

Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!

Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
ИЖЕВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

ИНЖЕНЕРНАЯ ГИДРАВЛИКА
В СИСТЕМАХ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

Курс лекций

Учебно- методическое пособие для специальности 290800

Ижевск
2004

УДК 532

Составитель канд. техн. наук, доц. Шейнман Л.Е.

Инженерная гидравлика в системах водоснабжения и водоотведения:
курс лекций.

Учебно-методическое пособие для специальности 290800. – Ижевск:
Изд-во ИжГТУ, 2004. – 60 с.

Учебное пособие предназначено для студентов дневного отделения
специальности 290800 ТТ- факультета, изучающих указанную дисциплину.

© Шейнман Л.Е. , составление, 2004

© Издательство ИжГТУ, 2004

1. НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ТРУБОПРОВОДАХ

1.1. Гидравлический расчет трубопроводов

Трубопровод называют **простым**, если он не имеет ответвлений. Простые трубопроводы могут быть соединены между собой так, что образуют последовательное соединение, параллельное соединение или разветвление. **Сложные** трубопроводы содержат как последовательные, так параллельные участки, а также ветви разветвления. Расчет сложных трубопроводов выходит за пределы данного курса, где рассматриваются простые трубопроводы и их соединения.

1.1.1. Расчет простого трубопровода постоянного сечения

Пусть имеется трубопровод с внутренним диаметром d , длиной L ; его точка входа – A с высотой z_A , точка выхода – B с высотой z_B . Известны эквивалентная шероховатость Δ_ε и коэффициенты всех местных сопротивлений трубопровода ζ_i . По трубопроводу протекает расход жидкости Q ; плотность ρ и вязкость ν которой заданы (рис. 1.1, а).

Запишем уравнение Бернулли для сечений в точках A и B :

$$z_A + \frac{p_A}{\rho g} + \frac{\alpha_A V_A^2}{2g} = z_B + \frac{p_B}{\rho g} + \frac{\alpha_B V_B^2}{2g} + h_w. \quad (1.1)$$

Так как площади трубы в сечениях A и B одинаковы, то $V_A = V_B = V$, $\alpha_A = \alpha_B$; следовательно, скоростные напоры можно сократить. Кроме того, распишем выражение для общих потерь h_w . Получим:

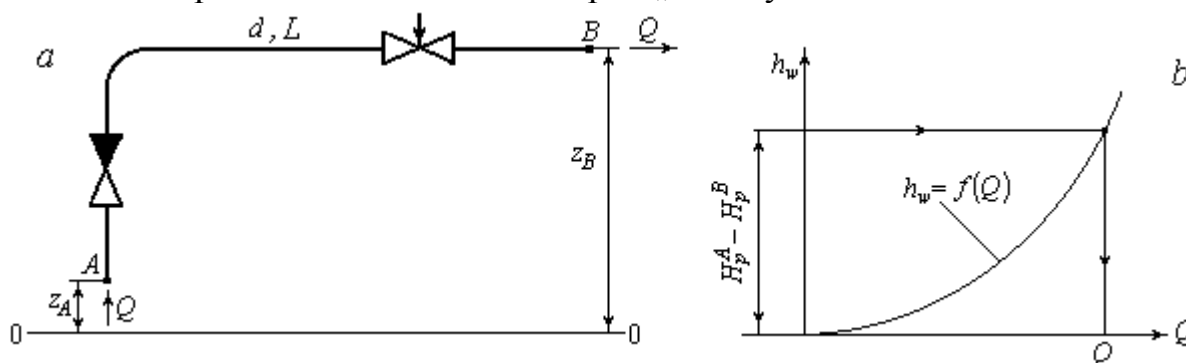


Рис.1.1. К расчету простого трубопровода постоянного сечения

$$z_A + \frac{p_A}{\rho g} = z_B + \frac{p_B}{\rho g} + \lambda \frac{L}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} + \left(\sum_j \zeta_i \right) \frac{V^2}{2g}. \quad (1.2)$$

В этой формуле $H_p^A = z_A + \frac{p_A}{\rho g}$; $H_p^B = z_B + \frac{p_B}{\rho g}$ – потенциальные напоры, j – количество местных сопротивлений.

Выразим скорость V через расход по формуле $V = 4Q / \pi d^2$. Из (1.2) получим:

$$H_p^A = H_p^B + kQ^2, \quad (1.3)$$

где k – коэффициент потерь, вычисляемый по формуле:

$$k = \left(\lambda \frac{L}{d} + \sum_j \zeta_i \right) \cdot \frac{8}{\pi^2 d^4 g}. \quad (1.4)$$

Формула (1.3) – компактная запись уравнения Бернулли. Ее и будем использовать в дальнейших расчетах.

При расчете простого трубопровода постоянного сечения существует три типа задач. Рассмотрим каждую из них.

Тип 1. Заданы: $d, L, \Delta_\vartheta, \zeta_i, Q, \rho, \nu, H_p^A$. Найти H_p^B .

При таком варианте исходных данных решение задачи наиболее простое:

1. Вычисляем среднюю скорость в трубе $V = 4Q / \pi d^2$.
2. Вычисляем число $Re = Vd / \nu$ и определяем режим течения.
3. Выбираем формулу для λ и вычисляем $\lambda = f(Re, \Delta_\vartheta)$.
4. Вычисляем коэффициент k по формуле (1.4).
5. Из формулы (1.3) определяем $H_p^B = H_p^A - kQ^2$.

Аналогично решается задача при известном H_p^B и неизвестном H_p^A .

Тип 2. Заданы: $d, L, \Delta_\vartheta, \zeta_i, H_p^A, H_p^B, \rho, \nu$. Найти Q .

При неизвестном расходе нет возможности вычислить V и Re ; поэтому нельзя определить ни λ , ни k . Задача может быть решена двумя методами – численным либо графоаналитическим.

Численный метод – это метод последовательных приближений.

Последовательность операций при этом следующая:

1. Задаемся величиной допускаемой относительной ошибки вычисления расхода E , например, 0,001 (0,1%).
2. Задаемся любым значением расхода $Q = Q_0$.
3. Вычисляем среднюю скорость в трубе $V = 4Q / \pi d^2$.
4. Вычисляем число $Re = Vd / \nu$ и определяем режим течения.
5. Выбираем формулу для λ и вычисляем $\lambda = f(Re, \Delta_\vartheta)$.
6. Вычисляем коэффициент k по формуле (1.4).
7. Из формулы (1.3) определяем $Q_2 = \sqrt{(H_p^A - H_p^B) / k}$.
8. Если абсолютная величина $(Q_2 - Q) / Q_2 > E$, то $Q = Q_2$; идти к 3.

Иначе $Q = Q_2$ (решение задачи).

Графоаналитический метод – это метод характеристик.

Характеристикой трубопровода называется график зависимости $h_w = f(Q)$.

Вид ее показан на рис. 1.1, *b*.

Последовательность операций при этом следующая:

Составляем таблицу, где задаемся рядом значений расхода Q в порядке возрастания.

Для каждого значения расхода вычисляем $V = 4Q / \pi d^2$, $Re = Vd / \nu$, определяем режим, выбираем формулу для λ и вычисляем $\lambda = f(Re, \Delta_\vartheta)$, k по формуле (1.4), гидравлические потери по формуле $h_w = kQ^2$.

По полученным значениям h_w строим график $h_w = f(Q)$ (рис. 1.1, *b*).

Графически решаем уравнение (1.3), как показано на рисунке, и находим искомое значение расхода Q .

Тип 3. Заданы: $Q, L, \Delta_\vartheta, \zeta_i, H_p^A, H_p^B, \rho, \nu$. Найти d .

По своей неопределенности задача похожа на предыдущую – при неизвестном расходе нет возможности вычислить V и Re ; поэтому нельзя определить ни λ , ни k . Задача может быть также решена двумя методами – численным либо графоаналитическим.

При решении численным методом следует несколько видоизменить компактную форму уравнения Бернулли, не выражая в нем V через Q .

Оно примет вид:

$$H_p^A = H_p^B + kV^2, \quad (1.5)$$

где

$$k = \left(\lambda \frac{L}{d} + \sum_j \zeta_i \right) \cdot \frac{1}{2g}. \quad (1.6)$$

Последовательность операций при этом следующая:

1. Задаемся величиной допускаемой относительной ошибки вычисления диаметра E , например, 0,001 (0,1%).

2. Задаемся любым значением диаметра $d = d_0$.

3. Вычисляем среднюю скорость в трубе $V = 4Q / \pi d^2$.

4. Вычисляем число $Re = Vd / \nu$ и определяем режим течения.

5. Выбираем формулу для λ и вычисляем $\lambda = f(Re, \Delta_\vartheta)$.

6. Вычисляем коэффициент k по формуле (1.6).

7. Из формулы (1.5) определяем $V_2 = \sqrt{(H_p^A - H_p^B) / k}$.

8. Находим диаметр трубопровода $d_2 = \sqrt{4Q / (\pi V_2)}$.

9. Если абсолютная величина $(V_2 - V) / V_2 > E$, то $V = V_2$; идти к 3.

Иначе $V = V_2$ (решение задачи).

При решении графоаналитическим методом применяется прежняя компактная форма уравнения Бернулли (1.3).

Последовательность операций при этом следующая:

Составляем таблицу, где задаемся рядом значений диаметра d в порядке возрастания.

Для каждого значения диаметра вычисляем $V = 4Q / \pi d^2$, $Re = Vd / \nu$, определяем режим, выбираем формулу для λ и вычисляем $\lambda = f(Re, \Delta_\vartheta)$, k по формуле (1.4), гидравлические потери по формуле $h_w = kQ^2$.

По полученным значениям h_w строим график $h_w = f(d)$ (рис. 1.2).

Графически решаем уравнение (1.3), как показано на рисунке, и находим искомое значение диаметра d .

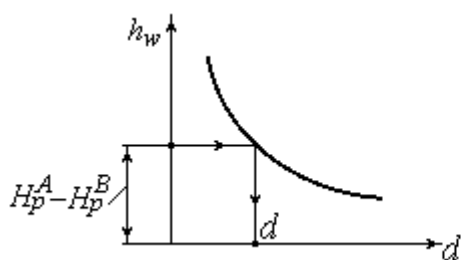


Рис.1.2. Графоаналитическое определение d

1.1.2. Расчет простого трубопровода переменного сечения

Такой трубопровод состоит из ряда последовательно соединенных участков различного диаметра (рис.1.3, а).

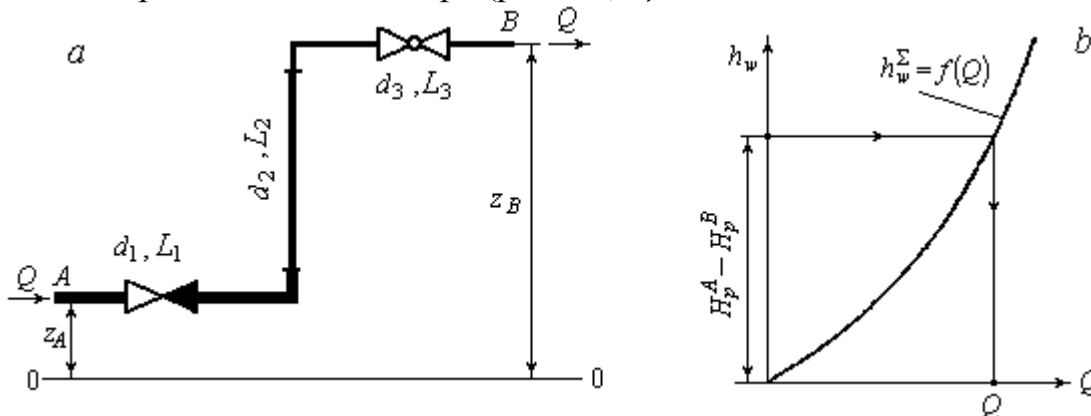


Рис.1.3. К расчету трубопровода переменного сечения

Так гидравлические потери на участках суммируются, то компактная форма уравнения Бернулли (при введении допущения о пренебрежении разницей в скоростных напорах на всех участках) примет вид:

$$H_p^A = H_p^B + \sum_N k_n Q^2 = H_p^B + (\sum_N k_n) \cdot Q^2 = H_p^B + k_\Sigma Q^2. \quad (1.7)$$

Здесь N – число участков; k_Σ – суммарный коэффициент потерь, равный сумме коэффициентов потерь всех участков; k_n – коэффициент потерь для n -го участка:

$$k_n = \left(\lambda_n \frac{L_n}{d_n} + \sum_{j_n} \zeta_{ni} \right) \cdot \frac{8}{\pi^2 d_n^4 g} \quad (1.8)$$

В этой формуле j_n – число местных сопротивлений на участке с индексом n .

При решении задач типа 1 последовательность решения точно такая же, как для простого трубопровода, только вместо коэффициента k вычисляется суммарный коэффициент потерь k_Σ с учетом формул (1.7) и (1.8).

При решении задач типа 2 численным методом последовательность расчета также соответствует расчету простого трубопровода, но при каждой итерации необходимо вместо k вычислять k_Σ .

При решении задач типа 2 графоаналитическим методом в таблице для каждого расхода вычисляются все коэффициенты k_n . Их суммированием определяется коэффициент потерь всего трубопровода k_Σ , после чего вычисляются потери h_w и строится $h_w = f(Q)$ (рис. 1.3, б).

Графически решаем уравнение (1.7), как показано на рисунке, и находим искомое значение расхода Q .

Задачи типа 3 в этом случае обычно не возникают, так как диаметры всех участков задаются.

1.1.3. Расчет параллельного соединения трубопроводов

Схема параллельного соединения трех трубопроводов показана на рис. 1.4, а. Точки A и B называются узловыми точками.

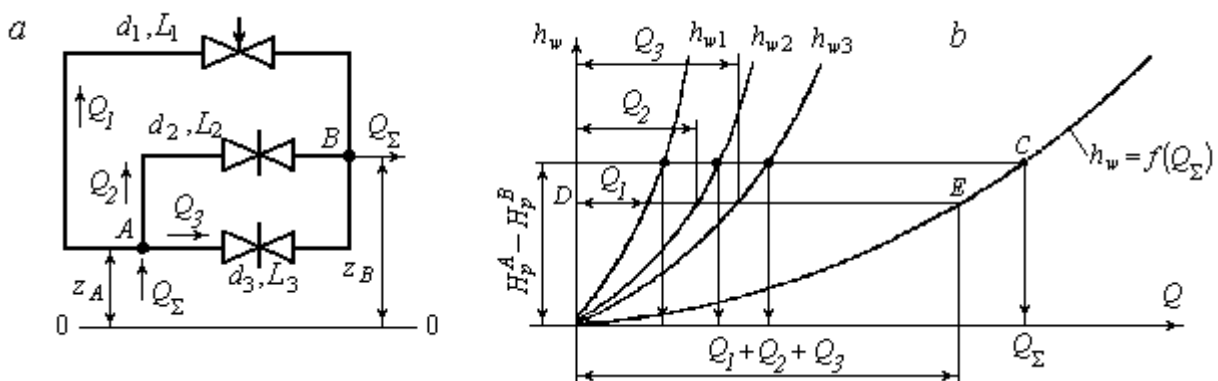


Рис. 1.4. К расчету параллельного соединения трубопроводов

Расход Q_Σ поступает к узловой точке A . Там он делится по гидролиниям на расходы Q_1 , Q_2 , Q_3 . В точке B эти расходы вновь соединяются, образуя суммарный расход Q_Σ .

В расчетах параллельного соединения обычно требуется при заданных размерах и других параметрах всех участков определить как суммарный расход Q_Σ , так и частные расходы Q_1 , Q_2 , Q_3 .

Запишем уравнение Бернулли в компактной форме для всех участков параллельного соединения (точки A и B считаем принадлежащими всем участкам в равной мере):

$$H_p^A = H_p^B + k_1 Q_1^2; \quad H_p^A = H_p^B + k_2 Q_2^2; \quad H_p^A = H_p^B + k_3 Q_3^2.$$

Из этих уравнений получим:

$$H_p^A - H_p^B = k_1 Q_1^2; \quad H_p^A - H_p^B = k_2 Q_2^2; \quad H_p^A - H_p^B = k_3 Q_3^2.$$

Так как левые части всех уравнений равны, приравняем правые:

$$k_1 Q_1^2 = k_2 Q_2^2 = k_3 Q_3^2. \quad (1.9)$$

Это выражение определяет главное свойство параллельного соединения:

поток жидкости и их расходы распределяются по линиям так, что гидравлические потери во всех линиях одинаковы.

К этому выражению необходимо добавить уравнение баланса расходов:

$$Q_\Sigma = Q_1 + Q_2 + Q_3. \quad (1.10)$$

Задача может решаться либо численно (методом последовательных приближений), либо графоаналитическим методом.

Решение численным методом производится для каждого участка, как для простого трубопровода постоянного сечения (см. раздел 1.1.1).

При этом величина $H_p^A - H_p^B$ берется для всех участков одинаковой.

В результате расчета каждого участка определяется частный расход Q_n

(где n – номер участка), после чего находится суммарный расход

$$Q_\Sigma = Q_1 + Q_2 + Q_3.$$

При решении графоаналитическим методом составляется ряд таблиц; число таблиц равно числу участков; каждая таблица составляется как для простого трубопровода постоянного сечения (см. раздел 1.1.1).

В таблицах задаемся последовательно рядом расходов; в конце каждой таблицы получаем для каждого расхода соответствующее значение гидравлических потерь kQ^2 .

На общем графике в координатах $Q - h_w$ строим характеристики всех участков $h_{w1} = f(Q)$, $h_{w2} = f(Q)$, $h_{w3} = f(Q)$ (рис. 5.5, b).

Затем строим суммарную характеристику участка параллельного соединения $h_w = f(Q_\Sigma)$ графически сложением расходов при одинаковых потерях (сложением абсцисс при равных ординатах).

Зная $H_p^A - H_p^B$, по графику находим как суммарный расход Q_Σ , так и частные расходы Q_1 , Q_2 , Q_3 , как показано на рис. 1.4, b .

Все изложенное может быть применено при любом числе участков.

1.1.4. Расчет разветвления трубопроводов

Схема трубопроводов с разветвлением показана на рис. 1.5, a .

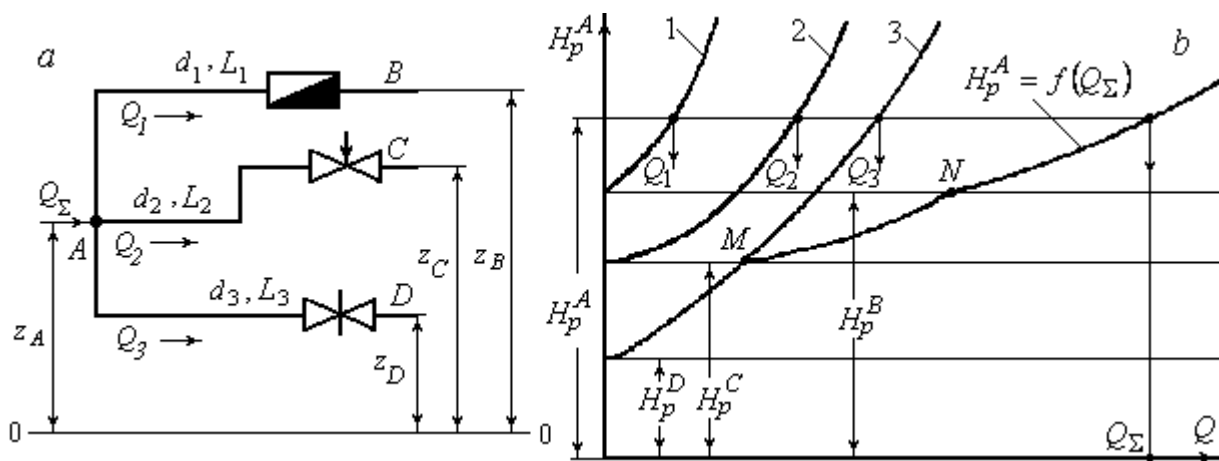


Рис.1.5. К расчету разветвления трубопроводов

Расход Q_Σ поступает к узловой точке A . Там он делится по гидролиниям на расходы Q_1 , Q_2 , Q_3 . Точки B, C, D называются точками раздачи.

В расчетах разветвления трубопроводов также требуется при заданных размерах и других параметрах всех участков определить как суммарный расход Q_Σ , так и частные расходы Q_1 , Q_2 , Q_3 .

Запишем уравнение Бернулли в компактной форме для всех участков параллельного соединения (точку A считаем принадлежащей всем участкам в равной мере):

$$H_p^A = H_p^B + k_1 Q_1^2; \quad H_p^A = H_p^C + k_2 Q_2^2; \quad H_p^A = H_p^D + k_3 Q_3^2.$$

Так как левые части всех уравнений равны, приравняем правые:

$$H_p^A = H_p^B + k_1 Q_1^2 = H_p^C + k_2 Q_2^2 = H_p^D + k_3 Q_3^2. \quad (1.11)$$

К этому выражению необходимо добавить уравнение баланса расходов:

$$Q_\Sigma = Q_1 + Q_2 + Q_3. \quad (1.12)$$

Задача может решаться либо численно (методом последовательных приближений), либо графоаналитическим методом.

Решение численным методом производится для каждого участка, как для простого трубопровода постоянного сечения (см. раздел 1.1.1).

При этом величина $H_p^A - H_p^n$ берется для каждого участка своя (здесь n – номер участка).

Если $H_p^A < H_p^n$, то расход на этом участке равен нулю.

В результате расчета каждого участка определяется частный расход Q_n , после чего находится суммарный расход $Q_\Sigma = Q_1 + Q_2 + Q_3$.

При решении графоаналитическим методом составляется ряд таблиц; число таблиц равно числу участков. Каждая таблица составляется как для простого трубопровода постоянного сечения (см. раздел 1.1.1).

В таблицах задаемся последовательно рядом расходов; в конце каждой таблицы получаем для каждого расхода соответствующее значение гидравлических потерь kQ^2 .

На общем графике в координатах $Q - H_p^A$ (рис. 1.5, *b*) строим графики для всех участков: $H_p^A = f(Q_1)$ (кривая 1); $H_p^A = f(Q_2)$ (кривая 2); $H_p^A = f(Q_3)$ (кривая 3).

Затем строим суммарную характеристику участка разветвления $H_p^A = f(Q_\Sigma)$ графически сложением расходов при одинаковых напорах в точке *A* (сложением абсцисс при равных ординатах).

Зная H_p^A , по графику находим как суммарный расход Q_Σ , так и частные расходы Q_1, Q_2, Q_3 , как показано на рис. 1.5, *b*.

Все изложенное может быть применено при любом числе участков.

1.1.5. Расчет сифона

Сифоном называется простой самотечный трубопровод, верхняя точка которого расположена выше уровня жидкости в сосуде, из которого она вытекает (рис. 1.6). Если такой трубопровод заполнить жидкостью, она будет вытекать из верхнего сосуда в нижний.

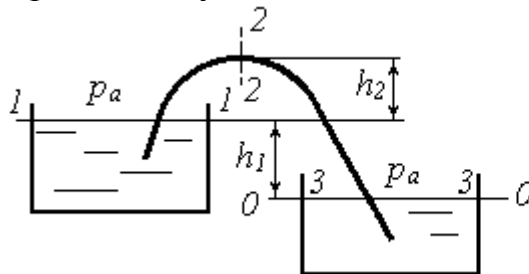


Рис. 1.6. К расчету сифона

Из уравнения Бернулли для сечений 1-1 и 3-3 при $z_1 = h_1, z_2 = 0, p_1 = p_2 = p_a$ получим: $h_1 = h_w = kQ^2$. (1.13)

Если заданы все размеры трубопровода и характеристики жидкости, то из этого выражения можно определить расход, как рассмотрено в разделе 1.1.1, например, методом последовательных приближений.

Выражение (1.13) не содержит значения высоты верхней точки трубопровода h_2 над плоскостью 1-1; поэтому, на первый взгляд, расход от этой высоты не зависит. Однако это не так. Покажем это, составив уравнение Бернулли для сечений 1-1 и 2-2:

$$h_1 + \frac{p_a}{\rho g} = h_1 + h_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_w^{1-2}. \quad (1.14)$$

Найдем из этого уравнения высоту h_2 :

$$h_2 = \frac{p_a - p_2}{\rho g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - h_w^{1-2}. \quad (1.15)$$

Из этой формулы видно, что при увеличении высоты h_2 давление в сечении 2-2 уменьшается. Максимально возможное значение этой высоты будет при $p_2 = p_{nn}$:

$$h_2^{\max} = \frac{p_a - p_{nn}}{\rho g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - h_w^{1-2}. \quad (1.16)$$

Если высота будет больше определенной по этой формуле, в трубопроводе наступит кавитация, и подача по нему жидкости прекратится.

1.2. Гидравлический удар

Гидравлическим ударом называется особый вид неустановившегося движения жидкости в трубопроводе - колебательный процесс изменения давления, возникающий при быстром закрытии или открытии задвижки, при внезапной остановке насоса или его включении при открытом затворе на нагнетательной линии, а также в некоторых других случаях.

Резкое повышение давления при гидравлическом ударе может вызвать разрушение трубопровода, понижение до p_{nn} – кавитацию.

Теоретическое и экспериментальное исследование гидравлического удара было выполнено Н.Е. Жуковским в 1898 г. Он получил формулу для ударного повышения давления и его связь с упругими характеристиками как жидкости, так и материала трубопровода.

Стадии развития гидравлического удара в трубопроводе при резком закрытии задвижки показаны на рис. 1.7 (гидравлическими потерями пренебрегаем).

1). Задвижка открыта, давление на входе в трубу и по всей его длине равно p_0 , средняя скорость равна V_0 .

2). Задвижка резко закрылась. У задвижки жидкость затормозилась ($V = 0$), давление резко поднялось ($p = p_0 + \Delta p_{y\partial}$). Упругий трубопровод в этом месте расширился. Зона заторможенной жидкости перемещается справа налево со скоростью c (скорость ударной волны).

3). Ударная волна дошла до бака. Во всем трубопроводе $p = p_0 + \Delta p_{y\partial}$, $V = 0$. Весь трубопровод расширился.

4). Так как в трубопроводе давление больше, чем в баке, жидкость начинает вытекать из трубы в бак. Так как пренебрегаем гидравлическими потерями, потенциальная энергия давления, переходя обратно в кинетическую, создает скорость течения, равную V_0 , но направленную в обратную сторону. В области трубы, из которой жидкость вытекает, давление падает обратно до p_0 , труба принимает первоначальный диаметр. Эта область перемещается слева направо со скоростью c .

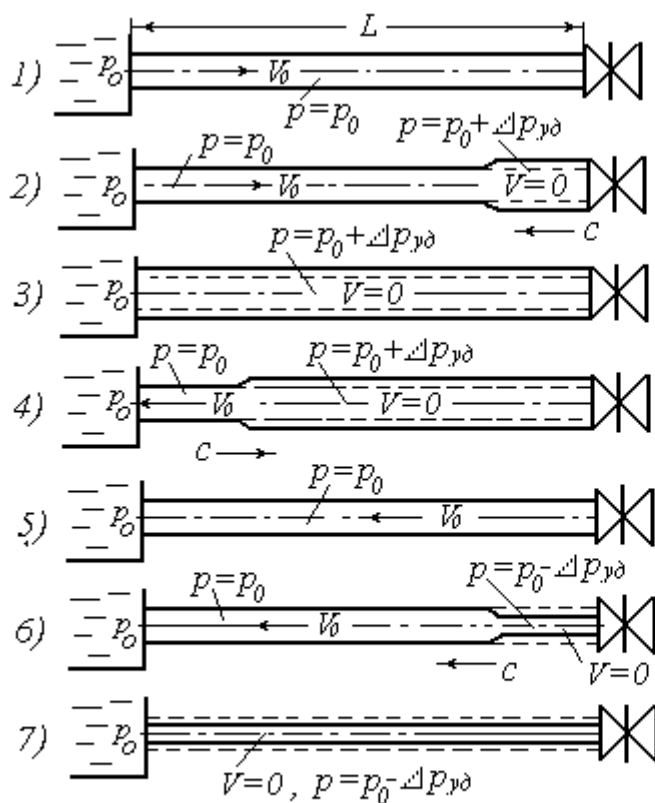


Рис.1.7. Стадии гидравлического удара

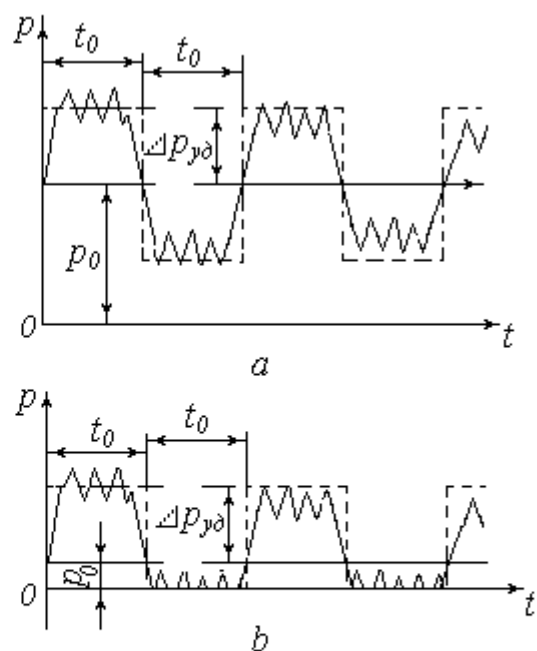


Рис.1.8. Изменение давления в трубопроводе:

a – при $\Delta p_0 > \Delta p_{yd}$;

b – при $\Delta p_0 < \Delta p_{yd}$

5). Ударная волна дошла до задвижки. Весь трубопровод имеет начальный диаметр, давление в нем равно p_0 , скорость равна V_0 .

6). Так как жидкость оттекает от задвижки, перед ней создается разрежение (давление падает до $p = p_0 - \Delta p_{yd}$). Жидкость в этой зоне останавливается ($V = 0$), диаметр трубы становится меньше начального. Эта зона перемещается справа налево со скоростью c .

7). Ударная волна дошла до бака. Во всем трубопроводе $V = 0$, $p = p_0 - \Delta p_{yd}$.

Так как давление в трубе меньше, чем в баке, начинается движение жидкости из бака в трубу, и весь цикл повторяется.

Если перед задвижкой установить датчик, непрерывно регистрирующий давление, то график $p = f(t)$ при $p_0 > \Delta p_{yd}$ выглядит так, как на рис. 1.8, *a*.

Пунктиром показан теоретический график, сплошной линией – реальный.

В опытах Н.Е. Жуковского было зафиксировано до 12 полных циклов. С течением времени колебания затухают.

Время прохождения ударной волной расстояния от задвижки до бака и обратно называется фазой гидравлического удара t_0 . Она равна $t_0 = 2L/c$.

Если $p_0 < \Delta p_{yd}$, то при отрицательной амплитуде давление в трубопроводе может понизиться только до p_{nn} , что чревато возникновением кавитации.

При теоретическом анализе гидравлического удара Н.Е. Жуковский использовал теорему о количестве движения, которая неоднократно

рассматривалась в курсе гидравлики: **Изменение количества движения тела массой m за промежуток времени Δt равно импульсу равнодействующей приложенных к телу внешних сил.**

Напомним, что количеством движения называется произведение $m\vec{V}$, а импульсом силы $\vec{P}$ – произведение $\vec{P}\Delta t$.

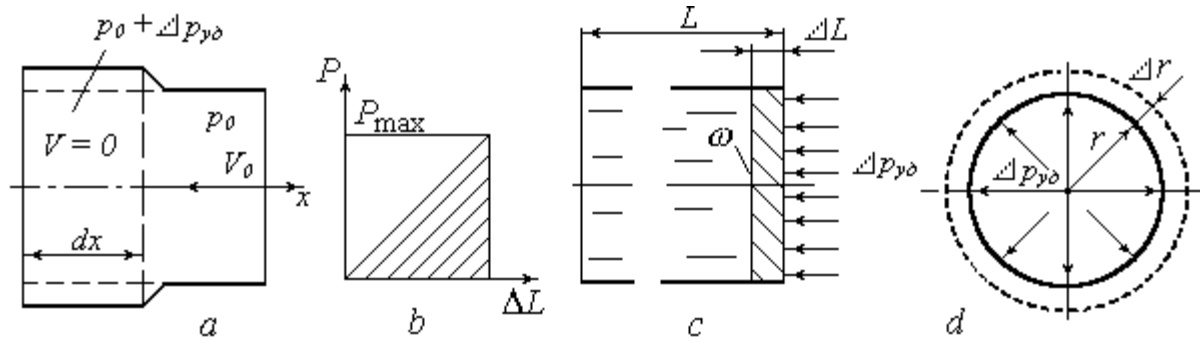


Рис. 1.9. К выводу формулы Н.Е. Жуковского

Рассмотрим стадию 2 (рис. 1.7). Область трубопровода, примыкающая к границе зон, где жидкость остановилась, и зоной, где она продолжает двигаться, показана на рис. 1.9, а. Изменением площади сечения трубопровода ω будем пренебрегать, так как оно мало. За время dt ударная волна прошла в направлении оси x путь dx . У массы $dm = \rho dW = \rho \omega dx$ в момент времени t скорость была равна: $V_1 = -V_0$ (так как скорость направлена противоположно оси x). В момент времени $t + dt$ скорость равна: $V_2 = 0$ (жидкость в этом объеме остановилась). Следовательно, изменение количества движения массы dm равно:

$$dm(V_2 - V_1) = \rho \omega dx [0 - (-V_0)] = \rho \omega dx V_0. \quad (1.17)$$

Слева на объем массой dm действует давление $p_0 + \Delta p_{y\partial}$, справа – p_0 . Следовательно, результирующая сила P равна :

$$P = (p_0 + \Delta p_{y\partial})\omega - p_0\omega = \Delta p_{y\partial}\omega.$$

Импульс этой силы равен :

$$dI = Pdt = \Delta p_{y\partial}\omega dt. \quad (1.18)$$

Приравняем (1.17) и (1.18).

$$\rho \omega dx V_0 = \Delta p_{y\partial}\omega dt.$$

Сократим левую и правую части на ω и разделим на dt : $\rho \frac{dx}{dt} V_0 = \Delta p_{y\partial}$.

Учтя, что $\frac{dx}{dt} = c$ (скорость ударной волны), получим формулу Н.Е. Жуковского:

$$\Delta p_{y\partial} = \rho V_0 c. \quad (1.19)$$

Определим скорость ударной волны для упругого трубопровода.

До закрытия задвижки кинетическая энергия всей жидкости, находящейся в трубе, равна:

$$E_k = \frac{mV_0^2}{2} = \frac{1}{2} \pi r^2 L \rho V_0^2. \quad (1.20)$$

Рассмотрим работу деформации жидкости и трубы. При нагружении упругого тела силой P зависимость величины этой силы от деформации ΔL в пределах закона Гука линейна (рис. 1.9, *b*), а работа деформации равна площади заштрихованного треугольника под прямой:

$$P = f(\Delta L) = \frac{1}{2} P_{\max} \Delta L_{\max}. \quad (1.21)$$

При подъеме давления до $\Delta p_{y\partial}$ появилась сила $P_{\max} = \Delta p_{y\partial} \omega$, сжимающая жидкость в трубопроводе на величину ΔL (рис. 1.9, *c*).

Работа деформации жидкости на основе формулы (1.21) равна:

$$A_{def}^{ж} = \frac{1}{2} \Delta p_{y\partial} \omega \Delta L = -\frac{1}{2} \Delta p_{y\partial} \Delta W, \quad (1.22)$$

где $\Delta W = -\omega \Delta L$, так как изменение объема имеет отрицательный знак.

Из формулы для модуля сжимаемости β_p имеем ($\Delta p = \Delta p_{y\partial}$):

$$\beta_p = -\frac{\Delta W}{W} \cdot \frac{1}{\Delta p_{y\partial}}, \text{ или } \frac{1}{\beta_p} = E_{ж} = -\frac{W \Delta p_{y\partial}}{\Delta W}.$$

Отсюда получим:

$$\Delta W = -\frac{\Delta p_{y\partial} W}{E_{ж}} = -\Delta p_{y\partial} \frac{\pi r^2 L}{E_{ж}}.$$

Подставим это выражение в формулу (1.22):

$$A_{def}^{ж} = \frac{1}{2 E_{ж}} \Delta p_{y\partial}^2 \cdot \pi r^2 L. \quad (1.23)$$

Работа деформации трубы (увеличения ее радиуса из-за увеличения давления) вычисляется также на основе формулы (1.21). При этом можно считать, что полная сила, стремящаяся расширить трубу и действующая по радиусу (она распределена по всей боковой поверхности трубы), равна (рис. 1.9, *d*): $P = \Delta p_{y\partial} \cdot 2\pi r \cdot L$. Удлинение вдоль линии действия силы – это Δr .

Поэтому

$$A_{def}^{тр} = \frac{1}{2} \Delta p_{y\partial} \cdot 2\pi r L \Delta r. \quad (1.24)$$

Запишем закон Гука:

$$\sigma = \varepsilon E. \quad (1.25)$$

Здесь σ – нормальное напряжение, ε – относительное удлинение, в нашем случае равное $\Delta r / r$, E – модуль упругости материала.

Из сопротивления материалов известна формула для вычисления напряжения σ в цилиндрической оболочке, нагруженной внутренним давлением (в нашем случае $\Delta p_{y\partial}$):

$$\sigma = \frac{\Delta p_{y\partial} r}{\delta}, \text{ где } \delta - \text{толщина стенки.} \quad (1.26)$$

Приравняем (1.25) и (1.26):

$$\frac{\Delta r}{r} E = \frac{\Delta p_{y\partial} r}{\delta}, \text{ или } \Delta r = \frac{\Delta p_{y\partial} r^2}{\delta E}.$$

Подставим это выражение в (1.24) и получим:

$$A_{\text{деф}}^{mp} = \frac{1}{2} \Delta p_{y\partial} \cdot 2\pi r L \cdot \frac{\Delta p_{y\partial} r^2}{\delta E} = \frac{\Delta p_{y\partial}^2 \cdot r^3 \pi L}{\delta E}. \quad (1.27)$$

При гидравлическом ударе кинетическая энергия жидкости в трубе расходуется на работу деформации жидкости и трубы. Поэтому

$$E_k = A_{\text{деф}}^{\text{жс}} + A_{\text{деф}}^{mp}.$$

С учетом (1.20), (1.23) и (1.27) получим:

$$\frac{1}{2} \pi r^2 L \rho V_0^2 = \frac{\Delta p_{y\partial}^2 \cdot \pi r^2 L}{2 E_{\text{жс}}} + \frac{\Delta p_{y\partial}^2 \cdot r^3 \pi L}{\delta E}.$$

Сократив на $\pi r^2 L$ и взяв за скобки $\Delta p_{y\partial}^2$, получим:

$$\frac{\rho V_0^2}{2} = \left(\frac{1}{2 E_{\text{жс}}} + \frac{r}{\delta E} \right) \Delta p_{y\partial}^2, \text{ или } \Delta p_{y\partial} = \rho V_0 \sqrt{\frac{1}{\frac{\rho}{E_{\text{жс}}} + \frac{2\rho \cdot r}{\delta E}}}.$$

Сопоставив последнее выражение с формулой (1.19), найдем:

$$c = \sqrt{\frac{1}{\frac{\rho}{E_{\text{жс}}} + \frac{2\rho \cdot r}{\delta E}}} \quad (1.28)$$

Величина скорости ударной волны близка к скорости звука c_0 в жидкости и для воды составляет 900 – 1400 м/с ($c_0 = 1425$ м/с).

Если время закрытия (открытия) задвижки $t_{\text{закр}} < t_0$, гидравлический удар называется прямым и для расчета $\Delta p_{y\partial}$ применяется формула Жуковского. Если $t_{\text{закр}} > t_0$, гидравлический удар называется непрямым. Ударное повышение давления $\Delta p_{y\partial}^H$ для него меньше и может быть определено по формуле:

$$\Delta p_{y\partial}^H = \Delta p_{y\partial} \frac{t_0}{t_{\text{закр}}} \quad (1.29)$$

Здесь $\Delta p_{y\partial}$ – ударное повышение при прямом ударе.

Меры борьбы с гидравлическим ударом: увеличение времени закрытия и открытия задвижек, установка на трубопроводе уравнильных резервуаров и воздушных колпаков, предохранительных клапанов, обратных клапанов после насоса и непосредственно на трубопроводе для подачи в него атмосферного

воздуха или жидкости из вспомогательного трубопровода (при падении давления ниже p_0), а также установка специальных клапанов – демпферов.

Гидравлический удар имеет также полезное применение – на его принципе построен специальный вид насосов – гидравлический таран.

2. БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ

Безнапорное движение жидкости – это движение за счет силы тяжести; поток при этом имеет свободную поверхность. Такое движение возникает в открытых каналах, имеющих уклон. В искусственных каналах с постоянной площадью поперечного сечения (такие каналы называют **призматическими**) установившееся движение – равномерное. При равномерном движении средние скорости во всех сечениях равны между собой; $V_1 = V_2$; $\Rightarrow F_1 = F_2$; $\Rightarrow h_1 = h_2$. Следовательно, свободная поверхность параллельна дну канала (рис. 2.1).

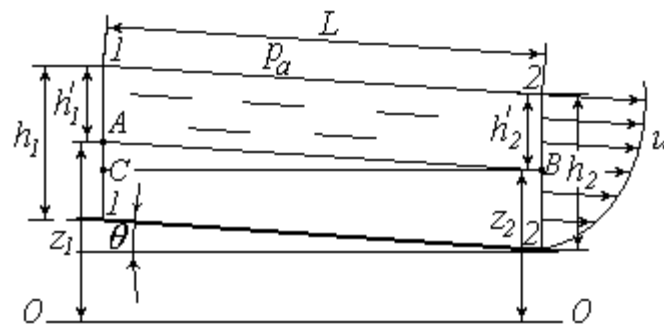


Рис. 2.1. Безнапорное равномерное движение жидкости в открытом канале

Так как величина уклона обычно мала, то глубины жидкости в канале измеряют по вертикали; плоскости живых сечений потока также считают вертикальными.

В безнапорных потоках воды в естественных и искусственных каналах режим течения, как правило, турбулентный, находящийся в автомодельной области (квадратичного закона сопротивления).

Запишем уравнение Бернулли для равномерного установившегося движения в открытом канале.

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_n. \quad (2.1)$$

Найдем давления в центре живых сечений 1-1 и 2-2 из основного закона гидростатики:

$$p_1 = p_a + \rho g h'_1 ; \quad p_2 = p_a + \rho g h'_2 ; \quad h'_1 = h'_2, \text{ так как } \frac{h_1}{2} = \frac{h_2}{2}.$$

Поскольку $V_1 = V_2$ и $\alpha_1 = \alpha_2$, из уравнения Бернулли получим: $z_1 = z_2 + h_n$.

Разделим левую и правую части этого выражения на L : $\frac{z_1 - z_2}{L} = \frac{h_n}{L}$.

В этом выражении (из треугольника ABC, рис. 2.1):

$$\frac{z_1 - z_2}{L} = i = \sin \Theta \text{ (геодезический уклон средней линии потока или его дна);}$$

$$\frac{h_n}{L} = J \text{ (гидравлический уклон).}$$

Таким образом, уравнение Бернулли для равномерного безнапорного движения приобрело вид: $i = J$ (гидравлический уклон равен геодезическому).

Форма сечения безнапорных каналов может быть различной (рис. 2.2).

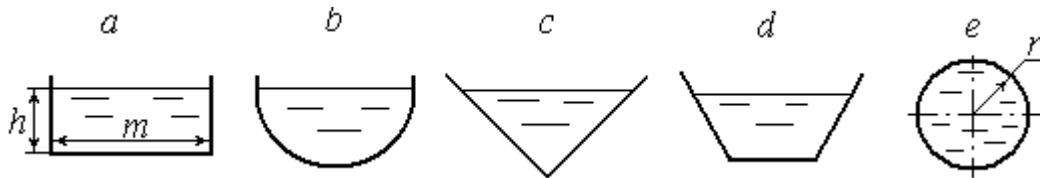


Рис. 2.2. Формы живого сечения безнапорных каналов

При расчетах безнапорных течений в каналах некруглого поперечного сечения применяют дополнительные геометрические характеристики сечений.

Смоченным периметром Π называют длину границы жидкости с твердой стенкой живого сечения канала. Например, для прямоугольной формы сечения (рис. 2.2, a) $\Pi = m + 2h$. **Гидравлическим радиусом R** сечения называют отношение площади живого сечения ω к смоченному периметру Π : $R = \omega / \Pi$. Для полностью заполненного канала круглого сечения (рис. 2.2, e) гидравлический радиус не равен геометрическому:

$$R = \frac{\pi \cdot r^2}{2\pi \cdot r} = \frac{r}{2}, \text{ или } d = 4R.$$

Запишем формулу Дарси для путевых потерь при течении в заполненном круглом канале: $h_n = \lambda \frac{L}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$. Выразим d через R : $h_n = \lambda \frac{L}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g}$. Делим на L :

$$J = \frac{h_n}{L} = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g}. \quad (2.2)$$

Формула в таком виде справедлива для сечения произвольной формы. Отсюда найдем среднюю скорость:

$$V = \sqrt{\frac{8gJ \cdot R}{\lambda}} = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \cdot \sqrt{JR} = C \sqrt{JR} = C \sqrt{iR}, \text{ где } C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}. \quad (2.3)$$

Расход, протекающей через живое сечение ω , равен:

$$Q = \omega C \sqrt{iR}. \quad (2.4)$$

Полученные формулы называются формулами Шези.

Расход можно представить также в виде $Q = K \sqrt{i}$, где $K = \omega C \sqrt{R}$.

Коэффициент K называют расходной характеристикой, или модулем расхода, или пропускной способностью канала.

Для вычисления коэффициентов C и K имеются формулы и таблицы. Все они справедливы для турбулентного режима в квадратичной области сопротивления. Например, для вычисления C применяют формулы:

- формула Маннинга: $C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}$; (2.5)

- формула Павловского: $C = \frac{R^y}{n}$, где $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1)$; (2.6)

- формула Бахметева – Агроскина: $C = \frac{1}{n} + 17,72 \lg R$; (2.7)

- формула Альтшуля: $C = 25 \left(\frac{R}{\Delta_9 + \frac{25}{\sqrt{iR}}} \right)^{\frac{1}{6}}$, где (Δ_9 и R – в мм); (2.8)

В этих формулах n – коэффициент шероховатости, для которого имеются таблицы в зависимости от материала поверхности канала (таблицы Гангиле-Куттера). Например, для железобетонных труб $n \approx 0,013$, для земляных труб $n = 0,03$, для земляных каналов с дерном $n = 0,028$.

По этим формулам или по таблицам определяют:

- расход Q при заданных i и R (для этого должна быть известна глубина заполнения канала);
- уклон дна I , необходимый для обеспечения заданного расхода Q при известных форме канала и глубине его заполнения;
- глубину заполнения при заданных Q , i и форме канала.

2.1. Гидравлически наивыгоднейшее сечение канала

Гидравлически наивыгоднейшим сечением канала называется такое сечение, которое при одинаковых с другими сечениями площади ω , шероховатости и уклоне имеет наибольшую пропускную способность. Такой канал при заданном расходе будет обладать наименьшей площадью сечения, то есть потребует минимальных затрат на земляные работы.

Из формулы для расхода (2.4) следует, что при равных ω , i , $C(n)$ наиболее выгодным является такое сечение, где смоченный периметр Π минимален.

Из сечений, показанных на рис. 2.2, минимальным Π обладает полукруг, затем прямоугольник. При прокладке земляных каналов выполнить профиль канала в форме полукруга, прямоугольника или треугольника технологически весьма сложно. Поэтому на практике чаще всего используют трапецеидальную форму сечения.

Рассмотрим ее более подробно. Из рис. 2.3 следует: $a/h = \operatorname{ctg} \alpha$;

$$\omega = bh + 2 \cdot \frac{ah}{2} = bh + h^2 \operatorname{ctg} \alpha; \quad (2.9)$$

$$\Pi = b + 2\sqrt{h^2 + h^2 \operatorname{ctg}^2 \alpha} = b + 2h\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}; \quad (2.10)$$

$$R = \frac{bh + h^2 \operatorname{ctg} \alpha}{b + 2h\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}}. \quad (2.11)$$

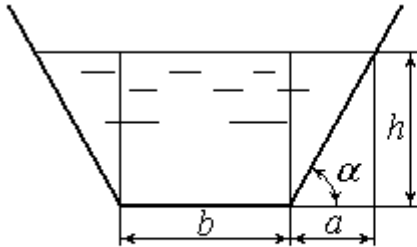


Рис. 2.3. Трапецидальное сечение канала

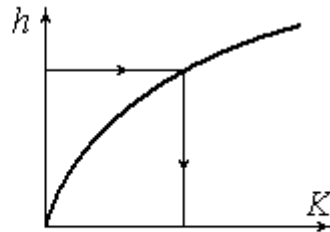


Рис. 2.4. График $h = f(K)$

В приведенных формулах α – угол откоса канала. Этот угол обычно выбирают в соответствии с углом естественного откоса грунта (если канал не бетонируется). Например, для смоченной земли $\alpha = 27^\circ$, для смоченного суглинка $\alpha = 17^\circ$, крупного гравия $\alpha = 34^\circ$.

Можно, задаваясь различными значениями h , вычислить R , а затем, зная n , определить K . Затем строится график $K = f(h)$ или $h = f(K)$, показанный на рис. 2.4. После этого можно пользоваться построенным графиком для любой степени заполнения канала и определять по нему K , а затем расход.

Задача нахождения наивыгоднейшего сечения канала сводится к определению наивыгоднейшего соотношения h и b при заданных ω , α .

$$\text{Из формулы (2.9) имеем: } b = \frac{\omega - h^2 \operatorname{ctg} \alpha}{h}. \quad (2.12)$$

Подставим это значение b в (2.10):

$$\Pi = \frac{\omega}{h} - h \operatorname{ctg} \alpha + 2h\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}.$$

Возьмем производную от Π по h и для нахождения экстремума приравняем ее нулю:

$$\frac{dx}{dh} = -\frac{\omega}{h^2} - \operatorname{ctg} \alpha + 2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} = 0. \quad (2.13)$$

Проверим вид экстремума; для этого найдем вторую производную:

$$\frac{d^2x}{dh^2} = \frac{2\omega}{h^3}.$$

Так как вторая производная положительна, экстремум соответствует минимуму. Из (2.13) найдем:

$$\omega = 2h^2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - h^2 \operatorname{ctg} \alpha = h^2(2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - \operatorname{ctg} \alpha). \quad (2.14)$$

Из этого выражения можно найти h :

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - \operatorname{ctg} \alpha}}. \quad (2.15)$$

Затем, зная h , по формуле (2.12) найдем b .

Найдем соотношение b/h . Приравняем выражения для площади ω в формулах (2.9) и (2.14):

$$bh + h^2 \operatorname{ctg} \alpha = 2h^2 \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - h^2 \operatorname{ctg} \alpha. \text{ Делим на } h^2:$$

$$\frac{b}{h} = 2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha} - 2\operatorname{ctg} \alpha. \quad (2.16)$$

Для канала прямоугольной формы $\alpha = 90^\circ$, $\operatorname{ctg} \alpha = 0$. Следовательно, для него наивыгоднейшее соотношение $b/h = 2\sqrt{1 + 0} - 2 \cdot 0 = 2$.

2.2. Допустимые скорости движения в каналах

При больших скоростях движения жидкости в открытых каналах возникает опасность размыва стенок и дна. Поэтому средняя скорость потока должна быть ограничена, в зависимости от материала стенок канала и наличия облицовки. Существует таблицы максимально допустимых средних скоростей, например:

Вид грунта	V_{max} , м/с
Супесь слабая, средний лесс	0,7 - 0,8
Илистый грунт, торф	0,25 - 0,5
Глина нормальная	1,2 - 1,4
Булыжное покрытие	1,5 - 3,5
Бетон, железобетон	5 - 10

Однако при малых скоростях из жидкости выпадают частицы (мелкий песок, частицы ила и т.д.), которые не могут переноситься потоком, откладываются на дне. Происходит **заиление** канала. Поэтому существует нижний предел допустимой средней скорости в канале. Существует ряд формул для определения V_{min} , например, формула Леви: $V_{min} = \alpha \sqrt{R}$, м/с.

Коэффициент α зависит от характера переносимых наносов и колеблется от $\alpha = 0,77$ (крупные песчаные наносы) до $\alpha = 0,37$ (очень мелкие наносы).

2.3. Особенности расчета самотечных труб

В безнапорных трубопроводах (канализационные трубы, водосточные каналы – ливнеспуски, самотечные водопроводные трубы) сечение может иметь следующую форму (рис. 2.5): a – круглая, b – овоидальная, c – лотковая.

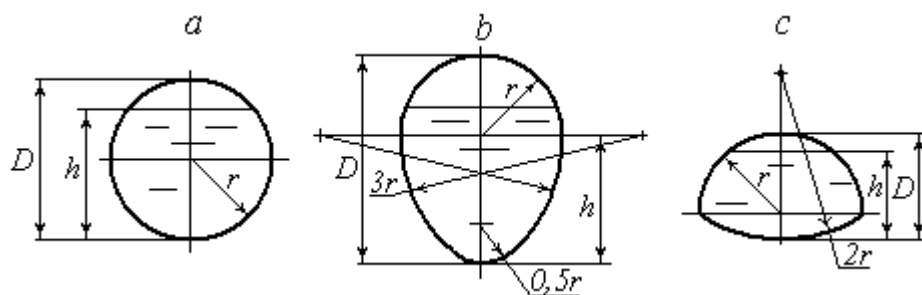


Рис. 2.5. Формы сечения самотечных труб

Движение жидкости в таких трубах происходит так же, как и в открытых каналах; поэтому для расчета применимы все рассмотренные выше формулы.

Зная форму трубопровода, задаваясь различной степенью заполнения (или $\frac{h}{h_{полн}}$) можно в каждом случае найти ω , Π , вычислить R ; затем по таблице

или расчетной формуле найти $C\sqrt{R}$ и K . Расчеты V и Q производятся по формулам Шези.

Такие трубопроводы обладают особенностью: в них максимальная пропускная способность достигается не при полном, а при частичном заполнении сечения жидкостью. Это происходит потому, что смоченный периметр Π при повышении степени заполнения выше некоторого значения растет быстрее, чем ω , поэтому $R = \frac{\omega}{\Pi}$ падает, и уменьшаются $V = C\sqrt{R} \cdot \sqrt{i}$ и $Q = \omega C\sqrt{R} \cdot \sqrt{i}$.

$$\text{Обозначим } A = \frac{Q_{\text{част}}}{Q}, B = \frac{V_{\text{част}}}{V}.$$

Здесь $Q_{\text{част}}$ – расход при частичном заполнении трубы, $V_{\text{част}}$ – средняя скорость при частичном заполнении трубы, Q и V – расход и средняя скорость при полном заполнении трубы.

Для часто применяемых сечений вычислены значения $A, B = f(a)$ (где $a = h/D$) и построены соответствующие графики (например, рис. 2.6).

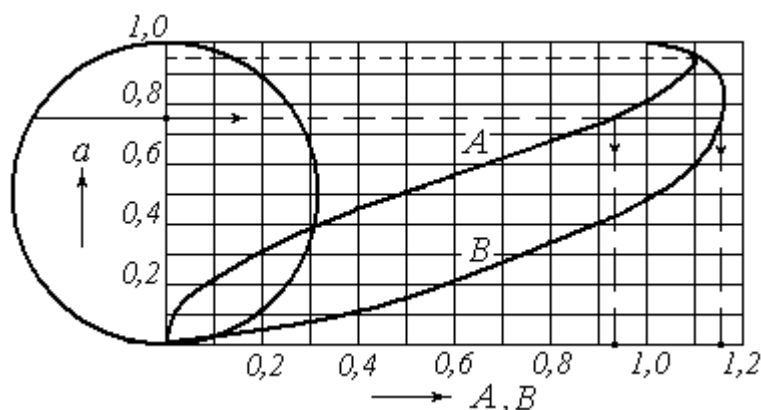


Рис. 2.6. Зависимость A и B от степени заполнения a

Для круглых труб наибольший расход соответствует степени заполнения $a = 0,95$ (при этом $A_{max} = 1,1$), а наибольшая скорость – степени заполнения $a = 0,81$ (при этом $B_{max} = 1,17$).

Аналогичные графики имеются в справочниках для овоидального и круглого сечений.

При проведении расчетов можно пользоваться формулами для полного заполнения, а затем, в зависимости от фактического заполнения трубы, вычислить $V = BC_{полн} \sqrt{R_{полн}} \cdot \sqrt{i}$; $Q = A\omega_{полн} \cdot C_{полн} \cdot \sqrt{R_{полн}} \cdot \sqrt{i}$, пользуясь приведенными графиками.

2.4. Табличные методы расчета трубопроводов

Методы расчета трубопроводов, рассмотренные выше, являются универсальными – они пригодны для расчета трубопроводов из любого материала при протекании по ним любых жидкостей. При этом они позволяют с достаточной для практики точностью определить параметры какого-либо режима работы трубопровода.

При проектировании сетей водоснабжения и водоотведения обычно задача точного определения режима работы трубопровода (под режимом работы здесь понимается сочетание параметров жидкости в трубопроводе – давления, скорости, расхода, величины гидравлических потерь и т.д.) не ставится, так такой трубопровод может работать в широком интервале режимов. Для этого могут быть применены приближенные методы расчета.

На основании экспериментальных исследований, проведенных в ВНИИ ВОДГЕО, Ф.А.Шевелевым предложен ряд формул для определения коэффициента сопротивления трения λ труб, применяемых в водоснабжении и водоотведении (стальных, чугунных и некоторых других).

При этом жидкость рассматривалась одна – вода при температуре $+10^\circ\text{C}$; коэффициент кинематической вязкости ν принимался равным $1,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$; режим течения – турбулентный. Кроме того, учитывалось увеличение гидравлических потерь в трубах из-за различия их укладки в лабораторных и производственных условиях, а также за счет изменения шероховатости в процессе эксплуатации.

Предложенные формулы могут быть приведены к общему виду:

$$\lambda = b(1 + a/V)^n d^{-m}. \quad (2.17)$$

В этой формуле d – расчетный внутренний диаметр трубы, м; V – средняя скорость, м/с.

Значения коэффициентов составляют:

- для новых стальных труб:
 $b = 0,0159$; $a = 0,684$; $n = m = 0,226$;
- для новых чугунных труб:
 $b = 0,0144$; $a = 2,36$; $n = m = 0,284$;

- для стальных и чугунных водопроводных труб, бывших в эксплуатации и имеющих на стенках отложения, соответствующие $\Delta_0 = 1$ мм:
при $V \geq 1,2$ м/с
 $b = 0,021; \quad a = 0; \quad m = 0,3;$
при $V < 1,2$ м/с
 $b = 0,0179; \quad a = 0,867; \quad n = m = 0,3;$
- для асбестоцементных труб:
 $b = 0,011; \quad a = 3,51; \quad n = m = 0,19;$
- для пластмассовых труб
 $\lambda = 0,01344 / (d \cdot V)^{0,226}.$

Для стальных и чугунных труб, бывших в эксплуатации, составлены таблицы, позволяющие определить гидравлический уклон (путевые потери на единицу длины трубы) по внутреннему диаметру трубы d и расходу Q [4].

Существуют также таблицы для расчета сетей водоотведения, например, составленные А.Л.Лукиных и Н.А.Лукиных [5]. Таблицы составлены для труб круглого и прямоугольного сечения по формуле Павловского: $C = \frac{1}{n} \cdot R^y$, где

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

Здесь n – коэффициент шероховатости, R – гидравлический радиус.

Для напорных трубопроводов круглого сечения принято $n = 0,013$; для самотечных коллекторов из керамических труб, бетона, железобетона, кирпича $n=0,014$.

Таблицы позволяют определить расход и среднюю скорость при заданных диаметре трубопровода d , степени его заполнения (в долях диаметра) и геодезическом уклоне i . Для расчетов расхода и средней скорости использовались формулы Шези.

2.5. Влияние срока службы труб на их гидравлическое сопротивление

В результате эксплуатации трубопроводов с течением времени шероховатость труб возрастает. Это приводит к тому, что увеличивается коэффициент сопротивления трения λ .

Поскольку при заданном расходе Q гидравлические потери h_n растут, то при заданной величине гидравлических потерь h_n расход Q (или пропускная способность трубы) уменьшается.

Из опыта эксплуатации трубопроводов установлена зависимость между начальной величиной эквивалентной шероховатости Δ_0 и ее значением Δ_{0t} через t лет эксплуатации: $\Delta_{0t} = \Delta_0 + \alpha \cdot t$.

Здесь α – коэффициент, характеризующий скорость роста шероховатости, мм/год; размерность Δ_0 и Δ_{0t} – мм.

Величина α зависит от материала труб и характера жидкости. Например, для стальных труб и природной воды различного химического состава она составляет:

Характер природных вод	α
Слабо минерализованные	0,025
Коррозионные с малым содержанием хлоридов и сульфатов	0,2
Коррозионные с большим содержанием хлоридов и сульфатов	0,5
Сильно минерализованные с высокой жесткостью	0,6...1 и более

Кроме того, α зависит от диаметра трубы d ; с уменьшением d величина α растет. При транспортировке газозвесей (в воздуховодах, вентиляционных системах и т.д.) значение α может достигать десятков мм в год.

2.6. Течение жидкости через водосливы

Водосливом называется искусственная преграда в потоке со свободной поверхностью, через которую проходит перелив жидкости. Водосливы применяются в гидротехнике и дорожном строительстве. Примеры водосливов – плотины, водосбросы, пороги водобойных колодцев.

Водосливы классифицируются в зависимости от формы сливного порога (рис. 2.7):

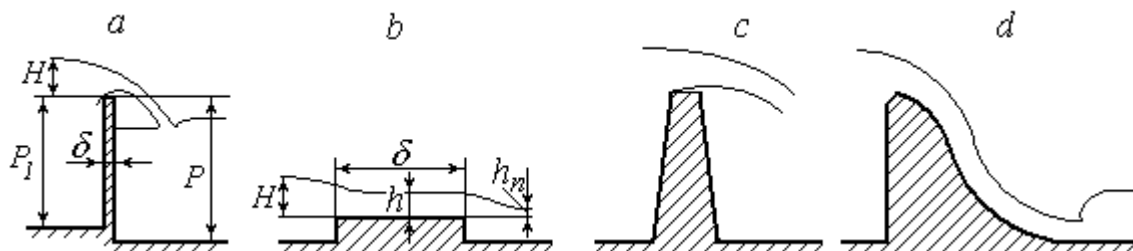


Рис. 2.7. Формы сливного порога

- с тонкой стенкой ($\delta \leq (0,1...0,5)H$) (рис. 2.7, a);
- с широким порогом ($2H \leq \delta \leq 8H$) (рис. 2.7, b)
- практического профиля (к ним относят все другие формы порогов, например, трапецеидальные (рис. 2.7, c); с криволинейными очертаниями, соответствующими форме нижних линий тока (рис. 2.7, d).

Водосливы с тонкой стенкой могут быть (рис. 2.8):



Рис. 2.8. Формы водосливов с тонкой стенкой

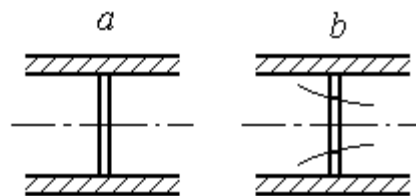


Рис. 2.9. Условия подхода к водосливу

- с вертикальной стенкой (рис. 2.8, а);
- со стенкой, наклонной по течению (рис. 2.8, б);
- со стенкой, наклонной против течения (рис. 2.8, в).

По условиям подхода потока жидкости к водосливу последние делятся (рис. 2.9):

- без бокового сжатия (рис. 2.9, а), когда ширина гребня равна ширине подводящего канала;
- с боковым сжатием (рис. 2.9, б), когда ширина гребня меньше ширины подводящего канала.

В технических сооружениях практически всегда имеет место сжатие потока за счет стенок, ограничивающих гребень, или за счет промежуточных «бычков».

Область потока до водослива называется **верхним бьефом**; после водослива – **нижним бьефом**. P_1 – высота стенки в верхнем бьефе, P – в нижнем бьефе. H – геометрический напор на водосливе, соответствующий постоянному уровню жидкости над стенкой в верхнем бьефе.

При подходе к стенке уровень жидкости в верхнем бьефе понижается. Это понижение начинается на расстоянии $(3...5)H$.

Поверхность порога, через которую происходит перелив, называется **гребнем** водослива.

По форме гребня водосливы делятся на следующие типы (рис. 2.10):

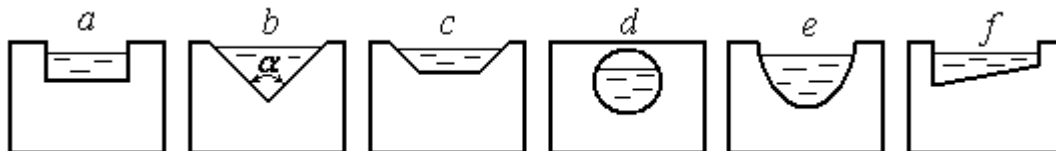


Рис. 2.10. Формы гребня водосливов

- прямолинейная (рис. 2.10, а);
- треугольная (рис. 2.10, б);
- трапециевидная (рис. 2.10, в);
- круглая (рис. 2.10, г);
- параболическая (рис. 2.10, д);
- наклонная прямолинейная (рис. 2.10, е).

По форме в плане (вид сверху) водосливы классифицируются (рис. 2.11):

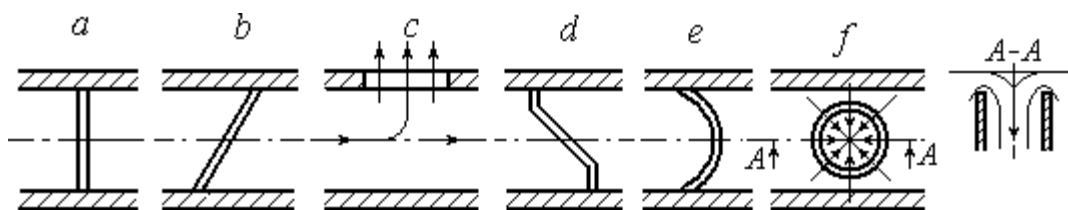


Рис. 2.11. Формы водосливов в плане

- прямые (рис. 2.11, a);
- косые (рис. 2.11, b);
- боковые (рис. 2.11, c);
- ломаные (полигональные) – рис. 2.11, d;
- криволинейные (рис. 2.11, e);
- кольцевые (рис. 2.11, f) и сечение A-A.

По типу сопряжения струи с нижним бьефом водосливы разделяются на **незатопленные** и **затопленные** (рис. 2.12).

В незатопленных водосливах уровень воды в нижнем бьефе не влияет на расход и условия перелива, а в затопленных – влияет.

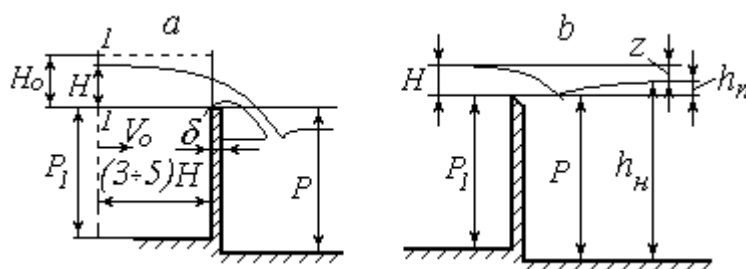


Рис. 2.12. Виды водосливов:
a – незатопленный; b– затопленный

Водослив является затопленным при **одновременном** соблюдении двух условий:

- если высота воды в нижнем бьефе выше порога водослива ($h_n > P$);
- если $\frac{z}{P} < 0,65...0,75$.

Водослив является незатопленным в следующих случаях:

- если высота воды в нижнем бьефе ниже порога водослива;
- если высота воды в нижнем бьефе выше порога, но $\frac{z}{P} > 0,65...0,75$.

Таким образом, водослив может быть незатопленным, если даже уровень воды в нижнем бьефе лежит выше порога водослива.

При незатопленном водосливе течение через него имеет особый характер. Струя воды, переливающаяся через водослив, при своем падении приобретает большую кинетическую энергию, следовательно, большую скорость. При переливе через высокие плотины она может достигать величины 50м/с и выше.

В соответствии с уравнением постоянства расхода при установившемся движении площадь сечения потока с-с (а, значит, и глубина сечения) малы (рис. 2.13). Течение потока в сечении с-с и далее (область *A*) называется бурным. Скорость воды в нижнем бьефе на достаточно большом расстоянии от водослива (область *C*) определяется формулой Шези (уклоном канала). Эта скорость получается весьма малой; течение, определяемое формулой Шези, называется спокойным. Площадь живого сечения потока и соответственно его глубина h_n в этой области значительно выше, чем в области *A*. Переход от режима бурного течения к режиму спокойного течения происходит скачкообразно, Этот переход называется гидравлическим прыжком (область *B*). В верхней части гидравлического прыжка образуется вихревая область, называемая **вальцом**. Такой прыжок называется **отогнанным**; расстояние l

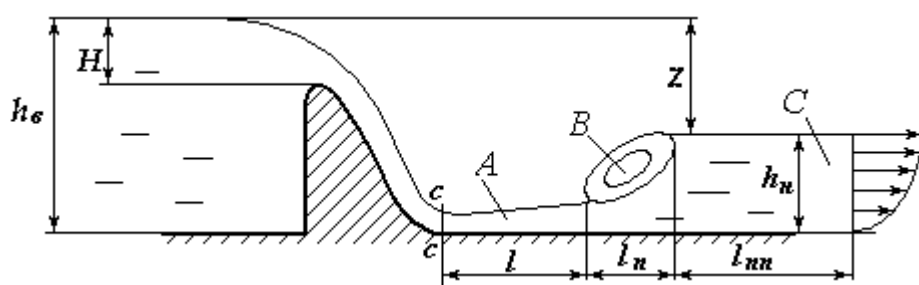


Рис. 2.13. Отогнанный гидравлический прыжок

называется длиной отгона прыжка. На рис. 2.13 показаны также длина прыжка l_n и длина послепрыжковой области l_{nn} , на которой происходит формирование эпюры скоростей, соответствующей спокойному режиму течения. Дно канала на участке с большими скоростями требует укрепления из-за опасности размыва. Чем больше длина l , тем больше затраты на строительство. Для уменьшения этой длины применяют два метода:

- преобразование части кинетической энергии потока в потенциальную за счет увеличения площади его живого сечения и уменьшения скорости;
- погасить часть избыточной кинетической энергии потока за счет гидравлических потерь.

Для реализации первого метода за водосливом углубляют дно канала, формируя «водобойный колодец» (рис. 2.14, *a*). Для реализации второго метода за водосливом устанавливают дополнительный порог («водобойную стенку»), показанную на рис. 2.14, *b*. В обоих случаях можно добиться того, что гидравлический прыжок вплотную приближается к водосливу. Такой прыжок называется затопленным. В ряде случаев комбинируют эти два способа, проектируя водобойный колодец с одной или несколькими водобойными стенками. Расчеты сопряжения бьефов такими способами приведены в [3].

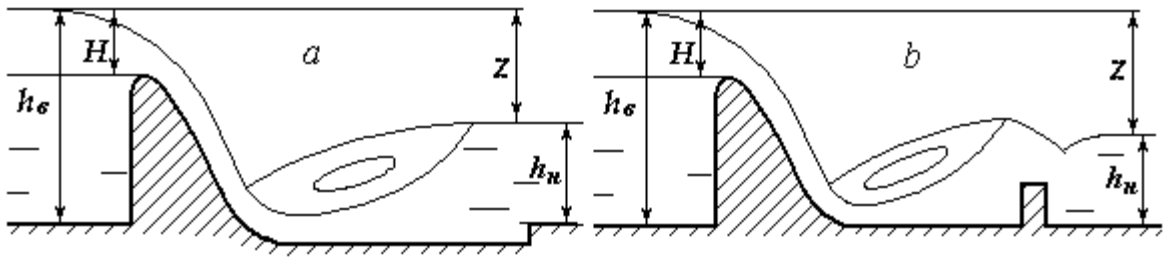


Рис. 2.14. Способы приближения гидравлического прыжка к водосливу

Основной задачей расчета водослива является определение расхода жидкости через него.

Рассмотрим вначале незатопленный водослив (рис. 2.12, а).

С учетом скоростного напора полная высота $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$, где V_0 - «скорость подхода» (средняя скорость жидкости при подходе к водосливу). Ширина водослива равна b . Высота H жидкости перед водосливом стабильна на расстоянии L , большем $(3 \div 5)H$. Поэтому H измеряется на таком расстоянии от водослива. Расход определяется по формуле:

$$Q = mb\sqrt{2g} \cdot H_0^{\frac{3}{2}}. \quad (2.18)$$

Здесь m – коэффициент расхода, зависящий от ряда факторов – геометрических размеров водослива, его формы, условий стеснения и т.д.

Это основная формула расхода через водослив.

Для прямоугольных водосливов с тонкой стенкой

$$m = \left(0,405 + \frac{0,0027}{H} \right) \left[1 + 0,55 \frac{H}{(H + P_1)^2} \right] \quad (\text{формула Базена}). \quad (2.19)$$

Величина m для водосливов с тонкой стенкой в среднем составляет $\approx 0,41 \dots 0,42$; для водосливов с широким порогом (их считают незатопленными при $h_n < h$) $m = 0,31 \dots 0,38$; для водослива практического (криволинейного) профиля $m = 0,4 \dots 0,49$.

Боковое сжатие учитывается введением в формулу (2.18) коэффициента ε , зависящего от характера сжатия потока (числа отдельных водосливных отверстий, формы бычков и т.п.).

$$Q = \varepsilon \cdot mb\sqrt{2g} \cdot H_0^{\frac{3}{2}}. \quad (2.20)$$

При определении расхода через затопленный водослив вводят в эту формулу еще один поправочный коэффициент σ_n , меньший единицы, учитывающий уменьшение расхода за счет затопления водослива, например:

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{hn}{P} \right)^3 \sqrt{\frac{z}{H}} \quad (\text{формула Базена для водослива с тонкой стенкой}).$$

Для других водосливов σ_n имеется в таблицах, приводимых в справочниках. Например, для практического профиля он зависит от $\frac{hn}{H}$.

Кроме того, существуют формулы для расчета расхода в зависимости от формы выреза. Например, для незатопленного водослива с треугольным вырезом и углом при вершине 90° расход определяется по формуле Томсона: $Q = 1,4H^{2,5}$, м³/с.

Расход через водослив обладает хорошей стабильностью; поэтому водосливы часто используют для измерения расхода в безнапорных потоках.

При этом применяют как прямоугольные водосливы с тонкой стенкой, так и водосливы с треугольным вырезом.

3. ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД

Движение воды через грунт называется фильтрацией. При фильтрации движения воды происходит по так называемым «порам» – мельчайшим каналам между частицами грунта, образующимся из-за их неплотного прилегания друг к другу.

Основной задачей при расчетах в области фильтрации является определение расхода (количество фильтрующейся жидкости единицу времени) и скорости фильтрации (расхода жидкости через единицу площади сечения фильтрующего слоя, включающего как грунт, так и поры).

Пористостью грунта называется отношение объема пор ко всему объему грунта:

$$m = \frac{W_{\text{полн}} - W_{\text{тч}}}{W_{\text{полн}}}. \quad (3.1)$$

Здесь $W_{\text{полн}}$ – полный объем грунта, $W_{\text{тч}}$ – объем, занимаемый твердыми частицами.

Пористость природных грунтов меняется в широких пределах:

грунт	m
рыхлый песок	0,3...0,33
песок с глиной	0,18...0,24
известняки	0,025...0,12

Различают естественные и искусственные фильтрационные потоки. Естественный поток может образоваться, например, при просачивании через грунт атмосферных осадков. Искусственный поток создается при очистке воды на водопроводных фильтрах, при осушении котлованов и т.д.

Грунтовые воды делятся на подвижные и неподвижные. Неподвижные воды образуются при скоплении воды в подземных котловинах (рис. 3.1, а). Подвижные воды образуются в результате постоянной инфильтрации (просачивания вглубь)

3 - грунтовые воды

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_n.$$

Ввиду очень малых скоростей движения жидкости по порам скоростными напорами при изучении движения грунтовых вод можно пренебречь. С учетом этого получим:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + h_n. \quad (3.2)$$

Отсюда:

$$h_n = \left(z_1 + \frac{p_1}{\rho g} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\rho g} \right). \quad (3.3)$$

Таким образом, путевые потери при фильтрации равны падению потенциального напора.

Изменяя толщину слоя L , состав песка и измеряя расход фильтруемой воды, Дарси установил основной закон фильтрации:

$$Q = kF \frac{h_n}{L}. \quad (3.4)$$

Здесь F – площадь фильтрации (полное сечение фильтрующего слоя), k – коэффициент фильтрации, характеризующий как фильтрационные свойства грунта, так и физические свойства жидкости.

В более коротком виде закон Дарси можно записать так: $W = kJ$.

Здесь через W обозначена скорость фильтрации, J – гидравлический уклон. Отсюда размерность k – см/с, так как J – безразмерная величина. Скорость фильтрации – величина условная, так площадь F включает как поры, так и частицы грунта.

Закон Дарси называют законом ламинарной фильтрации, так как здесь расход и скорость линейно зависят от потери напора h_n и наоборот.

Иногда (при движении воды в крупнотрещиноватых и крупнопористых породах (галечниках, скальных породах, в крупнозернистых грунтах) реализуется турбулентный режим фильтрации. Закон Дарси неприменим и при очень мелкозернистых грунтах (там сказываются капиллярные силы). Однако эти случаи не имеют практического значения – при размерах частиц 0,05 мм все еще справедлив закон Дарси.

Переход от ламинарного режима фильтрации к турбулентному происходит при определенном (критическом) значении числа Re .

Для составления числа Re при фильтрации предложен ряд формул, например:

$$Re = \frac{1}{0,75m + 0,23} \cdot \frac{Wd_{\text{э}}}{\nu} \quad (\text{Формула Н.Н.Павловского}). \quad (3.5)$$

Здесь $d_{\text{э}}$ – эффективный диаметр частиц грунта.

Для определения скорости фильтрации при турбулентном режиме также имеются различные формулы, например $W = kJ^{1/x}$, где $1 \leq x \leq 2$.

Во все формулы для расчета фильтрации входит коэффициент фильтрации k , определяемый опытным путем.

При приближенных расчетах можно принимать следующие значения k , см/с:

грунты очень большой проницаемости (средний и крупный гравий с примесью очень крупного песка)	0,5...1,0
грунты большой проницаемости (крупный песок с мелким гравием)	0,2...0,5
грунты средней проницаемости (среднезернистый и чистый мелкий песок)	0,1...0,2
грунты малой проницаемости (слабоглинистый песок, очень мелкий песок)	0,01...0,002
группы очень малой проницаемости:	
песчаные с примесью глины	0,006...0,007
песчано-глинистые	0,003...0,004
проницаемые глины	0,001

3.2. Приток грунтовых вод к скважинам

А. Безнапорная скважина

Рассмотрим процесс откачки воды из скважины, заложенной в водоносном пласте с горизонтальным непроницаемым подстилающим слоем (водоупором). Такая скважина, доведенная до водоупора, называется **совершенной** (рис. 3.3, а). На рисунке обозначение *УГВ* обозначает начальный уровень грунтовых вод.

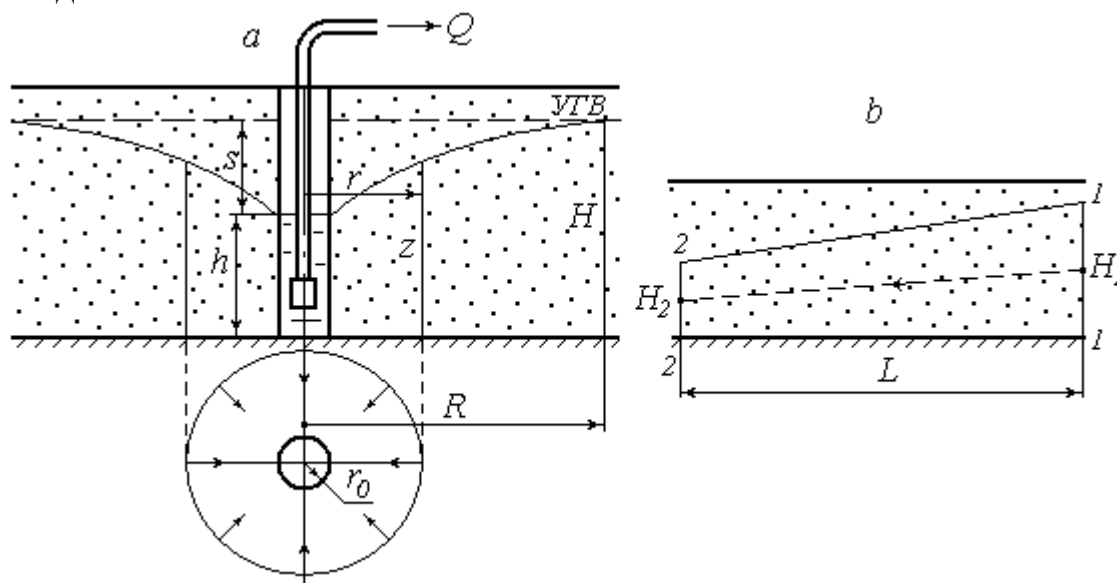


Рис. 3.3. Откачка воды из безнапорной скважины

При откачке воды из скважины уровень воды как в скважине, так и прилегающем к колодцу грунте начнет понижаться. К скважине со всех сторон

начнется движение воды (грунтовой поток) с образованием **депресссионной** воронки. При равенстве притока воды откачиваемому расходу фильтрационный поток станет установившимся ($Q = \text{const}$).

Расход, откачиваемый из скважины, называется ее **дебитом**. Этот расход можно определить из формулы Дарси : $Q = kFJ$.

Поскольку свободная поверхность фильтрационного потока не горизонтальна, а криволинейна, вначале для упрощения картины течения рассмотрим случай, когда свободная поверхность имеет постоянный угол наклона (рис. 3.3, б). Запишем уравнение Бернулли для сечений 1-1 и 2-2:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + h_n. \quad (3.6)$$

Параметры жидкости в точках, соответствующих средней линии потока, равны:

$$z_1 = \frac{H_1}{2}; \quad z_2 = \frac{H_2}{2}; \quad p_1 = p_a + \rho g \frac{H_1}{2}; \quad p_2 = p_a + \rho g \frac{H_2}{2}.$$

Отсюда следует:

$$\frac{H_1}{2} + \frac{p_1}{\rho g} = \frac{H_2}{2} + \frac{p_2}{\rho g} + h_n; \quad \frac{H_1}{2} + \frac{p_a}{\rho g} + \frac{H_1}{2} = \frac{H_2}{2} + \frac{p_a}{\rho g} + \frac{H_2}{2} + h_n; \quad H_1 = H_2 + h_n;$$

$$h_n = H_1 - H_2.$$

Таким образом, падение напора h_n – это в данном случае падение уровня.

Если длина отрезка пути бесконечно мала, то $dh_n = dH$; $J = \frac{dh_n}{dL} = \frac{dH}{dL}$.

Рассмотрим цилиндрическое сечение радиусом r . Высота депрессивной воронки на расстоянии r равна z , а площадь сечения, через которое фильтрационный поток движется к скважине, равна $F = 2\pi r \cdot z$. Величине dH соответствует dz , а величине dL – dr .

Из формулы Дарси имеем:

$$Q = kFJ = k \cdot 2\pi r \cdot z \frac{dz}{dr}. \quad (3.7)$$

Разделим переменные:

$$zdz = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \frac{dr}{r}. \quad (3.8)$$

Интегрируем:

$$\frac{z^2}{2} = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \ln r + \frac{C}{2}. \quad (3.9)$$

Сократив на 2, константу C найдем из граничного условия: при $r = r_0$ $z = h$.

$$h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln r_0 + C; \quad C = h^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln r_0.$$

Полученное значение C подставим в (3.9).

$$z^2 = h^2 + \frac{Q}{\pi k} (\ln r - \ln r_0) = h^2 + \frac{Q}{\pi k} \cdot \ln \frac{r}{r_0}. \quad (3.10)$$

Отсюда

$$z = \sqrt{h^2 + \frac{Q}{\pi k} \cdot \ln \frac{r}{r_0}}. \quad (3.11)$$

Полученное выражение называется уравнением Дюпюи для кривой депрессии. Обозначим через R расстояние от оси скважины до места, где начинается понижение уровня грунтовых вод.

При $z = H$ $r = R$. Подставим это в (3.10):

$$H^2 = h^2 + \frac{Q}{\pi k} \cdot \ln \frac{R}{r_0}.$$

$$\text{Отсюда } Q = \frac{(H^2 - h^2) \pi k}{\ln \frac{R}{r_0}}. \quad (3.12)$$

Таким образом, получено окончательное выражение для дебита скважины.

Для определения радиуса влияния R существует ряд зависимостей, например,

формула Зихарда: $R = 3000s\sqrt{k}$, где s – глубина откачки.

При предварительных расчетах можно полагать:

- для мелкозернистого песка $R \approx 250\text{м}$;
- для песчаных грунтов средней крупности $R = 350 \dots 500\text{м}$;
- для крупнозернистых грунтов $R = 700 \dots 1000\text{м}$.

Б. Напорная (артезианская) скважина

Артезианской скважиной называется скважина, питающаяся от напорного движения воды в водоносном слое, прикрытом сверху водонепроницаемым слоем.

Рассмотрим совершенную артезианскую скважину (доведенную до нижнего водоупора) – рис. 3.4.

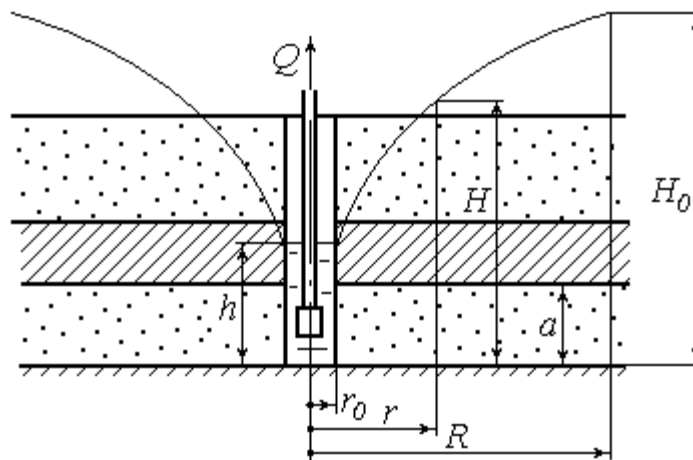


Рис. 3.4. Откачка воды из артезианской скважины

Обозначим $H_0 = \frac{p_0}{\rho g}$ (полный напор водоносного слоя на расстоянии радиуса влияния R от оси скважины).

Как и в предыдущем случае, проведем цилиндрическое сечение радиусом r .

При откачке напор водоносного слоя будет по мере приближения к оси скважины уменьшаться, достигая при $r = r_0$ значения h . Расстояние между водонепроницаемыми слоями считаем постоянным, равным a .

В данном случае вместо депрессионной воронки мы получим кривую падения потенциального напора, и гидравлический уклон J в точке с радиусом r равен: $J = dH / dr$.

Из формулы Дарси для расхода имеем:

$$Q = kFJ = k \cdot 2\pi a \frac{dH}{dr}. \quad (3.13)$$

Отсюда

$$dH = \frac{Q}{2\pi ka} \cdot \frac{dr}{r}. \quad (3.14)$$

Возьмем определенный интеграл от этого выражения, учтя, что при $H = h$ $r = r_0$, а при $H = H_0$ $r = R$.

$$\int_h^{H_0} dH = \int_{r_0}^R \frac{Q}{2\pi ka} \cdot \frac{dr}{r}. \quad (3.15)$$

Интегрируем:

$$H|_h^{H_0} = \frac{Q}{2\pi ka} \ln r|_{r_0}^R; \quad H_0 - h = \frac{Q}{2\pi ka} \ln \frac{R}{r_0}. \quad (3.16)$$

Отсюда получаем выражение для дебита скважины:

$$Q = \frac{(H_0 - h) \cdot 2\pi ka}{\ln \frac{R}{r_0}}. \quad (3.17)$$

4. ОТНОСИТЕЛЬНОЕ ДВИЖЕНИЕ ТЕЛА И ЖИДКОСТИ

Тело, движущееся в жидкости, испытывает сопротивление, для преодоления которого необходимо затратить силу. И, наоборот, при движении потока жидкости неподвижное тело, помещенное в поток, оказывает сопротивление движению жидкости; на преодоление этого сопротивления тратится часть энергии жидкости (обтекание ветром здания, водой мостового быка и т.п.).

В гидравлике и аэродинамике применяется принцип обращения движения: сила сопротивления какого-либо тела в движущейся жидкости равна силе сопротивления того же тела, движущегося в неподвижной жидкости.

Рассмотрим вначале случай обтекания потоком жидкости неподвижной пластинки, установленной перпендикулярно потоку (рис. 4.1, а). Из-за наличия скоростного напора давление перед пластинкой больше, чем за ней. За пластинкой образуется область вихреобразования (срыв потока).

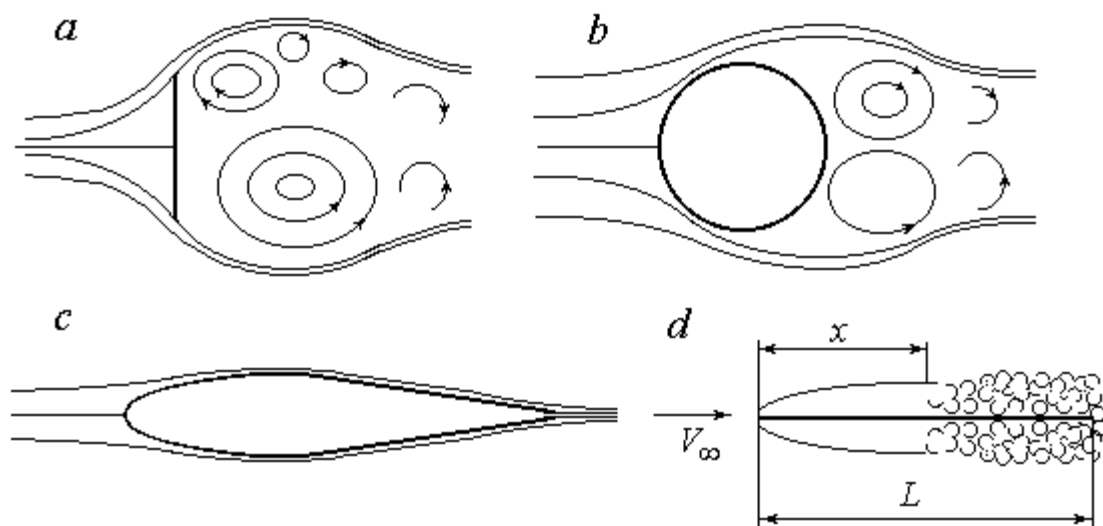


Рис. 4.1. Картина обтекания тел различной формы:
a – плоская пластинка перпендикулярно к потоку; *b* – шар; *c* – каплевидное тело;
d – плоская пластинка по потоку

За счет разности давлений перед и за пластинкой возникает сила F_p . Она зависит от формы тела, скорости потока, его плотности, максимальной площади поперечного сечения тела (миделя). Путем экспериментальных и теоретических исследований тел различной формы установлена общая формула силы

сопротивления: $F_p = C_p \cdot \frac{\rho V^2}{2} \cdot \omega_{мид}$, где $\omega_{мид}$ – площадь миделя. (4.1)

Если взять тонкую пластинку, расположенную параллельно потоку, то основной силой сопротивления будет сила трения. В этом случае

$$F_{тр} = C_{тр} \frac{\rho V^2}{2} \cdot \omega_{пл}, \text{ где } \omega_{пл} - \text{площадь в плане.} \quad (4.2)$$

Для тела произвольной формы

$$F_{\Sigma} = F_p + F_{тр} = C \frac{\rho V^2}{2} \cdot \omega_{мид}. \quad (4.3)$$

Коэффициент C называется суммарным коэффициентом сопротивления тела. Его определяют экспериментальным путем. Тела с малым коэффициентом C называют хорошо обтекаемыми; с большим – плохо обтекаемыми. Примером хорошо обтекаемого тела является тело каплевидной формы (рис. 4.1, *c*).

Величина коэффициента C зависит как от формы тела, так и от числа Re .

Для объемных тел главной составляющей силы сопротивления обычно является сила давления. Поэтому например, для шара при $Re < 10^3$ $C_p = 24/Re$; при $10^3 < Re < 3 \cdot 10^5$ $C_p \approx \text{const} = 0,47$; при $Re > 3 \cdot 10^5$ $C_p \approx \text{const} \approx 0,22$.

Для тел другой формы величина C_p равна:

- для круглого цилиндра бесконечной длины

при $Re < 2 \cdot 10^5$	1,2
при $Re > 5 \cdot 10^5$	0,3...0,4
- для прямоугольной пластинки с отношением сторон a/b

(перпендикулярно потоку):

a/b	C_p
1	1,1
10	1,29
∞	2,01

- для круглой плоской пластины (перпендикулярно потоку) 1,11
- для полушария впадиной навстречу течению (парашют) 1,33
- для полушария впадиной по течению 0,34
- для каплевидного тела 0,1

При обтекании плоской пластинки, установленной вдоль потока (рис.4.1, d), главную роль играют силы трения. При этом нет отрыва потока от пластины, но на ней возникает так называемый пограничный слой, толщина которого увеличивается по мере удаления от переднего края пластинки. Вне этого слоя поле скоростей соответствует полю скоростей невозмущенного потока (при отсутствии пластинки), то есть влияние сил вязкости здесь пренебрежимо мало. В пределах же пограничного слоя влияние вязкости весьма существенно.

При турбулентном потоке, обтекающем пластину, в передней части пограничного слоя режим течения ламинарный; по мере удаления от носика он утолщается и переходит в турбулентный пограничный слой.

Режим течения в пограничном слое определяется числом Рейнольдса, записываемым в виде: $Re = V_{\infty} L / \nu$. Коэффициент сопротивления трения зависит от того, какой пограничный слой на пластине – ламинарный или турбулентный.

Переход происходит при $Re_{x_{кр}} = 485\,000$, где $Re_x = V_{\infty} x / \nu$.

Рассмотрим пластину единичной длины ($\omega_{nl} = 1 \cdot L$).

Если обтекание пластины чисто ламинарное, то

$$C_{mp} = \frac{1,328}{\sqrt{Re}}, \text{ где } Re = \frac{U_{\infty} L}{\nu} \text{ (формула Блазиуса); } F_{mp} = C_{mp} \rho \frac{V_{\infty}^2}{2} \cdot L \cdot 1.$$

Если обтекание турбулентное, то C_{mp} вычисляется по формуле:

$$C_{mp} = 0,03 \left(\frac{K_{\vartheta}}{L} + \frac{83}{Re} \right)^{0,2} \text{ (обобщенная формула Альтшуля). (4.4)}$$

Существуют и другие формулы, например, формула Шлихтинга для вполне шероховатых пластинок:

$$C_{mp} = \left(1,89 + 1,62 \lg \frac{L}{K_{\vartheta}} \right). \quad (4.5)$$

Если тело движется вместе с потоком, то его скорость по величине и направлению может не совпадать со скоростью жидкости. В этом случае в формулы для вычисления сил сопротивления подставляют **относительную** скорость (векторную разность скоростей жидкости и тела в данной точке).

5. ГИДРОТРАНСПОРТ

В строительстве часто встречается необходимость перемещения по напорным или безнапорным каналам гидросмеси (например, смеси грунта с водой). Транспортирование твердых частиц при помощи воды называется гидротранспортом.

Гидросмесь (пульпа) – неоднородная жидкость, которая характеризуется консистенцией (количеством твердых частиц в жидкости) и крупностью взвешенных частиц.

Консистенция определяется выражением:

$$K = \frac{M_{mч}}{M_{ж}} \cdot 100, \% . \quad (5.1)$$

Здесь $M_{mч}$ – масса твердых частиц; $M_{ж}$ – масса жидкости.

Геометрическая крупность частиц определяется их средним диаметром d_0 . Относительная геометрическая крупность S вычисляется как $S = \frac{d_0}{D}$, где D – диаметр трубы.

Однако, чаще крупность взвешенных частиц характеризуют гидравлической крупностью W – скоростью падения частиц в покоящейся жидкости или скоростью витания в поднимающемся потоке.

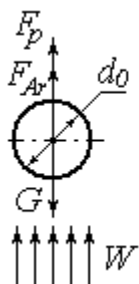


Рис. 5.1. Схема витания сферической частицы в потоке жидкости

Для определения гидравлической крупности рассмотрим сферическую частицу, неподвижно висящую (витающую) в поднимающемся со скоростью W потоке жидкости (рис. 5.1). На частицу действуют сила собственного веса G , Архимедова выталкивающая сила F_{Ar} и гидродинамическая сила от воздействия потока жидкости на частицу F_p . При малых числах Re коэффициент сопротивления сферы вычисляется по формуле Стокса $C = 24/Re$. Вычислим величину этих сил:

$$G = \rho g \cdot \frac{\pi d_0^3}{6}; \quad F_{Ar} = \rho_{ж} g \frac{\pi d_0^3}{6}; \quad C = \frac{24}{Re} = \frac{24 \cdot \nu}{W \cdot d_0};$$

$$F_p = C \cdot \frac{\rho_{ж} W^2}{2} \cdot \frac{\pi d_0^2}{4} = \frac{24\nu}{W d_0} \cdot \frac{\rho_{ж} W^2}{2} \cdot \frac{\pi d_0^2}{4} = 3\nu \rho_{ж} W \pi d_0.$$

Здесь ρ – плотность материала частицы, $\rho_{ж}$ – плотность жидкости.

Так как частица неподвижна, то сумма всех этих сил в проекции на вертикальную ось равна нулю. Составим условие равновесия:

$$F_p - G + F_{Ar} = 0 \quad \text{или} \quad F_p = G - F_{Ar}.$$

С учетом выведенных формул

$$3\nu\rho_{ж}\pi Wd_0 = g \frac{\pi d_0^3}{6} (\rho - \rho_{ж}). \quad (5.2)$$

Так как $\frac{\mu}{\rho_{ж}} = \nu$, то $\nu\rho_{ж} = \mu$. Подставив это в формулу (5.2), получим

окончательную формулу для определения **скорости витания** или **гидравлической крупности** частицы:

$$W = \frac{d_0^2 g (\rho - \rho_{ж})}{18\mu}. \quad (5.3)$$

При расчете гидротранспорта необходимо обычно решать две задачи:

- определить скорость движения пульпы, при которой из потока не выпадают частицы, а если выпадают, то смываются потоком по стенке канала;
- определить потери давления при движении двухфазного потока.

Для **напорных трубопроводов** при определении наименьшей (критической) скорости пульпы применяется формула В.С. Кнороза :

$$V_{кр} = W \sqrt[6]{K \left(\frac{D}{d_0} \right)^{3,5}}. \quad (5.4)$$

Для определения величины гидравлических потерь двухфазного потока обычно пользуются зависимостью:

$$\Delta p = (1 + \alpha K) \Delta p_в, \quad (5.5)$$

где $\Delta p_в$ – потери при движении чистой воды с той же скоростью, α – поправка, зависящая от $\frac{d_0}{D} \frac{V}{W}$. При $V > V_{кр}$ $\alpha = 0$.

При безнапорном гидротранспорте по наклонным лоткам существуют также эмпирические формулы, позволяющие рассчитать геометрический уклон лотка i , обеспечивающий надежную подачу пульпы без отложений (заиления). Например, применяется формула А.М. Царевского для транспортировки частиц глинистых, суглинистых и песчаных грунтов:

$$i_0 = \frac{\lg Q_г + 0,04p + Ц}{1000R}. \quad (5.6)$$

Здесь i_0 – потребный уклон лотка, %;

$Q_г$ – расход гидросмеси, м³/с;

p – процент грунта в гидросмеси по массе;

R – гидравлический радиус, м;

$Ц$ – коэффициент, зависящий от вида грунта:

Вид грунта	Ц
Глинистые и суглинистые грунты	1,84

Супеси и пески средней крупности	2,0
Крупные пески	3,0
Крупные пески с гравием	3...5

6. ПОДОБИЕ ГИДРОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

В гидравлике большую роль играет эксперимент, с помощью которого проверяются зависимости, полученные теоретическим путем. Во многих случаях с его помощью можно установить зависимости, которые на настоящем этапе развития науки теоретически получить не удастся.

Многие крупномасштабные гидравлические устройства и сооружения выполнить в натуральную величину для проведения экспериментов невозможно из-за высокой стоимости, больших затрат труда и времени. Поэтому эксперимент часто выполняется на моделях. Он должен строиться таким образом, чтобы его результаты можно было бы с большой степенью достоверности перенести на натурные условия. Таким образом, моделирование должно быть научно обосновано.

Эти задачи позволяет решать теория гидромеханического подобия.

Два гидромеханических явления являются подобными, если соблюдаются три вида подобия: геометрическое, кинематическое и динамическое.

Геометрическое подобие: в геометрически подобных потоках все сходственные стороны должны быть пропорциональны, а сходственные углы равны (рис. 6.1).

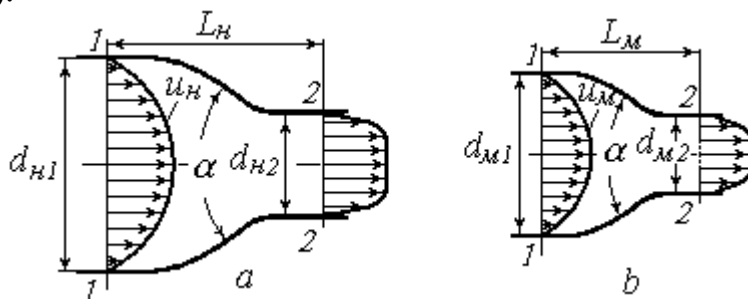


Рис. 6.1. Геометрическое и кинематическое подобие:
а – натура; б – модель

Коэффициент пропорциональности сторон на натуре и модели называется **геометрическим масштабом** C_L . Так для элемента трубопровода на рис. 6.1

$$C_L = \frac{d_{n1}}{d_{m1}} = \frac{d_{n2}}{d_{m2}} = \frac{L_n}{L_m}. \quad (6.1)$$

Масштаб моделирования площадей C_ω определяется как

$$C_\omega = \frac{\omega_n}{\omega_m} = \frac{L_n^2}{L_m^2} = C_L^2. \quad (6.2)$$

Масштаб моделирования объемов равен:

$$C_W = \frac{W_n}{W_m} = \frac{L_n^3}{L_m^3} = C_L^3. \quad (6.3)$$

Кинематическое подобие: в кинематически подобных потоках в сходственных точках в сходственные моменты времени скорости и ускорения по модулю должны быть пропорциональны, а по направлению одинаковы.

Два промежутка времени t_n и t_m называются сходственными, если они имеют общее начало отсчета и связаны **масштабом времени** $C_\tau = t_n / t_m$.

Таким образом, в сходственных точках сечений 1–1 натурального и модельного потоков коэффициент пропорциональности скорости u_n и u_m должен быть одинаков и равен **масштабу скорости** C_u :

$$C_u = \frac{u_n}{u_m} = \frac{L_n}{L_m} \cdot \frac{t_m}{t_n} = \frac{C_L}{C_t}. \quad (6.4)$$

Масштаб ускорений C_a определяется как:

$$C_a = \frac{a_n}{a_m} = \frac{L_n}{L_m} \cdot \frac{T_m^2}{T_n^2} = \frac{C_L}{C_\tau^2}. \quad (6.5)$$

Динамическое подобие: в сходственных точках в сходственные моменты времени силы одной физической природы, действующие на жидкую частицу, должны быть пропорциональны по модулю и одинаковы по направлению.

Пусть заданы масштабы плотностей $C_\rho = \rho_n / \rho_m$, вязкостей $C_\nu = \nu_n / \nu_m$, давлений $C_p = p_n / p_m$.

В жидкости могут действовать силы давления, трения (вязкости), тяжести и другие. Обозначим силы, действующие в натуре, через F , а на модели – f .

По определению, **масштаб сил** C_F одинаковой физической природы должен быть одинаков:

$$C_F = \frac{F_1}{f_1} = \frac{F_2}{f_2} = \frac{F_3}{f_3} = \frac{F_i}{f_i}, \quad (6.6)$$

где одинаковый номер индекса имеют силы одинаковой физической природы.

Величину всех сил принято сравнивать с силой инерции, являющейся равнодействующей всех сил, действующих на частицу. Их масштаб равен:

$$C_F = \frac{F_{ин}}{f_{ин}} = \frac{m_n a_n}{m_m a_m} = \frac{\rho_n W_n a_n}{\rho_m W_m a_m} = \frac{\rho_n L_n^3 L_n t_m^2}{\rho_m L_m^2 L_m t_n^2} = \frac{\rho_n L_n^2 u_n^2}{\rho_m L_m^2 u_m^2}. \quad (6.7)$$

Приравняем (6.6) и (6.7):

$$\frac{F_i}{f_i} = \frac{\rho_n L_n^2 u_n^2}{\rho_m L_m^2 u_m^2} \quad \text{или} \quad \frac{F_i}{\rho_n L_n^2 u_n^2} = \frac{f_i}{\rho_m L_m^2 u_m^2} = Ne. \quad (6.8)$$

Отношение силы любой физической природы к инерционной силе на модели или в натуре, полученное в формуле (6.8), называется общим динамическим критерием подобия Ньютона (Newton). Частные критерии динамического подобия получаются из критерия Ньютона подстановкой вместо сил F_i и f_i их формульных выражений.

Силы тяжести G в натуре и на модели могут быть получены из выражений:

$$G_n = \rho_n g_n L_n^3; \quad G_m = \rho_m g_m L_m^3.$$

Подставим эти выражения в общий критерий Ньютона (6.8):

$$\frac{\rho_n g_n L_n^3}{\rho_n L_n^2 u_n^2} = \frac{\rho_m g_m L_m^3}{\rho_m L_m^2 u_m^2} \quad \text{или} \quad \frac{g_n L_n}{u_n^2} = \frac{g_m L_m}{u_m^2} = Fr. \quad (6.9)$$

Полученный критерий называется критерием Фруда.

Силы давления P в натуре и на модели вычисляются как

$$P_n = \Delta p_n L_n^2; \quad P_m = \Delta p_m L_m^2.$$

Подставим эти выражения в общий критерий Ньютона (6.8):

$$\frac{\Delta p_n L_n^2}{\rho_n L_n^2 u_n^2} = \frac{\Delta p_m L_m^2}{\rho_m L_m^2 u_m^2} \quad \text{или} \quad \frac{\Delta p_n}{\rho_n u_n^2 / 2} = \frac{\Delta p_m}{\rho_m u_m^2 / 2} = Eu. \quad (6.10)$$

Полученный критерий (принято знаменатель делить на два) называется критерием Эйлера.

Силы вязкости T в натуре и на модели вычисляются по формулам:

$$T_n = \mu_n \frac{du_n}{dL_n} L_n^2; \quad T_m = \mu_m \frac{du_m}{dL_m} L_m^2.$$

В эти формулы входят отношения дифференциалов du и dL . Выразим их через отношения самих величин:

$$L_n = C_L L_m; \quad \frac{dL_n}{dL_m} = \frac{C_L dL_m}{dL_m} = C_L = \frac{L_n}{L_m}; \quad u_n = C_u u_m; \quad \frac{du_n}{du_m} = \frac{C_u du_m}{du_m} = C_u = \frac{u_n}{u_m}.$$

Подставим эти выражения в общий критерий Ньютона (в гидромеханике принято в этом случае относить, наоборот, силы инерции к силам вязкости):

$$\frac{\rho_n u_n^2 L_n^2 \cdot L_n}{\mu_n u_n L_n^2} = \frac{\rho_m u_m^2 L_m^2 \cdot L_m}{\mu_m u_m L_m^2}.$$

Произведя сокращения и учтя, что $\nu = \mu / \rho$, получим:

$$\frac{u_n L_n}{\nu_n} = \frac{u_m L_m}{\nu_m} = Re \quad (\text{критерий подобия Рейнольдса}). \quad (6.11)$$

Все критерии подобия – безразмерные величины.

Выполнить одновременно все эти критерии трудно; поэтому обычно при моделировании добиваются равенства на модели и в натуре критерия, который в данном случае является наиболее важным (определяющим).

Рассмотрим, например, как выбирается масштаб скорости в зависимости от того, какой критерий является определяющим.

Определяющий критерий – критерий Фруда:

Пусть на модели и в натуре ускорение силы тяжести одинаково (это, как правило, соблюдается всегда при изучении явлений, происходящих в земных условиях): $g_n = g_m$.

$$\frac{L_n}{u_n^2} = \frac{L_m}{u_m^2}; \frac{L_n}{L_m} = \frac{u_n^2}{u_m^2} = \left(\frac{u_n}{u_m} \right)^2; C_L = C_u^2; C_u = \sqrt{C_L}.$$

Определяющий критерий – критерий Эйлера:

$$\frac{\Delta p_n}{\rho_n u_n^2 / 2} = \frac{\Delta p_m}{\rho_m u_m^2 / 2}; \frac{u_n^2}{u_m^2} = \frac{\Delta p_n}{\Delta p_m} \cdot \frac{\rho_m}{\rho_n}; C_u = \sqrt{\frac{C_p}{C_\rho}}.$$

Определяющий критерий – критерий Рейнольдса:

$$\frac{u_n L_n}{\nu_n} = \frac{u_m L_m}{\nu_m}; \frac{u_n}{u_m} = \frac{L_m}{L_n} \cdot \frac{\nu_n}{\nu_m}; C_u = \frac{C_\nu}{C_L}.$$

Обычно для безнапорных течений моделирование производится по критерию Фруда, при напорных – по критерию Рейнольдса или Эйлера. Часто критерий Эйлера при выполнении условия равенства по критерию Re не является определяющим – равенство $Eu_n = Eu_m$ выполняется автоматически. В ряде случаев критерий Eu является определяющим (например, при моделировании кавитации).

Кроме рассмотренных критериев, в гидромеханике существуют и другие, например, критерии Струхала Sh , Архимеда Ar , Вебера We и др.

7. ВОПРОСЫ К ЗАЧЕТУ

1. Написать упрощенный вид уравнения Бернулли для расчета напорных трубопроводов и объяснить, что выражают отдельные его слагаемые.
2. Объяснить с применением формул и схемы расчет простого трубопровода постоянного сечения при неизвестном напоре в начале или конце трубопровода.
3. Объяснить с применением формул и схемы расчет простого трубопровода постоянного сечения при неизвестном расходе методом последовательных приближений.
4. Объяснить с применением формул и схемы расчет простого трубопровода постоянного сечения при неизвестном диаметре трубопровода методом последовательных приближений.
5. Объяснить с применением формул и схемы расчет сифонного простого трубопровода постоянного сечения.
6. Объяснить с применением формул и схемы расчет простого трубопровода постоянного сечения при неизвестном расходе графо-аналитическим методом.
7. Объяснить с применением формул и схемы расчет простого трубопровода постоянного сечения при неизвестном диаметре трубопровода графо-аналитическим методом.
8. Объяснить с применением формул и схемы расчет простого трубопровода переменного сечения графо-аналитическим методом.
9. Объяснить с применением формул и схемы расчет сложного трубопровода (с параллельным соединением) графо-аналитическим методом.
10. Объяснить с применением формул и схемы расчет сложного трубопровода (с разветвлением) графо-аналитическим методом.
11. Объяснить физические процессы, происходящие в трубопроводе при гидравлическом ударе.
12. Написать формулу Н.Е. Жуковского для ударного повышения давления и объяснить, как ей пользоваться при прямом и непрямом ударе.

13. Меры борьбы с гидравлическим ударом.
14. Безнапорное движение жидкости. Как записывается уравнение Бернулли для безнапорного движения? Напишите формулы Шези для средней скорости и расхода при безнапорном движении.
15. Формы сечений безнапорных каналов. Из какого условия выбирается наивыгоднейшая форма сечения канала и соотношение сторон?
16. Из каких соображений определяются максимально допустимая и минимально допустимая средняя скорость жидкости в безнапорном канале?
17. Особенности расчета самотечных труб замкнутого сечения. Функции А и В.
При какой степени заполнения достигаются максимальный расход и максимальная средняя скорость у трубы круглого сечения?
18. Течение жидкости через водосливы. Типы водосливов. Картина течения в верхнем и нижнем бьефах. Затопленный и незатопленный водослив.
19. Общая формула расхода при течении жидкости через водослив. Гидравлический прыжок. Объяснить причину его возникновения. Параметры прыжка.
20. Меры по снижению длины отгона прыжка.
21. Движение грунтовых вод. Основные параметры и определения. Формула Дарси для расхода и скорости фильтрации.
22. Приток воды к безнапорной совершенной скважине. Из каких геометрических и аналитических соотношений выводятся уравнения депрессионной воронки и дебита скважины? Что такое радиус влияния скважины и от чего он зависит?
23. Приток воды к напорной (артезианской) совершенной скважине. Из каких геометрических и аналитических соотношений выводится уравнение дебита скважины?
24. Гидротранспорт. Основные параметры, характеризующие двухфазный поток.
25. Что такое гидравлическая крупность и из какого условия она определяется (написать исходное уравнение)?
26. Как определяются число Re при обтекании потоком жидкости твердой частицы?
27. Написать формулу для динамической силы, действующей со стороны жидкости на твердую частицу при ее обтекании. Как определяется C_x для шара?
28. От каких параметров зависят минимально допустимая скорость движения пульпы и гидравлические потери при напорном гидротранспорте?
29. От каких параметров зависит минимально допустимый геодезический уклон канала при безнапорном гидротранспорте?
30. Теория подобия в гидромеханике. Чем определяется геометрическое, кинематическое, динамическое подобие гидромеханических явлений?
31. Написать формулы:
 - а) общего критерия динамического подобия (критерия Ньютона);
 - б) критерия Фруда;
 - в) критерия Эйлера;
 - г) критерия Рейнольдса.Объяснить, в каких случаях моделирование производится по тому или иному критерию динамического подобия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Альтишкуль А.Д., Животовский Л.С., Иванов Л.П. Гидравлика и аэродинамика. – М.: Стройиздат, 1987. – 414 с.
2. Большаков В.А., Попов В.Н. Гидравлика. Общий курс. – К.: Выща школа, 1989. – 215 с.

3. Чугаев Р.Р. Гидравлика. Учебник для вузов. – Л.: «Энергия», 1975. – 600 с.
4. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. Справочное пособие. Изд. 6. – М. : Стройиздат, 1984. – 118 с.
5. Лукиных А.Л., Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н. Павловского. – М. : Стройиздат, 1967. – 152 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ТРУБОПРОВОДАХ.....	
1.1. Гидравлический расчет трубопроводов.....	
1.1.1. Расчет простого трубопровода постоянного сечения.....	
1.1.2. Расчет простого трубопровода переменного сечения.....	
1.1.3. Расчет параллельного соединения трубопроводов.....	
1.1.4. Расчет разветвления трубопроводов.....	
1.1.5. Расчет сифона.....	
1.2. Гидравлический удар.....	
2. БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ.....	
2.1. Гидравлически наивыгоднейшее сечение канала.....	
2.2. Допустимые скорости движения в каналах.....	
2.3. Особенности расчета самотечных труб.....	
2.4. Табличные методы расчета трубопроводов.....	
2.5. Влияние срока службы труб на их гидравлическое сопротивление.....	
2.6. Течение жидкости через водосливы.....	
3. ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД.....	
3.1. Основные законы фильтрации.....	
3.2. Приток грунтовых вод к скважинам.....	
4. ОТНОСИТЕЛЬНОЕ ДВИЖЕНИЕ ТЕЛА И ЖИДКОСТИ.....	
5. ГИДРОТРАНСПОРТ.....	
6. ПОДОБИЕ ГИДРОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ.....	
7. ВОПРОСЫ К ЗАЧЕТУ.....	
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	

ИНЖЕНЕРНАЯ ГИДРАВЛИКА В СИСТЕМАХ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

Курс лекций

Учебно-методическое пособие для специальности 290800

Составитель Шейнман Леонид Ефимович

В редакции составителя

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная
Гарнитура Times. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л.
Тираж 50 экз. Заказ № 41
Отпечатано в типографии Издательства ИжГТУ

Издательство и типография Ижевского государственного
технического университета. 426069, Ижевск, Студенческая, 7