданной глубинами h_1 и h_2 ;

$\Delta \mathcal{E} = \mathcal{E}_{n+1} - \mathcal{E}_n$ — изменение удельной энергии сечения на расстоянии l

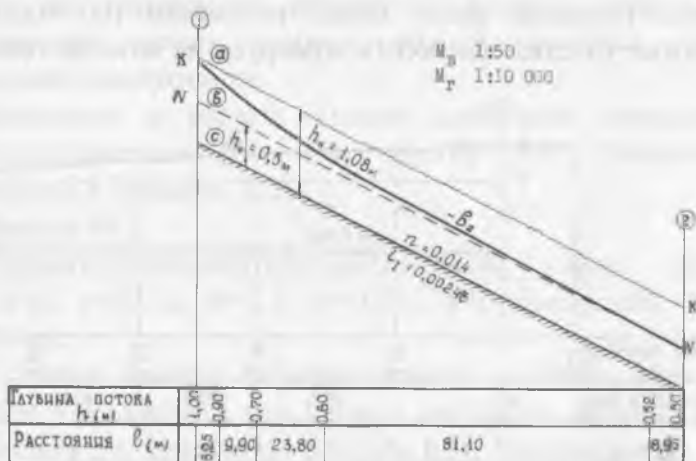


Рис. 10.7. Построение кривой свободной поверхности по способу Б.А. Бахметева

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}$$

$$i - \text{уклон дна канала; } \overline{J}_e = \frac{J_{en} + J_{en+1}}{2} \quad (10.34)$$

J_e — среднее постоянное значение гидравлического уклона, определяемое по формуле

или
$$J_e = \frac{v^2 \cdot C^2}{R^{4/3}}$$

где: $\overline{v}, \overline{C}, \overline{R}$ — гидравлические элементы, определяемые при среднем значении глубины $\overline{h}$:

$$\overline{h} = \frac{h_n + h_{n+1}}{2}. \quad (10.35)$$

При построении кривой свободной поверхности в непризматическом русле канал разбиваем на отдельные расчетные участки длиной l и нумеруем их вниз по течению.

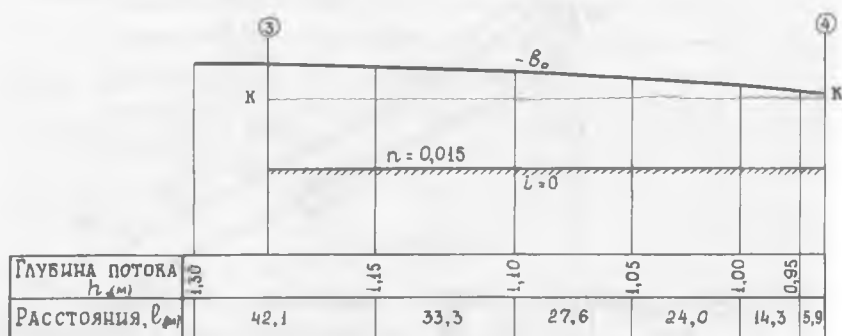


Рис. 10.8. Построение кривой свободной поверхности по способу В.И. Чарномского

Каждый такой участок рассматриваем отдельно. Если известна глубина в начальном сечении канала h_1 , расчет начинаем с первого расчетного участка и определяем глубину в конечном его сечении h_2 подбором:

Задаем ряд значений глубин h_2 в этом сечении и для каждой глубины вычисляем $\mathcal{E}_2$, J_{e2} , J_e затем $\Delta \mathcal{E}$.

Отыскиваем такую глубину, при которой выполняется равенство длины расчетного участка l с длиной, вычисленной по формулам (10.31), (10.32) или (10.33). Это решение можно выполнить путем построения графика

$l=f(h)$. Определив таким путем глубину в конце первого участка, переходим ко второму, при этом определенная h_2 для первого участка, будет h_1 для второго. Расчет повторяется для всех намеченных расчетных участков.

Если известна глубина в конечном сечении канала h_2 , расчет начинаем с последнего участка и определяем глубины в начале каждого расчетного участка так же, как определяли глубины в конечном сечении.

По полученным в результате расчета глубинам и расстояниям между ними строим в масштабе кривую свободной поверхности.

Пояснения к расчету кривой свободной поверхности в призматическом русле по способу В.И. Чарномского приведены в примере 10.2.

Пример 10.2

Призматический трапецеидальный канал длиной $L=130$ м, $b=12$ м, $m=1.5$, $n=0.015$, $i=0$ пропускает расход $Q=30$ м³/с.

В конце канала устанавливается глубина $h_2=0.9$ м. Требуется установить тип кривой свободной поверхности и рассчитать эту кривую по способу В.И. Чарномского.

Решение:

1. Определяем критическую глубину для канала:

Находим:

$$а) q = \frac{30,0}{12,0} = 2,5 \text{ м}^3 / \text{с} / \text{м} \text{ удаленный расход};$$

$$б) h_{кр} = 0,861 \text{ м}$$

$$в) \sigma_n = \frac{1,5 \cdot 0,861}{12,0} = 0,108 ;$$

$$г) K = 0,966$$

$$д) h_k = 0,966 \cdot 0,861 = 0,833 \text{ м}$$

Таблица 10.3

h (м)	ω (м ²)	χ (м)	R (м)	$R^{4/3}$	ν , (м/с)	$\nu^2/2g$, (м)	Je	Je	J_e	$\mathcal{E}$ (м)	$\Delta\mathcal{E}$ (м)	l (м)
0.90	12.02	15.25	0.79	0.73	2.50	0.32	0.0019	0.0017	0.0017	1.22	-0,01	5,9
0.95	12.76	15.43	0.83	0.78	2.35	0.28	0.0015	0.00145	0.00145	1.23	-0,02	14,3
1.00	13.50	15.61	0.86	0.80	2.22	0.25	0.0014	0.00125	0.00125	1.25	-0,025	24,0
1.05	14.25	15.79	0.96	0.88	2.10	0.23	0.0011	0.00105	0.00105	1.275	-0,029	27,6
1.10	15.01	15.97	0.94	0.92	2.00	0.20	0.0010	0.0009	0.0009	1.304	-0,03	33,3
1.15	15.78	16.15	0.98	0.98	1.90	0.18	0.00083	0.00078	0.00078	1.334	-0,033	42,1
1.20	16.56	16.33	1.01	1.00	1.81	0.17	0.00074			1.367		

2. Устанавливаем тип кривой свободной поверхности, подлежащей расчету. Заданная глубина $h_2=0.9$ м больше критической, кривая свободной поверхности будет формироваться в зоне в: тип кривой — b_0 .

3. Расчет кривой свободной поверхности. Задаем ряд увеличивающихся глубин вверх по течению и вычисляем расстояние l (в случае горизонтального дна $i=0$) l вычисляем по формуле (10.32) между известной и заданной глубинами. Вычисления сводим в таблицу, составленную по форме 10.3.

Расчет кривой свободной поверхности по способу В.И. Чарномского:

$$\Sigma l = 147.2 \text{ м}$$

По данным таблицы строим кривую свободной поверхности, как показано на рис. 10.8.

Глубина в начале участка $h_1=1.18$ м определена графически.

11. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

11.1. Гидравлический прыжок и его элементы

Гидравлическим прыжком называется резкое увеличение глубины потока от глубины h' , меньшей h_k , до глубины h'' большей h_k (рис. 11.1). Глубины h' и h'' , измеряемые перед гидравлическим прыжком и за ним, называются сопряженными глубинами.

$a = h'' - h'$ — высота гидравлического прыжка;

l_n — длина гидравлического прыжка;

l_{nn} — длина после прыжкового участка.

Гидравлический прыжок возникает при переходе потока из бурного состояния в спокойное.

В гидравлическом прыжке учитываются только местные потери напора.

Поясняя характер движения воды в пределах гидравлического прыжка, следует обратить внимание студентов на интенсивную турбулентность потока и его повышенную размывающую способность.

11.2. Уравнение гидравлического прыжка

Прыжковая функция и ее график.

Для прямоугольного цилиндрического русла с небольшим уклоном дна основное уравнение совершенного гидравлического прыжка имеет вид:

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + \omega_1 y_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + \omega_2 y_2, \quad (11.1)$$

где: ω_1, ω_2 площади живого сечения перед гидравлическим прыжком и за ним.

Для прямоугольного русла $y = \frac{h}{2}$, y_1, y_2 — глубины центра тяжести живого сечения (рис. 11.2).

$$\text{Для трапецеидальных русел } y = \frac{h}{6} \cdot \frac{(3b + 2mh)}{b + mh} \quad (11.2)$$

Из уравнения гидравлического прыжка видно, что левая его часть является функцией только h' , а правая – такой же функцией h'' . Выражение

$$\frac{Q}{g\omega} + y\omega = \Pi(h), \quad (11.3)$$

и $\Pi(h)$ называется прыжковой функцией $\dim \Pi(h) = L^3(M^3)$. Основное уравнение гидравлического прыжка можно записать в виде:

$$\Pi(h') = \Pi(h'') \quad (11.4)$$

Таким образом, для сопряженных глубин h' и h'' прыжковая функция имеет одну и ту же величину. Напомнив кратко анализ выражения прыжковой функции (11.3) следует показать график прыжковой функции (рис. 11.3) и отметить, что минимальное значение прыжковой функции будет при критической глубине h_k .

11.3. Определение сопряженных глубин в призматических руслах

Для определения одной из сопряженных глубин должны быть заданы расход, форма и размеры поперечного сечения канала, а также известна другая сопряженная глубина.

1. Прямоугольное сечение.

Сопряженные глубины определяются по формулам:

$$h' = \frac{h''}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h''} \right)^3} - 1 \right] \quad (11.5)$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h'} \right)^3} - 1 \right] \quad (11.6)$$

2. Трапецеидальное сечение.

Сопряженные глубины можно определить следующими способами.

а) По графику прыжковой функции.

Для построения графика прыжковой функции задаем значения глубин (больше и меньше h_k) и вычисляем величины $\Pi(h)$, отвечающие этим глубинам. Расчет выполняется в таблице формы 11.1.

Таблица 11.1

h (м)	ω (м ²)	y (м)	ωy	$\Pi(h)$ (м ³)
---------	----------------------------	---------	------------	----------------------------

По данным таблицы строим график $\Pi(h)$ и из графика $\Pi(h)$ по известной h' находим h'' или по известной h'' находим h' (рис. 11.3).

б) По графику А.Н. Рахманова (рис. 11.3). Для этого определяется критическая глубина h_k , затем вычисляются относительная глубина $\zeta' = h'/h_k$. (h' заданная сопряженная глубина) и $\frac{mh_k}{b}$. Из графика определяется ζ и $h'' = \zeta^{1/3} h_k$.

в) по графику Л.А. Машковича ([8] рис. 11.2).

пояснение расчета сопряженных глубин приведено на графике.

г) По приближенным формулам А.Н. Рахманова.



Рис. 11.1. Гидравлический прыжок и послепрыжковый участок

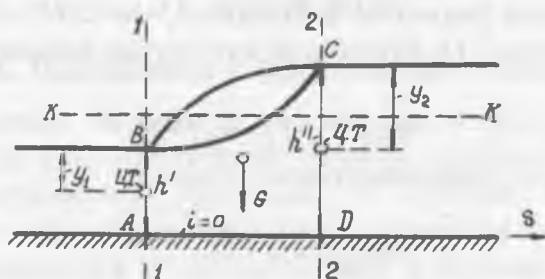


Рис. 11.2. Схема гидравлического прыжка

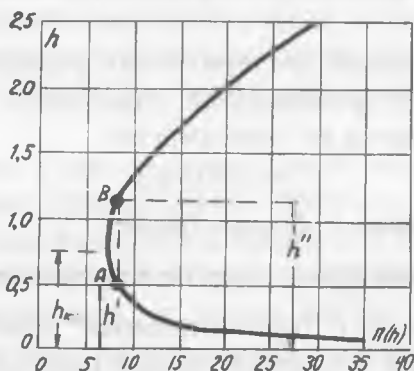


Рис. 11.3. График прыжковой функции $\Pi(h)$

$$\zeta' = \frac{12}{\zeta''} - 0,2 ; \quad \zeta'' = \frac{1}{0,167 - 0,834\zeta'} . \quad (11.7)$$

11.4. Определение длины гидравлического прыжка и послепрыжкового участка в призматическом русле

Для определения длины гидравлического прыжка рекомендуются следующие зависимости:

А. В русле прямоугольной формы:

1. Формула Саранцева: $l_n = 4,5 h''$. (11.8)

2. Формула Н.Н. Павловского $l_n = 2,5(1,9 h'' - h')$. (11.9)

3. Формула Бахметева и Матцке: $l_n = 5a = 5(h'' - h')$. (11.10)

4. Формула Г.Н. Косяковой для случая большого уклона дна русла

$$C_{\Sigma}(i > i_k) l_n = l_n(1 + 3i)$$

Б. В русле трапецидального сечения:

$$l_n = 5h'' \left(1 + 4 \sqrt{\frac{B_2 - B_1}{B_1}} \right), \quad (11.11)$$

где: B_1 и B_2 — ширина живого сечения поверху до и после прыжка.

На основе анализа эмпирических формул ряда авторов М.Д. Чертоусов рекомендует принимать длину после прыжкового участка по зависимости:

$$l_{nn} = (13 \div 15.6) h_n, \quad (11.12)$$

где: h_n — глубина в нижнем бьефе.

11.5. Определение потери энергии в гидравлическом прыжке

В случае русла с горизонтальным дном ($i=0$) потери удельной энергии в гидравлическом прыжке определяются по формуле:

$$\mathcal{E}_n = \left(h' + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right) - \left(h'' + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right). \quad (11.13)$$

В русле прямоугольной формы поперечного сечения выражение для определения потери энергии в прыжке имеет вид:

$$\mathcal{E}_n = \frac{\alpha^3}{4h'h''}. \quad (11.14)$$

Потери энергии в гидравлическом прыжке могут быть определены и графоаналитическим способом путем построения совмещенных графиков кривых $\mathcal{E}=f(h)$ и $P(h)$.

12. ВОДОСЛИВЫ

12.1. Терминология и классификация водосливов

Водосливом называется явление перетекания жидкости через какие-либо препятствия (пороги, сужения и т.д.).

Рассматриваются водосливы, у которых водосливное отверстие прямоугольной формы (кроме расходомерных), с прямолинейным в плане гребнем и прямым (лобовым) подходом потока (рис 12.1). При расчете водосливов учитываются только местные потери напора.

Классификация водосливов дается только в зависимости от формы и размеров поперечного сечения порога водослива (водосливной стенки). При этом в зависимости от отношения δ/H будут:

- а) водосливы с тонкой стенкой $\delta \leq (0.1 + 0.5)H$;
- б) водосливы практического профиля, когда толщина порога водослива находится в пределах $0.5 < \delta < 2H$;
- в) водосливы с широким порогом $2H < \delta < 8H$.

У этих водосливов, в общем случае, гребень порога представляет собой горизонтальную плоскость.

12.2. Основная расчетная формула для прямоугольного водослива

Основная расчетная формула для прямоугольного водослива имеет вид:

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (12.1)$$

где: m — коэффициент расхода, зависит от размеров и формы порога водослива.

Следует подчеркнуть, что на пропускную способность водослива влияют 4 основных фактора;

- 1) размеры и форма водосливной стенки;
- 2) величина скорости подхода;
- 3) наличие и степень бокового сжатия потока;

4) наличие и степень подтопления водослива.

12.3. Расчетные формулы для водослива с широким порогом

Вид расчетной формулы для водослива с широким порогом зависит от вида истечения:

а) не подтопленный водослив со свободным истечением (рис. 12.2);

б) подтопленный водослив (рис. 12.3).

Критерий подтопления водослива с широким порогом следует принимать по рекомендации Р.Р. Чугаева:

Если $h_n \leq n \cdot H_0$ водослив неподтоплен;

Если $h_n \geq n \cdot H_0$ водослив подтоплен:

где: $n = 0,75-0,85$; $h_n = h_n - C_n$ высота подтопления.

В случае свободного истечения расход воды определяется по формуле:

$$Q = mb\varepsilon\sqrt{2g}H_0^{3/2}. \quad (12.2)$$

В случае подтопленного истечения расчет водослива выполняется по формуле:

$$Q = \varphi_n b h_1 \sqrt{2g(H_0 - h_1)}, \quad (12.3)$$

где: ε — коэффициент бокового сжатия;

m — коэффициент расхода;

b — ширина водосливного отверстия;

H_0 — расчетный напор на водосливе;

φ_n — коэффициент скорости;

h_1 — глубина воды на пороге водослива.

12.4. Учет факторов, влияющих на пропускную способность водослива с широким порогом

А. Учет размеров и формы водосливной стенки.

Определение значения m .

Величина коэффициента расхода m определяется по данным Д.И. Кумина. Таблицы 11-1 и 11-2.

Отметим, что величина m в случае свободного и подтопленного истечения определяется одинаково.

Б. Учет величины скорости подхода. Определение величины H_0 .

Скоростью подхода можно пренебречь, если $\Omega b \delta > 4B \cdot H$, где: $\Omega b \delta$ — площадь живого сечения верхнего бьефа, $B = \Sigma_B$ — ширина водосливного фронта, H — геометрический напор на водосливе.

По предположению П.Г. Киселева скоростью подхода можно пренебречь, если:

$$v_0 \leq 0,361 \sqrt{H} . \quad (12.4)$$

В случаях, когда скоростью подхода можно пренебречь, расчетный напор на пороге водослива равен геометрическому $H_0 = H$.

В случаях, когда скорость подхода больше указанных выше пределов, расчетный напор определяется как:

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} , \quad (12.5)$$

При этом значение скорости подхода вычисляется по зависимости:

$$v_0 = \frac{Q}{\Omega_{b\delta}} . \quad (12.6)$$

В. Учет наличия бокового сжатия. Определение величины ε .

Влияние бокового сжатия учитывается введением в расчетную формулу водослива коэффициента бокового сжатия ε , определяемого по формуле Френсиса-Кригера:

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \left[\zeta_y + \frac{(n-1)\zeta_b}{n} \right] \frac{H_0}{b} , \quad (12.7)$$

где: ζ_y, ζ_b — коэффициенты уменьшения, учитывающие форму устоев и быков в плане.

Значения этих коэффициентов приведены в [1] (рис.12.4, 12.5).

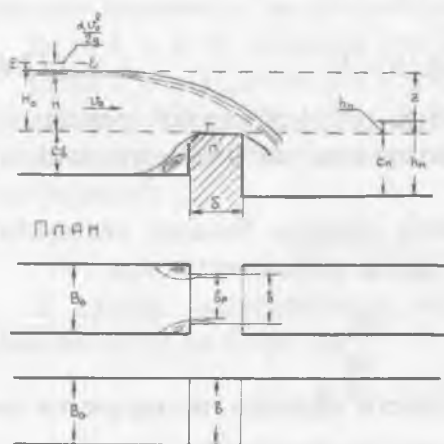
n — число отверстий сооружения.

Учет бокового сжатия может быть выполнен следующим образом:

$$b_p = \sum b - \sum a \quad (12.8)$$

где: $\sum a$ — суммарная величина отжимов у быков и устоев.

У устоев: $a_y = 0.2 \zeta_y H_0$. (12.9)



- ОБОЗНАЧЕНИЯ
- Π — порог водослива;
 - Γ — гребень порога;
 - H — геометрический напор на водосливе;
 - H_0 — расчетный напор;
 - ζ_{ef} — высоты порога в верхнем и нижнем бьефах;
 - δ — толщина порога водослива;
 - b — ширина водослива (водосливного отверстия);
 - B_0 — ширина русла, в котором устроен водослив;
 - u — скорость подхода;
 - b_0 — расчетная ширина водослива;
 - z — геометрический перепад на водосливе;
 - h_m — высота подтопления.

Рис. 12.1. Схема водослива

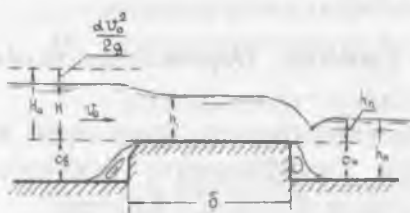


Рис. 12.2. Неподтопленный водослив с широким порогом

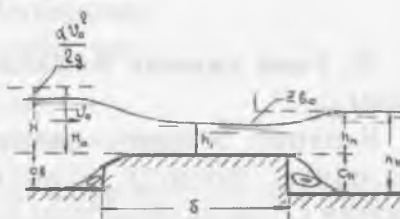


Рис. 12.3. Подтопленный водослив с широким порогом

У быков: $a_b = 0.2(n-1)\zeta_b H_0$. (12.10)

Тогда расход определяется по формуле:

$$Q = mb_p \sqrt{2gH_o} , \quad (12.11)$$

где

$$b_p = b - \Sigma(a_o + a_y). \quad (12.12)$$

Г. Учет наличия и степени подтопления.

Определение величины φ_n .

Величина φ_n , зависит от значения $\varepsilon \cdot t$ и берется в соответствии с данными Д.И. Кумина;

$\varepsilon \cdot t$ 0.30 0.32 0.34 0.36 0.38;

φ_n 0.77 0.84 0.90 0.96 0.99.

Глубина на пороге водослива h_l определяется по формуле:

$$h_l = h_H - C_H + Z_{bc} = h_n + Z_{bc} , \quad (12.13)$$

где: h_H — глубина воды в нижнем бьефе;

C_H — высота порога в нижнем бьефе;

h_n — высота подтопления ;

Z_{bc} — относительный перепад восстановления, определяемый по графику Р.Р. Чугаева в зависимости от величин:

$$\zeta = \frac{h_n}{h_{kn}} \quad \text{и} \quad v_H = \frac{h_H \cdot b}{h_H \cdot B_H} , \quad (12.14)$$

Здесь

$$h_{kn} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} , \quad (12.15)$$

B_H — ширина потока в нижнем бьефе.

12.5. Основные типы задач по теме

1. **Задача 1.** Определить ширину и число пролетов перегораживающего сооружения, построенного на магистральном канале:

Даны Q с размерами гидравлических элементов магистрального канала.

Решение: Состоит в определении ширины и числа пролетов перегораживающего сооружения, построенного на магистральном канале.

2. Входная часть перегораживающего сооружения осуществляется по схеме водослива с широким порогом.

3. В магистральном канале (МК) перед и за сооружением равномерное движение с глубиной h_0 . Геометрический напор на пороге водослива $H = h_0 - Cв$.

4. За сооружением быстроток-перепад. Вид истечения устанавливается путем сравнения высоты перепада P и h_0 .

5. Выясняется необходимость учета скорости подхода $v_0 = Q/\Omega_{МК}$, как указано в пункте 12.4, и определяется расчетный напор H_0 . Здесь $\Omega_{МК} = h_0(b_{МК} + mh_0)$ — площадь живого сечения верхнего бьефа.

6. Коэффициент расхода m первоначально принимается для прямоугольной формы входного ребра водосливной стенки.

7. Выполняется учет бокового сжатия потока, как указано в пункте 12.4. Ширина отверстия «в» определяется из заданного отношения b/H и округляется до стандартного значения.

8. Вычисляется расход одного отверстия Q_1 по формуле (12.2) или (12.11).

9. Число отверстий сооружения в первом приближении определяется как

$$n' = \frac{Q_{МК}}{Q}$$

10. Если число отверстий получится не целым, то, изменяя форму входного ребра водосливной стенки, а также форму быков и устоев в плане, и определив соответствующие коэффициенты расхода m и бокового сжатия ε , добиваемся целого числа отверстий.

11. Уточняем коэффициент бокового сжатия или сумму отжимов $\Sigma\alpha$ для всего сооружения и определяем пропускную способность сооружения по формуле:

$$Q = m \varepsilon \Sigma b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad \text{или} \quad Q = m \Sigma b_p \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

Пропускная способность перегораживающего сооружения должна быть $Q \geq Q_{\text{мк}}$.

12.6. Водосливы с порогом практического профиля

Водосливы практического профиля делятся на две основные группы:

1 группа — водосливы со стенкой криволинейного очертания (рис. 12.6): безвакуумные и вакуумные;

2 группа — полигонального очертания: с порогом прямоугольного, трапецеидального, треугольного очертания и с округленным входным ребром (рис. 12.7) и др.

Толщина стенки водослива δ лежит в пределах:

$$0.5 H < \delta < 2H$$

Расчетная формула:

$$Q = \sigma_n m \varepsilon b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (12.16)$$

где: σ_n — коэффициент подтопления водослива нижним бьефом;

m, ε, b, H_0 — означает то же, что и в водосливах с широким порогом.

12.6.1. Учет факторов, влияющих на пропускную способность водосливов практического профиля

А. Учет размеров и формы порога водослив.

Для криволинейного безвакуумного водослива со стенкой нормального очертания (Кригера — Офицерова) (рис. 12.6) коэффициент расхода m определяется по данным, приведенным в [1] (стр. 382).

Для водослива с порогом прямоугольного профиля коэффициент расхода определяется по зависимости:

$$\text{При } H/\delta = 2 \div 0.5, \quad m \approx 0.42(0.70 + 0.185 H/\delta) \quad (12.17)$$

Для низких водосливов с порогом трапецеидального профиля (рис. 12.7.б) коэффициент расхода рекомендуется определять по формуле:

$$m = \frac{\frac{\delta}{H}}{B \cdot \frac{\delta}{H} - c}, \quad (12.18)$$

где: B и C параметры, зависящие от котангенса угла наклона верховой грани к горизонту S :

S	1	2	3	5	10
B	2.9	2.81	2.79	2.77	2.72
C	0.27	0.21	0.20	0.17	0.09

Для водосливной стенки с закругленным ребром (рис. 12.7 г) при определении коэффициента расхода m_r вводится корректив $\delta_\phi = 1 + \frac{r}{H}$ в формулу (12.17) тогда:

$$m_r = m \sigma_\phi, \quad (12.19)$$

где: r/H — отношение радиуса закругления входного ребра порога к напору.

Б. Учет влияния наличия и степени подтопления водослив.

Определение σ_n .

Условие подтопления водослива выясняется в следующем порядке.

Сравнивается глубина воды в нижнем бьефе с высотой порога в нижнем бьефе: если $h_H \leq C_H$ водослив не подтоплен и коэффициент подтопления $\sigma_n = 1.0$.

Если $h_H > C_H$ могут быть два случая:

а) при $\frac{Z}{C_H} > \left(\frac{Z}{C_H} \right)_k$ водослив не подтоплен. $\sigma_n = 1.0$;

б) при $\frac{Z}{C_H} < \left(\frac{Z}{C_H} \right)_k$ водослив подтоплен. $\sigma_n < 1.0$

где: Z — геометрический напор на водосливе $Z = \nabla ГВВБ - \nabla ГВНБ$

$\left(\frac{Z}{C_n}\right)_c$ — критическое значение относительного перепада.

Величина его определяется из [1] (по графику на рис. 12—13 стр. 406).

Значение коэффициента подтопления σ_n определяется в зависимости от отношения h_n/H из [1].

Учет скорости подхода и бокового сжатия выполняется по тем же зависимостям, что и в случае водослива с широким порогом.

12.7. Основные указания по выполнению задачи

Задача 2. Определить пропускную способность водослива практического профиля.

1. В задаче рассматривается головной канал водовыпуска распределителя $P-1$ (рис. 12.9), работающий по схеме водослива практического профиля, т.к. по условию задания $0.5H < \delta < 2$.

Требуется определить его пропускную способность.



Рис. 12.4. Форма устоев в плане и коэффициенты уменьшения



Рис. 12.5. Форма быков в плане и коэффициенты уменьшения

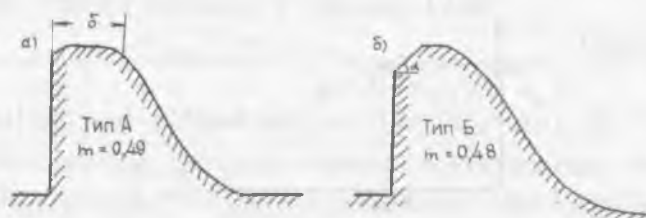


Рис. 12.6. Водосливы практического профиля криволинейного очертания

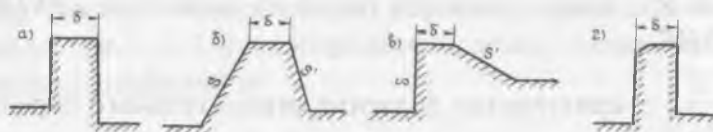


Рис. 12.7. Водосливы практического профиля

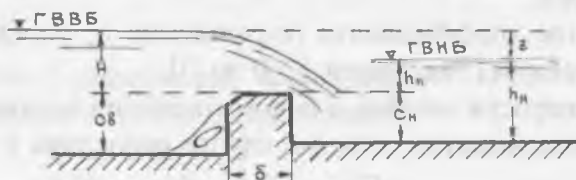


Рис. 12.8. К расчету водослива практического профиля

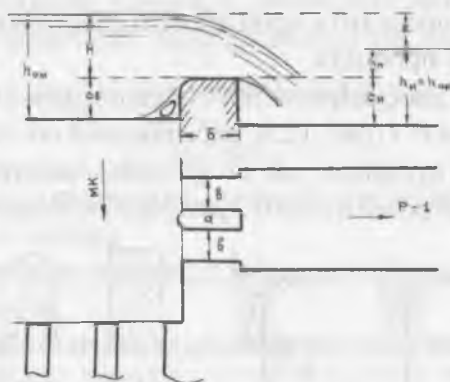


Рис. 12.9. Схема открытого водовыпуска

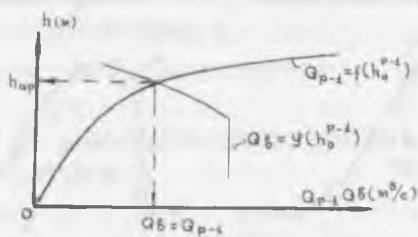


Рис. 12.10. к задаче № 2

1. Расчетная формула: $Q = \sigma_n m a n b \sqrt{2gH_0^{3/2}}$

2. Величина расчетного напора принимается равной геометрическому, т.к. подход потока к сооружению боковой $H_0 = H = h_0 - C_B$.

здесь: C_B — высота порога водослива в верхнем бьефе открытого водовыпуска.

3. Коэффициент бокового сжатия ϵ определяется, как указано в пункте 12.4. Коэффициент расхода устанавливается по зависимостям, приведенным в пункте 12.6.

4. Величина коэффициента подтопления σ_n , зависит от глубины в нижнем бьефе h_H . Эта глубина по условию задачи равна глубине равномерного движения воды в распределителе $P-I$ $h_{0(P-I)}$, но она неизвестна, т.к. неизвестен расход распределителя $P-I$ Q_{P-I} , его требуется определить.

Таким образом, рассчитанная формула содержит две неизвестные величины: расход водовыпуска Q_B и коэффициент подтопления σ_n . Задача прямого решения не имеет.

Задача выполняется в следующем порядке.

1. Задаем ряд значений глубины в распределителе $P-I$ $h_{0(P-I)}$, и определяем для этих значений глубины расход Q_{P-I} .

2. При заданных глубинах $h_{0(P-I)}$, считая эту глубину в нижнем бьефе водовыпуска h_H , определяем вид истечения и значение коэффициента подтопления σ_n .

3. Вычисляем пропускную способность водовыпуска Q_B по расчетной формуле для водослива практического профиля. Расчет сводится в таблицу 12.1.

Таблица 12.1

h_0 ($p-I$) (м)	Ω ($м^2$)	χ (м)	R (м)	C ($м^{0.5}/с$)	$QP-I$ ($м^3/с$)	Z (м)	(Z/C_n)	h_n (м)	h_n/H	σ_n	Q_b ($м^3/с$)
------------------------	-----------------------	---------------	------------	------------------------	-----------------------	------------	-----------	--------------	---------	------------	----------------------

4. По данным таблицы строим совмещенные графики $Q_{P-I} = f(h_{0(P-I)})$ и $Q_B = \varphi(h_{0(P-I)})$. Точка пересечения кривых этих графиков определяет пропускную способность водовыпуска Q_B и глубину наполнения распределителя $h_{0(P-I)}$, (рис. 12.10).

13. ДОННЫЕ ЩИТОВЫЕ ОТВЕРСТИЯ

13.1. Установление вида истечения из-под щита

Пропускная способность щитового отверстия зависит от вида истечения:

а) свободное истечение будет, когда гидравлический прыжок отогнан или когда он возникает в сжатом сечении с-с (рис. 13.1);

б) несвободное — когда гидравлический прыжок затоплен (рис. 13.2).

Вид истечения устанавливается путем сравнения второй сопряженной глубины h_c'' с глубиной в нижнем бьефе h_H .

Отогнанный прыжок получается в случае, когда

$$h_c'' > h_H \quad (13.1)$$

$$\text{затопленный — когда } h_c'' < h_H \quad (13.2)$$

Гидравлический прыжок будет возникать в сжатом сечении при

$$h_c'' = h_H \quad (13.3)$$

13.2. Расчетные зависимости при истечении из-под щита

В случае свободного истечения расчетное уравнение имеет вид:

$$Q = \varphi_c \varepsilon b \sqrt{2g(H_0 - h_c)}, \quad (13.4)$$

где: φ_c — коэффициент скорости, зависит от конструкции входной части сооружения, принимается :

$$\varphi_c \geq 0.95$$

ε — коэффициент вертикального сжатия, зависящий от соотношения e/H . Значение ε определяется по данным Н.Е. Жуковского или по формуле А.Д. Альтшуля:

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 + \frac{e}{H}}, \quad (13.5)$$

где: e — высота поднятия затвора;

b — ширина отверстия;

$h'_c = e\varepsilon$ — сжатая глубина;

H_0 — расчетный напор.

$$H_0 = H \quad \text{при} \quad v_0 \leq 0,885\sqrt{Z}, \quad (13.6)$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot g_0^2}{2g} \quad \text{при} \quad v > 0,885\sqrt{Z}, \quad (13.7)$$

$$v_0 = \frac{Q}{\Omega_B} \text{ — скорость подхода.}$$

В случае подтопленного истечения при степени подтопления $\sigma = \frac{h_H}{h'_c} > 1,2$ расход щитового отверстия определяется по формуле:

$$Q = \mu_0 eb \sqrt{2gZ_0}, \quad (13.8)$$

где: μ_0 — коэффициент расхода при подтопленном истечении. Рекомендуется этот коэффициент определять по зависимости:

$$\mu_0 = \mu \left(1 + 0,61 \frac{e}{h_H} \right), \quad (13.9)$$

где: $\mu = \varphi_c \cdot \varepsilon$ — коэффициент расхода при свободном истечении;

Z_0 — разность уровней в верхнем и нижнем бьефах, подсчитанная с учетом скорости подхода.

При степени подтопления $\delta < 1,2$ расчет щитового отверстия выполняется как при свободном истечении.

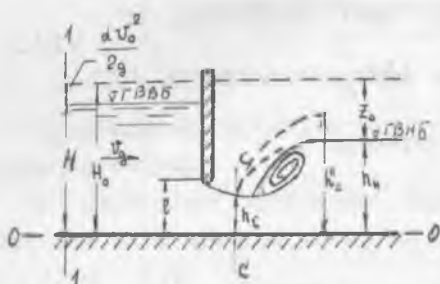


Рис. 13.1. Свободное истечение из-под шита

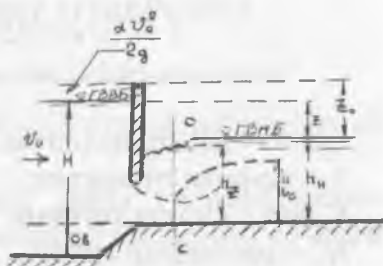


Рис. 13.2. Подтопленное истечение из-под шита

13.3. Основные типы задач по расчету истечения из под шита

Задача 1:

Дано: H, e, b, φ_c, h_n .

Определить Q .

Решение:

1. Определяем $h_c = e \varepsilon$.

где: ε — коэффициент вертикального сжатия, определяется как указано в пункте 13.2.

2. Определяем вторую сопряженную глубину h''_c с сжатой h_c одним из способов, указанных в пункте 11.3.

3. Сравниваем h''_c с глубиной в нижнем бьефе h_n , устанавливаем вид истечения, как указано в пункте 13.1.

4. Определяем расход согласно указаниям, приведенным в пункте 13.2.

Задача 2:

Дано: H, Q, b, I_c, h_n .

Определить: e .

Решение:

1. Устанавливаем вид истечения, для чего:

а) принимаем глубину в нижнем бьефе h_n как вторую сопряженную глубину, и по ней находим первую, сопряженную с ней глубину h'_c .

б) вычисляем удельную энергию сечения при глубине h'_H по формуле:

$$\mathcal{E}'_H = h'_H + \frac{\alpha Q^2}{2g(\omega'_H)^2 \varphi_c^2}, \quad (13.10)$$

где: ω'_H — живое сечение при глубине h'_H ;

φ_c — коэффициент скорости, зависит от условия входа потока в сооружение $\varphi_c = 0.95 \div 1.0$;

в) сравниваем вычисленную удельную энергию $\mathcal{E}'_H$ с удельной энергией в верхнем бьефе сооружения, вычисленной относительно плоскости сравнения, проходящей по дну нижнего бьефа E_0 .

$$E_0 = C_H + H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}, \quad (13.11)$$

C_H — высота порога в нижнем бьефе сооружения.

Если $E_0 > \mathcal{E}'_H$ — истечение свободное, если $E_0 < \mathcal{E}'_H$ — истечение подтопленное.

В случае свободного истечения расчет ведется по формуле (13.4), в случае подтопленного — по формуле (13.8).

Далее решение выполняется в следующем порядке.

1. Задаем значение высоты поднятия затворов e и вычисляем пропускную способность сооружения Q . Расчет удобнее вести в таблице формы 13.1

Таблица 13.1

e (м)	e/H	ε	Q (м ³ /с)
---------	-------	---------------	-------------------------

2. По данным таблицы строим график $Q=f(e)$ (рис. 13.4).

3. Из графика $Q=f(e)$ по заданному расходу определяем высоту поднятия затвора e .

Задача 3

Дано: Q , e , b , φ_c , h_k .

Определить H .

Решение:

1. Задаем значения H , вычисляем скорость подхода v_0 и определяем расчетный напор H_0 .

2. Устанавливаем вид истечения, как показано в задаче 1, и по соответствующей формуле определяем величину расхода Q . Расчет следует вести в таблице следующей формы 13.2

Таблица 13.2

H (м)	v_0 (м/с)	H_0 (м)	e/H	ε	Q (м ³ /с)
---------	-------------	-----------	-------	---------------	-------------------------

3. По данным таблицы строим график $Q=f(H)$.

4. Из графика $Q=f(H)$ по заданному расходу определяем значение геометрического напора H .

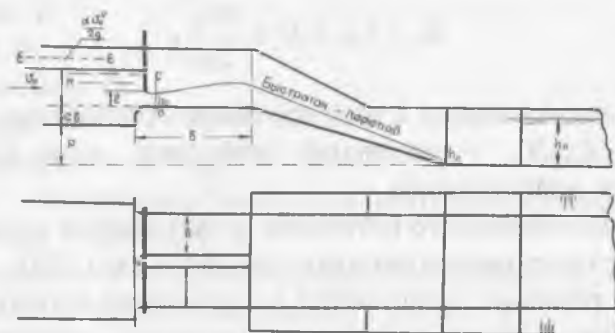


Рис. 13.3. Расчетная схема к задаче

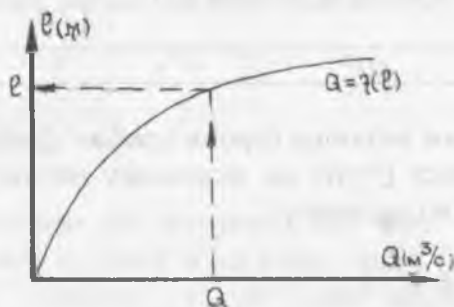


Рис. 13.4. График к задаче № 2

14. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

14.1. Основные задачи сопряжения бьефов

При пропуске воды из верхнего бьефа сооружения в нижний могут встречаться следующие случаи.

1. Истечение из-под щита, установленного на гребне плотины (рис. 14-1).

2. Свободный перелив через водослив при полностью поднятых затворах — рис.12-8, 14-3, 14-4.

3. Истечение через донное отверстие — рис.13-1 и 13-2.

Основные гидравлические задачи, возникающие при расчете сопряжения бьефов состоят:

а) в выяснении формы сопряжения потока в нижнем бьефе;

б) в определении дальности отгона гидравлического прыжка;

в) в гидравлическом расчете гасителя энергии.

14.2. Определение глубины в сжатом сечении

Непосредственно за гидротехническим сооружением образуется сжатое сечение $C-C$, в котором поток имеет наименьшую глубину h_c . Эта глубина всегда меньше критической h_k .

При установлении формы сопряжения потока в нижнем бьефе глубина в сжатом сечении имеет особое значение, поэтому решение задачи начинается с определения этой глубины.

Глубина в сжатом сечении определяется в зависимости от типа сооружения и заданных для расчета величин.

А. При протекании воды через водосливную стенку и истечении из-под щита (рис. 13-1, 13-2, 14-1, 14-3) и известных величинах H , v_0 , b , C_b , C_H , Q , глубина в сжатом сечении

определяется согласно уравнению Бернулли для сечения 1-1 и С-С, записанному в следующем виде:

$$E_0 = h_c + \frac{Q^2}{2g\omega_c^2\varphi_c^2}, \quad (14.1)$$

где: E_0 — удельная энергия потока в верхнем бьефе;

ω_c — площадь живого сечения в сжатом сечении;

φ_c — коэффициент скорости, учитывающий потери напора на участке потока от сечения 1-1 до сжатого сечения С-С.

Значение коэффициента скорости φ_c принимается в пределах $0.8 \div 1.0$ в зависимости от конструкции сооружения.

Это уравнение относительно h_c решается подбором или путем построения графика $E_0 = f(h_c)$ (рис. 14.2). При этом глубина в сжатом сечении определяется в следующем порядке:

1. Задаем величины h_c и вычисляем значения E'_0 по зависимости (14.1). Расчеты сводим в таблицу следующей формы.

Таблица 14.1

h_c (м)	ω_c (м ²)	ω_c^2	E'_c (м)
-----------	------------------------------	--------------	------------

2. По данным расчетной таблицы строим график $E'_c = f(h_c)$ (рис. 14.2) и определяем глубину h_c по фактическому значению $E_0 = C_H + H_0$.

Определение глубины в сжатом сечении может быть выполнено также и с помощью графиков, приведенных в литературе [1, 2 и др].

Б. При истечении из-под щита при известных величинах H , e , b , v_0 , (рис. 13.1), определение сжатой глубины показано в пункте 13.2.

14.3. Формы сопряжения потока в нижнем бьефе сооружения

В случае, когда русло в нижнем бьефе имеет уклон $i < i_k$, различают три формы сопряжений бьефов:

1. гидравлический прыжок за сооружением затоплен (рис. 14-3);

2. прыжок начинается непосредственно в сжатом сечении (рис. 14-4);

3. гидравлический прыжок отогнан от сжатого сечения на расстояние l (рис. 14-5).

Общий ход расчета по сопряжению бьефов может быть следующим:

1. находим глубину в сжатом сечении h_c как указано выше;

2. вычисляем значение сопряженной глубины h''_c с глубиной в сжатом сечении h_c (см. параграф 11.3 «Определение сопряженных глубин»);

3. сравниваем глубину h_c с глубиной в нижнем бьефе h_H ;

а) $h''_c < h_H$ — сопряжение потока осуществляется по типу затопленного гидравлического прыжка;

б) $h''_c = h_H$ — гидравлический прыжок возникает в сжатом сечении;

в) $h''_c > h_H$ — сопряжение при помощи отогнанного прыжка.

Установление формы сопряжения бьефов можно выполнить методом, приведенным в пункте 13.3, задача 2.

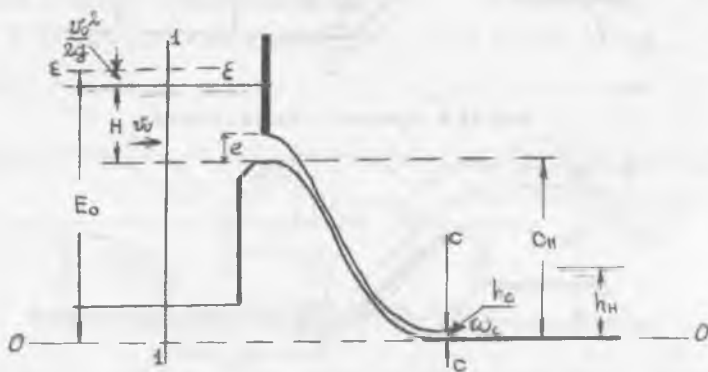


Рис. 14.1. Общий случай сопряжения бьефов

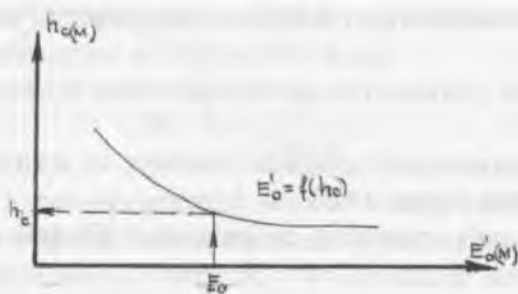


Рис. 14.2. График к определению сжатой глубины

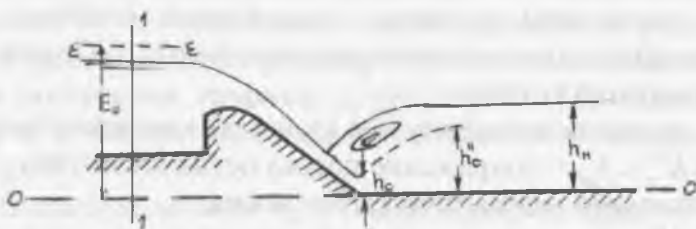


Рис. 14.3. Сопряжение бьефов при помощи затопленного прыжка

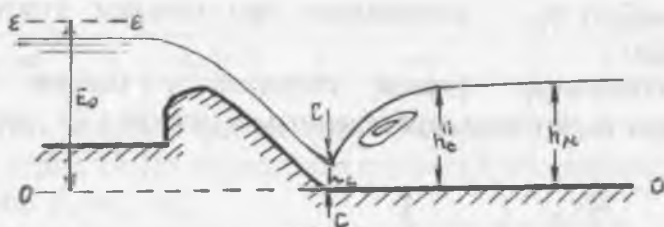


Рис. 14.4. Прыжок в сжатом сечении

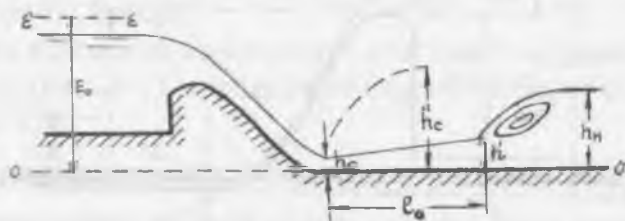


Рис. 14.5. Сопряжение бьефов при помощи отогнанного прыжка

15. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПРЫЖКОВЫХ ГАСИТЕЛЕЙ ЭНЕРГИИ

15.1. Типы гасителей

Наиболее неблагоприятной формой сопряжения бурного потока со спокойным в нижнем бьефе является отогнанный гидравлический прыжок.

В целях предотвращения отгона гидравлического прыжка в нижнем бьефе гидротехнических сооружений устраиваются гасители энергии.

Различают следующие типы прыжковых гасителей:

а) водобойный колодец (рис. 15.1), устраиваемый за счет углубления дна нижнего бьефа, в результате чего образуется водобойный уступ;

б) водобойная стенка (рис. 15.2);

в) водобойный колодец комбинированного типа (рис. 15.3).

15.2. Расчет глубины водобойного колодца

При устройстве водобойного колодца дно нижнего бьефа сооружения понижается на величину d , что увеличивает высоту падения струи. При этом сжатая глубина на дне колодца уменьшается до величины h'_c , а вторая сопряженная глубина с ней h''_c увеличивается.

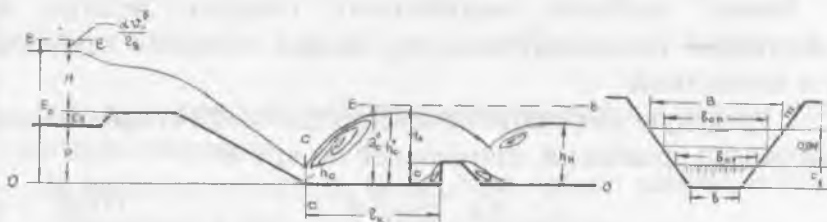


Рис. 15.1. Водобойная стенка

Наряду с этим еще больше увеличивается глубина нижнего бьефа непосредственно за сооружением $h''_H = h_H + d$,

в результате чего получаем требуемое неравенство $h''_c \leq h_c$, отвечающее затопленному гидравлическому прыжку.

Для расчета глубины водобойного колодца должны быть известны следующие величины: расход Q , размеры и конструкция сооружения, размеры канала в верхнем и нижнем бьефах, напор и глубина в нижнем бьефе.

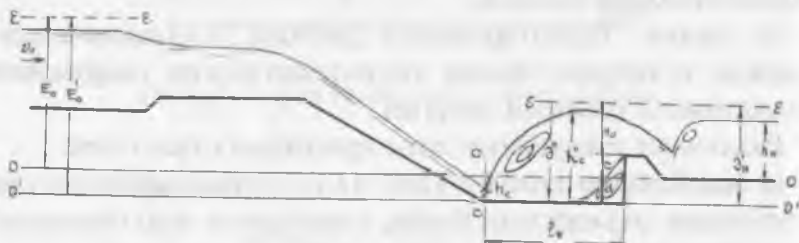


Рис. 15.2. Водобойный колодец комбинированного типа

При правильно рассчитанной глубине водобойного колодца выполняется равенство:

$$\mathfrak{E}''_c = \mathfrak{E}_H + d, \quad (15.1)$$

здесь $\mathfrak{E}_H = h_N + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_H^2}$ — удельная энергия сечения в

нижнем бьефе.

Расчет глубины водобойного колодца ведется в следующей последовательности. Задаем значения глубины d и вычисляем:

1. Удельную энергию потока в верхнем бьефе относительно плоскости сравнения, проходящей по дну $0'-0'$

$$E_0' = E_0 + d. \quad (15.2)$$

2. По значению E_0' определяем величину h'_c и сопряженную с ней глубину h''_c :

3. Удельную энергию за гидравлическим прыжком в пределах водобойного колодца

$$\mathcal{E}_c'' = h_c'' + \frac{\alpha Q_2}{2g(\omega_c'')^2} \quad (15.3)$$

4. Удельную энергию в нижнем бьефе относительно плоскости сравнения $0'-0'$.

$$\mathcal{E}'_n = \mathcal{E}_n + d \quad (15.4)$$

Расчеты сводим в таблицу формы 15.1

Таблица 15.1

d (м)	E_0' (м)	h_c' (м)	h_c'' (м)	$\mathcal{E}_c''$ (м)	$\mathcal{E}_n + d$ (м)
---------	------------	------------	-------------	-----------------------	-------------------------

По данным таблицы строим графики $\mathcal{E}_n + d = f(d)$ и $\mathcal{E}_c'' = \varphi(d)$, (рис. 15.4).

Точка пересечения этих кривых определяет теоретическую глубину водобойного колодца d_0 .

Необходимая глубина колодца d , отвечающая затопленному гидравлическому прыжку со степенью затопления $A = 1.05 + 1.10$ находится по формуле:

$$d = (1.05 + 1.10) \cdot d_0 + (0.05 + 0.10) h_n.$$

15.3. Расчет высоты водобойной стенки

Водобойная стенка работает по схеме водослива практического профиля со свободным истечением без бокового сжатия. При этом расчетная формула имеет вид:

$$Q = m b_{cp} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}, \quad (15.5)$$

где: b_{cp} — средняя ширина переливающегося потока через водобойную стенку.

Коэффициент расхода, может быть принят равным $m \cong 0.42$

Обращаясь к рис. 15.2, можем записать:

$$\mathcal{E}_c'' = C + H_0, \quad (15.6)$$

где: $\mathcal{E}_c''$ — удельная энергия за гидравлическим прыжком, вычисляемая по зависимости (15.3);

C — высота водобойной стенки;

H_0 — полный напор на водобойной стенке.

Для определения высоты водобойной стенки должны быть известны: Q , размеры и конструкция гидротехнического сооружения, глубина в сжатом сечении h_c , глубина в нижнем бьефе h_H .

А. Расчет высоты водобойной стенки в русле прямоугольного сечения

1. по величине h_c находим вторую сопряженную с ней глубину h''_c ;

2. вычисляем значение удельной энергии за гидравлическим прыжком по формуле (15.3);

3. определяем величину полного напора на водобойной стенке H_0 из уравнения (15.5). В случае русла прямоугольного сечения $b_{cp} = f(C)$ — ширина водобойного колодца.

4. определяем высоту водобойной стенки C из уравнения (15.6).

Б. Расчет высоты водобойной стенки в русле трапецидального сечения

В этом случае значение $b_{cp} = f(C)$ вычисляются по формуле:

$$b_{cp} = b + 2m_0 C + 0.8 H_0 m. \quad (15.7)$$

Решение выполняется в следующем порядке:

1. Задаем значения высоты водобойной стенки C и вычисляем: b_{cp} по зависимостям (15.7); H_0 из формулы (15.6) и Q из формулы (15.5).

Вычисления следует выполнять в табличной форме 15.2

Таблица 15.2

C (м)	b_{cp} (м)	H_0 (м)	Q (м³/с)
---------	--------------	-----------	------------

ПРИЛОЖЕНИЯ

Коэффициент местного сопротивления

Таблица 1

Устройство	A	$\xi_{\text{КВ}}$	Устройство	A	$\xi_{\text{КВ}}$
Пробочный кран	150	0,4	Тройник	150	0,3
Вентиль:					
обыкновенный	3000	6	Задвижка	75	0,15
«Косва»	900	2,5	полностью		
угловой	400	0,8	открытая:		
шаровой клапан	5000	45	n=0,75	350	0,2
Угольник:			n= 0,5	1300	2
90°	400	1,4	n= 0,25	3000	20
135°	600	0,4			
Колено 90°	130	0,2	Диафрагма:		
Выход из трубы в бак	30	1	n=0.64	70	1
Вход из бака в трубу	30	0,5	n=0,4	120	7
			n=0,16	500	70
			n=0,05	3200	800

Эквивалентная шероховатость Δ для труб из разных материалов

Таблица 2

Трубы	Состояние трубы	Δ , мм
Тянутые из стекла и цветных металлов	Новые, технически гладкие	0-0,0002
Бесшовные стальные	Новые чистые, тщательно уложенные	0,01-0,02
Стальные сварные	Новые чистые Умеренно заржавевшие Сильно заржавевшие или с большими отложениями	0,03-0,1 0,3-0,7 2-4
Оцинкованные железные	Новые чистые	0,1-0,2
Чугунные	Новые без покрытия	0,02-0,5
	Бывшие в употреблении	0,5-1,5
Асбестоцементные	Новые	0,05-0,1

Бетонные	Новые Бывшие в употреблении Из необработанного бетона	0,15-0,3 0,3-0,8 1,3
Полиэтиленовые (2-20 мм)	Новые чистые	0,003

Коэффициенты заложения m откосов каналов

Таблица 3

Грунт	Коэффициенты заложения m откосов каналов в зависимости от грунта, слагающего русло		Грунт	Коэффициенты заложения m откосов каналов в зависимости от грунта, слагающего русло	
	Откосы			Откосы	
	подводные	надводные		подводные	надводные
Скальный	0,00-0,50	0,00-0,25	Песок мелкий Песок пылеватый	1,50-2,50	1,00-2,00
Полускальный	0,50-1,00	0,50		300-3,50	2,50
Галечник и гравий с песком	1,25-1,50	1,00			
Глина, суглинок и тяжелый и средний	1,00-1,50	0,50-1,00			
Суглинок легкий, супесь	1,25-2,00	1,00-1,50			

Грунт	Коэффициенты заложения m наружных откосов дамб каналов, устраиваемых в насыпи или полунасыпи	Грунт	Коэффициенты заложения m наружных откосов дамб каналов, устраиваемых в насыпи или полунасыпи
Глина, суглинок тяжелый и средний	0,75-1,0	Супесь	1,0-1,5
Суглинок легкий	1,0-1,25	Песок	1,25-2,0

Допускаемые неразмывающие скорости

Таблица 4

Средний размер частиц грунта, мм	Допускаемые неразмывающие средние скорости потока для однородных несвязных грунтов при содержании в них глинистых частиц менее 0,1 кг/ м ³ , м/с, при глубине потока, м			
	0,5	1	3	5
0,05	0,52	0,55	0,60	0,62
0,15	0,36	0,38	0,42	0,44
0,25	0,37	0,39	0,41	0,45
0,37	0,38	0,41	0,46	0,48
0,50	0,41	0,44	0,50	0,52
0,75	0,47	0,51	0,57	0,59
1,00	0,51	0,55	0,62	0,65
2,00	0,64	0,70	0,79	0,83
2,50	0,69	0,75	0,86	0,90
3,00	0,73	0,80	0,91	0,96
5,00	0,87	0,96	1,10	1,17
10,00	1,10	1,23	1,42	1,51
15,00	1,26	1,42	1,65	1,76
20,00	1,37	1,55	1,84	1,96
25,00	1,46	1,65	1,93	2,12
30,00	1,56	1,76	2,10	2,26
40,00	1,68	1,93	2,32	2,50
75,00	2,01	2,35	2,89	3,14
100,00	2,15	2,54	3,14	3,46
150,00	2,35	2,84	3,62	3,96
200,00	2,47	3,03	3,92	4,31
300,00	2,90	3,32	4,40	4,94

Продол. табл. 4

Расчетное удельное сцепле- ние, Па	Допускаемые неразмывающие средние скорости потока для связных грунтов при содержании легкорастворимых солей менее 0,2% массы грунта, м/с, и при глубине потока, м				Расчетное удельное сцепле- ние, Па	Допускаемые неразмывающие средние скорости потока для связных грунтов при содержании легкорастворимых солей менее 0,2% массы грунта, м/с, и при глубине потока, м			
	0,5	1	3	5		0,5	1	3	5
0,005	0,39	0,43	0,49	0,52	0,175	1,21	1,33	1,52	1,60
0,01	0,44	0,48	0,55	0,58	0,20	1,28	1,40	1,60	1,69
0,02	0,52	0,57	0,65	0,69	0,225	1,36	1,48	1,70	1,80
0,03	0,59	0,64	0,74	0,78	0,25	1,42	1,55	1,78	1,88
0,04	0,65	0,71	0,81	0,86	0,30	1,54	1,69	1,94	2,04
0,05	0,71	0,77	0,89	0,98	0,35	1,67	1,83	2,09	2,21
0,075	0,83	0,91	1,04	1,10	0,40	1,79	1,96	2,25	2,38
0,10	0,96	1,04	1,20	1,27	0,45	1,88	2,06	2,35	2,49
0,125	1,03	1,13	1,30	1,37	0,50	1,99	2,17	2,05	2,63
0,15	1,13	1,23	1,41	1,49	0,60	2,16	2,38	2,72	2,83
0,005	0,36	0,40	0,46	0,49	0,175	0,70	0,77	0,89	0,94
0,01	0,39	0,43	0,49	0,52	0,20	0,75	0,82	0,93	1,00
0,02	0,41	0,45	0,52	0,55	0,225	0,80	0,88	1,00	1,07
0,03	0,43	0,48	0,55	0,59	0,25	0,82	0,91	1,04	1,10
0,04	0,46	0,51	0,58	0,62	0,30	0,90	0,99	1,12	1,20
0,05	0,48	0,53	0,61	0,65	0,35	0,97	1,06	1,22	1,30
0,075	0,51	0,56	0,64	0,69	0,40	1,03	1,15	1,31	1,40
0,10	0,55	0,61	0,70	0,75	0,45	1,09	1,20	1,39	1,46
0,125	0,60	0,67	0,76	0,81	0,50	1,26	1,28	1,46	1,56
0,15	0,65	0,72	0,82	0,88	0,60	1,27	1,38	1,60	1,70

Таблица 5

d, мм	W, мм	d, мм	W, мм	d, мм	W, мм/с
0,005	0,0175	0,06	2,49	0,15	15,60
0,01	0,0692	0,07	3,39	0,175	18,90
0,02	0,277	0,08	4,43	0,20	21,60
0,03	0,623	0,09	5,61	0,225	24,30
0,04	1,11	0,10	6,92	0,25	27,00
0,05	1,73	0,125	10,81	0,275	29,90

Коэффициенты шероховатости «п» каналов и естественных водотоков

Таблица 6

Расход воды в канале, м ³ /с	Коэффициенты шероховатости п	
	оросительных каналов в земляном русле	
	в связных и песчаных грунтах	в гравелисто галечниковых грунтах
Более 25	0,0200	0,0225
1-25	0,0225	0,0250
Менее 1	0,0250	-
Каналы постоянной сети	0,0275	-
периодического действия		
Оросители	0,0300	-

Продол. табл. 6

Характеристика поверхности ложа канала	Коэффициенты шероховатости п каналов в скале
Хорошо обработанная поверхность	0,02-0,025
Посредственно обработанная поверхность без выступов	0,03-0,035
То же, с выступами	0,04-0,045
Облицовка	Коэффициенты шероховатости п каналов с облицовкой
Бетонная хорошо отделанная	0,012-0,014
Бетонная грубая	0,015-0,017
Сборные железобетонные лотки	0,012-0,015
Покрытия из асфальтобитумных материалов	0,013-0,016
Одернованное русло	0,03-0,035

Характеристика русла	Коэффициенты шероховатости по естественным водотокам	Характеристика русла	Коэффициенты шероховатости по естественным водотокам
Естественное русло в благоприятных условиях (чистое, прямое, незасоренное, со свободным течением)	0,025-0,033	Заросшие участки рек с очень медленным течением и глубокими промоинами	0,05-0,08
То же, с камнями	0,03-0,04	Заросшие участки рек болотного типа (заросли, кочки, во многих местах почти стоячая вода и пр.)	0,075-0,15
Периодические потоки (большие и малые) при хорошем состоянии и формы ложа	0,033	Поймы больших рек, сравнительно разрабатанные, покрываемые растительностью (трава, кустарники)	0,05
Земляные русла сухих логов в относительно благоприятных условиях	0,04	Значительно заросшие поймы со слабым течением и большими глубокими промоинами	0,08

Русла периодических водотоков, несущих во время паводка заметное количество наносов с крупногалечниковым или покрытым растительностью ложем, периодические водостоки, сильно засоренные и извилистые	0,05	То же, с неправильным косоструйным течением и большими заводами и др.	0,1
Чистое извилистое ложе с небольшим числом промоин и отмелей	0,033-0,045	Поймы лесистые со значительными мертвыми и пространствами, местными углублениями, озерами и др.	0,133
То же, но слегка заросшее и с камнями	0,035-0,05	Глухие поймы, сплошные заросли (лесные, таежного типа)	0,2

ГЛОССАРИЙ

Термин	Русский язык	Узбекский язык	Английский язык
	А		
Абсолютная пьезометрическая высота	Абсолютная пьезометрическая высота. Высота такого столба жидкости в закрытом пьезометре, который своим весом способен создать давление, равное абсолютному гидростатическому давлению в рассматриваемой точке. Абсолютная пьезометрическая высота h_a .	Абсолют пьезометрик баландлик	Absolute piezometric height
Абсолютный пьезометрический напор	Абсолютный пьезометрический напор — это потенциальная энергия давления жидкой частицы, приходящаяся на единицу ее веса. Обозначают абсолютный пьезометрический напор, в 17 метрах (м).	Абсолют пьезометрик напор	Absolute piezometric head
	Б		
Безнапорное движение	Безнапорное движение — это движение жидкости, при котором поток имеет свободную поверхность, а давление атмосферное.	Напорсиз харакат	without head movement
	В		
Вакуумметрическое давление, или вакуум	Вакуумметрическое давление, или вакуум, — недостаток давления до атмосферного (дефицит давления), т. е. разность между атмосферным или барометрическим и абсолютным давлением: $P_{\text{вак}} = P_a - P_A$	Вакуумметрик босим ёки вакуум	Vacuum pressure

Внешние силы	Внешние силы — это силы, приложенные к частицам рассматриваемого объема жидкости со стороны жидкости, окружающей этот объем	Ташки кучлар	External forces
Внутренние силы	Внутренние силы — это силы, возникающие внутри жидкости в результате воздействия на нее внешних сил.	Ички кучлар	Internal forces
Вязкость	Вязкость — свойство жидкости оказывать сопротивление относительному движению (сдвигу) частиц жидкости. Характеристиками вязкости являются: динамический коэффициент вязкости χ и кинематический коэффициент вязкости ν .	Ёпишқоқолик	Viscosity
	Γ		
Гидравлический радиус	Гидравлический радиус. Параметр живого сечения потока, величина которого равна отношению площади живого сечения к длине смоченного периметра. Гидравлический радиус обозначается R_r , выражается в метрах (м) и вычисляется по формуле: $R_r = \frac{m}{\chi}$.	Гидравлик радиус	Hydraulic radius
Гидравлический диаметр	Гидравлический диаметр D_r — размерная величина, равная учетверенному гидравлическому радиусу: $D_r = 4 R_r$.	Гидравлик диаметр	Hydraulic diameter

Гидравлический удар	Гидравлический удар — явление резкого изменения давления в напорном трубопроводе при внезапном изменении скорости движения жидкости, связанном с быстрым закрытием или открытием задвижки, крана, клапана и т. п., быстрым остановом или пуском гидродвигателя или насоса. В указанных случаях при уменьшении или увеличении скорости движения жидкости давление перед запорным устройством соответственно резко увеличивается (положительный гидравлический удар) или уменьшается (отрицательный гидравлический удар). Это изменение давления распространяется по всей длине трубопровода с большой скоростью a , называемой скоростью распространения ударной волны.	Гидравлик зарба	Hydraulic impact
Гидравлический коэффициент трения (или коэффициент Дарси)	Гидравлический коэффициент трения (или коэффициент Дарси) — безразмерный коэффициент пропорциональности в формуле Дарси-Вейсбаха, зависящий в самом общем случае от относительной эквивалентной шероховатости и числа Рейнольдса.	Дарс коэффициенти	Darcy coefficient
Гидродинамика	Гидродинамика — раздел гидравлики, в котором изучаются закономерности движения несжимаемых жидкостей и их воздействие на обтекаемые ими твердые тела.	Гидродинамика	Hydrodynamic
Геометрический напор	Геометрический напор (геометрическая высота или удельная потенциальная энергия положения) — это потенциальная энергия положения жидкой частицы, отнесенная к единице ее веса. Обозначают геометрический напор, в метрах (м).	Геометрик напор	Geometric head

	Д		
Давление	Давление — физическая величина, характеризующая напряженное состояние сплошных сред, численно — это интенсивность нормальных сил, с которыми одно тело действует на поверхность другого. Давление обозначается p , за его единицу в СИ принят паскаль (Па). Один паскаль в неподвижной среде равен давлению, вызываемому нормальной силой 1 Н, действующей на поверхность, равную 1 м ² (1 Па = 1 Н/м ²).	Босим	Pressure
	Ж		
Жидкость	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.	Суюклик	Fluid
Жидкая частица	Жидкая частица — это физически бесконечно малый объем, в котором параметры сплошной среды сохраняют постоянные значения и не зависят от изменения объема.	Суюк заррача	Fluid particle
	З		
Закон Архимеда	Закон Архимеда На тело, погруженное в жидкость, действует выталкивающая сила, направленная вертикально вверх, численно равная весу жидкости, вытесненной телом. Выталкивающая сила приложена к центру тяжести объема погруженной части тела.	Архимед конуни	The law of Archimed

Закон Паскаля	Закон Паскаля. Давление, производимое на капельную жидкость внешними силами, передается ею одинаково по всем направлениям.	Паскаль конуни	The law of Pascal
	И		
Испарение	Испарение — парообразование, происходящее лишь на поверхности капельной жидкости.	Бугланиш	Evaporation
	К		
Критическое число Рейнольдса	Критическое число Рейнольдса (или расчетное критическое число Рейнольдса) — это то его числовое значение, при котором разрушается ламинарное течение. Критическое число Рейнольдса обозначается $Re_{кр}$, для круглых труб условились считать $Re_{кр} = 2320$.	Рейнольдс критик сони	Critical number of Reynolds
Коэффициент кинетической энергии	Коэффициент кинетической энергии (или коэффициент Кориолиса) — это коэффициент, учитывающий отличие кинетической энергии в сечении потока, вычисленной по средней скорости, от значения, вычисленного по действительному распределению местных скоростей.	Кинетик энергия коэффиценти	Factor to kinetic energy
	Л		
Ламинарный режим	Ламинарный режим движения жидкости — жидкость движется слоями без поперечного перемешивания, причем пульсации скорости и давления отсутствуют. Критерием для определения режима движения является безразмерное число Рейнольдса.	Ламинар харакат тартиби	Laminar regime
	М		

Массовые силы	Массовые силы. Под массовыми понимают силы, непрерывно распределенные по массе (объему) жидкости и пропорциональные массе жидкости. Примерами массовых сил являются сила тяжести и сила инерции.	Масса кучлари	Mass forces
Местная потеря напора	Местная потеря напора (или потеря напора на местном сопротивлении) — снижение полного гидродинамического напора, наблюдаемое в отдельных местах потока, где поток претерпевает ту или другую резкую местную деформацию. Каждую отдельную местную потерю напора обозначают h_m .	Маҳаллий қаршиликларда напорнинг йўқолиши	Local loss of the pressure
	Н		
Напорное движение	Напорное движение представляет собой движение жидкости в закрытом русле, при котором поток не имеет свободной поверхности, а давление отличается от атмосферного.	Напорли ҳаракат	Pressure motion
Насадка (или насадок)	Насадка (или насадок) — короткий патрубок, подсоединяемый к отверстию с целью изменения параметров истечения.	Найча	Nozzle
Насосы	Насосы — машины для создания напорного потока жидкой среды. Этот поток создается в результате силового воздействия на жидкость в рабочей камере насоса. По характеру силового воздействия, а следовательно, и по виду рабочей камеры различают насосы динамические и объемные.	Насослар	Pumps

Неньютоновские или аномальные жидкости	Неньютоновскими, или аномальными, жидкостями называют жидкости, которые не подчиняются основному закону внутреннего трения Ньютона, выраженному уравнением выше. К ним относятся: литой бетон, глинистые, цементные, известковые и коллоидные растворы, нефтепродукты и смазочные масла при температуре, близкой к температуре застывания, краски, клей, смолы, целлюлоза, бумажная масса, растворы каучука, желатин, крахмал, различные белки, жиры и другие продукты пищевой промышленности, огнеупоры, шлаки, расплавленные силикаты и т. п.	Ньютон бўлмаган еки аномаль суюқликлар	Fluids of anomalous
	О		
Оптимальный режим насоса	Оптимальный режим насоса — режим работы насоса при наибольшем значении к. п. д. Номинальный режим насоса — режим работы насоса, обеспечивающий заданные технические показатели.	Насоснинг оптимал режими	Optimum regime of the pump
Относительная эквивалентная шероховатость	Относительная эквивалентная шероховатость — это безразмерный параметр, определяемый как отношение эквивалентной шероховатости к внутреннему диаметру трубопровода.	Нисбий эквивалент гадир-будирлик	Relative equivalent roughness
	П		

Плавно изменяющееся движение	Плавно изменяющееся движение близко к прямолинейному и параллельно струйному, т.е. это движение, при котором кривизна линий тока и угол расхождения между ними весьма малы и в пределе стремятся к нулю. При несоблюдении этого условия имеет место движение резко изменяющееся.	Секин узгарувчи харакат	Smoothly changing movement
Поверхностные силы	Поверхностные силы. Под поверхностными понимаются силы, которые непрерывно распределены по поверхностям и пропорциональны величинам площадей поверхностей, которые ограничивают объемы жидкости, а также мысленно выделены внутри объемов.	Юза кучлари	Surface forces
Полная потеря напора	Полная потеря напора Обусловленное вязкостью снижение полного гидродинамического напора на определенном участке гидромагистральной, определяемое как сумма потерь напора на трение по длине и на всех местных сопротивлениях.	Тула напор йукотилиши	Full loss of the pressure
Потеря напора на трение по длине	Потеря напора на трение по длине (путевая потеря напора) — это снижение полного гидродинамического напора в трубопроводе (русле), равномерно распределенное по длине потока и обусловленное работой сил внутреннего трения (сил вязкости).	Узунлик буйича ишкалиниш хисоби напор йукотилиш	Loss of the pressure on friction on length
	Р		

Равномерное движение	Равномерное движение — это установившееся движение жидкости, при котором скорости частиц в соответствующих точках живых сечений, а также средние скорости, не изменяются вдоль потока. При неравномерном движении скорость частиц в соответствующих точках живых сечений и средние скорости изменяются вдоль потока.	Текис харакат	Uniform movement
Расход	Расход — количество жидкости, протекающей через живое сечение потока в единицу времени. Расход может измеряться в единицах объема, веса или массы. Соответственно различают расходы: объемный, весовой и массовый.	Сарф	Expense
	С		
Сжимаемость	Сжимаемость — свойство жидкости изменять свой объем под действием давления.	Сиқилувчанлик	Compressibility
Средняя скорость	Средняя скорость Воображаемая скорость движения жидких частиц (для них одна и та же в данном сечении), обеспечивающая тот же объемный расход, что и действительное неравномерное распределение местных скоростей в данном сечении.	Ўртача тезлик	Average velocity
	Т		
Турбулентный режим	Турбулентный режим движения жидкости — слоистость нарушается, движение жидкости сопровождается перемешиванием и пульсациями скорости и давления. Критерием для определения режима движения является безразмерное число Рейнольдса.	Турбулент режим	Turbulent regime
	У		

Установившееся движение жидкости	Установившееся движение жидкости – когда характеристики (скорость, давление и др.) движения во всех точках рассматриваемого пространства не изменяются с течением времени. Движение жидкости, при котором скорость и давление жидкости изменяются во времени, называется неустановившимся.	Суюкликнинг баркарор харакати	Steady-state fluid motion
Энергия	Э	Энергия	Energy
Центр давления	Ц	Босим маркази	Center of pressure-
Число Рейнольдса	Ч	Рейнольдсони	the reynolds number
	Число Рейнольдса Безразмерное выражение, являющееся характеристикой потока жидкости: где: v – средняя скорость; d – внутренний диаметр; ν – кинематический коэффициент вязкости. (И в оригинале тоже!!!!)		

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Чугаев Р.Р. «Гидравлика», Изд. 3.М. – Л. «Энергия», 1975.
2. Справочник по гидравлическим расчетам. Под ред. Кисилева П.Г. – Изд. «Энергия», 1972.
3. Шевелев Ф.А. «Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стальных водопроводных труб», – М.: «Стройиздат», 1973.
4. Агроскин И.Н., Дмитриев Г.Т., Пикалов Ф.Н. «Гидравлика», Изд. 4. М.: – Л., «Энергия», 1964.
5. СНиП 2.06.03-97. Оросительные системы. Нормы проектирования. – Т.: 1997.
6. Лати К.Ш., Каримов Р.М. «Гидравлический расчет каналов (учебное пособие)» Изд. институт «Узгипрозем», – Ташкент, 1976.
7. Чертоусов М.Д. «Гидравлика» (специальный курс), Госэнергоиздат, – М.: – Л., 1962.
8. Арифжанов А. Аналитический метод определения критической глубины – Ж.: Агро илм, 2009, № 3, стр. 48–50.
9. Арифжанов А. «Гидравлика», 2005.
10. Арифжанов А. Лабораторный практикум по курсу «Гидравлика и гидравлические машины», 2007.
11. Штеренлихт Д.В. «Гидравлика». Энергоатомиздат, – Москва, 1991.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.	3
1. ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЖИДКОСТЕЙ.	5
1.1. Основные физические свойства реальной жидкости и ее характеристики.	5
1.2. Примерный состав задач по теме 1.	7
2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ В ТОЧКЕ, СПОСОБЫ ЕГО ИЗМЕРЕНИЯ И ЧИСЛОВОГО ВЫРАЖЕНИЯ.	10
2.1. Гидростатическое давление в точке, его свойства и размерность.	10
2.2. Основное уравнение гидростатики в случае действия на жидкость только силы тяжести и его следствия.	10
2.3. Техническая характеристика гидростатического давления и формулы для его определения.	13
2.4. Способы числового выражения величины гидростатического давления.	14
2.5. Определение давления в точке по показаниям приборов.	15
2.6. Примерный состав задач по теме 2.	16
3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛЫ ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА ПЛОСКИЕ ФИГУРЫ.	20
3.1. Аналитический способ определения величины, линии действия и точки приложения (центр давления) силы гидростатического давления.	20
3.2. Случай действия силы гидростатического давления на горизонтальную плоскость. Гидростатический парадокс.	21
3.3. Эпюра гидростатического давления.	21
3.4. Графоаналитический способ определения величины силы гидростатического давления, действующей на плоские прямоугольные фигуры с горизонтальным основанием и положения центра давления.	22
3.5. Примерный состав задач по теме 3.	23
4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛЫ ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ПОВЕРХНОСТИ.	28
4.1. Величина силы, действующей на цилиндрические поверхности.	28
4.1.1. Определение горизонтальной составляющей силы.	28

4.2. Направление силы P и точки ее приложения	31
4.3. Примерный состав задач по теме 4	31
4.4. Закон Архимеда. Плавание тел	33

ГИДРОДИНАМИКА	38
--------------------------------	-----------

5. УРАВНЕНИЕ БЕРНУЛЛИ. СОПРОТИВЛЕНИЯ ДВИЖЕНИЮ ЖИДКОСТИ	38
---	-----------

5.1. Гидравлические элементы живого сечения потока.	
---	--

Расход и средняя скорость.	38
------------------------------------	----

5.2. Уравнение Бернулли для идеальной жидкости.	39
---	----

5.3. Общая схема применения уравнения Бернулли.	41
---	----

5.4. Совместное применение уравнения Бернулли и неразрывности движения при определении расхода.	43
--	----

5.5. Построение напорной Е-Е и пьезометрической Р-Р линий для потока идеальной жидкости	45
--	----

5.6. Уравнение Бернулли для потока реальной жидкости.	48
---	----

5.7. Виды потерь напора при движении реальной жидкости и формулы для их определения	49
--	----

5.8. Построение напорной Е-Е и пьезометрической Р-Р линий для потока реальной жидкости	53
---	----

6. РАСЧЕТ КОРОТКИХ НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ С ПОСТОЯННЫМ ДИАМЕТРОМ	58
---	-----------

6.1. Расчетные зависимости и основные типы задач по расчету «коротких» трубопроводов с постоянным диаметром.	58
---	----

7. РАСЧЕТ ДЛИННОГО СЛОЖНОГО НЕЗАМКНУТОГО ТРУБОПРОВОДА	64
--	-----------

7.1. Расчет длинного трубопровода	64
---	----

7.2. Расчет магистрали сложной незамкнутой водопроводной сети.	65
---	----

7.3. Построение напорной линии Е-Е	68
--	----

7.4. Расчет ответвлений	70
-----------------------------------	----

8. ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ИЗ ОТВЕРСТИЯ В ТОНКОЙ СТЕНКЕ И НАСАДКОВ ПРИ ПОСТОЯННОМ НАПОРЕ	72
--	-----------

8.1. Истечение из малого отверстия в тонкой стенке в атмосферу и под уровень	72
---	----

8.2. Типы сжатия струи	74
----------------------------------	----

8.3. Истечение жидкости из круглоцилиндрического насадка при постоянном напоре.	75
--	----

8.4. Основные типы задач при истечении жидкости из малых отверстий	78
8.5. Основные типы задач при истечении из насадок	79
9. РАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В КАНАЛАХ	81
9.1. Гидравлические элементы живого сечения потока в канале	81
9.2. Равномерное движение воды в каналах, его характеристики и условия существования	83
9.3. Гидравлически наивыгоднейший поперечный профиль трапециидального канала	85
9.4. Проверка канала на размыв и заиление	86
9.5. Основные задачи при расчете трапецеидальных каналов	88
10. НЕРАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В КАНАЛАХ	96
10.1. Примеры возникновения плавно изменяющегося движения	96
10.2.1. Удельная энергия сечения	96
10.2.2. График удельной энергии сечения	97
10.2.3. Нормальная глубина	101
10.2.4. Критический уклон	101
10.2.5. Спокойное и бурное состояние потока	102
10.3. Группы и классы призматических водотоков	103
10.4. Расчет кривых свободной поверхности в призматических руслах	104
11. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК	116
11.1. Гидравлический прыжок и его элементы	116
11.2. Уравнение гидравлического прыжка	116
11.3. Определение сопряженных глубин в призматических руслах	117
11.4. Определение длины гидравлического прыжка и послепрыжкового участка в призматическом русле	119
11.5. Определение потери энергии в гидравлическом прыжке	120
12. ВОДОСЛИВЫ	121
12.1. Терминология и классификация водосливов	121
12.2. Основная расчетная формула для прямоугольного водослива	121

12.3. Расчетные формулы для водослива с широким порогом	122
12.4. Учет факторов, влияющих на пропускную способность водослива с широким порогом	122
12.5. Основные типы задач по теме	125
12.6. Водосливы с порогом практического профиля.	127
12.6.1. Учет факторов, влияющих на пропускную способность водосливов практического профиля	127
12.7. Основные указания по выполнению задачи	129
13. ДОННЫЕ ЩИТОВЫЕ ОТВЕРСТИЯ.	132
13.1. Установление вида истечения из-под щита.	132
13.2. Расчетные зависимости при истечении из-под щита	132
13.3. Основные типы задач по расчету истечения из под щита	134
14. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ	137
14.1. Основные задачи сопряжения бьефов	137
14.2. Определение глубины в сжатом сечении	137
14.3. Формы сопряжения потока в нижнем бьефе сооружения	138
15. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПРЫЖКОВЫХ ГАСИТЕЛЕЙ ЭНЕРГИИ	141
15.1. Типы гасителей	141
15.2. Расчет глубины водобойного колодца	141
15.3. Расчет высоты водобойной стенки.	143
Приложения	146
ГЛОССАРИЙ	153
Список литературы:	163

Айбек Мухамеджанович Арифжанов
Турсуной Убайдуллаевна Апакхужаева

ГИДРАВЛИКА

Учебник

Редактор *В. Джураев*
Корректор *В. Джураев*
Дизайнер *А. Аубакиров*

Издательство Национального общества
философов Узбекистана
100083, г. Ташкент, ул. Матбуотчилар, 32

Лицензия издательства АИ № 216, 03.08.2012

Подписано в печать 19.11.2019. Формат 60x84 $\frac{1}{16}$. Печать
офсетная. Гарнитура «Uz-Times». Усл. печ. л. 10,5. Уч. изд. л.
11,0. Тираж 500 экз. Заказ № 5

Отпечано в типографии «ZAKOVAT-PRINT»
100083, г. Ташкент, ул. 3.Розий, 1- проезд, 24.

**ИЗДАТЕЛЬСТВО НАЦИОНАЛЬНОГО ОБЩЕСТВА
ФИЛОСОВОВ УЗБЕКИСТАНА**

ISBN 978-9943-6171-0-0



9 789943 617100