

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Локтионова Оксана Геннадьевна

Должность: проректор по учебной работе

Дата подписания: 15.02.2022 13:09:35

Уникальный программный ключ:

0b817ca911e6668abb13a5d426d39e5f1c11eab773e94316474851ff1e56d088

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Юго-Западный государственный университет»
(ЮЗГУ)

Кафедра теплогазоводоснабжения



ВОДОСНАБЖЕНИЕ

Методические указания для практических занятий студентов,
обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство

Курск 2017

УДК 628.1

Составитель Бокинов Д.В.

Рецензент

Кандидат технических наук, доцент Поливанова Т.В.

Водоснабжение: методические указания для практических занятий студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство / Юго-Зап. гос. ун-т; сост. Бокинов Д.В. - Курск, 2017 - 37 с.: ил. 7, табл. 5, прилож. 15 – Библиогр.: с. 37.

В методических указаниях приведены материалы для практических занятий по дисциплине «Водоснабжение».

Предназначены для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство на очной и заочной форме обучения.

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать 2017 г. Формат 60x84 1/16.
Усл. печ. л. . Уч.-изд.л. Тираж 30 экз. Заказ . Бесплатно.
Юго-Западный государственный университет.
305040, г. Курск, ул. 50 лет Октября, 94.

ВВЕДЕНИЕ

Задачи гидравлического расчёта водопроводной сети во многом определяются категорией рассчитываемой системы водоснабжения. По назначению системы водоснабжения можно разделить на 4 группы:

- хозяйственно-питьевые;
- производственные (технологические);
- противопожарные;
- объединённые.

Выбор системы водоснабжения в каждом конкретном случае осуществляется с учётом реальных местных условий. Однако существуют некоторые общие соображения, основанные на существующем опыте проектирования и эксплуатации водопроводов. Для водоснабжения населённых пунктов чаще всего устраиваются объединённые хозяйственно-противопожарные системы низкого давления. К ним довольно часто подключаются и расположенные в черте города промышленные предприятия со сравнительно небольшими расходами воды, для которых устройство собственной системы водоснабжения оказывается экономически нецелесообразным.

Водопроводные сети чаще всего выполняются кольцевыми, за счёт чего повышается бесперебойность водоснабжения потребителей. Применение тупиковых сетей разрешается в хозяйственно-питьевых водопроводах малых диаметров (не более 100 мм), а в противопожарных водопроводах при длине не более 200 м. Задачами гидравлического расчёта являются следующие:

- определение диаметров труб;
- определение расходов воды на участках;
- определение свободных напоров в узлах сети;
- определение требуемых напоров насосов.

1. Трассировка водопроводной сети

Трассировку водопроводной сети выполняют в зависимости от планировки населённого пункта и с учётом рельефа местности. С точки зрения назначения и выполняемых функций общая схема водопроводной сети может быть разбита на три части:

- распределительные сети;

- магистральные сети;
- водоводы.

1.1. Распределительные сети

Распределительные сети служат для непосредственной раздачи воды потребителям. Как правило, это тупиковые сети, начинающиеся от магистральных сетей. Каждая ветвь распределительной сети заканчивается потребителем. В тех случаях, когда распределительные сети обслуживают большой район населённого пункта, они могут выполняться кольцевыми.

Гидравлический расчёт распределительных сетей обычно не производится. Диаметры их участков в диапазоне 100 – 200 мм. Прокладка труб распределительной сети ведётся по улицам, проездам с таким расчётом, чтобы обеспечить минимальный путь от магистральной сети до потребителя.

1.2. Магистральные сети

Магистральные сети служат для подвода воды к распределительным сетям и передачи воды транзитом в удалённые районы населённого пункта. Они должны охватывать всех потребителей с учётом их подключения к распределительным сетям и обеспечивать подачу воды потребителям при возможных авариях на отдельных участках.

При трассировке магистральных сетей первоначально определяются основные транзитные магистрали, которые прокладываются параллельно друг другу в направлении основного движения воды по населённому пункту. Расстояние между ними принимается в пределах от 300 до 600 м. Прокладка выполняется по повышенным отметкам рельефа с тем, чтобы обеспечить необходимые напоры в пониженных точках за счёт разности геодезических отметок.

Между основными транзитными магистралями прокладываются переемычки, расстояние между которыми в пределах 400 – 800 м. Устройство переемычек предусматривается для того, чтобы образовать кольцевую сеть и получить возможность перераспределения расходов воды между

магистралями при авариях или других изменениях режима работы сети.

1.3. Водоводы

Водоводы служат для подачи воды от насосной станции II подъёма в магистральную сеть. Подключение водоводов к магистральной сети желательно выполнять в повышенных точках рельефа местности. Прокладка водоводов от насосной станции до магистральной сети обычно выполняется по кратчайшему расстоянию. Количество водоводов принимается не менее двух, чтобы иметь возможность осуществлять водоснабжение при аварии на одном из них.

Насосная станция II подъёма располагается на площадке очистных сооружений водопровода, т.е. в непосредственной близости от насосной станции I подъёма и водоприёмных сооружений. Площадка для очистных сооружений должна иметь относительно ровный рельеф и располагаться вне зоны затопления на расстоянии, как правило, не ближе 1,5 – 2 км от границы населённого пункта вверх по течению реки. При использовании подземных вод место водозабора выбирается таким образом, чтобы направление движения воды подземного источника было в сторону населённого пункта. В том и другом случае выбор положения водозабора диктуется требованием исключения возможности загрязнения источника соками с территории населённого пункта.

С помощью водоводов подключаются к водопроводной сети также регулирующие ёмкости.

1.4. Регулирующие ёмкости

Регулирующие ёмкости устраиваются для обеспечения равномерной работы головных сооружений независимо от колебания расходов воды у потребителей в течение суток. Их роль могут выполнять водопроводные башни, напорные резервуары. С целью уменьшения высоты водонапорной башни её расположение следует предусматривать на самой высокой точке рельефа местности, вне проездов, улиц и площадей. Соединение регулирующей ёмкости с магистральной сетью следует

производить не менее чем двумя водоводами по возможности наименьшей длины.

2. Расчёт магистральных кольцевых сетей

2.1. Основы расчёта

При выполнении гидравлических расчётов могут применяться различные методы решения задачи, но основа всех методов одна – решение системы уравнений, составленных с помощью двух законов, являющихся аналогами законов Кирхгофа для электрических цепей. Для упрощения изложения часто их так и называют законами Кирхгофа.

Первый закон Кирхгофа гласит – сумма расходов, входящих в узел, равна сумме расходов, выходящих из узла. Если входящим и выходящим расходам присвоить разные знаки, то первый закон Кирхгофа можно сформулировать иначе – алгебраическая сумма расходов в узле равна нулю.

Второй закон Кирхгофа гласит – сумма потерь напора на участках с движением жидкости, совпадающим с направлением обхода кольца, равна сумме потерь напора на участках с движением жидкости, противоположным направлению обхода кольца. Если потерям напора на участках с движением в направлении обхода кольца и противоположным присвоить равные знаки, то второй закон Кирхгофа можно сформулировать иначе – алгебраическая сумма потерь напора в кольце равна нулю.

Появление различных методов решения одной и той же задачи обусловлено следующими причинами.

Получаемая в результате использования двух законов Кирхгофа нелинейная система уравнений, как правило для реальных сетей, очень громоздка и её точное решение чрезвычайно сложно. Более простым оказывается использование приближённых методов решения. Различные способы получения приближённых решений и дают разные методы расчёта сети в целом.

Второй причиной является стремление сократить объём вычислений за счёт укрупнения расчётных участков. При этом используются различные методы эквивалентирования исходных участков, требующие иногда и разных методов решения.

Из общего разнообразия используемых методов рассмотрим здесь лишь один. Для пояснения сути метода рассмотрим фрагмент магистральной водопроводной сети (рис. 2.1). В узлах 1 и 2 имеются сосредоточенные расходы q_{c1} и q_{c2} .

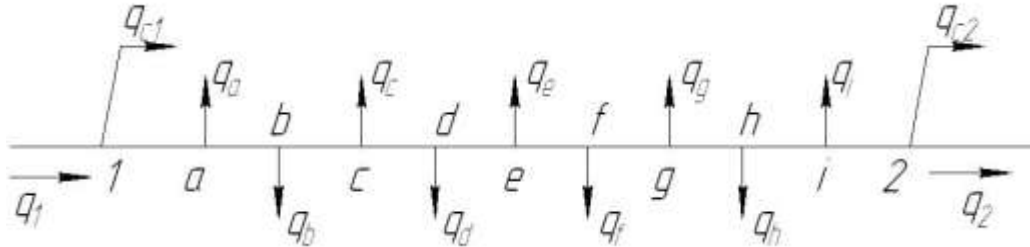


Рис. 2.1

Это могут быть расходы к крупным потребителям или расходы по переключкам между магистралями. Между узлами 1 и 2 имеется несколько дополнительных узлов a, b, c, \dots , в которых к рассматриваемой магистрали подключены распределительные сети. Для точного решения мы должны выполнять расчёты каждого из участков 1-а, а-б, б-с, Это потребует большого объёма вычислений. Упростим задачу. Будем полагать, что расходы q_a, q_b, q_c, \dots распределены вдоль участка 1-2 равномерно. Тогда задача может быть сведена к расчёту одного участка 1-2 с равномерной раздачей расхода по пути. Схема такого участка показана на рис. 2.2.

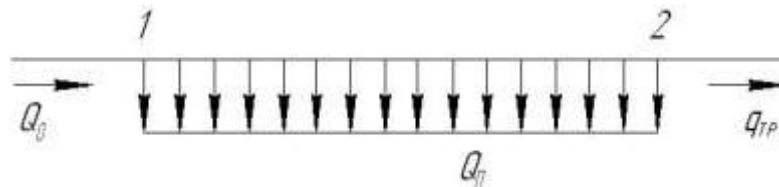


Рис. 2.2

Здесь $Q_{\Pi} = q_a + q_b + q_c + \dots + q_i$ - путевой расход;

$Q_o = q_1 + q_{c1}$ - общий расход;

$Q_{mp} = q_2 + q_{c2}$ - транзитный расход.

При этом

$$Q_o = Q_{\Pi} + Q_{mp} \quad (2.1)$$

Для расчёта такого участка известно решение

$$h = S \cdot \left(Q_{mp}^2 + Q_{\Pi} \cdot Q_{mp} + \frac{Q_{\Pi}^2}{3} \right) \quad (2.2)$$

где h – потеря напора на участке 1-2;

S – сопротивление участка, учитывающее его диаметр, длину, материал труб.

В гидравлических расчётах обычно используется формула для потерь напора:

$$h = S \cdot Q_p^2 \quad (2.3)$$

где Q_{Π} – расчётный расход на участке.

Если представить расчётный расход на участке 1-2 в виде

$$Q_p = Q_{mp} + \beta \cdot Q_{\Pi} \quad (2.4)$$

формулу (2.3) записать в виде

$$h = S \cdot (Q_{mp} + \beta \cdot Q_{\Pi})^2 \quad (2.5)$$

и проанализировать (2.2) и (2.5) с целью определения диапазона изменения β , то кажется, что в возможном диапазоне изменения расходов ($Q_{\Pi} \rightarrow 0$; $Q_{TP} = 0$) значения β изменяются немного и в среднем можно принять $\beta = 0,5$. С учётом этого расчётную схему рис. 2.2 можно заменить другой, изображённой на рис. 2.3.

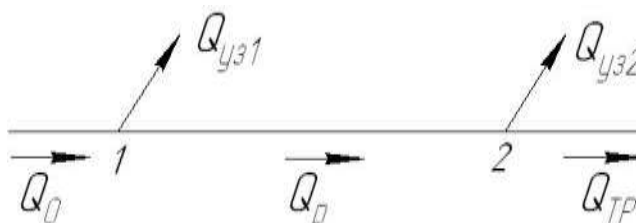


Рис. 2.3

Расходы $Q_{уз1}$, $Q_{уз2}$ называют эквивалентными узловыми расходами. Для схемы на рис. 2.3 они равны половине путевого расхода, т.е. $Q_{уз1} = Q_{уз2} = 0,5 \cdot Q_{\Pi}$.

Возвращаясь к исходным расходам в узлах 1 и 2 рис. 2.1 получим схему рис. 2.4.

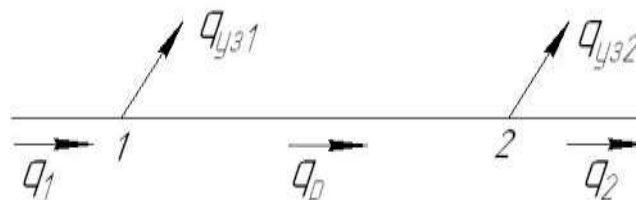


Рис 2.4

Здесь $q_{уз1} = q_{c1} + 0,5 \cdot Q_{\Pi}$, $q_{уз2} = q_{c2} + 0,5 \cdot Q_{\Pi}$,

$$q_p = q_1 - q_{уз1} = q_2 + q_{уз2}.$$

Сущность рассматриваемого метода как раз и заключается в переходе от реальной схемы сети к эквивалентной схеме, расчётные

участки которой укрупнены, а рассредоточенные вдоль этих участков «путевые» расходы заменяются «узловыми» расходами, которые добавляются к фактическим сосредоточенным расходам в узлах сети. Если к узлу примыкает несколько эквивалентизируемых таким образом участков, то «общий узловой» расход определяется как сумма «узловых» расходов по каждому из примыкаемых участков.

2.2. Подготовка сети к расчёту

Перед началом расчёта целесообразно выполнить подготовку сети, т.е. определить те её параметры, которые в процессе расчёта изменяться не будут или нужны для начала расчёта. Прежде всего, магистральная сеть разбивается на расчётные участки. Расчетные узлы сети, определяющие начала и концы расчетных участков, назначаются в точках пересечения магистралей, в местах подключения сосредоточенных расходов, в сечениях перехода с одного диаметра на другой, а также в местах, где водопровод переходит из района с одной плотностью населения или степенью благоустройства зданий, в район с другими соответствующими характеристиками. Прямые участки большой длины рекомендуется также разбивать на отдельные участки длиной не более 800 – 1000 м.

Для удобства топологического анализа и упрощения записей рекомендуется закодировать все узлы сети (рис. 2.5). Иногда целесообразно пронумеровать и участки. Длина каждого участка определяется по плану населённого пункта.

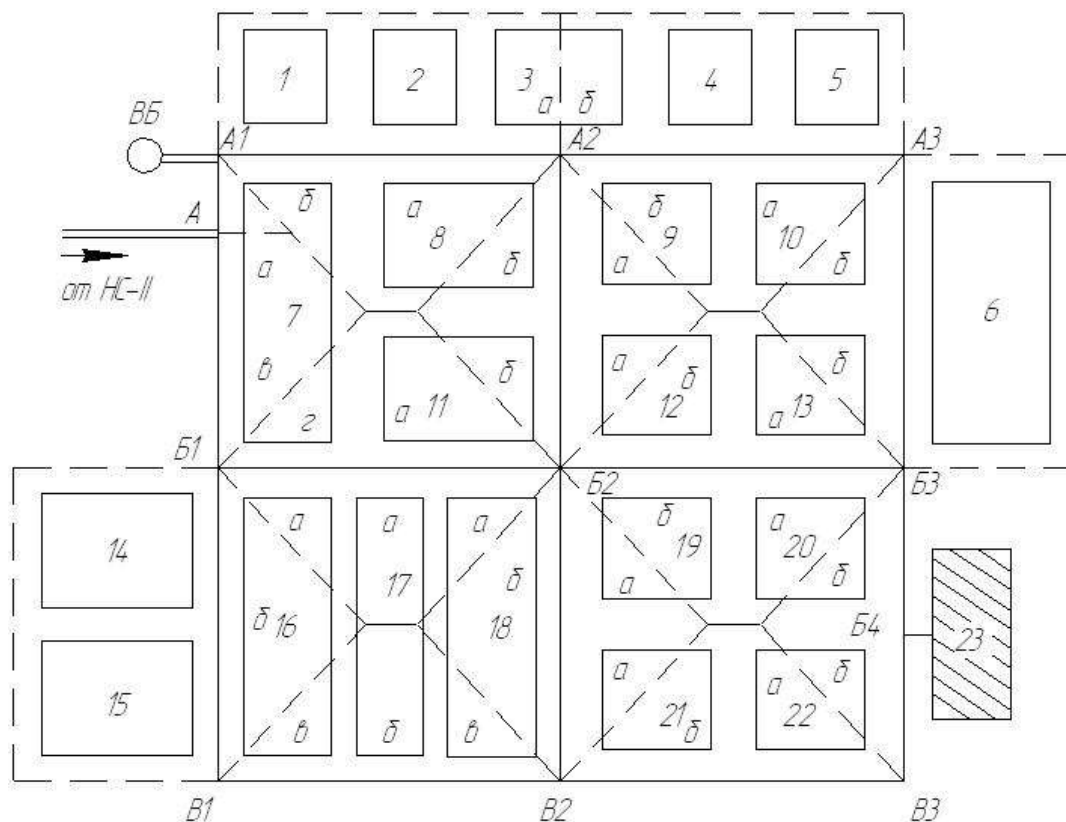


Рис. 2.5

Важным шагом подготовки сети к расчёту является определение путевых расходов участков. Задача решается довольно просто, если известна схема подключения распределительных сетей к магистральным участкам. В этом случае сумма расходов у потребителей, подключённых к соответствующе ветви распределительной сети, составляет нагрузку этой ветви. Сумма нагрузок ветвей, подключённых к магистральному участку, даёт путевой расход этого участка.

Если такой путь расчёта невозможен, то путевые расходы можно приближённо определить по площадям районов, питаемых от данного участка. С этой целью ориентировочно определяются границы питания жилой застройки от каждого участка. За границы питания можно принимать биссектрисы углов, образуемых расчетными участками, осевые линии площадей внутри колец сети, внешние границы населённого пункта, границы районов с разной плотностью населения или различной степенью благоустройства зданий. Пример определения районов питания на рис. 2.5, где границы питания намечены пунктирными линиями. Например, районом питания от участка А – А1 является часть а квартала №7, в

район питания от участка А1 – А2 входят кварталы (или их часть) №1, 2, 3а, 7б, 8а.

Для удобства дальнейших расчётов целесообразно расчёты площадей каждого квартала или его частей в соответствии с разбивкой на районы питания свести в таблицу по форме 2.1.

Форма 2.1

Обозначение квартала на схеме	Расчёт площади	Площадь, га
1	2	3

После такой разбивки подсчитываются площади районов питания и определяется число жителей, проживающих в каждом районе.

$$N_p = P \cdot F_p, \text{ чел.} \quad (2.6)$$

где: P – плотность населения в данном районе, чел/га;

F_p – площадь района питания, га.

Расчётный путевой расход на участке

$$q_{II} = \frac{q_H \cdot N_p \cdot K_{сут}^{\max} \cdot K_{ч}}{24 \cdot 3600}, \text{ л/с,} \quad (2.7)$$

где: q_H – суточная норма водопотребления на одного жителя данного района, л/чел. в сутки;

$K_{сут}^{\max}$ – коэффициент суточной неравномерности водопотребления.

Его значение принимается таким же, как и при определении расчётных нагрузок по городу в целом;

$K_{ч}$ – коэффициент часовой неравномерности водопотребления населением.

Обычно $K_{ч} = K_{ч}^{\max}$. Однако если час максимума водопотребления населённым пунктом в целом не совпадает с часом максимума водопотребления населением, то значение $K_{ч}$ определяется из соотношения

$$K_{ч} = \frac{Q_{ч}}{Q_{ср}} \quad (2.8)$$

где: $Q_{ч}$ – потребление воды населением в час максимума водопотребления населённым пунктом в целом, м³/ч;

$Q_{ср}$ – среднечасовое потребление воды населением, м³/ч.

Результаты расчёта сводятся в таблицу по форме 2.2.

Форма 2.2.

Обозначение участка на схеме	Кварталы, входящие в район питания	Площадь р-на питания, F_p , га	Плотность населения P , чел/га	Число жителей, чел.	Коэф-т часовой неравн. K_q	Путевой расход, $q_{п}$, л/с
1	2	3	4	5	6	7

При выполнении ориентировочных расчётов допускается пользоваться приближенным методом с использованием удельного путевого расхода. В основе метода лежит допущение о том, что всё водопотребление населением района или города равномерно распределено вдоль магистральных сетей и может характеризоваться единым удельным расходом, т.е. величиной отдачи воды сетью на одном мере её длины.

Расчёт выполняется следующим образом.

Определяются длины раздачами расхода для каждого участка.

$$l_p = 0,5 \cdot l \cdot b, \text{ м}, \quad (2.9)$$

где: l – геометрическая длина участка, м;

b – число сторон, с которых производится раздача расхода на данном участке.

Если раздача производится на обе стороны, то $b=2$ (участки А1-А2, В1-В2, В1-В1 на рис. 2.5), если раздача производится с одной стороны, то $b=1$ (участки А-А1, В1-В2, В2-В3 на рис. 2.5), если раздачи нет, то $b=0$

Определяется общий распределённый расход в сети в час максимального водопотребления

$$q_p = q_{\max} - \sum q_{\text{соср}}, \text{ л/с}, \quad (2.10)$$

где: q_{\max} – полное водопотребление населённого пункта в час максимального водопотребления, л/с;

$\sum q_{\text{соср}}$ – сумма всех сосредоточенных расходов (промышленные предприятия, общественные и коммунальные здания, крупные потребители) в час максимального водопотребления, л/с.

Вычисляется удельный путевой расход

$$q_{y\partial} = \frac{q_p}{\sum l_p}, \text{ л/с}\cdot\text{м}, \quad (2.11)$$

где: $\sum l_p$ – суммарная длина раздачи расхода магистральной сети.

Если в населённом пункте имеются районы с разной плотностью населения, разной степенью благоустройства жилых зданий, то для каждого такого района вычисляются свои значения удельного путевого расхода:

$$q_{1y\partial} = \frac{q_{1p}}{\sum l_{1p}}; \quad q_{2y\partial} = \frac{q_{2p}}{\sum l_{2p}}; \quad \dots \quad (2.12)$$

Вычисляются расчётные путевые расходы на участках сети

$$q_{п} = q_{y\partial} \cdot l_p, \text{ л/с}, \quad (2.13)$$

где: l_p – длина раздачи расхода данного участка, м;

$q_{уд}$ – удельный путевой расход для данного района, л/с·м.

Результаты наносятся непосредственно на расчётную схему сети и записываются в таблицу по форме 2.3.

Форма 2.3.

Обозначение участка на схеме	Длина участка	Расход по участку, л/с			
		Путевой	Транзитный	Сосредоточенный в конце	Общий
1	2	3	4	5	6

Далее определяются условные расходы по формуле

$$q_{узл} = \frac{\sum q_{п}}{2}, \text{ л/с}, \quad (2.14)$$

где: $\sum q_{п}$ – сумма путевых расходов участков, примыкающих к данному узлу, л/с.

Результаты расчётов сводятся таблицу по форме 2.4.

Форма 2.4.

Обозначение узла на схеме	Примыкающие к узлу участки	Сумма путевых расходов, л/с	Узловой расход, л/с
1	2	3	4

2.3 Начальное приближение

Полученная в итоге начальной подготовки расчетная схема сети, может иметь вид (рис. 2.6).

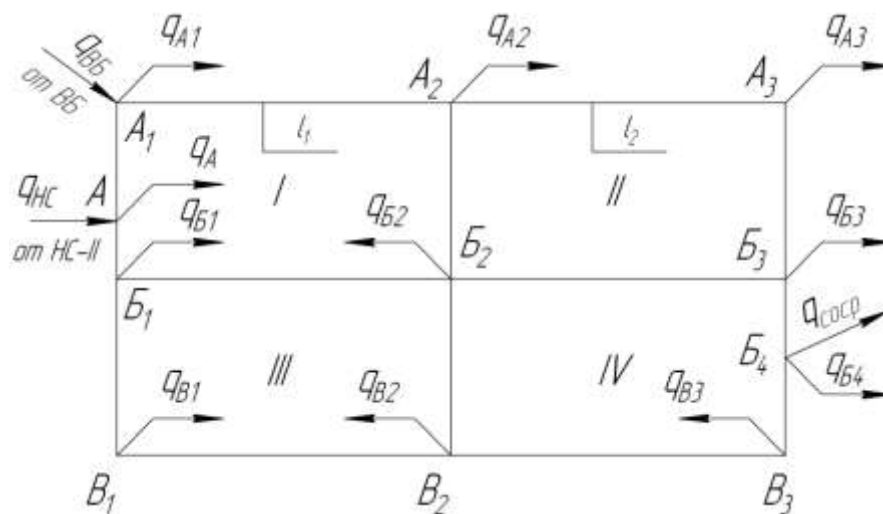


Рис. 2.6

Здесь прямыми стрелками показаны сосредоточенные расходы в узлах. Например, в узле B_4 показан сосредоточенный расход к потребителю 23 (рис. 2.5), в узле A_1 – сосредоточенный расход q_{BB} от водонапорной башни (ВБ), в узле A – сосредоточенный расход q_{HC} от насосной станции II подъема. В реальных расчетных схемах вместо буквенных обозначений пишутся цифры соответствующих величин.

Ломаными стрелками показаны условные узловые расходы, определенные в табл. 2.4. На выносках от участков указаны длины эти участков (на рис. 2.6 показаны только для двух участков). Римскими цифрами обозначены номера колец сети.

Начальное потокораспределение (предварительные значения расходов воды на участках) задается интуитивно, но с соблюдением первого закона Кирхгофа. С этой целью сначала определяется диктующая точка сети, в качестве которой может быть принята наиболее удаленная точка от ввода в сеть основного расхода, наиболее высокорасположенная точка, точка с наибольшим узловым расходом. Пусть такой точкой на схеме будет точка B_4 .

Далее намечается предполагаемое направление движения воды на всех участках. Общее направление движения – от точек входа воды в сеть к диктующей точке. Принятые направления движения показываются на расчетной схеме стрелками около участков (рис. 2.7).

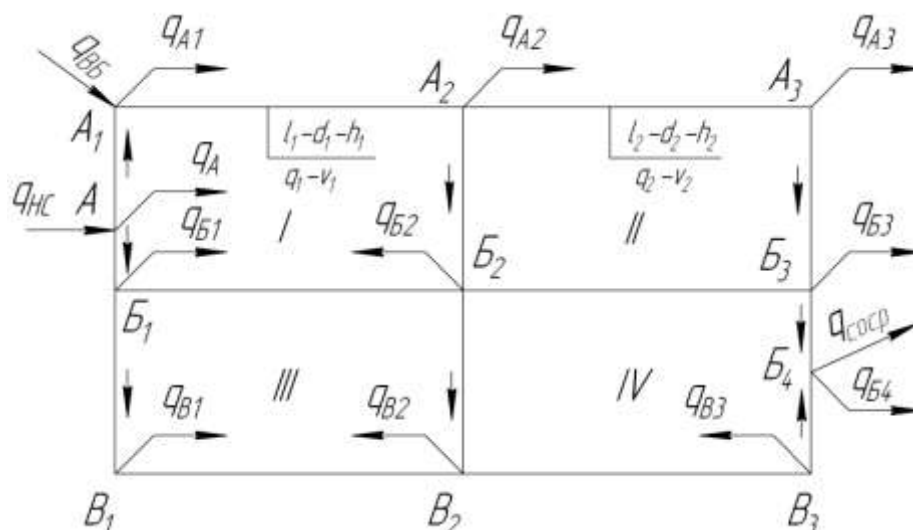


Рис. 2.7.

Заготавливается таблица гидравлического расчета сети по формуле 2.5, куда записываются вычисляемые с помощью первого закона Кирхгофа предварительные значения расходов на участках.

Для тех узлов, где данных для использования закона Кирхгофа не хватает, прибегают к различным дополнительным соображениям. Например, чаще всего вычисления начинают от диктующей точки, являющейся точкой встречи потоков. В примере для точки В4 первый закон Кирхгофа имеет вид

$$q_{Б3-Б4} + q_{В3-Б4} = q_{собр} + q_{Б4} \quad (2.15)$$

В этом выражении расходы $q_{собр}$ и $q_{Б4}$ известны, а расходы на участках $q_{Б3-Б4}$ и $q_{В3-Б4}$ неизвестны. Для их определения привлечем дополнительное соображение о том, что диаметры участков Б3-Б4 и В3-Б4 желательно иметь одинаковыми, а тогда и предварительные расходы на этих участках должны быть одинаковыми. Из этого соображения получаем, что

$$q_{Б3-Б4} = q_{В3-Б4} = 0.5 \cdot (q_{собр} + q_{Б4}) \quad (2.16)$$

Отталкиваясь от найденных расходов, постепенно продвигаемся к точке входа воды в сеть. Например, из первого закона Кирхгофа для узла В3 имеем

$$q_{В2-В3} = q_{В3-Б4} + q_{В3} \quad (2.17)$$

Для узла В2

$$q_{В1-В2} + q_{Б2-В2} = q_{В2-В3} + q_{В2} \quad (2.18)$$

Здесь опять имеем два неизвестных расхода. Для их определения учтем, что при нормальной работе сети переключки

почти не участвуют в транспортировке расходов и их диаметры должны быть меньше диаметров основных магистралей. Задавшись отношением расходов

$$\frac{q_{B2-B2}}{q_{B1-B2}} = a, \quad (2.19)$$

где $a=0.1-0.2$, и решая совместно уравнения (2.18) и (2.19), вычислим расходы q_{B2-B2} и q_{B1-B2} .

Аналогично рассматриваются остальные узлы и определяются расходы на всех участках. При этом окажется, что все расходы будут определены, а один узел будет не использован. Баланс расходов в этом узле (первый закон Кирхгофа) используется для проверки правильности выполненных расчетов.

Запись вычисленных расходов в таблицу по форме 2.5 рекомендуется вести с учетом условного знака расходов. Для определения знака можно пользоваться следующим правилом. Условимся обход каждого кольца совершать по часовой стрелке. Если движение воды на участке совпадает с направлением обхода, то расход считаем положительным, в противном случае – отрицательным.

Найденные значения расходов на участках позволяют выбрать диаметры этих участков, но предварительно решается вопрос о материале применяемых труб. Предпочтительно применение неметаллических труб – асбестоцементных напорных, полиэтиленовых и других. Чугунные трубы рекомендуется применять в тех случаях, когда неметаллические трубы соответствующих размеров не выпускаются промышленностью (напорные асбестоцементные трубы выпускаются диаметрами 100 – 500 мм, напорные полиэтиленовые 100 – 300 мм).

Стальные трубы применяют при высоких рабочих давлениях воды (свыше 1.2 МПа), при пересечении автомобильных и железных дорог, при устройстве дюкеров, при прокладке по эстакадам и в туннелях, а также в случае вечномерзлых или неустойчивых грунтов.

Конкретные значения диаметров на каждом участке определяются с помощью таблиц Ф.А.Шевелева [2] в зависимости от предварительного расчетного расхода на участке, который принимается за предельный экономический расход. При этом следует иметь в виду, что значения предельных экономических

расходов зависят от экономического фактора Э, отражающего экономические выгодные соотношения капитальных и эксплуатационных затрат. Значение экономического фактора зависит от географического расположения населенного пункта, для которого проектируется водопровод.

Следует, однако, иметь в виду, что для магистральных сетей не рекомендуется принимать значения диаметров менее 100 мм. Поэтому, когда экономическое значение диаметра оказывается меньше, его увеличивают до 100 мм.

Выбранные значения диаметров наносят на расчетную схему (рис. 2.7) и записывают в таблицу по форме 2.5. Туда же записываются сопротивления участков, вычисляемые по формуле

$$S = A \cdot l \cdot (1 + \alpha), \quad (2.20)$$

где l – длина участка;

A – удельное сопротивление, принимаемое в зависимости от диаметра и материала труб [2];

α – коэффициент, учитывающий влияние местных сопротивлений. Для магистральных сетей обычно $\alpha = 1.02 - 1.1$, причем меньшие значения берутся для длинных участков малого диаметра.

Предварительное потокораспределение получено с соблюдением первого закона Кирхгофа без какого-либо учета второго закона. Если теперь проверить выполнение второго закона Кирхгофа, то наверняка окажется, что он не выполняется. Это означает, что необходимо изменить распределение расходов по участкам. Расчеты, связанные с перераспределением расходов по участкам сети, называют увязкой сети.

2.4 Увязка сети

Перед началом увязки вычисляются или определяются по расчетным таблицам [2] скорости v на всех участках, соответствующие начальному потокораспределению, находятся значения поправок φ на скорость, учитывающих отличие фактического закона сопротивления от квадратичного [2] и вычисляются потери напора

$$h = \varphi \cdot S \cdot q^2. \quad (2.21)$$

где φ – поправка на скорость;
 S – сопротивление участка;
 q – расход на участке.

Все найденные значения заносятся в расчетную таблицу по форме 2.5, причем знак потерь напора принимается таким же, как и знак расхода на данном участке.

Далее для каждого кольца вычисляются величины невязок

$$\Delta h_k = \sum h_k, \quad (2.22)$$

где $\sum h_k$ – алгебраическая сумма потерь напора на всех участках данного кольца.

Абсолютное значение невязки характеризует погрешность расчета, т.к. по второму закону Кирхгофа должно быть $\Delta h_k = 0$ для каждого кольца. Другими словами, расчет невязок ставит целью проверку выполнения второго закона Кирхгофа при назначенном потокораспределении в сети.

В инженерных расчетах считается, что второй закон Кирхгофа выполняется с достаточной точностью, если в любом из колец сети невязка по абсолютной величине не превышает 0.5 м. В противном случае требуется произвести перераспределение расходов между участками (увязку сети).

По результатам расчетов начального приближения выполняется первая увязка. Для этого по каждому кольцу вычисляется сумма абсолютных значений произведений сопротивления на расход $\sum |sq|_k$ для всех участков данного кольца и определяется увязочный расход кольца по формуле В.Г.Лобачева – Х.Кросса:

$$\Delta q_k = -\frac{\Delta h_k}{2\sum |sq|_k}. \quad (2.23)$$

Значение увязочного расхода кольца имеет знак, противоположный знаку невязки.

Увязка производится по кольцам. Для этого сначала вычисляются увязочные расходы участков кольца как алгебраическая разность вида

$$\Delta q_y = \Delta q_k - \Delta q_{см.к}, \quad (2.24)$$

где Δq_k – увязочный расход увязываемого кольца;

$\Delta q_{см.к}$ – увязочный расход смежного с данным участком кольца.

Например, увязочный расход участка А-А1 при увязке I кольца (рис. 2.7, табл.2.5) определится как увязочный расход I кольца Δq_I , т.к. участок А-А1 принадлежит внешнему контуру сети и не имеет смежных колец. Увязочный расход участка А2-Б2 при увязке I кольца составит $\Delta q_I - \Delta q_{II}$, а при увязке II кольца вычисляется как $\Delta q_{II} - \Delta q_I$.

Новое значение расхода на любом участке вычисляется как алгебраическая сумма старого расхода и увязочного расхода этого участка

$$q' = q + \Delta q_y. \quad (2.25)$$

Поскольку старый расход и увязочный расход могут иметь разные знаки, то в результате расчета по формуле (2.25) может оказаться, что новый расход получит знак, противоположный знаку старого расхода. Это означает смену направления движения на участке и все дальнейшие расчеты необходимо выполнять с учетом этого изменения.

После вычисления новых расходов на всех участках сети проверяется выполнение второго закона Кирхгофа при новом потокораспределении, т.е. вычисляются невязки Δh_k по результатам первой увязки и если хотя бы для одного кольца окажется, что невязка по абсолютной величине превышает 0,5 м, то выполняют вторую увязку и так далее.

После того, как на очередном шаге для всех колец значения невязок окажутся в допустимых пределах, проверяют невязку по внешнему контуру

$$\Delta h_{\text{вн.к.}} = \sum h_{\text{вн.к.}}, \quad (2.26)$$

где $h_{\text{вн.к.}}$ – потери напора на участках внешнего контура сети.

Значение $h_{\text{вн.к.}}$ не должно превышать 1 м по абсолютной величине. Если это условие выполняется, то увязка прекращается. В противном случае проводится следующий шаг увязки и вновь проверяется допустимость невязок по всем кольцам и внешнему контуру.

Суммарная потеря напора в кольцевой сети с одной точки встречи потоков может быть вычислена по уравнению

$$h_c = 0.5 \sum |h|_{\text{вн.к.}}, \quad (2.27)$$

где $\sum |h|_{\text{вн.к.}}$ – сумма абсолютных значений потерь напора на участках внешнего контура.

Все результаты расчетов при увязке сети заносятся в расчетную таблицу 2.5. Окончательные результаты (потери напора h , расход q , скорость v на участках) наносятся на расчетную схему (рис. 2.7) без использовавшихся в расчете знаков. Если на каком-либо участке произошла смена направлений движения, то соответствующее изменение вносится и на расчетную схему.

3. Расчет водоводов

С целью повышения надежности водоснабжения водоводы проектируются, как правило, в две нитки. В некоторых случаях число водоводов может быть принято трем, редко – более трех.

Расчетные расходы воды для водоводов определяются по графикам водопотребления и водоподачи для максимального часового расхода в сутки максимального водопотребления. Для водоводов от насосной станции II подъема это подача насосной станции в указанный час, а для водоводов, соединяющих водонапорную башню с сетью, – расход воды из башни.

Расчетный расход на один водовод

$$Q_с = \frac{Q_p}{n}, \quad (3.1)$$

где Q_p – подача воды насосной станцией II подъема или расход воды из башни в расчетный час;

n – количество водоводов.

Диаметры водоводов определяются как и для магистральных сетей из экономических соображений с помощью таблиц Ф.А.Шевелева [2].

Потери напора определяются по формуле

$$h_с = \varphi S Q_с^2, \quad (3.2)$$

где φ – поправка на скорость,

S – сопротивление воды.

4. Определение свободных напоров

Расчет свободных напоров производится для всех характерных узлов водопроводной сети. Расчетная формула имеет вид

$$H_n = H_k + h + z_k - z_n, \quad (4.1)$$

где H_n – свободный напор в начальном узле участка;

H_k – свободный напор в конечном узле участка;

h – потеря напора на участке;

z_k – геодезическая отметка местности в конечном узле;

z_n – геодезическая отметка местности в начальном узле;

Расчет начинается от диктующей точки, в которой значение свободного напора принимается в соответствии с требованиями СП [1]. Для расчетного режима в этой точке, как и любой другой,

свободный напор не должен быть меньше минимального, принимаемого при одноэтажной застройке, равным 10 м, а при большей этажности вычисляется по формуле

$$H_{св} = 10 + 4(n - 1), \text{ м} \quad (4.2)$$

где n – количество этажей.

Для отдельных высоких зданий, а также отдельных зданий или группы их, расположенных в повышенных местах допускается применять местные установки для подключения напора.

Если в каком-либо узле кольцевой сети напор может быть вычислен по различным направлениям потока, то за фактическое значение напора следует принимать среднее арифметическое всех найденных значений, которое и используется для дальнейших расчетов. Например, напор у узле Б2 (рис. 2.7) может быть вычислен по пути Б4–Б3–Б2 и по пути Б4–В3–В2–Б2. Среднее арифметическое этих двух значений используется далее для расчета напоров в узлах А2 и Б1.

Если за счет рельефа местности или разноэтажности зданий окажется, что в каком-либо узле свободный напор меньше минимального, то необходимо либо соответственно увеличить свободный напор в диктующей точке, либо предусмотреть местную установку повышения напора. Выбор решения должен быть обоснован.

Свободный напор у потребителей не должен превышать 60 м. Если в каких-либо узлах это условие не выполняется, то необходимо предусмотреть установку регуляторов давления или зонирование системы водопровода.

5. Поверочные расчеты

Водопроводная сеть проектируется на расчетный режим. Однако в процессе эксплуатации режимы работы сети изменяются и могут быть самыми различными. Поэтому уже на стадии проектирования возникает необходимость проверки работы сети в нерасчетных режимах, связанных в основном с изменением отбора воды из сети.

Основными нерасчетными режимами, подлежащими поверочным расчетам, являются следующие:

1. пропуск пожарного расхода воды в час максимального водопотребления;
2. пропуск максимального транзита воды в башню для системы с контррезервуаром (режим минимального часового расхода воды в сутки максимального водопотребления);
3. пропуск среднечасового расхода воды в сутки среднего водопотребления;
4. пропуск минимального часового расхода воды в сутки минимального водопотребления;
5. режимы при аварийных выключениях отдельных участков сети.

Количество поверочных расходов определяется для каждой сети индивидуально.

Каждый поверочный расчет выполняется по той же схеме, что и для расчетного режима с той лишь разницей, что используются уже известные значения диаметров. Получаемые значения расчетных параметров используются для анализа допустимости работы сети в проверяемом режиме по величинам скоростей, узловых напоров и т.п. При этом может оказаться, что условия работы в каком-либо режиме не допустимы и требуют изменения либо диаметров отдельных участков, либо, что бывает реже, конфигурации самой сети.

В этом случае необходимо внести в расчетную схему сети (рис. 2.7) требуемые изменения и вновь выполнить все расчеты (как на расчетный режим, так и поверочные).

Для режима пожаротушения основные сосредоточенные и все путевые расходы принимаются такими же, как и для расчетного случая, но дополнительно в точках пожара учитываются расходы воды на пожаротушение.

Выбор предполагаемых точек пожара производится исходя из требования проверить сеть на самые неблагоприятные условия работы. При одном расчетном пожаре предполагается, что точка пожара находится в самой высокой и наиболее удаленной от источника питания точке сети. При нескольких расчетных пожарах они намечаются в самых неблагоприятных точках разных районов города. При этом стремятся к тому, чтобы на пропуск пожарного расхода были проверены все основные магистральные линии сети. Водонапорная башня с ее водоводами при пожаре отключается от

сети. Это также необходимо учитывать при подготовке сети к расчету и начальном потокораспределении.

Для других поверочных расчетов сосредоточенные и путевые расходы определяются по графикам водопотребления и водоподачи в рассматриваемый час.

Для аварийных режимов предполагается, что для каждого варианта расчета отключается лишь один из наиболее нагруженных участков сети.

Поверочные расчеты водоводов выполняются для тех же режимов, для которых проверяется магистральная сеть. Дополнительно проверяется режим с аварией на одном из водоводов. В этом случае допускается снижение расчетной подачи до 70%.

Для уменьшения снижения расчетной подачи между линиями водоводов могут быть предусмотрены перемычки, позволяющие во время аварии выключить не весь водовод, а лишь поврежденный участок. Количество перемычек может быть определено исходя из допустимого снижения подачи и требуемого напора в узле подключения сети. При этом учитывается характеристика насосной станции.

При расчете свободных напоров в поверочных режимах необходимо дополнительно учитывать следующее.

В часы минимального водопотребления вместо формулы (4.2) СП [1] допускает принимать минимальный свободный напор для многоэтажных зданий из расчета

$$H_{\min} = 10 + 3(n - 1), \quad (5.1)$$

где n – количество этажей.

В населенных пунктах с числом жителей свыше 5 тыс. человек противопожарный водопровод принимается низкого давления. В этом случае свободный напор с сети при пожаротушении должен быть не менее 10 м (принимается в точке пожара).

Если число жителей менее 5 тыс. человек, то противопожарный водопровод принимается высокого давления. В этом случае минимальный свободный напор в сети (на уровне земли) должен быть достаточным для преодоления потерь напора в непрорезиненном пожарном рукаве диаметром 66 мм и длиной 120 м со спрыском диаметром 19 мм при расчетном расходе струи 5 л/с,

подъема воды до наивысшей точки самого высокого здания и обеспечения высоты компактной струи не менее 10 м.

Приложение.

Таблица 1

Среднее значение экономического фактора Ξ для выбора труб
водопровода

Географический район России	Ξ
Сибирь, Урал	0,5
Центральные и западные районы европейской части	0,75
Южные районы	1,0

Таблица 2

Предельные экономические расходы q и скорости v для
стальных труб в зависимости от условного диаметра d и
экономического фактора Ξ

d , мм	$\Xi=0.5$		$\Xi=0.75$		$\Xi=1.0$	
	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с
50	3.6	1.12	3.1	0.96	2.9	0.90
60	4.7	1.22	4.1	1.07	3.8	0.99
75	6.6	1.22	5.8	1.07	5.2	0.96
80	9.3	1.31	8.1	1.14	7.3	1.03
100	13.4	1.32	11.7	1.15	10.6	1.04
125	19.0	1.37	16.6	1.19	15.1	1.09
150	25.0	1.28	21.8	1.12	19.8	1.02
175	33.4	1.48	29.2	1.30	26.5	1.17
200	53.0	1.54	46.0	1.34	42.0	1.22
250	82.0	1.54	71.0	1.34	65.0	1.22
300	118	1.55	103	1.35	93.0	1.22
350	161	1.56	140	1.35	128	1.24
400	211	1.56	184	1.36	167	1.24
450	268	1.57	234	1.37	213	1.26
500	360	1.72	315	1.50	286	1.37
600	507	1.70	443	1.49	402	1.36
700	676	1.74	591	1.51	573	1.37
800	888	1.75	776	1.53	705	1.38
900	1130	1.76	987	1.54	897	1.40
1000	1528	1.93	1335	1.68	1213	1.53
1200	2197	1.94	1919	1.69	1744	1.53
1400	2810	1.82	2455	1.60	2231	1.45
1500	3248	1.84	2838	1.61	2578	1.46
1600	7050	3.50	6180	3.08	5620	2.80

Таблица 3

Предельные экономические расходы q и скорости v для
чугунных труб в зависимости от условного диаметра d и
экономического фактора Ξ

d , мм	$\Xi=0.5$		$\Xi=0.75$		$\Xi=1.0$	
	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с
50	2.74	1.31	2.5	1.20	2.2	1.05
80	6.4	1.19	5.7	1.06	5.2	0.95
100	10.6	1.30	9.4	1.15	8.4	1.03
125	16.8	1.33	15.0	1.18	13.3	1.04
150	28.3	1.56	25.3	1.40	22.4	1.23
200	51.2	1.58	45.8	1.42	40.6	1.27
250	82.2	1.63	73.5	1.46	65.3	1.29
300	121	1.66	108	1.48	96.0	1.32
350	167	1.71	149	1.53	132	1.35
400	220	1.74	197	1.56	175	1.39
450	286	1.79	254	1.59	227	1.42
500	394	2.00	352	1.79	313	1.60
600	581	2.05	518	1.83	461	1.63
700	808	2.11	722	1.87	642	1.67
800	1080	2.15	966	1.92	857	1.71
900	1396	2.19	1250	1.97	1110	1.75
1000	1930	2.46	1725	2.20	1532	1.96
1200	4690	4.15	4100	3.63	3730	3.30

Таблица 4

Предельные экономические расходы q и скорости v для асбестоцементных труб в зависимости от условного диаметра d и экономического фактора \mathcal{E}

d , мм	$\mathcal{E}=0.5$		$\mathcal{E}=0.75$		$\mathcal{E}=1.0$	
	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с
50	2.4	1.22	2.2	1.12	2.0	1.02
75	5.7	1.28	5.2	1.18	4.8	1.08
100	10.1	1.29	9.1	1.17	8.4	1.08
125	15.2	1.37	13.8	1.23	12.7	1.15
150	26.1	1.67	23.6	1.50	21.8	1.39
200	48.7	1.75	44.0	1.57	40.7	1.46
250	78.2	1.80	71.0	1.64	65.3	1.50
300	114	1.86	103	1.68	95.6	1.57
350	160	1.96	144	1.77	133	1.63
400	240	2.25	217	2.05	201	1.88
500	560	3.43	505	3.09	465	2.85

Таблица 5

Предельные экономические расходы q и скорости v для пластмассовых труб в зависимости от условного диаметра d и экономического фактора \mathcal{E}

d , мм	$\mathcal{E}=0.5$		$\mathcal{E}=0.75$		$\mathcal{E}=1.0$	
	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с	q , л/с	v , м/с
50	2.4	1.16	2.1	1.01	1.8	0.87
60	4.0	1.36	3.1	1.05	2.8	0.95
80	5.9	1.39	5.1	1.20	4.5	1.06
100	10.0	1.57	8.7	1.37	7.6	1.19
125	16.9	1.65	13.8	1.35	12.1	1.18
150	30.0	2.23	25.9	1.92	22.7	1.71
200	70.3	2.24	61.0	1.95	53.4	1.72
250	113	2.15	97.7	1.87	85.6	1.62
300	279	4.21	241	3.64	211	3.18

Таблица 6

Удельные сопротивления Λ неновых стальных электросварных водопроводных труб для расчетов по формуле $h = \varphi \Lambda l q^2$ в зависимости от условного диаметра d

d , мм	Λ , с ² /л ²	d , мм	Λ , с ² /л ²	d , мм	Λ , с ² /л ²
50	$3.686 \cdot 10^{-3}$	200	$6.959 \cdot 10^{-6}$	700	$10.98 \cdot 10^{-9}$
60	$2.292 \cdot 10^{-3}$	250	$2.187 \cdot 10^{-6}$	800	$5.514 \cdot 10^{-9}$
75	$0.9294 \cdot 10^{-3}$	300	$0.8466 \cdot 10^{-6}$	900	$2.962 \cdot 10^{-9}$
80	$0.4543 \cdot 10^{-3}$	350	$0.3731 \cdot 10^{-6}$	1000	$1.699 \cdot 10^{-9}$
100	$0.1729 \cdot 10^{-3}$	400	$0.1859 \cdot 10^{-6}$	1200	$0.6543 \cdot 10^{-9}$
125	$76.36 \cdot 10^{-6}$	450	$99.28 \cdot 10^{-9}$	1400	$0.2916 \cdot 10^{-9}$
150	$30.65 \cdot 10^{-6}$	500	$57.84 \cdot 10^{-9}$	1500	$0.2023 \cdot 10^{-9}$
175	$20.79 \cdot 10^{-6}$	600	$22.62 \cdot 10^{-9}$	1600	$0.1437 \cdot 10^{-9}$

Таблица 7

Удельные сопротивления Λ неновых чугунных напорных водопроводных труб класса ЛА для расчетов по формуле $h = \varphi \Lambda l q^2$ в зависимости от условного диаметра d

d , мм	Λ , с ² /л ²	d , мм	Λ , с ² /л ²	d , мм	Λ , с ² /л ²
50	$11.54 \cdot 10^{-3}$	125	$96.72 \cdot 10^{-6}$	250	$2.528 \cdot 10^{-6}$
80	$0.9534 \cdot 10^{-3}$	150	$37.11 \cdot 10^{-6}$	300	$0.9485 \cdot 10^{-6}$
100	$0.3117 \cdot 10^{-3}$	200	$8.092 \cdot 10^{-6}$		

Таблица 8

Удельные сопротивления A неновых чугунных напорных водопроводных труб класса A для расчетов по формуле $h = \varphi A l q^2$ в зависимости от условного диаметра d

d , мм	A , $\text{с}^2/\text{л}^2$	d , мм	A , $\text{с}^2/\text{л}^2$	d , мм	A , $\text{с}^2/\text{л}^2$
350	$0,4365 \cdot 10^{-6}$	600	$25,96 \cdot 10^{-9}$	1000	$1,75 \cdot 10^{-9}$
400	$0,2189 \cdot 10^{-6}$	700	$11,54 \cdot 10^{-9}$	1200	$0,6625 \cdot 10^{-9}$
450	$0,1186 \cdot 10^{-6}$	800	$5,669 \cdot 10^{-9}$		
500	$67,78 \cdot 10^{-9}$	900	$3,047 \cdot 10^{-9}$		

Таблица 9

Поправочные коэффициенты φ к расчетам неновых стальных и чугунных водопроводных труб по формуле $h = \varphi A l q^2$ в зависимости от скорости v

v , м/с	φ	v , м/с	φ	v , м/с	φ	v , м/с	φ
0.2	1.41	0.45	1.175	0.7	1.085	1.0	1.03
0.25	1.33	0.5	1.15	0.75	1.07	1.1	1.015
0.3	1.28	0.55	1.13	0.8	1.06	1.2	1.0
0.35	1.24	0.6	1.115	0.85	1.05	1.2	1.0
0.4	1.20	0.65	1.1	0.9	1.04		

Удельные сопротивления Λ асбестоцементных труб при $\nu = 1\%$ для расчетов по формуле $h = \varphi \Lambda l q^2$ в зависимости от условного диаметра d

d , мм	Значения Λ , $\text{с}^2/\text{л}^2$ для труб марок		
	ВТ3, ВТ6, ВТ9	ВТ12	ВТ3, ВТ6
50	$6.851 \cdot 10^{-3}$		
75	$0.8353 \cdot 10^{-3}$		
100	$0.1877 \cdot 10^{-3}$		
125	$76.08 \cdot 10^{-6}$		
150	$31.55 \cdot 10^{-6}$	$39.54 \cdot 10^{-6}$	
200	$6.898 \cdot 10^{-6}$	$8.632 \cdot 10^{-6}$	
250	$2.227 \cdot 10^{-6}$	$2.605 \cdot 10^{-6}$	
300	$0.914 \cdot 10^{-6}$	$1.083 \cdot 10^{-6}$	
350	$0.4342 \cdot 10^{-6}$	$0.5115 \cdot 10^{-6}$	
400	$0.2171 \cdot 10^{-6}$	$0.2579 \cdot 10^{-6}$	
500	$71.38 \cdot 10^{-9}$	$84.89 \cdot 10^{-9}$	
600			$21.23 \cdot 10^{-9}$
700			$9.536 \cdot 10^{-9}$
800			$4.77 \cdot 10^{-9}$
900			$2.588 \cdot 10^{-9}$
1000			$1.498 \cdot 10^{-9}$

Таблица 11

Поправочные коэффициенты φ к расчетам асбестоцементных труб по формуле $h = \varphi Alq^2$ в зависимости от скорости v

$v, \text{ м/с}$	φ	$v, \text{ м/с}$	φ	$v, \text{ м/с}$	φ	$v, \text{ м/с}$	φ
0.2	1.308	0.85	1.025	2.1	0.905	3.8	0.850
0.25	1.257	0.9	1.016	2.2	0.900	4.0	0.846
0.3	1.217	1.0	1.0	2.3	0.895	4.2	0.843
0.35	1.185	1.1	0.986	2.4	0.891	4.4	0.840
0.4	1.158	1.2	0.974	2.5	0.887	4.6	0.836
0.45	1.135	1.3	0.963	2.6	0.883	4.8	0.834
0.5	1.115	1.4	0.953	2.7	0.880	5.0	0.831
0.55	1.098	1.5	0.944	2.8	0.876	5.5	0.825
0.6	1.082	1.6	0.936	2.9	0.873	6.0	0.820
0.65	1.069	1.7	0.928	3.0	0.870	6.5	0.815
0.7	1.056	1.8	0.922	3.2	0.864	7.0	0.811
0.75	1.045	1.9	0.916	3.4	0.859	7.5	0.808
0.8	1.034	2.0	0.910	3.6	0.855	7.8	0.806

Таблица 12

Удельные сопротивления A пластмассовых труб при $v = 1\%$ для расчетов по формуле $h = \varphi A l q^2$ в зависимости от наружного диаметра d

d , мм	A , $\text{с}^2/\text{л}^2$	d , мм	A , $\text{с}^2/\text{л}^2$	d , мм	A , $\text{с}^2/\text{л}^2$
16	12.12	50	$20.23 \cdot 10^{-3}$	140	$92.47 \cdot 10^{-6}$
20	2.695	63	$6.051 \cdot 10^{-3}$	160	$45.91 \cdot 10^{-6}$
25	0.7576	75	$2.431 \cdot 10^{-3}$	225	$5.069 \cdot 10^{-6}$
32	0.2048	90	$0.9269 \cdot 10^{-3}$	280	$1.308 \cdot 10^{-6}$
40	0.06535	110	$0.3239 \cdot 10^{-3}$	315	$0.7082 \cdot 10^{-6}$

Таблица 13

Поправочные коэффициенты φ к расчетам пластмассовых труб по формуле $h = \varphi A l q^2$ в зависимости от скорости v

v , м/с	φ	v , м/с	φ	v , м/с	φ	v , м/с	φ
0.2	1.439	0.65	1.102	1.3	0.943	2.2	0.837
0.25	1.368	0.7	1.084	1.4	0.926	2.3	0.828
0.3	1.313	0.75	1.067	1.5	0.912	2.4	0.821
0.35	1.268	0.8	1.052	1.6	0.899	2.5	0.813
0.4	1.230	0.85	1.043	1.7	0.887	2.6	0.806
0.45	1.198	0.9	1.024	1.8	0.876	2.7	0.799
0.5	1.170	1.0	1.0	1.9	0.865	2.8	0.792
0.55	1.145	1.1	0.981	2.0	0.855	2.9	0.786
0.6	1.123	1.2	0.960	2.1	0.846	3.0	0.780

Приведенные площади сечения f_n стальных, чугунных и асбестоцементных труб для расчета скорости по формуле $v = q/f_n$,
где q в л/с, v в м/с

Условный диаметр d , мм	Стальные трубы	Чугунные трубы	Асбестоцементные трубы		
			ВТ3, ВТ6, ВТ9	ВТ12	ВТ3, ВТ6
50	3.217	2.091	1.9635		
60	3.848				
75	5.411		4.418		
80	7.088	5.359			
100	10.207	8.171	7.854		
125	13.893	12.708	11.122		
150	19.607	18.242	15.615	14.3	
175	22.698				
200	34.307	32.238	28.055	25.73	
250	53.093	50.273	43.374	40.828	
300	75.965	72.775	61.136	57.256	
350	103.49	97.535	81.433	76.454	
400	134.61	126.55	106.36	99.538	
450	170.55	159.47			
500	209.12	196.98	163.31	152.75	
600	298.02	282.93			260.58
700	391.47	384.19			354.67
800	507.70	502.40			463.25
900	641.84	635.04			586.30
1000	791.70	782.89			723.80
1200	1134.7	1129.5			
1400	1539.4				
1500	1767.2				
1600	2010.6				

Таблица 15

Приведенные площади сечений f_n пластмассовых труб для расчета скорости по формуле $v = q/f_n$, где q в л/с, v в м/с

Наружный диаметр d , мм	f_n	Наружный диаметр d , мм	f_n	Наружный диаметр d , мм	f_n
16	0.1131	50	1.3074	140	10.351
20	0.2011	63	2.0750	160	13.437
25	0.3269	75	2.9417	225	31.227
32	0.5391	90	4.2545	280	52.440
40	0.8347	110	6.3617	315	66.330

Библиографический список

1. СП 31.13330.2012. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция. СНиП 2.04.02-84*.– М.: Минрегион России. 2012. 128 с.
2. Ф.А.Шевелев. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. – М.: Стройиздат, 1973.
3. Сайриддинов С.Ш. Гидравлика систем водоснабжения и водоотведения. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2012. 352 с.