

Глава 6. Общие вопросы проектирования водоводов и водопроводных сетей

6.1. Типы водоводов и водопроводных сетей

Транспортирование воды к потребителям осуществляется по водоводам и водопроводным сетям. Они должны отвечать определенным требованиям надежности и экономичности. Это достигается правильным выбором трассы водоводов и конфигурации сети, материала и диаметров труб, режима их работы. При выборе, отводе и использовании земель под трассы водоводов должны соблюдаться Основы земельного законодательства и ряд нормативных актов. В соответствии с этими документами водоводы, как правило, должны прокладываться вблизи дорог с учетом границ землепользования и севооборотов. Если это приводит к значительному удлинению трассы, необходимо технико-экономическими расчетами обосновать ее начертание с учетом дополнительных расходов на временное использование посевных площадей и потраву посевов в случае ликвидации аварий.

Водоводы прокладывают в одну, две и более ниток. Их целесообразно прокладывать на относительно возвышенных отметках местности с минимальным числом искусственных сооружений, в местах, доступных для эксплуатации и производства ремонтных работ. Для обеспечения заданного уровня снабжения водой потребителей между параллельно уложенными водоводами устраивают переключения, а вдоль трассы и на территории объекта могут устанавливаться емкости.

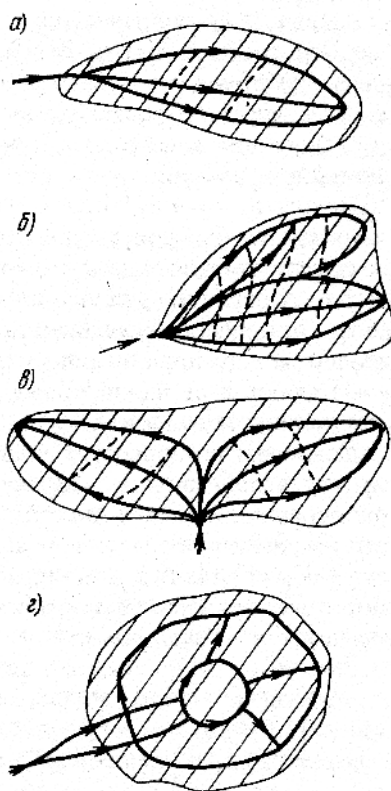


Рис. 6.1. Типы кольцевых сетей

Водоводы по способу транспортирования воды бывают напорными и безнапорными. Перекачка воды по напорным водоводам может осуществляться насосами или в результате разницы пьезометрической отметки уровня воды в источнике и расчетной пьезометрической отметки в месте водоотбора. Первые водоводы называются нагнетательными; вторые – гравитационными напорными или самотечно-напорными.

Безнапорные водоводы (гравитационные самотечные) работают неполным сечением. Область их применения не столь велика по сравнению с напорными водоводами. Их применение зависит от разности отметок начальной и конечной точек пути подачи воды, рельефа местности, расстояния между узлами подачи и отбора воды. Использование безнапорных труб приводит к уменьшению единичной стоимости таких водоводов по сравнению с напорными. Однако увеличение протяженности трассы из-за необходимости обеспечения требуемых уклонов может привести к возрастанию их общей строительной стоимости.

Водопроводная сеть устраивается для транспортирования и отдачи воды потребителям по всей территории объекта. Конфигурация сети зависит от планировки объекта, формы его поверхности, наличия естественных и искусственных препятствий, рельефа местности, расположения крупных потребителей воды, места расположения источника водоснабжения и т.д. По конфигурации сети бывают кольцевыми, разветвленными и смешанными. Кольцевые сети, имеющие более высокую стоимость по сравнению с другими, обладают более высокой надежностью в снабжении водой. Линии сети, транспортирующие основные потоки воды, называются магистральными. Вне зависимости от типа сети магистрали должны прокладываться в направлении основных потоков воды и охватывать всю территорию населенного пункта. Различные типы кольцевых сетей приведены на рис. 6.1.

Показанные на рис. 6.1, а расположение узла питания и форма территории, снабжаемой водой, позволяют ограничиться несколькими магистралями в виде пучка линий вдоль города, идущих из узла питания. При территории населенного пункта, имеющего расширение по мере удаления от источника, расположение магистралей может иметь вид, приведенный на рис. 6.1, б. Если территория города растянута в направлении, перпендикулярном направлению подачи воды, то начертание основных линий сети имеет вид, показанный на рис. 6.1, в. На рис. 6.1, г показана система основных линий в виде концентрически расположенных колец, питаемых системой водоводов и соединенных рядом радиальных магистралей.

При наличии нескольких источников питания или нескольких регулирующих емкостей конфигурация магистральной сети должна учитывать эти обстоятельства.

В кольцевых сетях помимо магистралей имеются перемычки, предназначенные в основном для перераспределения воды между магистралями при аварии на одной из них. Перемычки на рис. 6.1, а - в показаны в виде пунктирной линии.

Вода от магистральной сети к домовым ответвлениям и пожарным гидрантам подается по распределительной сети, прокладываемой почти по каждой улице и проезду. Распределительная сеть оказывает существенную помощь системе магистральных линий во время аварии при переброске расходов с одних магистралей на другие.

Отбор воды может происходить и от линий магистральной сети, если их диаметры невелики. При больших диаметрах магистралей технически оправдано применение так называемых «сопровождающих» линий, прокладываемых между узлами параллельно участку магистрали. К этим линиям присоединяются домовые ответвления.

Если в сети водопровода не выделять магистральную сеть и предполагать, что все линии сети должны участвовать в транспортировании транзитных расходов воды, то мы получим «обезличенную» сеть. В этой сети стирается различие в магистральных и распределительных линиях и диаметры всех линий должны определяться расчетом.

Обычно гидравлическому и технико-экономическому расчетам подвергаются магистральные сети, что значительно облегчает процесс их проведения, анализ результатов расчетов и принятие решений.

Система магистральных линий и перемычек образует кольца, как правило, имеющие удлиненную форму, вытянутую в направлении основного потока воды. Распределительная сеть, примыкающая к магистральной, будет в основном также представлять систему взаимно перекрещивающихся линий.

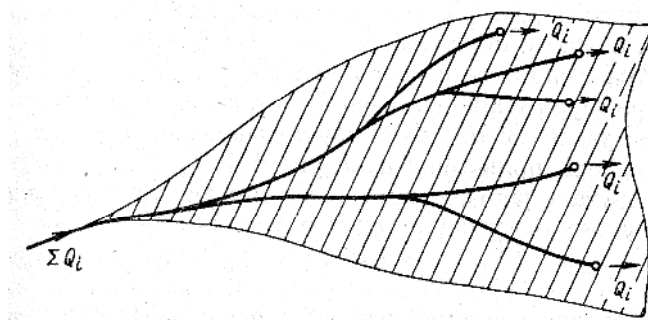


Рис. 6.2. Разветвленная водопроводная сеть

При устройстве разветвленной сети (рис. 6.2) подача воды потребителю возможна по единственному направлению. Авария на любом участке этой сети приводит к перерыву подачи воды потребителям, находящимся за местом ее возникновения. Отсюда следует, что надежность кольцевых сетей выше, чем разветвленных. Применение последних возможно на объектах, допускающих перерыв в подаче воды на период ликвидации аварии. Обеспечение надежности работы разветвленных сетей достигается устройством аварийных резервуаров.

Устройство смешанных сетей, представляющих собой комбинацию кольцевых и разветвленных сетей, можно рассматривать в большинстве случаев как временную меру снабжения водой до превращения сетей в кольцевые при дальнейшем развитии водопровода.

6.2. Модель отбора воды из водопроводной сети

После установления геометрических параметров сети намечают места и значения подач и отборов воды. На основании графика водопотребления и режима работы водопитателей устанавливают расходы воды, поступающие в сеть. Действительная картина отбора воды из сети может быть представлена лишь для объектов с небольшим числом потребителей. Вследствие того, что число точек отбора воды из сети городского водопровода (число домовых ответвлений) очень велико и режим отбора воды в них очень разнообразен, учесть при расчете сети действительную картину водоразбора практически невозможно. Поэтому при гидравлическом расчете сети применяется упрощенная условная схема отбора воды из сети, наиболее близко соответствующая вероятной картине водоразбора из сети.

Рассмотрим один из участков $A - I$ распределительной сети (рис. 6.3). Под участком сети подразумевается линия, ограниченная двумя узлами сети. Между точками A и I в отдельных местах отбора наблюдаются различные расходы q . Это же характерно и для всех остальных участков распределительной сети $A-B$. Линия $A-B$ может питать водой не только вводы, но и присоединяемые к ней распределительные линии, транспортирующие расходы Q_i . Упрощенная схема предусматривает, что подаваемая в сеть вода расходуется равномерно по ее длине. Расход, приходящийся на единицу длины сети, называется удельным расходом. В сумму равномерно распределенных расходов не включаются крупные сосредоточенные расходы, к которым относятся расходы воды отдельных крупных предприятий и противопожарные расходы.

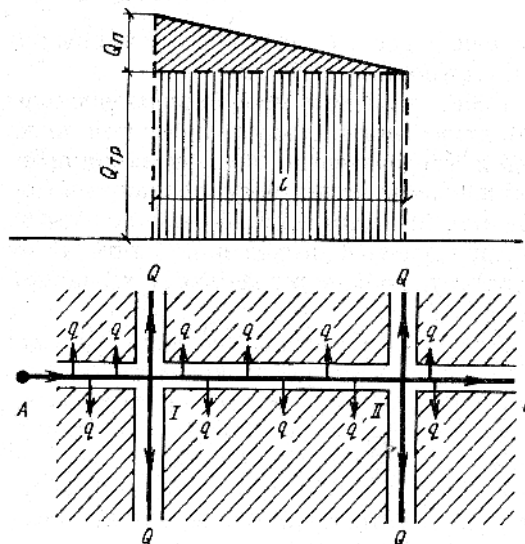


Рис. 6.3. Схема отбора воды из сети и распределения расходов по длине участков сети

Удельный расход q определяют по формуле:

$$q_{yd} = (Q - Q_{cocr}) / \Sigma l$$

где Q – общий расход воды, отдаваемый сетью, л/с; Q_{cocr} – сосредоточенные расходы на производственные нужды крупных предприятия, противопожарные расходы, л/с; Σl – суммарная длина линий, разводящих воду, м.

В сумму длин Σl не входят длины линий водоводов и сетей, проходящих по незастроенной территории, которые не отдают воду потребителям по пути. Удельный расход меняется с изменением режима водопотребления и плотности населения.

Одним из недостатков разбивки расхода пропорционально длинам линий является то, что длина линии еще не определяет число снабжаемых водой жителей и, следовательно, количество отдаваемой воды. При одной и той же длине линии могут снабжать водой различную площадь и различное число жителей. Уточнение расчета может быть достигнуто, если удельный расход определять не на единицу длины сети, а на единицу площади территории снабжаемой водой кварталов населенного пункта.

Если всю водопроводную сеть разбить на участки, то суммарный равномерно распределенный расход будет равен сумме расходов по всем участкам. Расход воды, отдаваемый каждым участком, называется путевым расходом. Он равен:

$$Q_n = q_{yd} l.$$

Сумма всех путевых и сосредоточенных расходов равна полному расходу Q в расчетный момент времени.

По каждому участку сети, кроме путевого расхода Q_n , пропускается транзитный расход $Q_{тр}$, необходимый для питания последующих участков. При этом расход в начале участка составляет $Q_n + Q_{тр}$, а в конце – $Q_{тр}$. Транзитный расход постоянен для рассматриваемого участка. Графическое изображение этих расходов на участке сети длиной l м на рис. 6.3.

При гидравлическом расчете используются расчетные эквивалентные расходы, заменяющие переменные путевые и постоянные транзитные расходы. При этой замене потери напора в линиях сети, определенные по расчетным расходам, равны потерям, вычисленным по путевым и транзитным расходам.

Расчетный расход Q_p участка, имеющего путевой расход Q_n и транзитный $Q_{тр}$, может быть вычислен по формуле Дюпюи:

$$Q_p = Q_{тр} + \alpha Q_n,$$

где α – коэффициент, зависящий от соотношения транзитного и путевого расходов участка и изменяющийся от 0,5 до 0,58.

В практике расчета коэффициент α принимают равным 0,5. Тогда

$$Q_p = Q_{тр} + 0,5 Q_n.$$

Путевые расходы для удобства расчетов заменяют узловыми расходами. Пусть некоторый участок (рис. 6.4) имеет путевой расход $(Q_n)_n$. Транзитный расход на предыдущем $n - 1$ -м участке равен сумме путевого и транзитного расходов данного n -го участка:

$$(Q_{тр})_{n-1} = (Q_{тр})_n + (Q_n)_n.$$

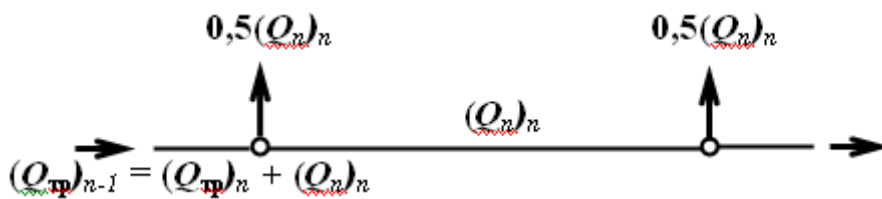


Рис. 6.4. Взаимосвязь между транзитным, путевым и узловыми расходами

Те же расчетные расходы будут получены, если разбить путевой расход $(Q_n)_n$ пополам и отнести $0,5 (Q_n)_n$ в начальную и конечную точки рассматриваемого участка. При такой схеме отдачи расчетный расход данного участка будет таким же:

$$(Q_p)_n = (Q_{тр})_n + 0,5 (Q_n)_n.$$

Отбор воды в любом узле сети может быть определен по формуле $q = 0,5 \Sigma Q_n$, т.е. сосредоточенный отбор в узле сети равен полусумме путевых расходов всех участков, примыкающих к данному узлу. При этом расчетные расходы участков равны их транзитным расходам. Последние определяют в соответствии с предварительным потокораспределением воды по линиям сети.

Следующим упрощением схемы отбора воды является отсутствие учета влияния на отбор давления в сети. В реальности всякое изменение давления в различных точках системы приводит к изменению отбора, а изменение расхода в свою очередь приводит к изменению давления. При расчетах водопроводных сетей эту зависимость для большинства потребителей не учитывают, т.е. принимают отборы в виде фиксированных значений. В значительной мере данное предположение оправдывается корректировкой расхода и давления самим потребителем. Если в системе повышается давление, то и из водопроводных кранов идет чрезвычайно сильная струя. В этом случае абонент прикрывает кран. При снижении давления, когда уменьшается расход, он открывает кран в большей мере.

В некоторых случаях нельзя не учитывать влияние давления в системе водоснабжения на отбор воды. Например, нежелательно пренебречь его влиянием на отборы, которые осуществляются при свободном (нерегулируемом автоматически) изливе воды в регулирующие и запасные емкости городского водопровода и промышленных предприятий. Отборы воды из сети станциями

подкачки, пожарными насосами также изменяются при изменении давления в сети.

Отборы воды, для которых при расчете сети необходимо учитывать влияние изменений давления в системе водоподачи и распределения, называются нефиксированными. Для них при расчете системы подачи и распределения должна быть учтена функциональная связь расхода и давления.

Необходимо подчеркнуть особенности отдачи воды, связанные с утечками. Они наблюдаются в системах внутреннего водоснабжения из-за неудовлетворительной работы водоразборной арматуры. Утечки возрастают ночью, когда давление в сети повышается из-за снижения общего водопотребления. Они сильно влияют на коэффициент неравномерности водопотребления в течение суток в сторону снижения.

6.3. Принципы определения диаметров водопроводных труб

Зная расход воды, протекающей по трубопроводу, выбирают его диаметр. Решение этой задачи связано с отысканием минимума приведенных затрат $P_{пр}$ на строительство $P_{ст}$ и эксплуатацию $P_{эк}$ за расчетный срок $T_{ок}$. Приведенные затраты представляются выражением:

$$P_{пр} = P_{ст} / T_{ок} + P_{эк}.$$

Величина $P_{ст}$ определяется стоимостью труб, их транспортировки, разработки траншей, укладки и т.д. Эксплуатационные затраты $P_{эк}$ – сумма двух составляющих: стоимости энергии. $P_{эл}$, затрачиваемой на преодоление потерь напора в трубопроводе и подъем воды на заданную отметку, а также затрат P_a , представляющих суммарную стоимость работ по ремонту и отчислений на амортизацию. Величина P_a принимается как процент R от стоимости $P_{ст}$, т.е. $RP_{ст}/100 = P_a$.

В этом случае

$$P_{пр} = P_{ст} / T_{ок} + RP_{ст}/100 + P_{эл} = P_{ст} (1/T_{ок} + R/100) + P_{эл}.$$

Выражение

$$Q = \omega v = \pi d^2 v / 4,$$

где ω – площадь поперечного сечения трубы; d – диаметр трубы; v – скорость движения воды

определяет взаимосвязь между диаметром трубопровода d и расходом воды Q . Из этой формулы следует, что возрастание скорости приводит к уменьшению диаметра трубопровода и, наоборот, увеличение диаметра приведет к уменьшению скорости движения воды. То и другое оказывает влияние на

приведенные затраты.

Потери напора в напорных трубопроводах определяют по формулам гидравлики:

$$h = \lambda v^2 l / (2gd); h = KQ^\beta l / d^m$$

где λ и K – коэффициенты потерь напора ($K = 8 \lambda / q\pi^2$); l – длина трубопровода; β и m – показатель степени при расходе и диаметре; g – ускорение свободного падения.

С возрастанием скорости движения воды в трубопроводе потери напора растут. Это приводит к увеличению требуемой мощности насосных агрегатов, подающих воду:

$$N = Q(H_0 + h) / (102\eta),$$

где H_0 – геометрическая высота подъема воды; η – КПД насосных агрегатов.

В результате растут затраты энергии на подъем воды $P_{эл}$. Одновременно с увеличением скорости v происходит уменьшение требуемого диаметра d труб для транспортирования расхода Q , а следовательно, уменьшается строительная стоимость трубопровода $P_{ст}$. Приведенная стоимость может быть представлена как в функции скорости v , так и в функции диаметра d . Характер изменения величины $P_{пр}$ и ее составляющих $P_{ст} (1/T_{ок} + R/100)$ и $P_{эл}$ в функции указанных величин приведен на рис. 6.5. Скорость и диаметр, отвечающие минимуму приведенных затрат, определяются наименьшими ординатами кривых $P_{пр}$.

Экономически наиболее выгодные диаметры водопроводной сети могут быть найдены аналитически для любых конфигураций сети и условий питания.

Рассмотрим схему водоснабжения, представленную на рис. 6.6. От насосной станции 1 водовод 2 подает воду в резервуар 3, расположенный на возвышенности. Из резервуара 3 вода по водоводу 4 поступает в резервуар 5, расположенный в конце магистрали. Существуют различия в работе левой и правой ветвей водовода. При подаче воды насосами, напор которых неизвестен, расчет сводится к определению диаметров труб, при которых затраты на строительство и эксплуатацию водопроводных линий и насосной станции будут минимальными за расчетный срок. Для правой ветви водовода, представляющего гравитационную (самотечную) напорную систему, располагаемый напор задан. Для этого случая задача технико-экономического расчета сводится к отысканию таких диаметров трубопровода, при которых строительная стоимость системы будет минимальна при условии полного расходования этого напора на преодоление гидравлических сопротивлений водовода.

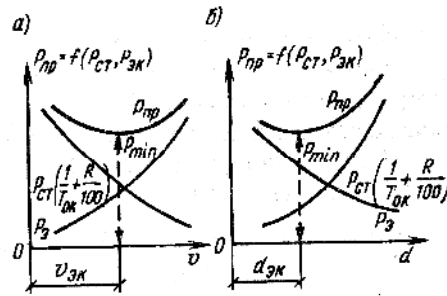


Рис. 6.5. Характер изменения приведенных затрат и функции скорости (а) и диаметра (б).

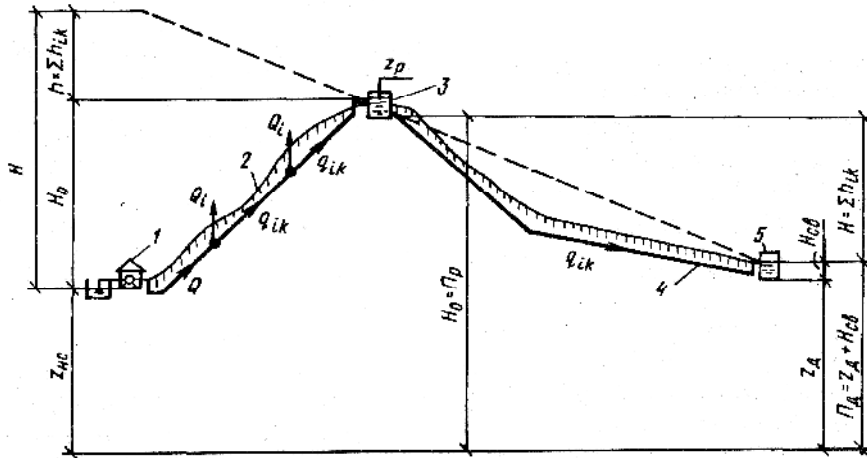


Рис. 6.6. Схема системы водоснабжения

Решим задачу по отысканию диаметров участков левой нагнетательной ветви водовода. При движении воды происходит частичный ее отбор в ряде промежуточных точек. Для нахождения экономически выгодных диаметров необходимо составляющие функции приведенных затрат выразить через гидравлические и экономические зависимости. Тогда для указанной системы приведенные затраты $P_{пр}$ будут иметь следующий вид:

$$P_{пр} = P_{ст} \cdot (1/T_{ок} + R/100) \cdot \sum (a + b d_{ik}^{\alpha}) l_{ik} + P(H_0 + \sum K q_{ik}^{\beta} / d_{ik}^m l_{ik}) Q,$$

где R – ежегодные отчисления на амортизацию и ремонт в процентах строительной стоимости водовода; Σ – знак, определяющий полную стоимость строительства водовода; $a + b d_{ik}^{\alpha} = c$ – эмпирическая зависимость определения единичной стоимости строительства водовода; d_{ik} и l_{ik} – диаметр и длина отдельных участков водовода; $\sum K q_{ik}^{\beta} / d_{ik}^m l_{ik}$ – сумма потерь напора на участках водовода; q_{ik}^{β} – расход воды участка водовода; Q – полный расход, поступающий в водовод.

Величину P находят по формуле:

$$P = 365 \cdot 24 \sigma \gamma / (102 \eta),$$

где σ – стоимость 1 кВтч электроэнергии, потребляемой насосными агрегатами для подъема воды; γ – коэффициент неравномерности расходования энергии на подъем воды в течение расчетного периода; η – общий КПД насосной станции

Первый член в выражении приведенных затрат определяет ежегодные отчисления от строительной стоимости водовода; второй – затраты на эксплуатацию, связанную с расходом электроэнергии.

Для отыскания оптимальных значений d_{ik} каждого участка водовода необходимо функцию приведенных затрат P продифференцировать по d_{ik} и приравнять нулю. В результате получим:

$$d_{ik} = \mathcal{E}^{1/(\alpha+m)} Q^{1/(\alpha+m)} q_{ik}^{\beta/(\alpha+m)}$$

Здесь экономический фактор $\mathcal{E}$, равный:

$$\mathcal{E} = \frac{8760 \sigma \gamma k m}{102 \eta a b (1/T_{ок} + R/100)}$$

характеризует условия строительства и эксплуатации системы водоснабжения. Для водовода с одним узловым отбором в концевой точке.

$$q_{ik} = Q; \quad d_{ik} = \mathcal{E}^{1/(\alpha+m)} Q^{(1+\beta)/(\alpha+m)}$$

В правой ветви вода по трубопроводу транспортируется в результате разницы пьезометрических отметок уровня воды резервуара 3 ($\Pi_p = H_p$) и резервуара 5 ($\Pi_d = z + H_{св}$). Располагаемый напор, который должен быть израсходован на преодоление гидравлических потерь Σh_{ik} , равен

$$H = H_p - (H_{св} + z_d) = \Sigma h_{ik}.$$

При наличии нескольких узловых отборов, расположенных по длине водовода, соблюдение приведенного равенства возможно при сочетании на участках трубопроводов различных диаметров. Только одно из этих сочетаний отвечает минимуму строительной стоимости.

Для нахождения этого решения подставим в формулу потерь напора

$$h_{ik} = K \frac{q_{ik}^{\beta}}{d_{ik}^m} l_{ik}$$

выражение экономически наивыгоднейшего диаметра

$$d_{ik} = \mathcal{E}^{1/(\alpha+m)} Q^{1/(\alpha+m)} q_{ik}^{\beta/(\alpha+m)}$$

В результате получим выражение для определения экономически наивыгоднейших потерь напора на участке:

$$h_{ik} = K \frac{q_{ik}^{\beta} l_{ik}}{d_{ik}^m} = \frac{K q_{ik}^{\beta} l_{ik}}{Q^{m/(\alpha+m)} q_{ik}^{m\beta/(\alpha+m)} \mathfrak{E}^{m/(\alpha+m)}} = \frac{K q_{ik}^{\alpha\beta(\alpha+m)} l_{ik}}{Q^{m/(\alpha+m)} \mathfrak{E}^{m/(\alpha+m)}}$$

Тогда сумма потерь напора по всем участкам водовода составит:

$$\sum h_{ik} = \frac{K \sum q_{ik}^{\alpha\beta(\alpha+m)} l_{ik}}{Q^{m/(\alpha+m)} \mathfrak{E}^{m/(\alpha+m)}}$$

Из равенства $H = \sum h_{ik}$ можно определить экономический фактор для данного случая:

$$\mathfrak{E} = \frac{\frac{K}{H} \sum q_{ik}^{\alpha\beta(\alpha+m)} l_{ik}}{Q}$$

Тогда экономически наивыгоднейший диаметр гравитационного водовода может быть найден по формуле:

$$d_{ik} = \left(\frac{K}{H} \sum q_{ik}^{\alpha\beta(\alpha+m)} l_{ik} \right)^{1/m} q_{ik}^{\beta/(\alpha+m)}.$$

Следует отметить, что при малых разностях пьезометрических отметок в начальной и конечной точках водовода перекачка по нему заданного расхода может привести к значительному увеличению диаметра и, следовательно, к увеличению строительной стоимости системы. В этом случае может оказаться рентабельным одновременное использование подкачки воды насосами.

Вычисленные экономически наивыгоднейшие диаметры, как правило, не соответствуют ближайшим стандартным диаметрам труб, выпускаемых промышленностью. При применении труб стандартных диаметров приведенные затраты тем больше, чем значительнее отклонение принятого сортаментного диаметра от оптимального.

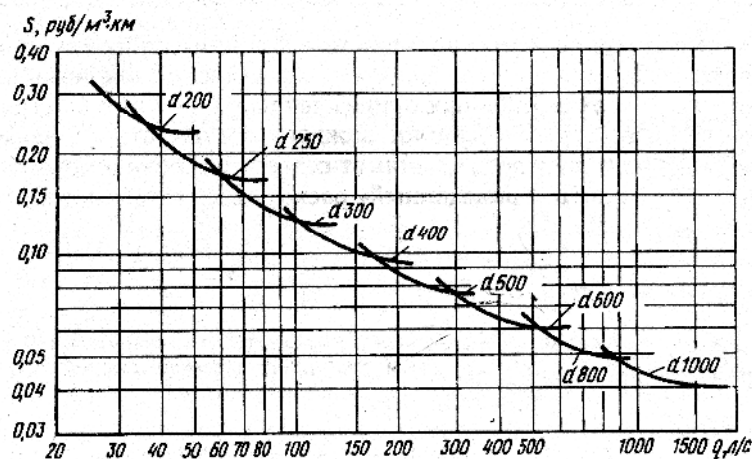


Рис. 6.7. Единичная стоимость транспортировки 1 м³ воды по трубопроводу длиной 1 км

Рис. 6.7, который иллюстрирует экономический расчет стоимости S , руб/(м³·км) транспортировки 1 м³ воды по трубопроводу длиной 1 км, для ряда стандартных диаметров позволяет сделать ряд выводов.

1. Каждый сортаментный диаметр экономически выгодно использовать в диапазоне определенных расходов.

2. В пределах экономического диапазона расходов для каждого диаметра более экономичны большие расходы. Это может быть учтено при проектировании сети с рядом параллельно работающих трубопроводов. Однако одновременно необходимо учитывать ограничения, вызываемые допустимыми предельными напорами в сети и условиями зонирования, не учтенные экономическим расчетом.

3. Большим расходам, транспортируемым по одному водоводу, соответствуют меньшие стоимости транспортировки. Это подтверждает экономичность (при игнорировании условий надежности) транспортировки воды по одиночному трубопроводу.

Для возможности выбора наивыгоднейших стандартных диаметров необходимо найти расходы, при которых приведенные затраты для двух ближайших сортаментных диаметров будут равны. Эти расходы носят название «предельных», они находятся путем сопоставления единичных приведенных затрат для каждого из двух смежных по сортаменту диаметров.

В практике расчетов пользуются таблицами предельных расходов, составленными для конкретных значений экономического фактора $\mathcal{E}$. В этих таблицах приведены верхняя и нижняя границы целесообразности применения каждого сортаментного диаметра. Для возможности использования этих таблиц необходимо предварительно вычислить «приведенный» расход каждого расчетного участка:

$$q_{\text{пр}} = q_{ik} (\mathcal{E} / \mathcal{E}_T)^{\frac{1}{1+\beta}} \approx q_{ik} \sqrt[3]{\mathcal{E} / \mathcal{E}_T},$$

где q_{ik} – расход воды, протекающей по участку; $\mathcal{E}$ – экономический фактор,

определенный для конкретных условий строительства и эксплуатации; Ξ_T – то же, принятый при составлении таблицы предельных расходов.

6.4. Формулы для гидравлического расчета водопроводных труб

Для определения параметров работы системы подачи и распределения воды необходимо знать расходы, транспортируемые по трубопроводам, и соответствующие им потери напора.. Основной формулой, охватывающей случаи напорного и безнапорного движения в каналах и трубах, является следующая:

$$v = C\sqrt{Ri},$$

где C – коэффициент Шези; R – гидравлический радиус; i – гидравлический уклон.

Частным случаем этой формулы при напорном движении является формула Дарси – Вейсбаха, широко применяемая в инженерной гидравлике:

$$h_{ik} = \lambda \frac{l_{ik} v_{ik}^2}{d_{ik} 2g}$$

где h_{ik} – потери напора участка трубопровода; λ – коэффициент гидравлического сопротивления этого участка; l_{ik} и d_{ik} – длина и диаметр трубы участка; v_{ik} – скорость движения воды в трубе; g – ускорение свободного падения.

При расчете водопроводных систем удобнее использовать формулу, в которой скорость заменена расходом:

$$h_{ik} = K \frac{q_{ik}^2 l_{ik}}{d_{ik}^m}$$

где K – коэффициент; q_{ik} – расход воды на участке; m – показатель степени.

Коэффициенты λ , C и K , имеющие одинаковую природу связаны соотношением:

$$\lambda = g\pi^2 K/8 = 8g/C^2.$$

При ламинарном и турбулентном течениях в гладких трубах и в переходной области турбулентного течения в шероховатых трубах λ (K и C) зависит только от числа Рейнольдса, т.е. от скорости, диаметра и вязкости; в переходной

области турбулентного течения – от числа Рейнольдса, шероховатости и диаметра; квадратичной области – от диаметра и шероховатости.

Виды функциональной зависимости коэффициента гидравлического сопротивления λ от числа Рейнольдса, шероховатости и диаметра в различных областях турбулентного течения воды определяются различным соотношением толщины ламинарного слоя и величины выступов шероховатости стенок труб.

Влияние шероховатости внутренней поверхности труб на их гидравлическое сопротивление учитывается различными эмпирическими формулами. Их число весьма велико. При расчете систем водоснабжения широко используются формулы Ф.А. Шевелева полученные на обширных экспериментах, проведенных во ВНИИ ВОДГЕО.

Учитывая, что потери напора h пропорциональны длине водопроводной линии, можно потери напора на единицу длины определять безразмерной величиной – гидравлическим уклоном $i_{jk} = h_{jk}/l_{jk}$.

Ф.А. Шевелевым предложены следующие формулы для определения единичных потерь напора в трубах:

- неновых стальных и чугунных, работающих в квадратичной области при $u \geq 1,2$ м/с

$$i_{ik} = (0,001735 / d_{ik}^{5,3}) q_{ik}^2;$$

- неновых стальных и чугунных, работающих в переходной области при $u < 1,2$ м/с

$$i_{ik} = 0,001735 / d_{ik}^{5,3} (1 + 0,867 / \nu_{ik})^{0,3} q_{ik}^2;$$

- асбестоцементных

$$i_{ik} = 0,00091 / d_{ik}^{5,19} (1 + 3,51 / \nu_{ik})^{0,19} q_{ik}^2;$$

- пластмассовых

$$i_{ik} = 0,0001052 q_{ik}^{1,774} / d_{ik}^{4,774}.$$

Для новых металлических труб, работающих только в переходной области, существуют специальные расчетные формулы. Их использование возможно лишь при наличии уверенности, что в процессе эксплуатации не будут образовываться отложения и наблюдаться внутренняя коррозия.

В связи с ухудшением качества воды в источниках водоснабжения и применением коагулянтов в действующих системах водоснабжения, выполненных из металлических труб, наблюдается интенсивное зарастание их внутренней поверхности. Это приводит к росту гидравлического сопротивления в несколько раз. Поэтому в процессе эксплуатации таких трубопроводов необходимо предусматривать мероприятия по сохранению и восстановлению

пропускной способности трубопроводов. При экономической нецелесообразности или отсутствии технической возможности проведения указанных мероприятий допускается учитывать возможное возрастание сопротивления.

При определении гидравлического уклона железобетонных труб можно пользоваться зависимостями, полученными в ЛИИЖТе под руководством В.С. Дикаревского:

- для виброгидропрессованных

$$i_{ik} = 0,001078 v_{ik}^{1,85} / d_{ik}^{1,19} ;$$

- для центрифугированных

$$i_{ik} = 0,00095 v_{ik}^{1,85} / d_{ik}^{1,19} .$$

В практике расчетов широкое применение находят таблицы, графики и номограммы, которые составлены по приведенным выше формулам. Однако ряд задач делает очень неудобным использование этих формул в явном виде. Например, при выполнении расчетов по увязке водопроводной сети.

Общая формула потерь напора может быть представлена в виде:

$$h_{ik} = S_0 l_{ik} q_{ik}^2 ,$$

где $S_0 = K_{ik} / d_{ik}^m$.

Величина S_0 называется удельным гидравлическим сопротивлением. Гидравлическое сопротивление участка трубопровода $S_{ik} = S_0 l_{ik}$. Если трубы работают в неквадратичной области, то расход (или скорость) в формуле потерь напора имеет некоторую дробную степень, т.е.

$$h_{ik} = S_{ik} q_{ik}^\beta = (K_0 l_{ik} / d_i^m) q_{ik}^\beta$$

Степень β находится в пределах 1,75 – 2. Если формулу потерь невозможно привести к указанному выше виду, то они вычисляются по квадратичной зависимости. После чего в значение потерь напора вводят поправочный коэффициент δ , зависящий от скорости:

$$h_{ik} = S_0 l_{ik} q_{ik}^2 = S_{ik} \cdot \delta \cdot q_{ik}^2 .$$

Рядом авторов были предложены одночленные формулы вида:

$$i_{ik} = K \cdot q_{ik}^\beta / d_{ik}^m ,$$

аппроксимирующие приведенные выше двучленные. Их применение облегчает проведение гидравлических и технико-экономических расчетов.

Так, для неновых металлических труб при скоростях движения воды до 3 м/с, имеющих место на практике, М.М. Андрияшевым предложена формула:

$$i_{ik} = 0,00179 \cdot q_{ik}^{1,9} / d_{ik}^{5,1}$$

Для асбестоцементных труб Н.Н. Абрамовым получена форма:

$$i_{ik} = 0,00118 \cdot q_{ik}^{1,85} / d_{ik}^{4,89}$$

Для вычисления потерь напора при безнапорном движении необходимо определить значение коэффициента Шези (C). Он может быть вычислен по формуле Н.Н. Павловского:

$$C = 1 / n R^y,$$

где n – коэффициент шероховатости труб, принимаемый по табл. 6.1; $R = \omega / \chi$ – гидравлический радиус, соответствующий расчетному наполнению (здесь $\chi = \pi d' \alpha / 360$ – смоченный периметр при расчетном наполнении; α – центральный угол в трубе, соответствующий расчетному наполнению; $\omega = d / 8 (\pi \alpha / 180 - \sin \alpha)$ – площадь живого сечения потока, соответствующая расчетному наполнению); y – показатель степени, определяемый по формуле $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1)$.

Таблица 6.1

Материал трубы	Коэффициент
Бетон и железобетон	0,014
Асбестоцемент	0,012
Чугун	0,013
Сталь	0,012
Пластмасса	0,009
Дерево	0,010

Глава 7. Теоретические основы гидравлического расчета водопроводных сетей

7.1. Задачи гидравлического расчета водопроводных сетей

Целью расчета водопроводной сети является определение диаметров линий сети и потерь напора в них. В том случае, если известны диаметры

характеристики насосных станций, регулирующих емкостей и др., то в результате расчета определяются истинные расходы в линиях сети, действительные подачи воды всеми водопитателями и создаваемые ими напоры, а также давления во всех узлах сети и нефиксированные отборы.

Для сети, которая подлежит расчету, всегда заданы ее конфигурация, длины участков и узловые отборы воды. В основе гидравлического расчета водопроводных сетей лежат положения о том, что распределение воды по линиям сети происходит в соответствии с законами Кирхгофа. В соответствии с I законом Кирхгофа в каждом узле должен соблюдаться материальный баланс, отвечающий принципу сплошности потока. По условиям работы водопроводной сети это означает, что алгебраическая сумма расходов в любом узле сети равна нулю:

$$\sum q_{ik} - Q_i = 0.$$

По II закону Кирхгофа требуется выполнение условия суммарного нулевого изменения перепадов давления (разности потенциалов) в любом контуре системы. Для кольцевой сети это означает, что алгебраическая сумма потерь напора в любом контуре I сети равна нулю

$$\left(\sum S_{ik} q_{ik}^\beta \right)_I = 0,$$

где q_{ik} – расход по участкам водопроводной сети; Q_{ik} – узловые отборы; S_{ik} – гидравлическое сопротивление линии.

Если имеются напорно-расходные характеристики водопитателей $F(Q)_M$ и нефиксированных отборов $F(Q)_K$, расположенных в узлах системы M и K , то в дополнение к уравнению (3.2) имеются уравнения вида

$$F(Q)_M - F(Q)_K = \left(\sum S_{ik} q_{ik} \right)_{MK}^\beta$$

Взаимодействие между водопитателями и нефиксированными отборами осуществляется через потери напора $\left(\sum S_{ik} q_{ik} \right)_{MK}^\beta$ в линиях сети, их соединяющих.

Распределение потоков в кольцевой сети, при котором соблюдаются указанные законы, соответствует минимуму энергии, расходуемой на преодоление потерь напора в трубах.

Прежде чем установить число уравнений I и II законов Кирхгофа, характеризующих потокораспределение в системе, рассмотрим свойства водопроводной сети. Рассматривая геометрические свойства кольцевой сети, можно установить определенную связь между числом ее элементов, т.е. числом колец, узлов и участков. Обозначив число колец через n , число узлов – через m , число участков – через p и число водопитателей и нефиксированных отборов –

через e , можно установить следующую зависимость:

$$p = m + n + e - 1.$$

Это положение является следствием теоремы Эйлера о соотношении между числом граней, вершин и ребер выпуклого многогранника. Оно позволяет установить соотношение между числом уровней I и II законов Кирхгофа при расчете водопроводных сетей и числом неизвестных.

В случае, если диаметры линий сети известны, можно однозначно определить расходы в линиях сети. Искомые расходы q_{ik} (числом p) находятся из совместного решения системы $p = m + n + e - 1$ уравнений I и II законов Кирхгофа, из которых $n + e - 1$ – нелинейных уравнений и $m - 1$ – линейных уравнений. Если характеристик водопитателей и нефиксированных отборов нет, то общее число уравнений определяется соотношением $p = m + n - 1$.

Для разветвленных сетей, не имеющих колец, число уравнений определяется соотношением $p = m + e - 1$. При отсутствии характеристик водопитателей и нефиксированных отборов их число уменьшается до $m - 1$.

При отыскании потокораспределения соблюдение линейных уравнений достигается на стадии предварительного потокораспределения. Обеспечение требований выше приведенных уравнений достигается поиском соответствующего им распределения расходов по линиям сети. Этот поиск носит название гидравлической увязки. Если в процессе увязки характеристики водопитателей и нефиксированных отборов не учитываются, то она называется внутренней; если учитываются – то внешней.

В общем случае, рассматривая уравнения II закона Кирхгофа, становится ясно, что помимо неизвестных q_{ik} , подлежащих отысканию, в них входят также неизвестные диаметры линий d_{ik} . Это вызвано тем, что значения S_{ik} , входящие в формулу потерь напора, выражаются в функции диаметров. Таким образом, любое изменение диаметров линий сети будет приводить к перераспределению расходов, протекающих по ним. С другой стороны, перераспределение расходов приводит к новым диаметрам.

В этой ситуации сталкиваемся (как уже указывалось выше) с задачей технико-экономического расчета. В результате этого расчета отысканию подлежат $2p$ неизвестных: p значений q_{ik} и столько же значений d_{ik} . Для одновременного нахождения всех $2p$ неизвестных недостаточно.

Не обращаясь на данном этапе к методам полного технико-экономического расчета, можно сделать вывод, что гидравлический расчет сетей следует вести, задаваясь диаметрами. Как было видно выше, выбор диаметров отдельных участков сети не может быть произведен совершенно произвольно, так как диаметр, в известной степени, есть функция проводимого трубой расхода. Поэтому для сколько-нибудь точного выбора диаметров необходимо назначать предварительное потокораспределение.

7.2. Первоначальное потокораспределение воды в кольцевых сетях

В отличие от разветвленных сетей, где возможно единственное потокораспределение, отвечающее I закону Кирхгофа, в кольцевых сетях число возможных вариантов – бесчисленное множество. Попытка решить задачу по отысканию наивыгоднейшего потокораспределения, используя лишь критерий экономичности, приводит к превращению кольцевой сети в разветвленную. Однако первоначальное назначение потокораспределения в кольцевой сети является одним из основных этапов ее расчета, так как без знания расходов по линиям сети невозможно назначить их диаметры.

Из всего многообразия возможных вариантов распределения расходов должен быть выбран тот, который позволяет обеспечить подачу заданных количеств воды ко всем потребителям, а также требуемые нормы снабжения водой потребителей при возможных авариях на сети. Принятое решение о потокораспределении весьма важно, так как расходы, соответствующие ему, принимаются как исходные данные при технико-экономическом расчете экономически выгодных диаметров. При дальнейших расчетах и гидравлической увязке сети происходит корректировка в достаточно узком диапазоне расходов. В силу указанных причин, решение о первоначальном потокораспределении является ответственной задачей. Начальное потокораспределение должно быть намечено одновременно для основных расчетных случаев работы сети для возможности выяснения роли отдельных ее участков и пределов нагрузок в них.

Как указывалось выше, вопрос нахождения наивыгоднейшей с экономической точки зрения трассировки сети для систем городского и промышленного водоснабжения не является чрезмерно актуальным. Это вызвано тем, что в значительной мере форма и трасса сети определяются планировкой города, поселка, промышленного предприятия. Известны различные предложения по назначению «наилучшего» потокораспределения. Однако большинство из них нельзя признать удовлетворительными.

С практической точки зрения наиболее простой путь назначения первоначального потокораспределения – это нахождение такого из них, которое удовлетворит нормативным требованиям надежности. Требования надежности учитываются при начальном потокораспределении. Однако их учет на стадии назначения потокораспределения может быть проведен приближенно и требует уточнения, когда диаметры уже назначены.

Обычно принимают следующий порядок назначения начального потокораспределения в сети. На первом этапе приближенно назначают диктующие точки сети, которые располагаются в конце сети на наиболее удаленных и высоких отметках с наибольшими узловыми отборами. Затем намечают основные параллельные пути снабжения от источника питания до диктующих точек. Эти направления можно назвать транзитными. Они, как правило, имеют более короткое направление, чем конкурентоспособные им. После этого намечают расходы воды по основным путям. По возможности основные пути снабжения водой потребителей должны иметь одинаковую проводимость. Из гидравлики известно, что проводимость Π имеет следующую

связь с сопротивлением линии $S \rightarrow P = 1/\sqrt{S}$. При этом соблюдение материального баланса в узлах может быть приближенным. Диаметры перемычек, соединяющие транзитные (магистральные) линии между собой, назначают, исходя из предполагаемой нагрузки, которую они могут иметь в случае аварии на некоторых магистральных линиях. В общем виде назначать потокораспределение следует с учетом надежностных характеристик отдельных участков сети, которые зависят от большого числа факторов. Сбор этих показателей представляет весьма сложную задачу.

После проведения всех перечисленных операций определяют диаметры участков сети на основе технико-экономических расчетов, которые с некоторой степенью приближения можно принять удовлетворяющими требованиям надежности. Для проверки выполнения условий надежности необходимо проведение поверочных гидравлических и надежностных расчетов при уже известных диаметрах.

7.3. Теоретические основы и практические методы внутренней увязки кольцевых сетей

Назначив потокораспределение в линиях сети и выбрав диаметры этих линий, приступают к гидравлической увязке. Обычно с первой попытки найти истинное распределение расходов и потерь напора, соответствующее I и II законам Кирхгофа, не представляется возможным. Для его нахождения необходимо решить систему $(m - 1)$ линейных уравнений I закона Кирхгофа (уравнений баланса расходов в узлах) и n нелинейных уравнений II закона Кирхгофа (уравнений, определяющих равенство нулю потерь напора по независимым контурам).

Увязку кольцевых сетей можно осуществлять по двум принципам в зависимости от того, что принимать за основные неизвестные – расходы или напоры (потери напора). При этом нахождение одной группы неизвестных позволяет единственным возможным образом найти другую группу неизвестных.

Метод, с помощью которого за главные неизвестные принимают, напоры (потери напора), известен как метод «уравнивания расходов». Во втором методе ищутся неизвестные расходы участков q_{ik} . При истинных значениях расходов удовлетворяются уравнения II закона Кирхгофа. Этот метод носит название метода «уравнивания напоров».

Для использования обоих методов увязки необходимо принимать начальные значения неизвестных. При пользовании методом уравнивания напоров необходимо задаваться некоторыми начальными значениями расходов воды в участках сети. Это в наибольшей степени соответствует обычной практической постановке расчета. Эта и другие причины приводят к более широкому использованию в отечественной практике метода уравнивания напоров. Он и будет рассматриваться далее.

Если в кольцевой сети имеется n независимых контуров, то система нелинейных уравнений для них может быть представлена в виде:

$$\begin{aligned}F_1(q_1, q_2, q_3, \dots, q_p) &= 0; \\F_2(q_1, q_2, q_3, \dots, q_p) &= 0; \\F_n(q_1, q_2, q_3, \dots, q_p) &= 0;\end{aligned}$$

Все функции F имеют одинаковый вид: $\sum S_{ik} q_{ik}^\beta$. Система этих уравнений в целом охватывает все участки сети. Однако число уравнений этой системы n меньше числа искомых расходов участков p . Поэтому систему этих уравнений следует рассматривать совместно с системой $m - 1$ линейных уравнений

$$\sum q_{ik} + Q_i = 0.$$

Для решения системы нелинейных уравнений широко используют метод Ньютона и его модификации. Путь решений нелинейных уравнений следующий.

1. Предварительно принимают некоторые значения неизвестных расходов q_{ik}^0 , которые предполагают достаточно близкими к истинным.

2. В качестве расходов q_{ik}^0 принимают расходы, полученные при предварительном распределении с соблюдением I закона Кирхгофа.

3. К предварительно намеченным расходам на участках q_{ik}^0 прибавляют (неизвестные) поправки $\bar{\Delta}q_1$ полагая, что $q_{ik}^0 + \bar{\Delta}q_1$ должны равняться искомому (истинному) значениям расходов q_{ik} (удовлетворяющим нелинейной системе уравнений). Тогда система нелинейных уравнений примет вид:

$$\begin{aligned}F_1(q_1^0 + \bar{\Delta}q_1; q_2^0 + \bar{\Delta}q_2; \dots; q_p^0 + \bar{\Delta}q_p) &= 0; \\F_2(q_1^0 + \bar{\Delta}q_1; q_2^0 + \bar{\Delta}q_2; \dots; q_p^0 + \bar{\Delta}q_p) &= 0; \\F_n(q_1^0 + \bar{\Delta}q_1; q_2^0 + \bar{\Delta}q_2; \dots; q_p^0 + \bar{\Delta}q_p) &= 0.\end{aligned}$$

Здесь неизвестными будут уже не расходы q_{ik} , а поправки к расходам $\bar{\Delta}q_{ik}$.

4. Разложив левую часть уравнений в ряд Тейлора в окрестности точки q_{ik}^0 и ограничившись линейными членами разложения, получим:

$$\begin{aligned}F_1(q_1^0, q_2^0, \dots, q_p^0)_1 + (\partial F_1 / \partial q_1 \Delta \bar{q}_1 + \partial F_1 / \partial q_2 \Delta \bar{q}_2 + \dots + \partial F_1 / \partial q_p \Delta \bar{q}_p) &= 0; \\F_2(q_1^0, q_2^0, \dots, q_p^0)_2 + (\partial F_2 / \partial q_1 \Delta \bar{q}_1 + \partial F_2 / \partial q_2 \Delta \bar{q}_2 + \dots + \partial F_2 / \partial q_p \Delta \bar{q}_p) &= 0; \\F_n(q_1^0, q_2^0, \dots, q_p^0)_n + (\partial F_n / \partial q_1 \Delta \bar{q}_1 + \partial F_n / \partial q_2 \Delta \bar{q}_2 + \dots + \partial F_n / \partial q_p \Delta \bar{q}_p) &= 0\end{aligned}$$

При этом подразумевают, что в полученные выражения производных подставляются первоначально принятые значения неизвестных q_{ik}^0 . Полученная система является системой линейных уравнений относительно поправок Δq_{ik}^0 к

предварительно принятым значениям расходов q_{ik}^0 .

В написанных уравнениях отброшены все члены разложения, кроме линейных. Поэтому для нахождения значений q_{ik} требуется проведение ряда подобных расчетов. При проведении каждого из них в качестве предварительных принимаются расходы, полученные из предыдущего расчета. Таким образом, полученная система линейных уравнений решается методом последовательного приближения.

Наиболее широкое применение в практике получил аналитический метод, предложенный В.Г. Лобачевым и независимо от него Х. Кроссом. Он предусматривает выражение поправок к расходам на участках сети через контурные поправочные расходы Δq_I в отдельных кольцах. При этом в процессе увязки сети автоматически обеспечивается соблюдение I закона Кирхгофа. Сущность этого метода заключается в следующем. Пусть в некоторой сети (рис. 7.1) после предварительного распределения расходов q_{ik} по ее участкам, определения диаметров и гидравлических сопротивлений вычислены потери напора $h_{ik} = S_{ik}q_{ik}^2$ для всех участков сети. Условно принимается квадратичный закон сопротивления. Истинное распределение расходов характеризуется равенством $(\sum h_{ik})_I = 0$ для каждого из колец сети. При этом потерям напора на участках с движением расходов по часовой стрелке (относительно рассматриваемого кольца) присваивается знак плюс, с движением против часовой стрелки – знак минус.

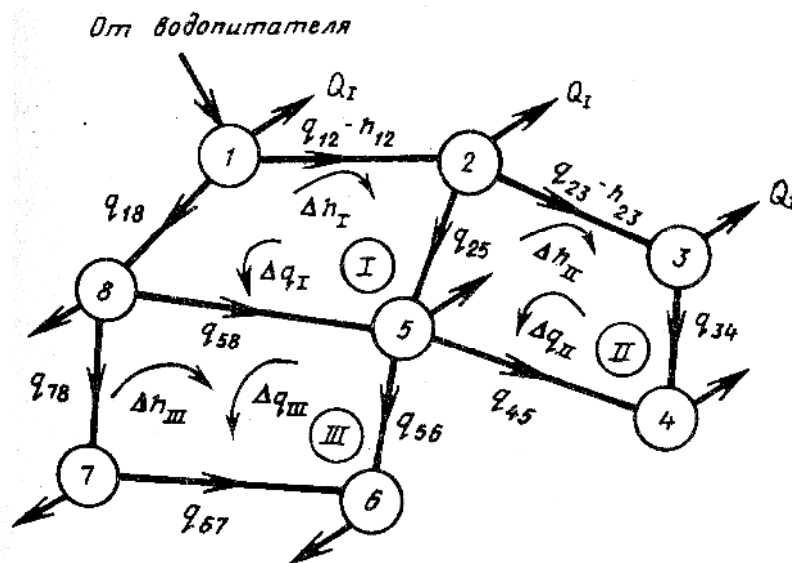


Рис. 7.1. Расчетная схема кольцевой сети

Допустим, что после первоначального распределения расходов величина $(\sum h_{ik})_I$ в отдельных кольцах не равна нулю; предположим, что во всех кольцах их верхние и правые участки (с положительными h_{ik}) оказались перегруженными, а левые и нижние – недогруженными. Тогда алгебраическая сумма потерь напора в кольцах будет равна не нулю, а некоторой величине т.е. $(\sum h_{ik})_I = \Delta h_I$.

Для сети, схема которой представлена на рис. 3.8, получим следующую систему уравнений:

$$\begin{aligned} S_{12}q_{12}^2 + S_{25}q_{25}^2 - S_{58}q_{58}^2 - S_{18}q_{18}^2 &= \Delta h_I; \\ S_{23}q_{23}^2 + S_{34}q_{34}^2 - S_{45}q_{45}^2 - S_{25}q_{25}^2 &= \Delta h_{II}; \\ S_{58}q_{58}^2 + S_{56}q_{56}^2 - S_{67}q_{67}^2 - S_{78}q_{78}^2 &= \Delta h_{III}. \end{aligned}$$

Величина Δh_I представляет собой невязку потерь напора в кольце I ; эта величина и ее знак характеризуют степень отклонения принятого в кольце распределения расходов от истинного (искомого).

Для снижения невязки необходимо уменьшить расходы на перегруженных ветвях каждого кольца и увеличить их на недогруженных, соблюдая при этом баланс расходов в узлах $\sum q_{ik} + Q_i = 0$. Это может быть достигнуто путем переброски некоторых контурных расходов Δq_I по всем кольцам в направлении, обратном знаку невязки. После переброски таких расходов (пока неизвестных) получим следующую систему уравнений:

$$\begin{aligned} S_{12}(q_{12} - \Delta q_I)^2 + S_{25}(q_{25} - \Delta q_I + \Delta q_{II})^2 - S_{58}(q_{58} + \Delta q_I - \Delta q_{III})^2 - S_{18}(q_{18} + \Delta q_I)^2 &= 0; \\ S_{23}(q_{23} - \Delta q_{II})^2 + S_{34}(q_{34} - \Delta q_{II})^2 - S_{45}(q_{45} + \Delta q_{III})^2 - S_{25}(q_{25} - \Delta q_I + \Delta q_{II})^2 &= 0; \\ S_{58}(q_{58} + \Delta q_I - \Delta q_{III})^2 + S_{56}(q_{56} - \Delta q_{III})^2 - S_{67}(q_{67} + \Delta q_{III})^2 - S_{78}(q_{78} - \Delta q_{III})^2 &= 0. \end{aligned}$$

Раскрыв скобки и выполнив некоторые преобразования, имеем для первого кольца уравнение:

$$\begin{aligned} [S_{12}q_{12}^2 + S_{25}q_{25}^2 - S_{58}q_{58}^2 - S_{18}q_{18}^2] - 2[S_{12}q_{12} + S_{25}q_{25} + S_{58}q_{58} + S_{18}q_{18}]\Delta q_I + \\ + 2S_{25}q_{25}\Delta q_{II} + 2S_{58}\Delta q_{III} = 0 \end{aligned}$$

Первый член этого уравнения, заключенный в квадратные скобки, представляет собой невязку в кольце I при первоначально принятых расходах, т.е. Δh_I . Коэффициент при неизвестном расходе Δq_I во втором члене равен $2\sum Sq$ в кольце I ; последние два члена представляют собой неизвестные поправочные расходы смежных колец Δq_{II} и Δq_{III} с коэффициентами, равными $2Sq$ общих участков кольца I со смежными кольцами.

Приведенные выше уравнения могут быть представлены следующим образом:

$$\Delta h_I - 2\sum (Sq)_I \Delta q_I + 2(Sq)_{25} \Delta q_{II} + 2(Sq)_{58} \Delta q_{III} = 0;$$

$$\Delta h_{II} - 2\sum (Sq)_{II} \Delta q_{II} + 2(Sq)_{25} \Delta q_I = 0;$$

$$\Delta h_{III} - 2 \sum (Sq)_{III} \Delta q_{III} + 2(Sq)_{58} \Delta q_I = 0.$$

Получим систему линейных уравнений относительно неизвестных Δq_I , Δq_{II} и Δq_{III} . Величины Δh_I – свободные члены, известные после первого распределения расходов. Эту систему линейных уравнений можно решать любым из существующих способов. Метод Лобачева-Кросса предусматривает предельное упрощение написанной системы уравнений путем исключения из каждого уравнения членов, содержащих Δq_I смежных колец. Тогда для всех колец получаются однотипные равенства вида $2 \sum (S_{ik} q_{ik})_I \Delta q_I = \Delta h_I$. Отсюда вытекает общая формула для приближенного определения искомых неизвестных поправочных расходов:

$$\Delta q_I = \Delta h_I / [2 \sum (S_{ik} q_{ik})_I].$$

При использовании этой формулы упрощается операция вычисления Δq_I в каждом приближении, но требуется увеличение числа последовательных приближений (итераций) для нахождения значений Δq_I , достаточно близких к истинным (дающим увязку сети). При работе труб в неквадратичной области для определения поправочных расходов может использоваться та же формула, но при условии, что в величины S_{ik} участков введены коэффициенты β . Поправочные расходы могут определяться по формуле

$$\Delta q_I = \Delta h_I / \beta \sum S_{ik} q_{ik}^{\beta-1},$$

если потери напора определяли непосредственно по неквадратичной формуле вида

$$h_{ik} = S_{ik} q_{ik}^{\beta}.$$

Существуют различные модификации метода Лобачева-Кросса. Он широко используется при составлении программ расчета водопроводных сетей с применением ЭВМ.

Глава 8. Теоретические основы технико-экономического расчета водопроводных систем

8.1. Общая постановка задачи и методы технико-экономического расчета водопроводных систем

Как указывалось ранее, гидравлические расчеты систем подачи и распределения воды производятся при уже назначенных диаметрах и ставят целью определить истинные расходы в линиях сети, а также соответствующие им величины потерь напора.

В общем виде задача расчета сводится к нахождению такого распределения воды и соответствующих диаметров, которые отвечали бы наибольшей экономичности как сети, так и связанных с ней насосных станций и регулирующих емкостей при соблюдении требований надежности.

В отличие от расчета систем подачи и распределения воды, когда диаметры назначены, при технико-экономическом расчете неизвестными являются как расходы q_{ik} , так и диаметры d_{ik} . Тогда общее число неизвестных расходов и диаметров в системе, имеющей p участков, равно $2p$. В случае нахождения расходов и диаметров все потери напора в линиях сети будут найдены одним, единственным образом. Однако при рассмотрении задачи неизвестные q_{ik} и d_{ik} между собой не связаны и не могут быть выражены одни через другие, так как диаметры труб еще не известны и, следовательно, не известны гидравлические сопротивления участков, которые позволяли бы выразить h_{ik} через соответствующее q_{ik} .

Для нахождения неизвестных могут быть использованы n контурных уравнений типа $\sum h_{ik} = 0$ или $(\sum kq_{ik}^\beta / d_{ik}^m l_{ik}) = 0$, а также $m - 1$ узловых уравнений вида $\sum q_{ik} + Q_i = 0$, т.е. $m + n - 1 = p$ уравнений.

Недостающие p уравнений могут быть получены из условий получения минимума приведенных затрат $P_{пр}$ по системе в целом. Они имеют вид $\partial P_{пр} / \partial d_{ik} = 0$. Число уравнений данного вида при соблюдении условий гидравлических связей будет в сумме равно p . Все величины, входящие в выражение $P_{пр}$, кроме d_{ik} и q_{ik} , принимают для расчета заданными.

Из трех величин q_{ik} , d_{ik} и h_{ik} для каждого участка сети независимыми переменными являются только два. Искомые величины q_{ik} и d_{ik} должны соответствовать наименьшему значению $P_{пр}$. Для этого необходимо исследовать экстремальные значения функции $P_{пр}$. Так как расходы и потери напора в сетях связаны соответственно I и II законами Кирхгофа, задача состоит в определении условного экстремума функции $P_{пр}$ при соблюдении условий увязки: $\sum q_{ik} + Q_i = 0$ для всех узлов и $\sum h_{ik} = 0$ для всех колец сети.

Исследование функции $P_{пр}$ на экстремум показывает, что найти одновременно экономически наивыгоднейшие диаметры и определить расходы воды по линиям водопроводной сети не представляется возможным, так как найденное потокораспределение в сети отвечает не минимуму функции $P_{пр}$, а ее максимуму. Этот же анализ указывает на то, что минимальное значение функция $P_{пр}$ будет иметь в том случае, если кольцевая сеть превратится в разветвленную. Однако применение кольцевых сетей вызывается необходимостью обеспечения определенного уровня надежности работы системы. Для этой цели требуются дополнительные затраты.

Если задаться первоначальным потокораспределением в кольцевой сети, то оказывается, что найденные d_{ik} из уравнений $\partial P_{пр} / \partial d_{ik} = 0$ являются наивыгоднейшими, т.е. соответствуют наименьшему значению $P_{пр}$.

Таким образом, для нахождения экономически выгодных диаметров линий сети требуется знание предварительного потокораспределения, назначаемого из условий обеспечения заданного уровня надежности системы.

Для нахождения экономически выгодных диаметров линий водопроводной сети при заданном потокораспределении существует значительное число методов и их модификаций. В последние годы появился ряд новых методов оптимизационных расчетов водопроводных сетей, базирующихся на построении непрерывных математических моделей и методах дифференциального исчисления.

Наиболее известным из классических методов оптимизации является метод проф. Л.Ф. Мошнина. Сущность этого метода заключается в следующем. Затраты энергии на транспортирование воды в количестве Q по одиночному водоводу без попутных расходов, в котором потери напора равны H , можно выразить: $\mathcal{E} = QH$.

В более общем случае – при рассмотрении водоводов с попутными расходами, разветвленной и кольцевой сети эта формула дает лишь часть затрат энергии, связанных с преодолением трения в трубах. Если подсчитать по этой формуле затраты энергии на транспортировку воды по каждой из линий сети, принимая для каждой из них свое значение q_{ik} и затем просуммировать затраты энергии по всем линиям, то эта сумма будет меньше общих затрат энергии, равных произведению суммарного расхода Q на напор H . Напор H представляет собой сумму потерь напора от начальной точки до конечной «диктующей» точки сети.

Величина QH оказывается больше суммы затрат энергии по каждой из линий сети вследствие существования дополнительных затрат энергии, также связанных с потерями напора в сети. Эти дополнительные потери вызываются тем, что в ряде точек водоразбора сети давление оказывается выше того, которое необходимо для обеспечения нормального водоразбора. Это объясняется тем, что давление в какой-либо точке водоразбора приходится принимать равным сумме свободного напора в «диктующей» конечной точке сети и потерь напора от рассматриваемой точки водоразбора до этой «диктующей» точки. Таким образом, потери напора по какой-либо линии сети вызывают затраты энергии не только на транспортировку воды по этой линии, но и могут вызывать затраты энергии на излив воды в лежащих выше точках водоразбора под давлением, превышающим необходимое.

При определении наивыгоднейших диаметров линий сети необходимо учитывать взаимодействие линий, связанных между собой условиями I и II законов Кирхгофа.

Затраты энергии в той или иной степени зависят от потерь напора в любой из линий сети, независимо от того, входят или не входят линии в тот ход от начала сети до ее конечной точки, по которому определяется величина H . Поэтому вместо того, чтобы определять величину H как сумму потерь напора по какому-либо одному ходу и затем вводить условия «увязки сети», величину H можно представить как функцию потерь напора по всем линиям сети, что аналитически записывается как $H = f(h_{ik})$.

Найдем эту функцию в виде суммы произведений, каждое из которых равно потере напора по одной из линий сети, умноженной на некоторый поправочный коэффициент χ_{ik} , т.е. примем, что $H = \sum \chi_{ik} h_{ik}$, суммирование

распространяется на все линии сети.

Выясним значение коэффициентов x_{ik} . Для этого рассмотрим простейшую разветвленную сеть (рис. 8.1). В сеть через узел поступает вода в количестве Q . В узлах 1 и 2 имеются сосредоточенные расходы q_1 и q_2 . Таким образом, по линии 1–2 протекает расход $q_{1-2} = Q - q_1$; сумма расходов по линиям 2–3 и 2–4 равна расходу по линии 1–2 за вычетом узлового расхода q_2 . Предположим, что рассматриваемая сеть «плоская», т.е. во всех точках водоразбора требуемые пьезометры одинаковы. Неравенство между собой требуемых пьезометров никаких принципиальных изменений в рассматриваемый вопрос не вносит. Если сеть «плоская», то для обеспечения требуемых пьезометров в конечных точках водоразбора необходимо, чтобы пьезометр в узле 1 превышал требуемый пьезометр в одной из конечных точек водоразбора на величину потерь напора от узла 1 до этой точки. Так как в узлах 3 и 4 требуемые пьезометры одинаковы, то при равенстве потерь напора в линиях 2–3 и 2–4 напор в узле 1 будет один и тот же, при подсчете как по точке 3, так и по точке 4.

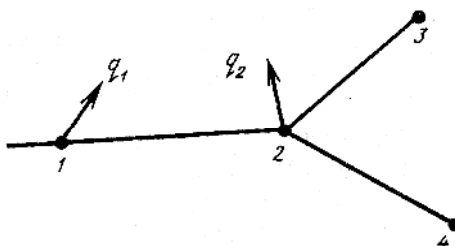


Рис 8.1. Разветвленная сеть

Тогда можно записать

$$H = \sum x_{ik} h_{ik} = x_{1-2} h_{1-2} + x_{2-3} h_{2-3} + x_{2-4} h_{2-4}.$$

Так как по условию «увязки сети» $h_{2-3} = h_{2-4}$, то

$$H = x_{1-2} h_{1-2} + h_{2-3} (x_{2-3} + x_{2-4}).$$

С другой стороны, известно, что

$$H = h_{1-2} + h_{2-3}.$$

Сопоставляя эти два равенства, найдем

$$h_{1-2} + h_{2-3} = x_{1-2} h_{1-2} + h_{2-3} (x_{2-3} + x_{2-4}).$$

Легко убедиться, что это выражение при любых значениях h_{1-2} и h_{2-3} будет справедливо, если окажется, что $x_{1-2} = 1$ и $x_{2-3} + x_{2-4} = 1$. Установленные соотношения показывают, что коэффициенты можно рассматривать как некоторые фиктивные расходы, протекающие транзитом от начала сети до ее

концевых точек. Действительно, если в сеть поступает фиктивный расход, равный 1, то такой же расход будет перетекать по линии 1–2; в соответствии с этим $x_{1-2} = 1$. В узле 2 этот расход разделяется на два, один из которых оттекает, от узла 2 по линии 2 – 3, а второй – по линии 4. Очевидно, сумма этих двух расходов равна 1; в соответствии этим $x_{2-3} + x_{2-4} = 1$

Таким образом, определение коэффициентов x_{ik} можно производить исходя из баланса расходов в узлах сети, рассматривая их как некоторые фиктивные расходы. В общем виде для кольцевой сети, имеющей m узлов, система уравнений баланса фиктивных расходов в узлах будет иметь $m - 1$ уравнение вида $\sum x_{ik} = 0$.

Однако для определения расходов воды по линиям сети недостаточно трех уравнений, которые могут быть получены исходя из баланса расхода воды в узлах. Для получения недостающих уравнений необходимо использовать также условия "увязки сети". В применении к рассматриваемой сети это означает, что для определения коэффициентов x линий надлежит использовать уравнения $h_{2-3} = h_{2-4}$. Для кольцевой сети это условие определится n уравнениями вида $\sum h_{ik} = 0$

Так как

$$x_{ik} = \frac{q_{ik}^{2a/m} \cdot l_{ik}^{(a+m)/m} \cdot h_{ik}^{-(a+m)/m}}{AQ},$$

где

$$A = \frac{P}{(R + E) \cdot b \cdot k^{\alpha/m}}; \beta = 2$$

то

$$h_{ik} = \frac{q_{ik}^{2a/(\alpha+m)} \cdot l_{ik}}{(AQ)^{m/(\alpha+m)}} x^{-m/(\alpha+m)}$$

Поскольку $(AQ)^{m/(\alpha+m)}$ есть величина постоянная, то для каждого кольца

$$\sum q_{ik}^{2a/(\alpha+m)} \cdot l_{ik} \cdot x^{m/(\alpha+m)} = 0$$

Полученная система уравнений есть система контурных уравнений увязки колец по фиктивным расходам x_{ik} . Величину $q^{2a/(\alpha+m)} l_{ik}$ можно рассматривать как фиктивные сопротивления $S_{фик}$. Тогда фиктивные потери напора в линиях сети

$$h_{фик} = S_{фик} x^{m/(\alpha+m)}$$

Увязав сеть по фиктивным расходам, найдем значения x_{ik} , отвечающие I и II

законам Кирхгофа. В общем виде связь между коэффициентами x_{ik} и диаметрами линий имеет вид

$$d_{ik} = \mathcal{E}^{1/(\alpha+m)} (x_{ik} Q)^{1/(\alpha+m)} q_{ik}^{\beta/(\alpha+m)}$$

Округление диаметров до их стандартных значений производится путем определения приведенных расходов с помощью таблиц предельных расходов.

$$q_{\text{пр}ik} = \left(\frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_\tau} \frac{Q x_{ik}}{q_{ik}} \right)^{1/(1+\beta)} q_{ik}$$

Значительная трудоемкость расчетов без применения ЭВМ долгое время сдерживала использование этого метода в полном объеме. В этой связи широко применялись и продолжают применяться приближенные методы отыскания экономически наивыгоднейших диаметров. Они предусматривают, например, использование значений x_{ik} , определенных по результатам их разброски, по линиям сети с соблюдением лишь баланса расходов в узлах. Иногда диаметры линий сети определяются для условий независимой их работы. В этом случае учитывается действительный расход и экономический фактор. Существуют и другие способы приближенного расчета.

Глава 9. Особенности проектирования и расчета зонных систем водоснабжения

9.1. Область применения и основные типы зонных систем водоснабжения

Основным принципом, по которому проектируются и строятся современные системы водоснабжения, является устройство централизованных систем водоснабжения. Создание единого водопровода, охватывающего всех потребителей обслуживаемого объекта или района, как правило, обеспечивает наименьшие затраты средств на сооружение и эксплуатацию системы подачи и распределения воды. Однако в ряде случаев наличие разнородных требований, которые предъявляют отдельные группы потребителей к системе водоснабжения, делает целесообразным вместо единой системы устраивать несколько более или менее самостоятельных систем водоснабжения для обслуживания соответствующих групп потребителей. При этом учитывается различие требований отдельных потребителей к напорам, характер планировки снабжаемых водой объектов и рельеф местности, а в ряде случаев и различие требований к степени водоподготовки.

Снабжение водой подобных объектов обуславливает необходимость производить группировку потребителей по их требованиям к напорам и соответственно разделить единой централизованной системы водоснабжения.

Такое разделение единой системы водоснабжения на отдельные системы для каждой группы потребителей принято называть зонированием систем водоснабжения, а сами системы – зонными.

Зонирование применяется и в городских, и в промышленных водопроводах.

Зонирование водопроводов промышленных предприятий часто обуславливается значительной разницей в требованиях отдельных производственных потребителей к давлениям на вводе; зонирование городских систем водоснабжения – в основном значительной разностью геодезических отметок в пределах территорий города и требуемых напоров в его сети. При этом в случае создания единой системы водоснабжения города вся вода должна подаваться головной насосной станцией под напором, необходимым для снабжения потребителя, требующего наибольшей подачи воды. Это может привести к возникновению в водопроводной сети давлений выше допустимых. Наибольшие давления наблюдаются в районах с пониженными геодезическими отметками и в районах, наиболее близко расположенных к местам подачи воды в сеть.

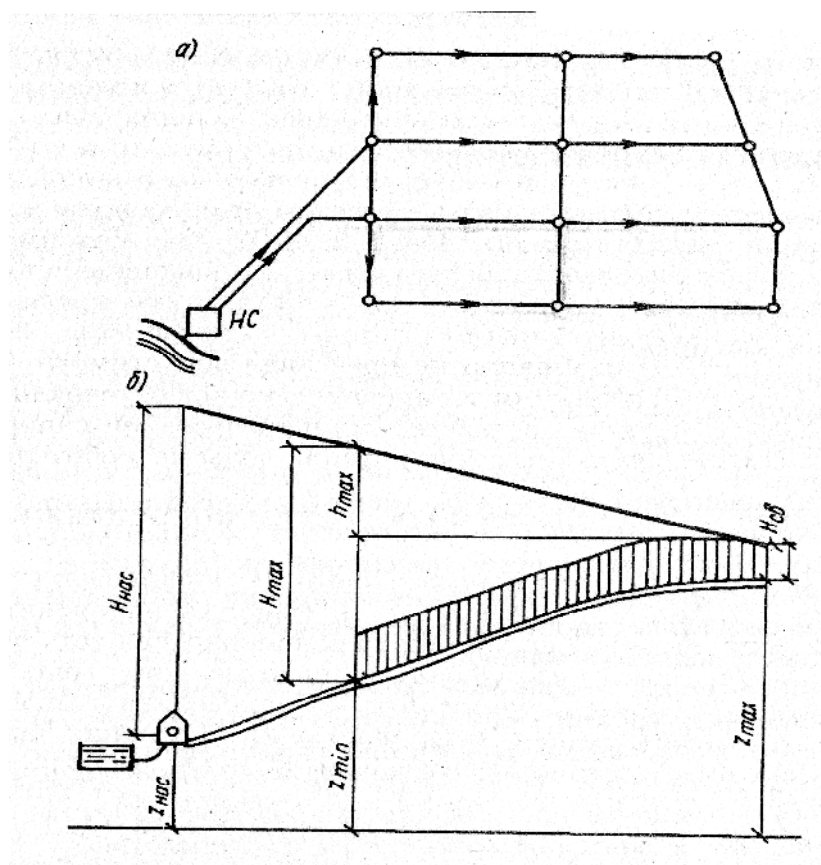


Рис. 9.1. Однотонная система водоснабжения:
а – план; б – пьезометрический профиль

На рис. 9.1 схематически показаны план и пьезометрический профиль сети города при устройстве единой (незонированной) системы водоснабжения. Из рисунка видно, что между максимальным напором в сети H_{max} , разностью

геодезических отметок местности в пределах территории, охватываемой городской водопроводной сетью ($z_{max} - z_{min}$), требуемым свободным напором $H_{св}$ и максимальной потерей напора на преодоление гидравлических сопротивлений в сети h_{max} может быть установлена следующая зависимость:

$$H_{max} = (z_{max} - z_{min}) + H_{св} + h_{max}.$$

Величина H_{max} не должна превышать пределов, которые определяются конструкцией водопроводной сети (материалом и типом труб) и условиями эксплуатации внутренних водопроводов.

Большие давления расстраивают водоразборную арматуру (особенно различные поплавковые краны), повышают размеры утечек и непроизводительные траты воды. С учетом этих соображений и в соответствии с требованием СНиП 2.04.02 – 84* максимальный расчетный напор в наружной магистральной водопроводной сети не должно превосходить 60 м вод. ст. В случае превышения допустимого напора необходимо разделить сеть на зоны, чтобы в пределах каждой из них напор не превышал допустимого. Таким образом, область применения зонирования может обуславливаться как характером рельефа местности, так и допустимыми давлениями в точках отбора воды потребителями.

9.2. Основные типы зонных систем водоснабжения

В зависимости от характера взаимного соединения зон различают системы последовательного и параллельного зонирования. При последовательном зонировании общая водопроводная сеть объекта делится на две последовательно соединенные сети (рис. 9.2). Граница $\delta - \delta$ между зонами I и II определяется значением наибольшего допустимого в сети напора H_I . Головная насосная станция $НС-I$ подает все количество воды $Q_I + Q_{II}$, но под напором H_I , необходимым для снабжения водой первой (нижней) зоны; следующая насосная станция $НС-II$ берет из сети первой зоны количество воды Q_{II} необходимое для второй (верхней) зоны, и подает его под напором H_{II} , необходимым для снабжения водой её потребителей. Таким образом, расход верхней зоны Q_{II} подается транзитом через сеть нижней зоны. Пьезометрические линии при последовательной системе зонирования будут занимать положение $ab\gamma d$.

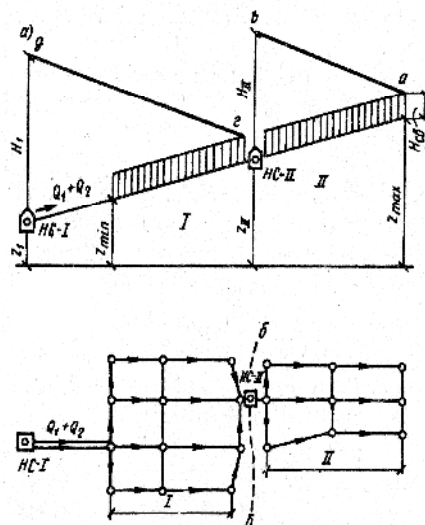


Рис. 9.2. Схема последовательного зонирования:
а – пьезометрический профиль; б – план

При параллельной системе зонирования (рис. 9.3) отдельные зоны включены параллельно. Вода подается в сеть каждой зоны по отдельным водоводам своей группой насосов, установленных на головной насосной станции. Насос нижней зоны I подает расход Q_I под напором H_I необходимым для этой зоны; насос верхней зоны II подает расход Q_{II} под большим напором H_{II} на значительно большую геометрическую высоту. При параллельной системе зонирования пьезометрическая линия для системы верхней зоны будет занимать положение ab , а нижней – положение zb .

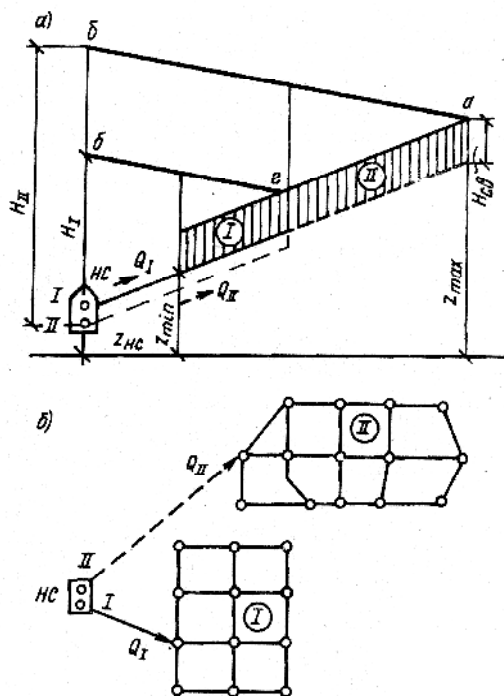


Рис. 9.3. Схема параллельного зонирования:
а – пьезометрический профиль; б – план.

Очевидно, что в пределах каждой зоны при параллельном зонировании напор будет иметь те же значения, что и при последовательном. Однако при параллельной системе напор в водоводе, подающем воду в верхнюю зону, может быть весьма велик и у границы города достигнет того же значения H_{max} , которое было до зонирования сети. При этом большие давления в водоводе не отразятся на условиях работы сети I зоны, так как водовод не имеет присоединений к отдельным водопотребителям этой зоны.

Выбор той или иной системы зонирования зависит от местных условий, от многих технических и экономических факторов и должен производиться на основе сравнения вариантов при условии обеспечения требуемой надежности подачи воды потребителю.

9.3. Техничко-экономическое обоснование зонирования

Необходимость зонирования определяется тремя основными факторами:

а) разностью отметок в пределах снабжаемой водой территории

$$\Delta z = z_{max} - z_{min};$$

б) требуемыми свободными напорами $H_{св}$;

в) потерями напора в сети h_{max} .

Исходя из необходимости обеспечить в сети напоры, допустимые техническими условиями эксплуатации водопровода, расчетная высота зоны, т.е. разность $\Delta z = z_{max} - z_{min}$, не должна быть более $\Delta z_{кр} = H_{max} - h_{max} - H_{св}$. В городских водопроводах максимальный напор H не должен превышать 60 м.

Очевидно, принимая ориентировочно потери напора в сети h_{max} и задаваясь значениями H_{max} и $H_{св}$, можно определить предельную разность геодезических отметок $\Delta z_{кр}$, при которой давление в сети не будет превышать допустимых максимальных.

Если в пределах территории, подлежащей снабжению водой, разность отметок будет соответственно $z_{max} - z_{min} > \Delta z_{кр}$, то давления в неблагоприятно расположенных (критических) точках сети будут выше допустимых, и поэтому система должна быть разбита на зоны.

Техничко-экономический анализ вопросов зонирования, выполненный в работах проф. Н.Н. Абрамова, показал, что весьма часто экономические факторы могут играть решающую роль и применение зонирования может дать значительные сокращения расхода энергии на подъем воды. Это обстоятельство обуславливает применение зонирования и в тех случаях, когда необходимость его не вызывается техническими причинами.

Подход к определению условий, при которых зонирование будет экономически целесообразным, основывается на энергетической оценке систем водоснабжения. Для этого анализируем, на что и в каких количествах расходуется общая энергия, затрачиваемая насосными станциями на подъем

воды.

Рассмотрим простейшую систему в виде одной линии водовода с несколькими отборами Q_i в последовательно расположенных узлах (рис.9.4). Полная энергия, затрачиваемая в единицу времени насосной станцией, может быть выражена произведением:

$$\mathcal{E} = QH,$$

где Q – количество воды, подаваемой насосом в сеть; H – напор, создаваемый насосом.

Полная энергия может быть разделена на три составляющих в зависимости от того, на что расходуется энергия. Во-первых, энергия расходуется на подачу требуемых потребителю количеств воды Q на высоту, определяемую отметкой земли z_i и требуемым свободным напором H_i . Она выражается формулой

$$\mathcal{E}_r = \sum (z_i + H_i)Q_i.$$

Эта часть энергии и является собственно полезно затрачиваемой энергией.

Вторая часть энергии идет на преодоление гидравлических сопротивлений в сети (в основном на трение в трубах). Эта часть энергии теряется в системе, но она необходима для транспортирования воды:

$$\mathcal{E}_m = \sum q_{ik} h_{ik},$$

где q_{ik} – расход на отдельных участках сети; h_{ik} – потеря напора на этих участках.

Величина $\mathcal{E}_m$ определяется для каждой данной системы в результате технико-экономического расчета сети.

Наконец, третья часть энергии тратится совершенно бесполезно при изливе под избыточным по сравнению с требуемым напором

$$\mathcal{E}_y = \sum (Q_i \Delta H_i),$$

где ΔH_i – избыточный напор.

Так, для водовода с попутными отборами воды (см. рис. 9.4) напор H , создаваемый насосами, определяется из условий подачи воды в самую удаленную и высокорасположенную точку 1:

$$H = (z_1 + H_1) + \sum h_{HC-I},$$

где z_1 – отметка земли; H_1 – требуемый свободный напор в точке 1; $\sum h_{HC-I}$ –

сумма потерь напора от насосной станции до точки 1.

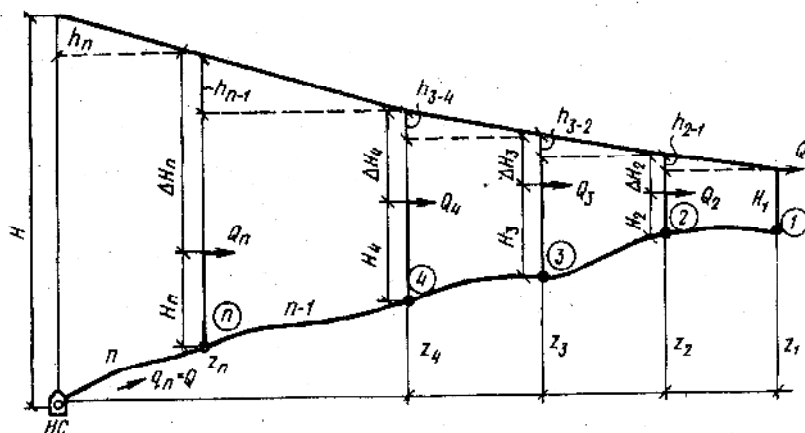


Рис. 9.4. Водовод с попутными отборами воды

Во всех водоразборных точках, расположенных ближе к насосной станции и требующих меньшего напора, излив воды будет происходить под избыточным по сравнению с потребным для этих точек напором. Этот избыточный напор ΔH гасится водоразборной арматурой, сопротивление которой приходится искусственно увеличивать, чтобы получать воду под необходимым напором.

Нетрудно убедиться, что для любой водопроводной системы сумма этих трех компонентов равна количеству гидравлической энергии, создаваемой насосной станцией:

$$\mathcal{E}_r + \mathcal{E}_t + \mathcal{E}_y = \mathcal{E}.$$

Приведенное разделение полной энергии на три составляющие дает возможность установить простой критерий для энергетической оценки системы подачи и распределения воды – коэффициент использования энергии φ :

$$\varphi = (\mathcal{E}_r + \mathcal{E}_t) / \mathcal{E}.$$

Так как величины $\mathcal{E}_r$ и $\mathcal{E}_t$ для данной системы всегда определены (в величину $\mathcal{E}_r$ входит требуемая высота подъема воды, а в величину $\mathcal{E}_t$ – все потери в сети), то величина $\mathcal{E}_y$ получит единственно возможное значение

$$\mathcal{E}_y = \mathcal{E} - \mathcal{E}_r - \mathcal{E}_t.$$

Для существующих или проектируемых сетей несложно определить коэффициент φ . Для любого расчетного случая имеются схемы сети с расходами, приведенными к узловым Q_i , и с указанием для каждого узла располагаемых свободных напоров $H_{св}^1$. Кроме того, зная свободные напоры (принятые по расчетной этажности – $H_{св}$, можно получить избыточные напоры)

$\Delta H_i = H_{св}^1 - H_{сд}$ для всех узлов сети.

Избыточная энергия $\mathcal{E}_y$ может быть вычислена для такой сети по формуле

$$\mathcal{E}_y = \sum \Delta H_i Q_i.$$

Так как для рассчитанной сети известны подача насосов и напор, полная энергия может быть легко определена: $\mathcal{E} = QH$. Следовательно, легко может быть получен и коэффициент использования энергии:

$$\varphi = (\mathcal{E} - \mathcal{E}_y) / \mathcal{E} = 1 - (\mathcal{E}_y / \mathcal{E}).$$

Следует иметь в виду, что при расчете по упрощенной схеме водоотбора с использованием сосредоточенных расходов в узлах магистрали и принятии расчетного свободного напора $H_{св}$ единым для всей территории города величина $\mathcal{E}_y$ (а следовательно, и φ) не будет точно соответствовать действительной величине $\mathcal{E}_y$ в той же системе. Для анализа реальных систем водоснабжения и более точной их энергетической оценки следует учесть переменный режим расходования воды.

Вместе с тем, используя даже приведенный «осредненный» метод энергетической оценки систем подачи и распределения воды, можно установить, в каких именно случаях следует ожидать наиболее низкие значения коэффициентов φ и наибольшие потери энергии $\mathcal{E}_y$. Установлено, что низкие значения φ будут иметь системы, в которых:

- а) отметка местности и требуемые свободные напоры заметно снижаются по мере приближения к водопитателю;
- б) наибольшие отборы воды сосредоточены в районах с низкими отметками и в районах, близко расположенных к водопитателю;
- в) снабжаемая водой территория имеет форму, расширяющуюся по мере приближения к водопитателю;
- г) в пределах снабжаемой водой территории наблюдается значительная разница требуемых свободных напоров для отдельных потребителей.

Низкие значения коэффициента φ и, следовательно, высокие значения бесполезно теряемой энергии $\mathcal{E}_y$ характеризуют недостаточно эффективное использование энергии в анализируемой системе. Для такой системы необходимо рассмотреть вопрос о целесообразности устройства такого водопровода, при котором избыточно затрачиваемая энергия может снижаться за счет уменьшения величины $\mathcal{E}$; при этом уменьшается стоимость энергии, затрачиваемой на подъем воды.

Очевидно, что применение зонирования для повышения экономичности системы целесообразно в том случае, если вызываемое зонированием повышение строительной стоимости системы и стоимости содержания персонала нескольких насосных станций не перекрывает экономии за счет снижения затрат на энергию.

9.4. Выбор системы зонирования

Если вопрос о целесообразности зонирования системы водоснабжения объекта решен положительно, то необходимо правильно и экономически обоснованно произвести выбор системы зонирования (последовательного или параллельного) и определить число зон. Экономически наивыгоднейшее число зон соответствует минимальным приведенным затратам на строительство и эксплуатацию системы. Оно определяется технико-экономическими расчетами при сравнении вариантов разделения систем на отдельные зоны, с учетом соблюдения допустимых давлений в сети.

Основными факторами, влияющими на выбор системы зонирования, являются:

- а) форма территории города;
- б) рельеф местности;
- в) величина и характер изменения уклонов местности в пределах снабжаемой водой территории;
- г) расстояние от водисточника до города.

В системах параллельного зонирования удорожание идет в основном за счет увеличения строительной стоимости водоводов от головной насосной станции до территории зон, а в системах последовательного зонирования – за счет увеличения затрат на строительство и эксплуатацию дополнительной насосной станции. Поэтому если территория снабжаемого водой объекта имеет вытянутую вдоль горизонтальную форму (рис. 9.5), то система параллельного зонирования на зоны *I* и *II*, как правило, более выгодна. При этом укладка водоводов небольшой длины L_1 и L_2 вызовет меньшие расходы, чем устройство дополнительной насосной станции при последовательной системе.

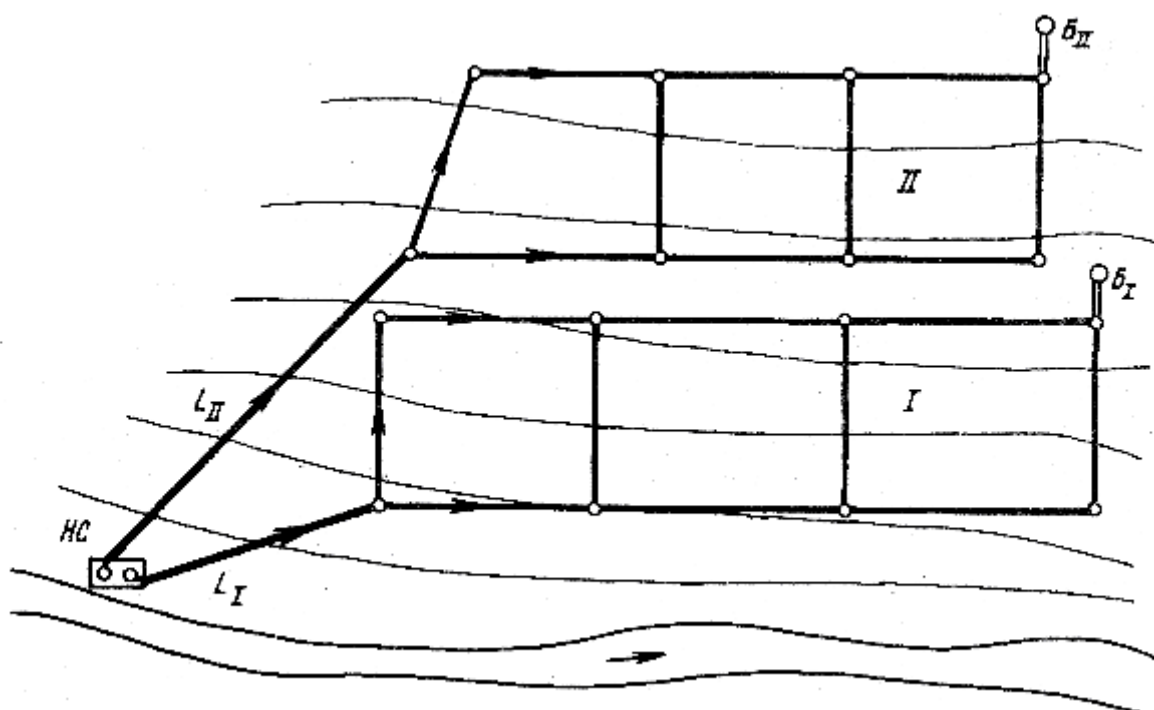


Рис. 9.5. Система параллельного зонирования

Если застройка вытянута в направлении, перпендикулярном направлению горизонталей (рис. 9.6), то более выгодным оказывается последовательное зонирование с устройством отдельных зон *I* и *II* и дополнительной насосной станции вместо укладки самостоятельных водоводов в каждой зоне от головной насосной станции. При сравнении двух вариантов зонирования для какого-либо реального объекта и выборе системы зонирования кроме указанных выше соображений следует иметь в виду достоинства и недостатки каждой из двух систем.

К достоинствам параллельной системы зонирования могут быть отнесены:

а) большая надежность водообеспечения потребителей (по сравнению с последовательной), так как каждая зона имеет независимое питание от головной насосной станции;

б) меньшая стоимость эксплуатации, так как все, насосное оборудование сосредоточено в одной насосной станции.

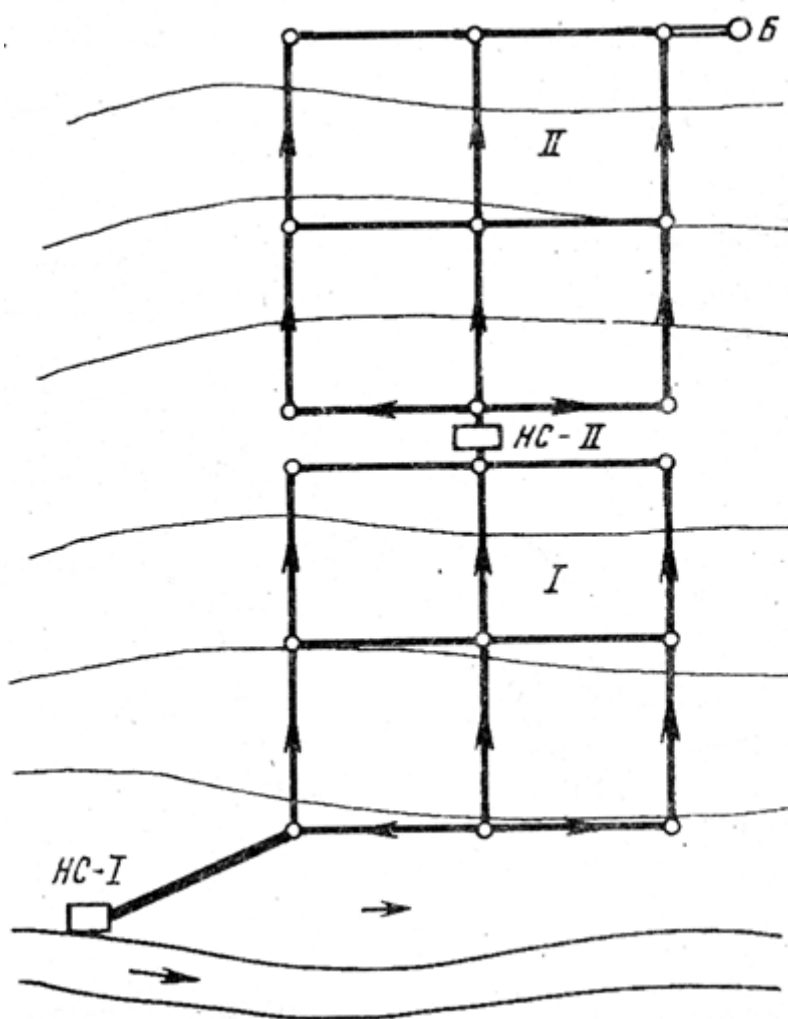


Рис.9.6. Система последовательного зонирования

Недостатками параллельной системы зонирования являются:

а) большая дополнительная длина водоводов до территории каждой зоны, что приводит к увеличению капитальных затрат на их сооружение;

б) высокие по абсолютному значению давления в водоводах и, следовательно, необходимость применения высоконапорных насосов и труб высокой прочности.

К недостаткам системы последовательного зонирования относятся необходимость устройства дополнительных отдельно стоящих насосных станция для каждой зоны и, следовательно, увеличение затрат на строительство и эксплуатацию (в частности, содержание обслуживающего персонала). Кроме того, надежность этих систем ниже, чем систем параллельного зонирования.

В практике проектирования зонных водопроводов сочетание разнообразных местных условий и особенностей снабжаемого водой объекта приводит к устройству смешанных «параллельно-последовательных» систем зонирования. Например, при большой удаленности источника водоснабжения от объекта (рис. 9.7) будет рентабельным устройство насосной станции II подъема и очистных сооружений вблизи города. При этом водоводы по

отношению к обеим зонам включены последовательно, а сети отдельных зон — параллельно.

На рис. 9.8 показан случай, когда *I* и *II* зоны включены параллельно, а *III* зона последовательно присоединена ко *II* зоне.

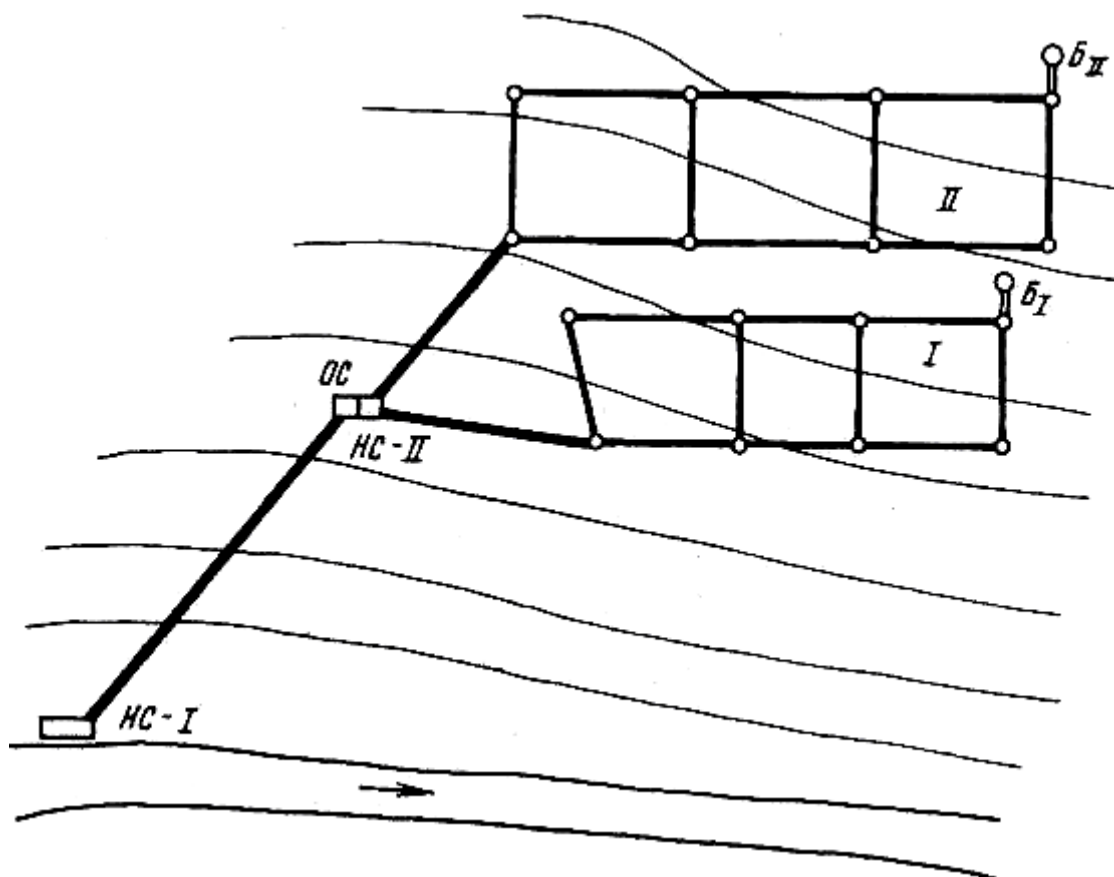


Рис. 9.7. Смешанная система зонирования

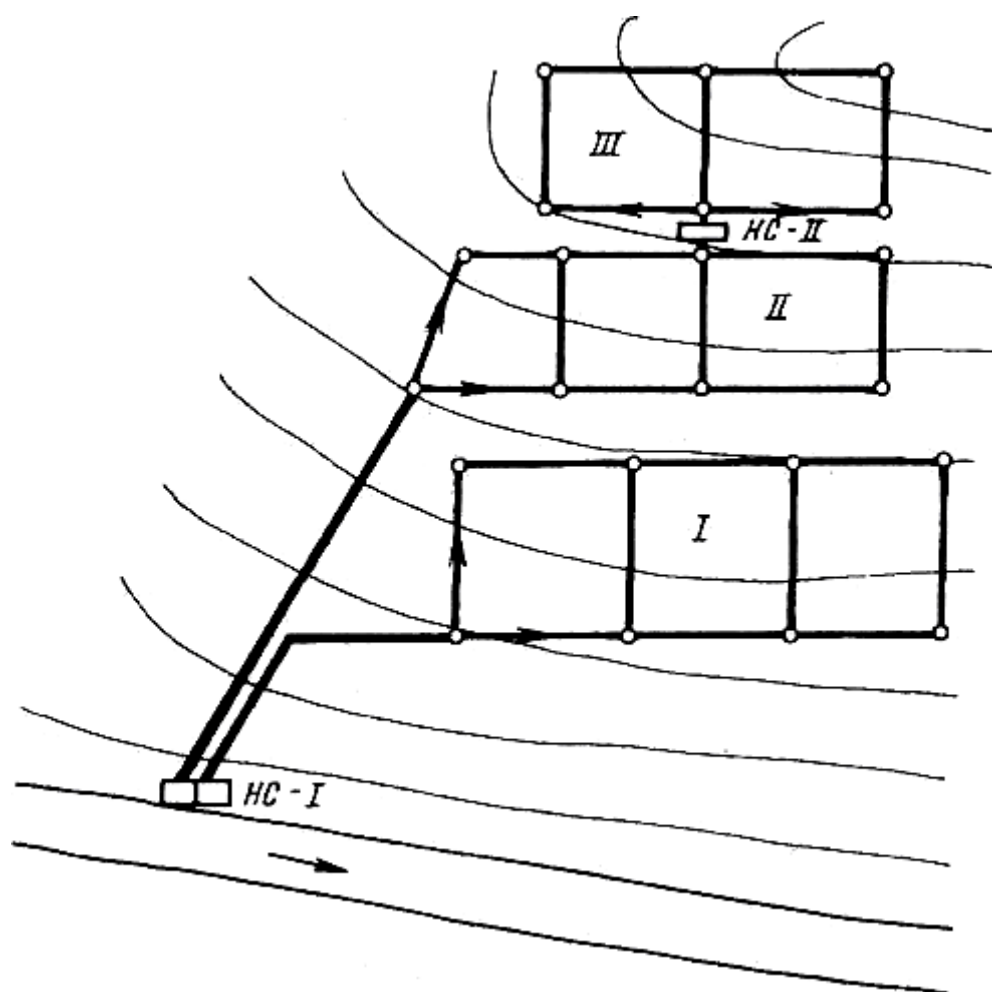


Рис. 9.8. Последовательно-параллельная система зонирования

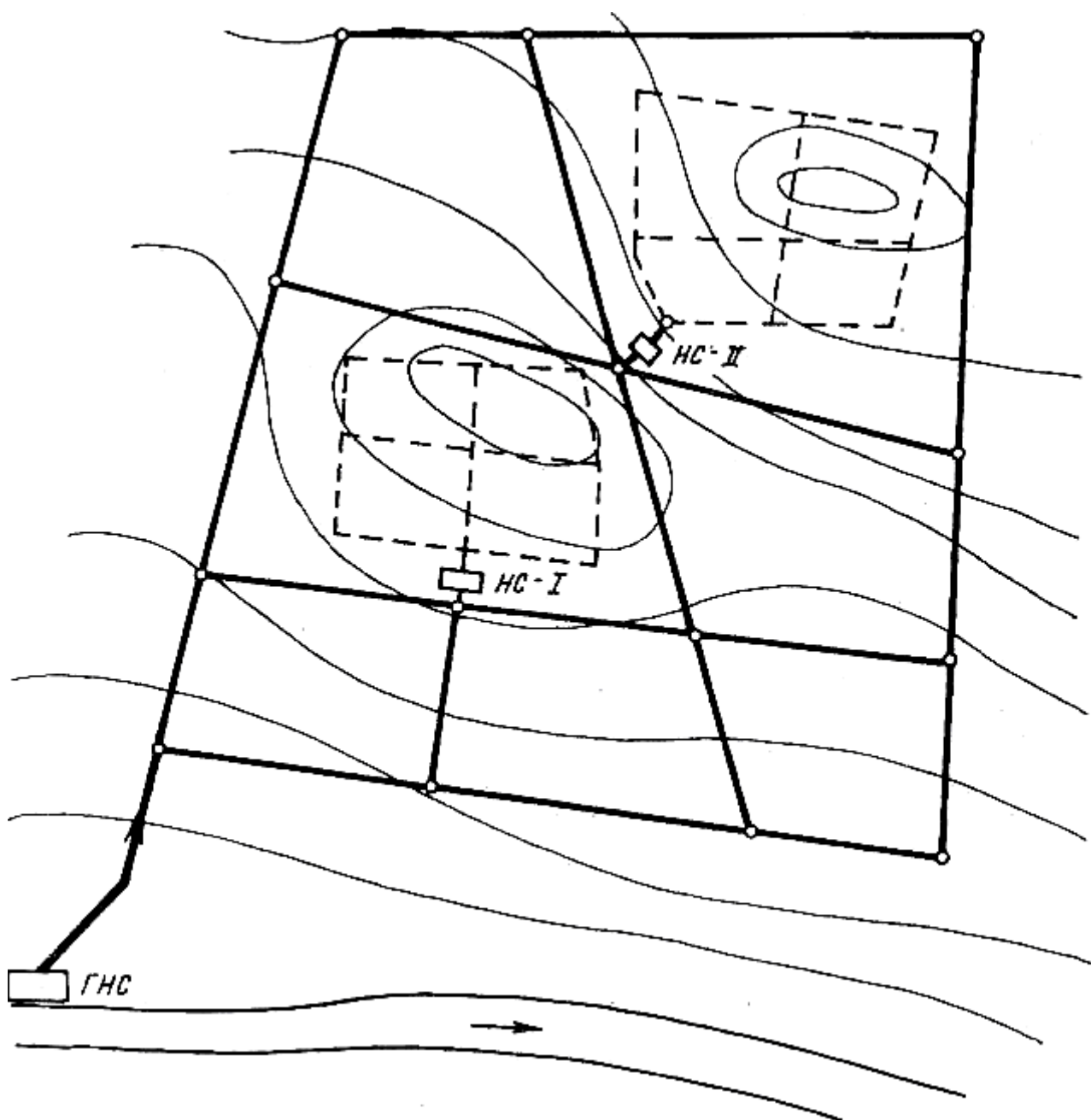


Рис. 9.9. Зонная система со станциями подкачки

В крупных городах, имеющих обширную территорию и сложный пересеченный рельеф местности (рис. 9.9), оказывается выгодным выделять отдельные возвышенные районы в самостоятельные зоны. Эти зоны обычно получают воду из общей городской сети, повышая напор с помощью специальных повысительных насосных подстанций (станций подкачки). Выделение в самостоятельные зоны районов с повышенными отметками позволяет значительно уменьшить напор, создаваемый на головной насосной станции, а следовательно, и затраты на подъем воды. Зонирование водопроводных систем по условиям допустимых давлений применяется не только при большой разности отметок снабжаемой водой территории, но и при большом протяжении сети на местности с плоским рельефом.

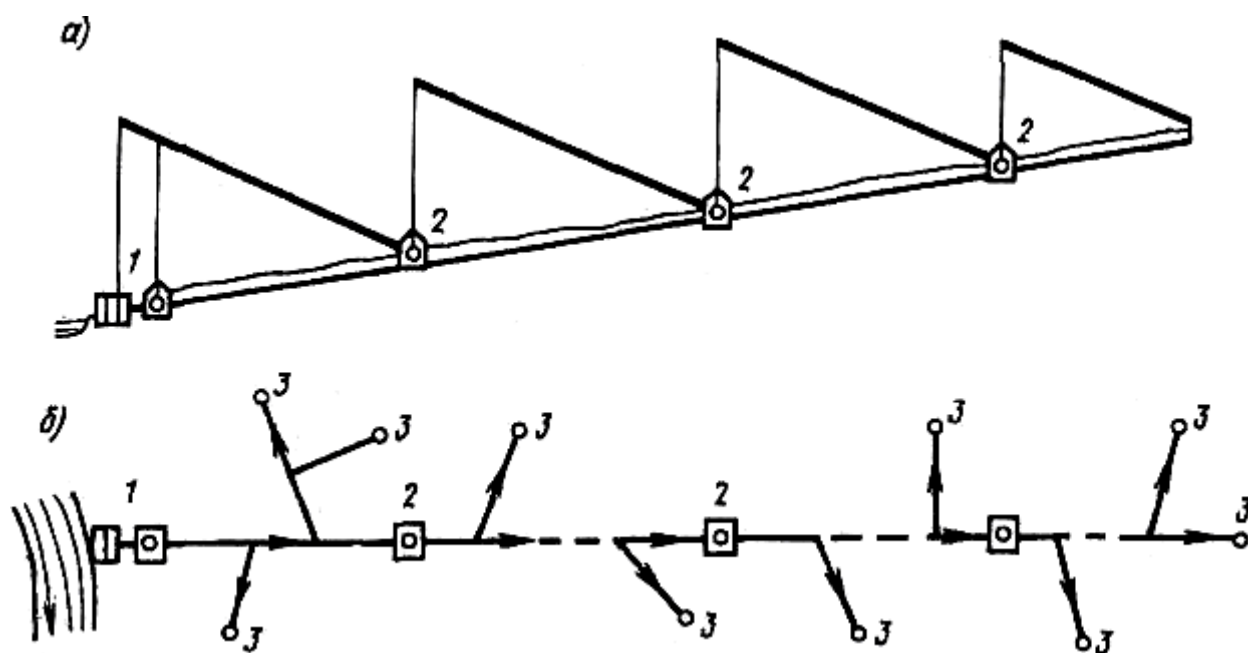


Рис. 9.10. Районная система водоснабжения:
 а – пьезометрический профиль; б – план; 1 – головные сооружения; 2 – насосные станции подкачки; 3 – пункты водопотребления

Значительная протяженность водоводов этих систем приводит к необходимости преодолевать большие потери напора в трубопроводах при относительно малых геометрических высотах. Поэтому при проектировании таких систем решаются вопросы последовательного горизонтального зонирования с устройством насосных станций подкачки нескольких подъемов (рис. 9.10).

Гидравлический расчет зонных систем производится теми же методами, что и расчет обычных водопроводов, но при расчете сетей нижних зон должна учитываться их связь с верхними зонами.