МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное

учреждение высшего профессионального образования

«Тульский государственный университет»

Кафедра «Санитарно-технические системы»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К КУРСОВОЙ РАБОТЕ

по дисциплине

Наружные сети водоснабжения и водоотведения

Направление подготовки: *270800 – "Строительство"*

Профиль подготовки: " *Теплогазоснабжение и вентиляция* "

Квалификация выпускника: *бакалавр*

Тула –2012 г

1 Цели и задачи курсовой работы

Курсовая работа выполняется с целью закрепления знаний по дисциплине «Наружные сети водоснабжения и водоотведения» и развития навыков самостоятельного проектирования системы холодного водоснабжения населенного пункта.

Задачами курсовой работы являются:

- практическое овладение методикой проектирования системы водоснабжения населенного пункта ;
- анализ вариантов схематических решений прокладки трубопроводов и выбор оптимального решения;
- получение элементарных навыков конструкторского проектирования систем водоснабжения и водоотведения;
- выполнение гидравлических расчетов трубопроводов наружного водопровода;
- приобретение практических навыков оформления и выпуска конструкторской документации в соответствии с ГОСТ.

Для решения перечисленных задач необходимо знание не только курса «Водоснабжение и водоотведение II», но и ряда смежных дисциплин, изучаемых в 1-6 семестрах, а также умение пользоваться действующими нормативными документами и справочной литературой

2.1. Тематика курсовой работы

В соответствии с вариантом задания необходимо запроектировать систему водоснабжения населенного пункта. Основное внимание должно быть уделено выбору оптимального варианта схемы сети, технологии выполнения гидравлических расчетов трубопроводов и методике увязки кольцевой водопроводной сети, изложенной в действующих нормативных документах.

2.2. Исходные данные к курсовой работе

Исходные данные для выполнения курсовой работы содержатся в задании на курсовое проектирование.

2.3. Объем курсовой работы

Работа состоит из пояснительной записки и графической части.

Графическая часть работы выполняется на одном листе формата А1 и должна

содержать:

1) генплан и принципиальную схему наружного водопровода населенного пункта;
2) деталировку водопроводной сети;
3) элементы системы водоснабжения (по заданию руководителя работы).

Пояснительная записка должна содержать следующие разделы:

1) расчет водопотребления города и составление сводной таблицы водопотребления.

2) построение графиков водопотребления города и работы насосной станции второго подъема (Н.С.- II).

3) определение емкости и размеров бака водонапорной башни.

4) подготовка сети к гидравлическому расчету.

5) гидравлический расчет (увязка) водопроводной сети города.

6) определение диаметров водоводов, напора насосов и высоты водонапорной башни.

Каждый подраздел в обязательном порядке должен содержать необходимые таблицы, графики и рисунки.

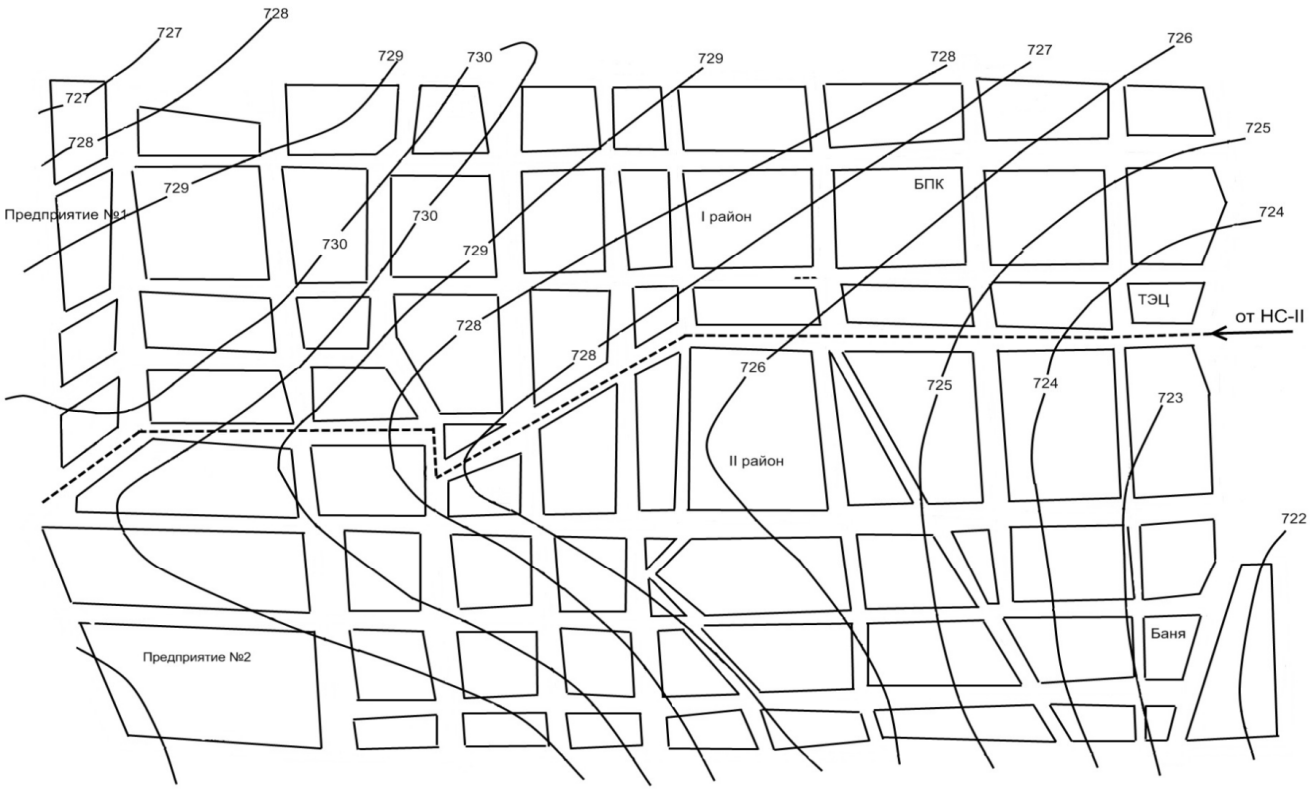


Рис.1.1. Генплан населенного пункта

Глава 1. ПОТРЕБЛЕНИЕ ВОДЫ НАСЕЛЕННЫМ ПУНКТОМ В СУТКИ НАИБОЛЬШЕГО ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ

1.1. Определение максимального суточного расхода воды

Для населенных пунктов проектируются водопроводы хозяйственно-питьевого назначения с целью обеспечения водой жилых, коммунально-бытовых зданий, а также промышленных предприятий. Кроме того, при проектировании водопровода должен учитываться расход воды на нужды пожаротушения.

Расчет сети городского водопровода, определение мощности насосных станций и размеров аккумулирующих емкостей должны быть произведены на максимальную нагрузку системы. Таким расчетным моментом будут сутки наибольшего водопотребления воды городом в конце расчетного периода.

В рассматриваемом примере площадь кварталов города составляет:

-в I районе 76,8 га; во II районе 87,5 га.

Число жителей по районам города с учетом заданной плотности населения составит:

-в I районе 76,8 х 335 = 25728 ≈ 25700 чел:

-во II районе 87,5 х 120 = 10500 чел:

-всего по городу – 36200 чел.

Суточный расход на хозяйственно-питьевые нужды жителей определяется в соответствии с заданием, а количество воды, расходуемой на нужды местной промышленности и неучтенные расходы, допускается принимать дополнительно в размере 10…20 % суммарного расхода на хозяйственно-питьевые нужды [I, табл. I, примечания] в зависимости от особенностей населенного пункта (в данном примере этот расход для I района составляет 10%, а для II района – 15%).

При централизованной системе горячего водоснабжения до 40% общего расхода воды в среднем за сутки подается потребителям из сетей водоснабжения [I, п.2.I, приложения 5]

В рассматриваемом примере I район имеет систему централизованного горячего водоснабжения с питанием от ТЭЦ.

Учитываем, что норма хозяйственно-питьевого водопотребления населенными пунктами на одного жителя в среднем по расходу воды сутки в году состоит из холодной и горячей воды [I, таб.3] причем для района I (с центральным горячим водоснабжение) норма холодной воды 60%, а горячей воды 40% от общей нормы суточного водопотребления.

Для района II (с местными газовыми водонагревателями) принимаем нормы холодной и горячей воды равными, т.е. по 50% от общей нормы суточного водопотребления [I, п.2.I, примечание 5].

Суточная норма холодной воды на одного жителя I района составит 290 л/сут х 0,6 = 174 л/сут, горячей – 250 л/сут х 0,4 – 116 л/сут. Поскольку при расчете берут не средние по расходу воды сутки в году, а сутки наибольшего водопотребления, то нормы расхода холодной и горячей воды следует умножить на коэффициент суточной неравномерности водопотребления К сут.макс. Значение этого коэффициента находится в пределах 1,1…1,3; он учитывает уклад жизни населения, режим работы предприятий, степень благоустройства зданий, изменения водопотребления по сезонам года и дням недели.

Для рассматриваемого примера среднее значение К сут.макс. можно принять равным 1,2, поскольку промышленные предприятия круглогодичного режима работы, степень благоустройства города средняя, населенный пункт находится в центральной части страны. В I районе норма максимального суточного потребления холодной воды на одного человека 174 л/сут х 1,2 = 209 л/сут, а максимальный суточный расход 209 л/сут х 25700 = 536616 л/сут или 5366 м³/сут.

Таким образом, для района суммарный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды в сутки наибольшего водопотребления составит:

5366 м³/сут + 3577 м³/сут = 8943 м³/сут,

А неучтенные расходы составят

8943 м³/сут х 0,1 = 894 м³/сут.

Во II районе населению подается только холодная вода, поэтому по заданной среднесуточной норме расхода воды на одного жителя 195 л/сут х 1,2 х 10500 или 2457 м³/сут, а неучтенные расходы

2457 м³/сут х 0,15 = 369 м³/сут.

Количество воды, необходимой для применения душа, определяется путем расчета потребного количества душевых сеток, принимаемого в зависимости от группы и санитарной характеристики производственных процессов и нормируемого количества человек на одну душевую сетку на промышленных предприятиях принимается равным 500л. [II, приложение 3, п.29]. Поскольку продолжительность пользования душем в последующий час после окончания смены 45 мин., то фактически расход воды в расчетный час составит 375 л. На одну душевую сетку.

Определим, например, для предприятия №1 расход воды душевыми сетками в горячем цехе в I-ю смену.

Известно, что рабочие горячего цеха составляют 55% от общего числа рабочих I-смены, т.е.

2000 чел. Х 0,55 = 1100чел.

Из них душем пользуются 100% от числа рабочих горячего цеха или 1100 чел.

По заданию группа производственных процессов и санитарная характеристика горячего цеха II в, т.е. по норме (табл.11) одна душевая сетка обслуживает 5 человек (в данном примере условно принято , что на предприятиях №1 и №2 в цех работают только мужчины).

Таблица 1.1.

Группы производственных процессов	Расчетное количество человек на одну душевую сетку	
	мужчин	женщин
IIб, IIг, IIIа, IIIв, IIIг	3	3
IIв, IId, IIIб, IVб	5	4
Iв, IIв, IVа	7	6
Iб	15	12

ПРИМЕЧАНИЕ: При устройстве закрытых кабин расчетное количество человек на одну душевую сетку, указанное в настоящей таблице, следует уменьшать на 30%.

Следовательно, в горячих цехах, для предприятий №1 в I-ю смену количество душевых сеток составляет: 1100 чел. : 5 чел. = 220 сеток. Умножая расчетный расход воды одной сеткой на количество сеток, получаем искомую величину расхода:

375 л х 220 = 82500 л или 82,5м³

Произведем подсчет душевых расходов для холодных цехов предприятия №1 в I-ю смену.

Количество рабочих, работающих в холодных цехах:

2000чел – 1100 чел = 900 чел.

Из них душем пользуются 86%, то есть 771 человек. По заданию холодные цехи предприятия №1 относятся к группе производственных процессов III и имеют санитарную характеристику производственных процессов «а», то есть по табл. 1.1 норма составляет 3 чел. На 1 душевую сетку.

Следовательно, в холодных цехах предприятия №1 в первую смену количество душевых сеток составляет:

771 чел. :3 чел. = 257 сеток

Умножая расчетный расход одной сеткой на количество сеток, получаем искомую величину расхода:

875 л х257 = 96400 л или 96,4 м³

Всего на предприятии №1 в I-ю смену расход душевых вод составляет

82,5 м³ + 96,4 м³ = 178,9 м³

Аналогично получаем, что расход воды на работу душевых на предприятии №1 составляет:

во 2-ю смену – 160,8 м³;

в 3-ю смену – 143,2 м³.

Расход воды на хозяйственно-питьевые нужды рабочих на промышленных предприятиях определяется по следующим нормам: в смену на одного работающего 45 л для горячих (тепловыделения более 84 кДж (20 ккал)на 1 м³/ч) и 25 л для остальных цехов [II, приложение 4, п.п.30,31].

Нормы расхода воды на поливку улиц, проездов, площадок и зеленых насаждений в населенных пунктах и на территориях промышленных предприятий следует принимать по данным табл.3 [I]. При отсутствии данных о площадях по видам благоустройства (зеленые насаждения, проезды и т.п.) удельное среднесуточное за поливочный сезон потребления воды на поливку в перерасчете на одного жителя следует принимать 50-90 л/сут. Этот расход зависит от климатических условий, мощности источника водоснабжения, степени благоустройства населенных пунктов и других местных условий [I, табл.3, примеч. I].

Для рассматриваемого примера площадь, подлежащая поливке, в I районе 6 га, из которых 60%, т.е. 3,6 га – это площадь усовершенствованных покрытий, проездов и площадей, а остальная площадь (2,4 га) – площадь газонов и цветников.

Исходя из норм [I, табл.3], расход воды на 2 поливки для первого района в сутки составит:

0,35 х 36000 х 2 + 5 х 36000 х 2 = 25200 + 240000 = 265200 л/сут или 265,2 м³/сут

Для второго района аналогично:

0,45 х 42500 х 2 + 5 х 42500 х 2 = 38250 + 425000 = 463250 л/сут или 463,25 м³/сут.

Всего по городу суточный расход воды на поливку составляет (округленно) 728,45 м³.

Максимальный суточный расход населенным объектом в соответствии с перечнем водопотребителей определяем по нормативным данным (табл. 1.2)

Таблица 1.2.

Водопотребители	Кол-во	Средне сут.норма л/сут	$К_{сум.макс.}$	Норма макс.сут. потребл. л/сут	Макс.сут. расход
1	2	3	4	5	6
I район					
Население (холодная вода)	25700	174	1,2	209	8943
ТЭЦ (горячая вода)	25700	116	1,2	139	3577

Неучтенные расходы	10%				894
II район					
Население (холодная вода)	10500чел	195	1,2	234	2457
Неучтенные расходы	15%				369
Предприятие №1					
Расход технологической воды	-	-	-	-	3500
Расход хозяйственно-питьевой воды:					
-в горячих цехах:	1100	-	-	45	49,50
1-я смена	990	-	-	45	44,55
2-я смена	880	-	-	45	39,60
3-я смена					
-в холодных цехах	900	-	-	25	22,50
1-я смена	810	-	-	25	20,25
2-я смена	720	-	-	25	18,00
3-я смена					
Расход душевых вод:					
-в горячих цехах:	220	-	-	375	82,5
1-я смена	198	-	-	375	74,2
2-я смена	176	-	-	375	66,0
3-я смена					
-в холодных цехах:	257	-	-	375	96,4
1-я смена	231	-	-	375	86,6
2-я смена	206	-	-	375	77,2
3-я смена					
Предприятие №2:	-	-	-	-	1600
Расход технологической воды					
Расход хозяйственно-питьевой воды:	1710	-	-	25	42,75
-в холодных цехах:	1620	-	-	25	40,50
1-я смена					
2-я смена	1140	-	-	45	51,30
-в горячих цехах:	1080	-	-	45	48,60
1-я смена					
2-я смена					
Расход душевых вод:	226	-	-	375	85,5
-в горячих цехах	216	-	-	375	81,0
1-я смена					
2-я смена	171	-	-	375	64,1
-в холодных цехах	162	-	-	375	60,7
1-я смена					
2-я смена					22491,75
Итого:					
	-	-	-	-	728,45
Полив:					
Расход воды в городе					23220,2
ВСЕГО:					

В нормах хозяйственно-питьевого потребления воды населением учитывается и расходы воды на нужды больниц, бань и прачечных [I, п.2.1, приложение 2].

Суточная потребность в воде больницы на 40 коек рассчитывается по формуле:

$$Q_Б = \frac{N*q}{1000} = \frac{450*200}{1000} = 90 \text{ м}^3/\text{сут};$$

где N – количество коек

q – норма потребления на одну койку в соответствии с типом больницы.

Суточная потребность в воде бани на 1100 посетителей рассчитывается по формуле:

$$Q_{БАН} = \frac{N*q}{1000} = \frac{850*290}{1000} = 249{,}4 \text{ м}^3/\text{сут}$$

где N – количество посетителей

q – норма расхода воды на одного посетителя в соответствии с типом бани.

Суточная потребность в воде прачечной производительностью 2000 кг сухого белья в сутки:

$$Q_{ПР} = \frac{A*q}{1000} = \frac{2000*75}{1000} = 150 \text{ м}^3/\text{сут}$$

где A – суточная производительность прачечной

q – расход воды на стирку 1 кг сухого белья.

Расход больницами, банями, прачечными в нормах водопотребления одним жителем. Поскольку потребление воды этими коммунальными предприятиями учитываем отдельно, необходимо их суточные расходы вычесть из потребляемого суточного расхода холодной воды всем районом.

В I районе рассматриваемого примера находится банно-прачечный комбинат (БПК), во II районе – больница. Таким образом, для I района потребление холодной воды населением составит 8943 м^3 – 249,4 м^3 – 150 м^3 = 8543,6 м^3, а для II района – 2457 м^3 – 90 м^3 =2367 м^3.

1.2. Построение графика водопотребления

Большинство водопотребителей забирает воду из сети в разные часы суток неравномерно. Так, население города в ночные часы почти не потребляет воду, зато в некоторые дневные часы расходует большую часть воды. Необходимо так спроектировать водопроводную сеть, чтобы население было обеспечено водой в час максимального водоразбора.

Суточный расход воды населением по часам (график водопотребления) распределяется в соответствии с коэффициентом часовой неравномерности К ч.макс. (приложение 1), который подсчитывается для каждого района города по формуле:

$$К_{ч.макс.} = \alpha_{макс} * \beta_{макс},$$

где $\alpha_{макс}$ – коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия, $\alpha_{макс}$= 1,2…1,4 (для I и II районов $\alpha_{макс}$=1,2)

$\beta_{макс}$ – коэффициент, учитывающий количество жителей [I, табл.2], для I района $\beta_{макс}$=1,18 (25700 человек), для II района $\beta_{макс}$ = 1,3 (10500 человек)

Следовательно, коэффициент часовой неравномерности

для I района равен 1,42
для II района равен 1,56.

Округляем значение каждого коэффициента согласно приложению 1 до ближайшего значения: для I района $К_{ч.макс.}$ = 1,5; для II района $К_{ч.макс.}$ = 1,56.

Расходы воды на производственные нужды промышленными предприятиями должны определяться на основании технологических данных. Приведенные в задании расходы технологической воды двумя предприятиями учитывают, что в каждую смену предприятия потребляют одинаковые количества воды равномерно в течении смены, т.е. часовой расход в любом из восьми часов смены равен 12,5% от расхода на данную смену.

Режим расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды работающих во время пребывания их на производстве зависит от режима работы предприятия, числа смен в сутки, длительности смен, характера производства. В приложении 1 приведены режимы потребления хозяйственно-питьевой воды рабочими на предприятиях, выраженные в процентах, при работе предприятия в одну, две и три смены.

Поливка покрытий, газонов, зеленых насаждений осуществляется поливочными машинами или вручную с помощью шлангов, обычно в два периода по два-четыре часа утром и вечером, но не в часы максимального водопотребления. Поэтому сначала определяется суммарное водопотребление населенным пунктом без полива, а затем суточный расход воды на полив распределяется по часам суток. После этого подсчитывается расход воды за каждый час расчетных суток.

Режим водопотребления больницей зависит от коэффициента часовой неравномерности. В данном случае $К_{ч.макс.}$ = 2,5

По значению $К_{ч.макс.}$ (приложение 1) определяем режим водопотребления больницей.

Бани и прачечные имеют свои запасные емкости, поэтому воду из городского водопровода они забирают равномерно в течение всего периода своей работы.

Приняв, согласно изложенному выше, режим расхода воды в течение суток каждым потребителем, определим режим водопотребления населенным объектом (табл.1.3).

Просуммировав расходы воды всеми потребителями за каждый час, получим часовые расходы воды всем городом. Максимальный часовой расход воды, равный 1471,76 $м^3$/ч, наблюдался в период 16…17 часов.

Для всего населенного объекта коэффициент часовой неравномерности(табл.3):

$$К_{ч.макс.} = \frac{W_{16-17}}{W_{ср}} = \frac{6,34}{4,17} = 1,52$$

На основании данных табл. 1.3 строим ступенчатый график водопотребления населенным пунктом (рис.1.3). Наложив график работы насосной станции на график водопотребления, можно определить второй расчетный момент работы водопроводной сети – час максимального транзита в башню, т.е. час наибольшего превышения подачи воды насосной станцией над водопотреблением населенным объектом. Если окажется, что в течение суток два или несколько часов с одинаковыми значениями максимального транзита, то для расчета следует принять тот час, в который водопотребление городом наибольшее.

Таким образом, установление того, какой именно час суток является расчетным часом максимального транзита, возможно лишь путем сравнения режимов суточного водопотребления и подачи насосной станцией.

Таблица 1.3. Режимы водопотребления отдельными потребителями и населенным объектом в целом

смена	часы	I район				II район		Неучтенные расходы				Больница		БПК		Предприятие №1			
		Население хол.вода		ТЭЦ гор.вода		Население хол.вода		I район		II район						Технологич. вода		Хоз.пит.вода горяч.цеха	
		%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	%	м³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	0-1	1,5	128,15	4,17	149,05	1,65	59,05	4,17	37,25	4,17	15,38	0,4	0,36	-	-	12,5	145,82	16	6,34
	1-2	1,5	128,15	4,17	149,05	1,65	59,05	4,17	37,25	4,17	15,38	0,4	0,36	-	-	12,5	145,82	10	3,96
	2-3	1,5	128,15	4,17	149,05	1,9	44,97	4,17	37,25	4,17	15,38	0,6	0,54	-	-	12,5	145,81	14	5,44
	3-4	1,5	128,15	4,17	149,05	3,35	79,29	4,17	37,25	4,17	15,38	0,6	0,54	-	-	12,5	145,81	18	7,23
3-я	4-5	2,5	215,59	4,17	149,04	3,6	85,21	4,17	37,25	4,17	15,38	2,3	2,07	-	-	12,5	145,81	0	0
	5-6	3,5	299,02	4,17	149,04	4,2	99,41	4,17	37,25	4,17	15,38	5,8	5,22	-	-	12,5	145,81	10	3,96
	6-7	4,5	384,46	4,17	149,04	3,2	123,08	4,17	37,25	4,17	15,38	5,8	5,22	-	-	12,5	145,81	14	5,44
	7-8	5,5	469,89	4,17	149,04	6,2	146,75	4,17	37,25	4,17	15,38	5,8	5,22	6,25	24,97	12,5	145,81	18	7,23
	8-9	6,25	533,97	4,16	149,04	6,1	144,38	4,16	37,25	4,16	15,37	2,5	2,25	6,25	24,97	12,5	145,88	16	7,92
	9-10	6,25	533,97	4,17	149,04	4,8	115,61	4,17	37,25	4,17	15,38	2,5	2,25	6,25	24,97	12,5	145,88	10	4,95
	10-11	6,25	533,97	4,16	149,04	4,7	111,24	4,16	37,25	4,16	15,37	7,0	6,3	6,25	24,97	12,5	145,88	14	6,93
	11-12	6,25	533,97	4,17	149,04	4,7	111,24	4,17	37,25	4,17	15,38	9,6	8,64	6,25	24,96	12,5	145,88	18	8,91
1-я	12-13	5,0	427,18	4,16	149,04	4,3	101,78	4,16	37,25	4,16	15,37	9,6	8,64	6,25	24,96	12,5	145,87	0	0
	13-14	5,0	427,18	4,17	149,04	3,2	75,74	4,17	37,25	4,17	15,38	7,0	6,3	6,25	24,96	12,5	145,87	10	4,95
	14-15	5,5	469,89	4,16	149,04	3,5	87,84	4,16	37,25	4,16	15,38	5,2	4,68	6,25	24,96	12,5	145,87	14	6,93
	15-16	6,0	512,61	4,17	149,04	4,3	101,78	4,17	37,25	4,17	15,38	5,2	4,68	6,25	24,96	12,5	145,87	18	8,91
	16-17	6,0	512,61	4,16	149,04	5,8	137,28	4,16	37,25	4,16	15,38	2,5	2,25	6,25	24,96	12,5	145,82	16	7,13
	17-18	5,5	469,89	4,17	149,04	6,5	153,85	4,17	37,25	4,17	15,38	2,5	2,25	6,25	24,96	12,5	145,82	10	4,46
	18-19	5,0	427,18	4,16	149,04	6,55	155,03	4,16	37,25	4,16	15,38	7,0	6,3	6,25	24,96	12,5	145,81	14	6,24
2-я	19-20	4,5	384,46	4,17	149,04	5,95	140,83	4,17	37,25	4,17	15,38	7,0	6,3	6,25	24,96	12,5	145,81	18	8,01
	20-21	4,0	341,74	4,16	149,04	4,0	94,68	4,16	37,25	4,16	15,38	7,0	6,3	6,25	24,96	12,5	145,81	0	0
	21-22	3,0	256,4	4,17	149,04	3,8	89,95	4,17	37,25	4,17	15,38	2,3	2,07	6,25	24,96	12,5	145,81	10	4,46
	22-23	2,0	170,87	4,16	149,04	2,4	56,80	4,16	37,25	4,16	15,38	0,8	0,72	6,25	24,96	12,5	145,81	14	6,24
	23-24	1,5	128,15	4,17	149,04	1,85	39,05	4,17	37,25	4,17	15,38	0,6	0,54	-	-	12,5	145,81	18	8,01
ИТОГО		100	8543,6	100	3577	100	2357	100	894	100	369	100	90	100	399,4	300	3500	300	133,65

Продолжение Таблицы 1.3.

Предприятие №1				Предприятие №2								ИТОГО	Полив		ВСЕГО	
Хоз.пит.вода холодные цеха		Душевые расходы		Технологическая вода		Хоз.питьевые воды горячие цеха		Хоз.питьевые воды холодные цеха		Душевые воды						
%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	%	м³	м³	%	м³	%	м³
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
11	1,98	100	160,8	-	-	16	7,78	11	4,46	100	141,7	838,13	12,5	91,05	4,01	929,18
7	1,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-		520,28	12,5	91,05	2,63	611,33
15	2,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	529,29	12,5	91,06	2,67	620,34
22	3,96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	566,66	12,5	91,06	2,83	657,72
0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	848,33	12,5	91,06	3,18	739,41
7	1,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	756,33	12,5	91,06	3,65	847,41
15	2,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	868,38	-	-	3,74	869,38
23	4,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1005,68	-	-	4,33	1005,68
11	2,47	100	143,2	12,5	100	7	3,6	0	0	-	-	1310,3	-	-	5,64	1310,3
7	1,57	-	-	12,5	100	10	5,13	7	3,00	-	-	1137,0	-	-	4,90	1137,0
15	3,38	-	-	12,5	100	14	7,18	15	6,41	-	-	1147,92	-	-	4,94	1147,92
22	1,95	-	-	12,5	100	18	9,24	22	9,4	-	-	1158,86	-	-	4,99	1158,86
0	0	-	-	12,5	100	0	0	0	0	-	-	1010,09	-	-	4,35	1010,09
7	1,58	-	-	12,5	100	10	5,13	7	3,00	-	-	996,38	-	-	4,29	996,38
15	3,38	-	-	12,5	100	14	7,18	15	6,41	-	-	1053,81	-	-	4,54	1053,81
23	5,17	-	-	12,5	100	18	9,23	23	9,83	-	-	1124,71	-	-	4,84	1124,71
11	2,23	100	178,9	12,5	100	7	4,61	11	4,7	100	149,6	1471,76	-	-	6,34	1471,76
7	1,41	-	-	12,5	100	10	4,86	7	2,84	-	-	1112,01	-	-	4,79	1112,01
15	3,04	-	-	12,5	100	14	6,8	15	6,07	-	-	1083,1	-	-	4,66	1083,1
22	4,45	-	-	12,5	100	18	8,75	22	8,91	-	-	1034,15	-	-	4,45	1034,15
0	0	-	-	12,5	100	0	0	0	0	-	-	915,15	-	-	3,94	915,15
7	1,4	-	-	12,5	100	10	4,86	7	2,84	-	-	834,43	-	-	3,53	834,43
15	3,04	-	-	12,5	100	14	6,8	15	6,07	-	-	722,98	12,5	91,06	3,52	814,04
23	4,67	-	-	12,5	100	18	8,75	23	9,31	-	-	645,97	12,5	91,06	3,18	757,05
300	60,76	300	4829	200	1600	200	99,9	200	83,25	200	291,3	22491,75	100	728,46	100	23220,2

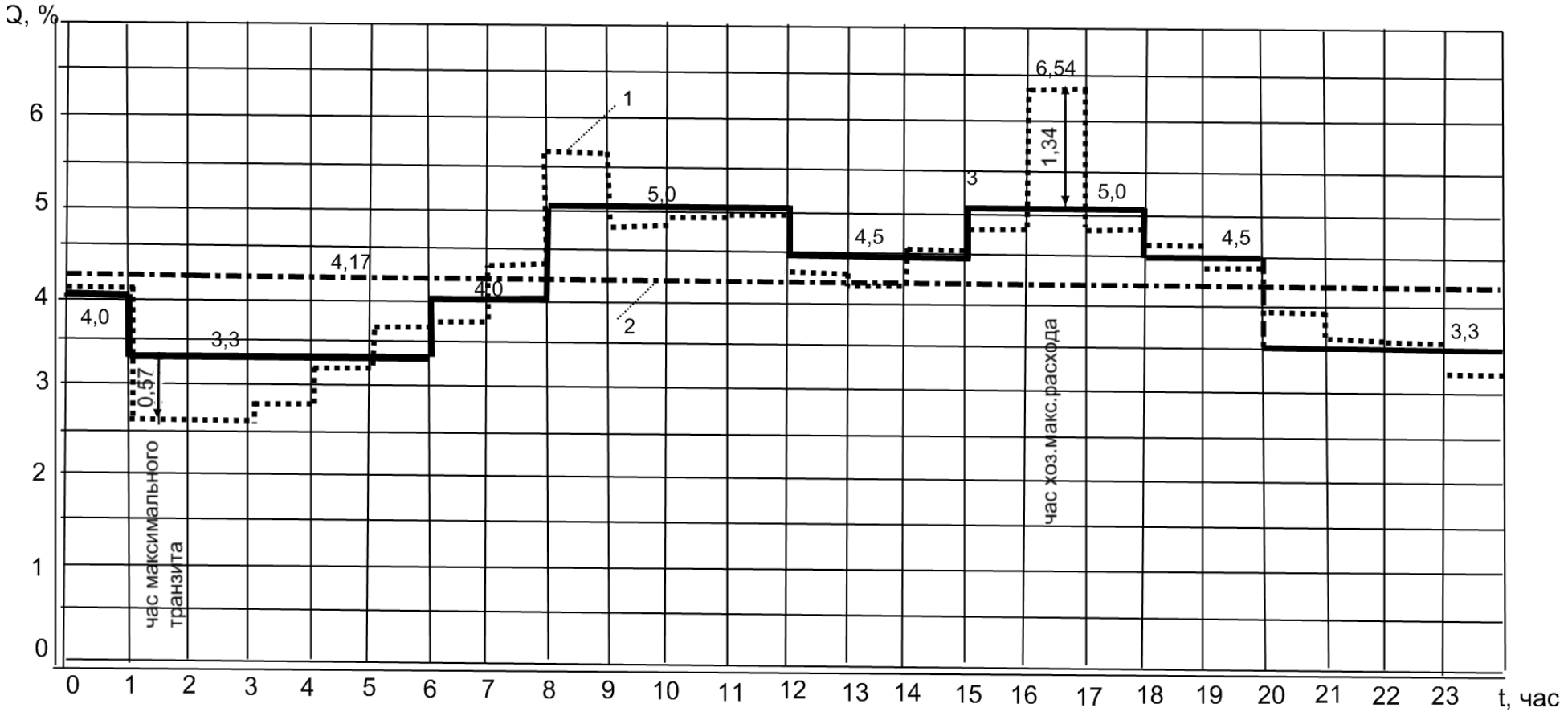


Рис.1.2. Ступенчатые графики водопотребления населенным пунктом и подачи воды насосной станцией II подъема

1- потребление воды из сети
2- равномерная подача воды в сеть
3- неравномерная подача воды в сеть

Из рассмотрения графиков водопотребления населенным пунктом и подачи воды насосной станцией II подъема (рис.1.2) следует, что наибольшие превышения подачи над потреблением имеются в часы 1…2; 2…3; 3…4; 6…7; 23…24; причем часовые транзитные расходы воды для этих часов, равные равномерности подачи и потребления, соответственно составляют (в процентах от суточного расхода) 0,67; 0,63; 0,47; 0,26; 0,32. Следовательно час 1…2, в который имеется наибольшее превышение подачи над потреблением (0,67%), является расчетным часом максимального транзита.

1.3.Сосредоточенные и равномерно-распределенные расходы воды

Максимальное часовое потребление воды городом (1471,76м^3 или 6,34 от расхода в сутки максимального водопотребления) принимают за расчетный расход при гидравлическом расчете сети городского водопровода.

В гидравлическом расчете сети городского водопровода потребление воды принимается как равномерно-распределенное или сосредоточенное (табл.1.4).

Равномерно-распределенный расход – это расход равномерно забираемой воды по всей длине водопроводной сети. К такому виду расходов воды относятся расходы, потребляемые населением, неучтенные расходы, расходы, используемые для полива проездов, площадей и зеленых насаждений, а также расходы, забираемые потребителями (общественно-коммунальными зданиями, фонтанами м т.п.), если их расчетное значение составляет не более 0,5 л/с. Если расчетный расход воды какого-либо потребителя превышает 0,5 л/с, то он относится с сосредоточенным.

Характер разбора воды из сети оказывается существенное влияние на режим ее работы.

В расчетный час (16…17 часов) из сети городского водопровода воду забирают такие потребители, как население I и II районов города, предприятия №1 и 2, больница, баня ТЭЦ, прачечная (табл.1.3.)

Табл.1.4.

Водопотребители	Расход воды в час максимального потребление			
	Равномерно-распределенный		Сосредоточенный	
	Максимальный часовой м^3/ч	Расчетный секундный л/с	Максимальный часовой м^3/ч	Расчетный секундный л/с
1	2	3	4	5
Население: I район II район	 512,61 137,28	 142,4 38,13	 - -	 - -
ТЭЦ I район				
Неучтенные расходы: I район II район	 37,25 15,38	 10,35 4,27		
Больница	-	-	2,25	0,625
БПК	-	-	24,96	6,98
Предприятие №1 Предприятие №2	- -	- -	334,08 258,91	92,8 71,92
ИТОГО:	-	195,15	-	213,68
ВСЕГО:	195,15+213,68=408,83 л/с			

Проверка: $\frac{1471,76*1000}{3600}$=408,88 л/с

Из табл.1.43 и 1.4. видно, что в час максимального потребления воды городом в сети водопровода расчетный расход представляет собой сумму расчетного равномерно-

распределенного $Q_{рр}$(195,15 л/с) и расчетного сосредоточенного $Q_с$(213,63 л/с) расходов;

$Q = Q_{рр}+Q_с = 195,15+231,68 = 408,83$ л/с.

Аналогичные распределения расхода воды следует проводить и в другие расчетные часы работы сети наружного водопровода населенного объекта.

Для подготовки данных для расчета сети на работу в час максимального транзита составляется таблица 1.5, куда заносятся из таблицы 1.3 по строке для часового периода 1-2 расчетный час максимального транзита) все водопотребители, забирают воду из сети именно в этот час.

Так, в таблице 1.5 отсутствует водопотребитель «Предприятие №2», поскольку час максимального транзита попал в период третьей смены, когда это предприятие (по заданию) не работает, хотя в час максимального водопотребления (таблица 1.4) этот потребитель производил водоотбор из сети.

В час максимального водопотребления расход на полив отсутствовал, а в расчетный час транзита он есть и поэтому должен быть занесен в таблицу 1.5.

Табл.1.5.

	Расход воды в час максимального транзита			
	Равномерно-распределенный		Сосредоточенный	
	часовой $м^3/ч$	Расчетный секундный л/с	часовой $м^3/ч$	Расчетный секундный л/с
Население: I район II район	 128,15 39,05	 35,60 10,85	 - -	 - -
ТЭЦ I район	-	-	149,05	41,4
Неучтенные расходы: I район II район	 37,25 15,38	 10,35 4,27		
Больница	0,36	0,1	-	-
Предприятие №1	-	-	151,04	41,95
Полив	91,05	25,29	-	-
ИТОГО:	-	96,46	-	83,35
ВСЕГО	84,46+83,35=169,81л/с			

Проверка: $\frac{611,33*1000}{3600}$ = 169,81 л/с

Глава 2. ТРАНССИРОВКА МАГИСТРАЛЬНОЙ СЕТИ

Одним из важнейших условий правильного проектирования водопроводной сети является обеспечение такого потокораспределения, при котором удовлетворяется требование надежности. Это означает, что при выходе из строя отдельных участков сети подача по остальным линиям будет снижена не более чем на 30…50%, а в наиболее неблагоприятной точке – не более, чем на 75% расчетного расхода с минимально свободным напором в этой точке не менее 10м. Причем общее снижение подачи воды на объект может быть не более 30% [I, п.8.6.].

Трассировка магистральной сети – это придание очертанию водопроводной сети технически целесообразной и экономически выгодной геометрической формы в соответствии с планом населенного пункта [рис.2.1].

Многообразие планов населенных пунктов и взаимного расположения водопотребителей затрудняет определение наиболее целесообразной конфигурации магистральной сети и проведение для этой цели технико-экономических расчетов. Сформулируем лишь основные требования к трассировке сети:

1. Подача воды к крупным потребителям должна осуществляться кратчайшим путем. Для этого вдоль города должны прокладываться не менее двух магистральных линий с расстоянием между ними 300…600м, транспортирующих воду от места подачи ее в сеть по наиболее удаленных районов.
2. Водопроводная сеть должна обеспечивать бесперебойную подачу воды. Для этого магистральные линии должны соединяться между собой перемычками с расстоянием между ними 400.800м. Магистральные линии и перемычки должны образовывать кольцевую сеть.
3. Магистральные линии должны проходить по наиболее возвышенным местам города для уменьшения давления в трубах.
4. Кольца магистральной сети должны быть примерно равновеликими для обеспечения равномерной ее работы.
5. Водонапорная башня должна находиться в наиболее возвышенном месте города для уменьшения ее строительной высоты.

Учитывая вышеизложенные требования и заданный тип генплана города, намечаем конфигурацию сети (рис.2.4)

Для проведения гидравлического расчета кольцевой сети необходимо наметить ее расчетные точки (узлы):

- в месте подсоединения водопроводов к магистральной сети (точка 4)
- в месте пересечения магистральных линий и перемычек (точки 3,6 и 8)
- в месте подключения к магистральной сети наиболее крупных водопотребителей: промышленных предприятий, ТЭЦ и т.п.(точка 5)
-в промежуточных точках, если расстояние между намеченными расчетными точками оказалось более 1000м(точки 2 и 7)

Нумерацию расчетных точек (узлов) проводят, принимая в качестве точки 1 подсоединения водопроводов, по внешнему контуру сети (по часовой стрелке), а затем по внутренним ее линиям. После этого сеть оказывается разделенной на расчетные участки (в данном примере их 8), длина каждого из которых не превышает 1000м. Название расчетного участка дается по номерам расчетных точек на его концах. На генплане указываются отметки земли в расчетных точках (определены по горизонталям).

По месту расположения башни кольцевую водопроводную сеть различают:

-с башней в начале сети (сеть с башней проходного типа)

-с башней в конце или середине сети (сеть с башней-контррезервуаром).

В зависимости от типа кольцевой водопроводной сети производится гидравлический расчет на следующие основные случаи работы сети:

-при башне-контррезервуаре: на максимальный транзит в башню; на максимально-

хозяйственные расходы.

-при башне проходного типа: на максимально-хозяйственный расход;

Кроме этого, любая водопроводная сеть должна быть проверена на пропуск пожарного расхода воды в час максимального водопотребления (на максимально-хозяйственный плюс пожарный расходы).

При реальном проектировании рекомендуется проводить расчеты водопроводной сети на пропуск минимального часового расхода в сутки среднего водопотребления, среднего и минимального часовых расходов в сутки максимального водопотребления [I, п.4.II].

В рассматриваемом примере магистральная сеть имеет башню, подсоединенную к точке 4 водоводами длиною 100м. Следовательно, сеть имеет башню-контррезервуар, а поэтому должна быть рассчитана на пропуск: максимального транзита в башню; хозяйственно-максимального расхода; пожарного расхода в час максимального водопотребления.

Глава 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЕМКОСТИ И РАЗМЕРОВ БАКА ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ

3.1.Определение регулирующей емкости бака.

Регулирующая емкость бака водонапорной башни может быть определена путем совмещения графиков потребления воды из сети при максимально-хозяйственном расходе и подачи воды в сеть насосной станцией. Для этого составляется ступенчататый график режима работы насосной станции, причем расходы воды городом (рис 1.2.,линия 1) и подача насосами за каждый час суток (рис.1.2, линия 2) приведены в таблицк 3.1. Потребление воды из сети по часам суток (в процентах) принимается по данным таблицы 1.3. Подача воды насосами может быть в течение суток равномерной (линия 2) или неравномерной (линия 3, рис.1.2). Применение равномерного режима целесообразно лишь в случае относительного равномерного водопотребления городом, так как только при этом условии емкость бака водонапорной башни будет небольшой. Для нашего примера при резко выраженном ступенчатом характере графика водопотребления применение равномерного режима подачи воды (по 4.16….4.17% в час от суточного расхода) неизбежно приведет к необходимости устройства водонапорной башни, имеющей недопустимо большой объем бака, а поэтому следует применить ступенчатый график водоподачи.

Подачу воды в сеть насосной станции принимаем:

3,3% в час в течение пяти часов;
3,5% в ча в течение четырех часов;
4% в час в течение трех часов;
4,5% в час в течение пяти часов;
5,0% в час в течение семи часов.

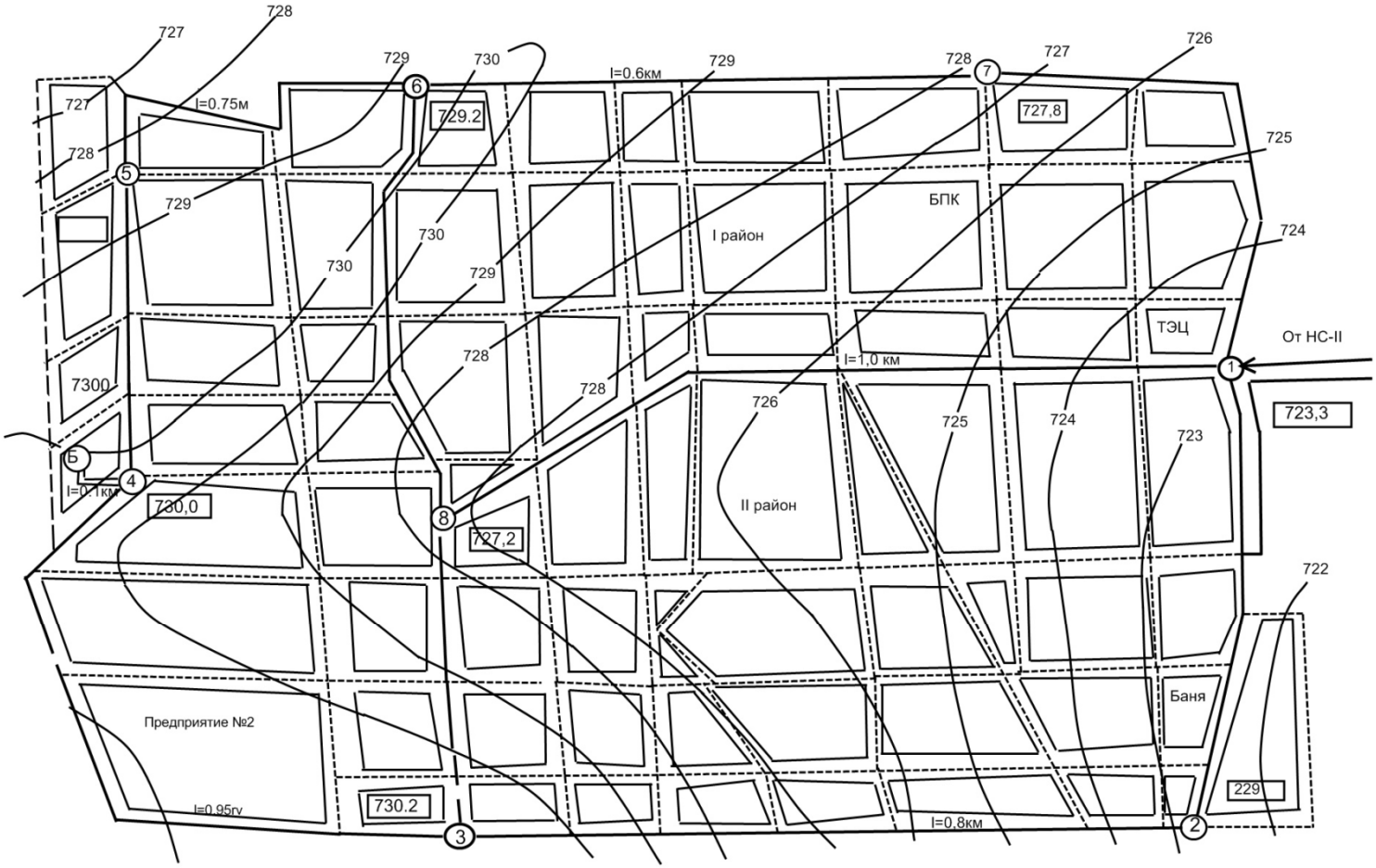


Рис.2.1. План магистральной сети наружного водопровода населенного пункта

Могут быть приняты другие значения подачи воды по часам суток.

Для определения требуемой регулирующей емкости бака водонапорной башни вычисляется разность подачи и потребления воды, т.е. разность значений граф 2 и 3 табл.3.1. Эти разности представляют собой количество воды, которое в определенные часы суток поступает в бак (графа 4 в момент, когда подача превышает потребление) и которое уходит из бака.

Таблица 3.1.

Часы суток	Расход воды городом %	Работа НС – II, %			
		подача насосами в сеть	поступление воды в бак	расход воды из бака	остаток воды в баке
1	2	3	4	5	6
0-1	4,01	4,0	-	0,01	-0,01
1-2	2,63	3,3	0,67	-	0,66
2-3	2,67	3,3	0,63	-	1,29
3-4	2,83	3,3	0,47	-	1,76
4-5	3,18	3,3	0,12	-	1,88
5-6	3,65	3,3	-	0,35	1,53
6-7	3,74	4,0	0,26	-	1,79
7-8	4,53	4,0	-	0,33	1,46
8-9	5,64	5,0	-	0,64	0,82
9-10	4,90	5,0	0,10	-	0,92
10-11	9,94	5,0	0,06	-	0,98
11-12	4,99	5,0	0,01	-	0,99
12-13	4,35	4,5	0,15	-	1,14
13-14	4,29	4,5	0,21	-	1,35
14-15	4,54	4,5	-	0,04	1,31
15-16	4,84	5,0	0,16	-	1,47
16-17	6,34	5,0	-	1,34	0,13
17-18	4,79	5,0	0,21	-	0,34
18-19	4,66	4,5	-	0,16	0,16
19-20	4,45	4,5	0,06	-	0,23
20-21	3,94	3,5	-	0,44	-0,21
21-22	3,59	3,5	-	0,09	-0,30
22-23	3,52	3,5	-	0,02	-0,32
23-24	3,18	3,5	0,32	-	0
ИТОГО:	100	100	3,42	3,42	-

Сумма абсолютных значений наибольших отрицательного и положительного остатков воды в баке определяет искомую величину регулирующей емкости бака водонапорной башни.

По данным табл.3.1. и графику изменения количества воды в баке регулируемая емкость бака водонапорной башни и составляет 0,32+1,88=2,2% от расчетного суточного расхода воды городом.

3.2.Определение размеров бака водонапорной башни.

Регулирующая емкость бака

$W_{рег}=\frac{23220,2}{100}*2,2=510,84$ м^3

Водонапорные башни являются дорогостоящими и сложными в строительстве сооружениями, поэтому необходимо стремиться к сокращению их регулирующей емкости. Это можно достичь лишь в том случае, если график работы насосной станции близок к графику водопотребления. График работы насосной станции должен иметь поочередное превышение и понижение ординат относительно ординат графика водопотребления. В час максимального потребления насосная станция должна подавать воды меньше, чем потребляет город, так как в это время город питается и от насосной станции, и от башни.

Бак водонапорной башни водопроводов населенных мест должен иметь сверх регулирующей емкости дополнительную емкость, равную запасу воды, необходимой для тушения в течение 10 минут одного наружного и одного внутреннего пожаров. [I, п.9.5]. Для тушения одного наружного пожара требуется расход воды, равный 50 л/с, а для тушения одного внутреннего пожара 15 л/с (предприятий). Тогда полная емкость бака водонапорной башни:

$W_б=W_{рег}+\frac{q_н+q_{вн}}{1000}*600=510,84+\frac{50+15}{1000}*600=510,84+39=549,84$ м^3.

Емкость бака водонапорной башни должна быть не более 600 м^3. В случае большей емкости бака необходимо пересмотреть график работы НС-II и по возможности приблизить ее работу к графику потребления.

При проектировании размеров бака примем:

H/D=0,7,

где H – высота бака;

D – диаметр.

Тогда H=0,7 D

Отсюда $W_б=\frac{\pi D^2}{4}H=\frac{\pi D^2}{4}*0,7D$

при $W_б = 549,84$ м^3

$D=\sqrt[3]{\frac{549,84*4}{3,14*0,7}} = 6,91$м

Высота слоя воды в баке

$H=0,7D \approx 0,7*10 \approx 7,0$м

Принимаем запас высоты кромки бака над уровнем воды 22 см и 10 см на отстойную часть бака, находим, что полная строительная высота:

$H_{бп}=7,00+0,22+0,10=7,32$м

При проектировании следует руководствоваться нормативными документами (типовыми проектами), в которых приводятся характеристики рекомендуемых к строительству водонапорных башен, принимая ближайший больший размер бака башни.

Глава 4. ПОДГОТОВКА МАГИСТРАЛЬНОЙ СЕТИ К ГИДРАВЛИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ

4.1.Определение путевых расходов на расчетных участках.

Для определения путевого расхода воды, который забирается из сети на данном расчетном участке, необходимо знать расчетную длину всех участков и удельный расход воды.

Удельным расходом воды из сети называется величина отдачи воды сетью на один метр расчетной длины, который измеряется в литрах на секунду. Удельный расход определяется отдельно для каждого района города по формуле:

$q_{уд} = \frac{Q_{рр}}{\sum l_р}$,

где $\sum l_р$ - суммарная расчетная длина участка сети данного района города.

При определении расчетной длины участков водопроводной сети необходимо соблюдать правила (см.рис.2.1):

- в суммарную длину сети не включать линии, которые проходят по незастроенным территориям, паркам, мостам, предприятиям и, следовательно, не имеют ответвлений к нормам;

- за расчетную длину принимать половину длины водопроводной линии, если она имеет ответвления к домам лишь с одной стороны (4-3, 6-7);

-за расчетную длину участка, питающего водой потребителя с обеих сторон (участки 6…8, 3…8), принимается его геометрическая длина;

- за расчетную длину участка, питающего водой потребителя с одной стороны (линия проходит по границе застройки), принимается половина его геометрической длины (участки 6…7, 7…1, 1…2, 2…3);

-при определении расчетной длины участка, часть которого обслуживает одностороннюю застройку, а часть двухстороннюю (участки 1…2, 5…6), следует определить расчетную длину каждой из этих частей по вышеизложенным правилам, а затем суммировать их.

Поскольку требуется определить суммарную расчетную длину участков сети отдельно для каждого района города, а некоторые участки могут проходить по границе районов (участок 1…а), следует, после определения расчетной длины этого участка, половину ее отнести к одному району, а половину ко второму.

С учетом указанных правил была определена расчетная длина водопроводной сеть по районам города: для I района $\sum l_р$=3200м, для II района $\sum l_р$= 2350м. Тогда в час максимального водопотребления удельный расход на расчетных участках сети составит:

для I района

$$q_{п1} = \frac{Q_{рр1}}{\sum l_{р1}} = \frac{152,75}{3200} = 0,0477 \text{ л/(с*м)}$$

для II района

$$q_{п2} = \frac{Q_{рр2}}{\sum l_{р2}} = \frac{42,4}{2350} = 0,018 \text{ л/(с*м)}$$

Путевые расходы на расчетных участках определяем по формуле:

$Q_п = q_п * l_р$

Результаты расчетов для часа максимального хозяйственного расхода записываем в таблицу 4.1. Путевой расход воды участком 8…1

$Q_{п8-1} = Q_{п8-0} + Q_{п0-1} + Q_{п0-8} + Q_{п1-0}$

$Q_{п8-1}$= 0,90+8,30+2,39+21,47 = 32,88 л/с

Таблица 4.1

Обозначение расчетных участков сети	Длина расчетного участка, м		Удельный расход, л/(с*м)	Путевой расход на расчетном участке в час макс.водопотребления
	геометрическая	расчетная		
1-2	850	650	0,0180	11,72
2-3	800	400	0,0180	7,22
3-4	950	250	0,0180	4,52
4-5	600	500	0,0477	23,87
5-6	750	500	0,0477	23,87
6-7	600	300	0,0477	14,33

7-1	1000	500	0,0477	23,87
1-а	900	450	0,0477	21,47
а-8	100	50	0,0477	2,39
а-1	900	450	0,0180	8,3
8-а	100	50	0,0180	0,9
6-8	900	900	0,477	42,95
3-8	550	550	0,0180	9,92
ИТОГО:				195,15

Необходимо иметь в виду, что сумма путевых расходов на расчетных участках должна равняться сумме равномерного распределенных расходов по районам города. Поэтому проверить правильность произведенных расчетов можно путем суммирования путевых расходов на расчетных участках для расчетного часа максимального транзита (таблица 4.2):

Таблица 4.1.

Обозначение расчетных участков сети	Длина расчетного участка, м		Удельный расход	Путевой расход на расчетном участке в час макс.транзита
	геометрическая	расчетная		
1-2	850	650	0,01186	7,709
2-3	800	400	0,01186	4,744
3-4	950	250	0,01186	2,965
4-5	600	500	0,01831	9,154
5-6	750	500	0,01831	9,154
6-7	600	300	0,01831	5,493
7-1	1000	500	0,01831	9,154
1-а	900	450	0,01831	8,916
а-8	100	50	0,01831	5,337
а-1	900	450	0,01186	0,593
8-а	100	50	0,01186	16,479
6-8	900	900	0,01831	6,523
3-8	550	560	0,01186	
ИТОГО:				86,46

4.2.Определение узловых расходов.

Узловой расход в каждой расчетной точке сети равен полусумме путевых расходов на расчетных участках, примыкающих к данному узлу плюс сосредоточенный расход, если он в этом узле имеется.

Для случая расчета сети на час максимального хозяйственного расхода определяем величины расходов во всех узлах (табл.4.3)

Таблица 4.3.

№ узла	Сосредоточенный расход	Примыкающие к узлу участки	Сумма путевых расходов на примыкающих к узлу участках	Полусумма путевых расходов	Узловой расход
1	41,4	1-2, 1-8, 1-7	11,72+32,88+23,87	34,236	75,63
2	0,625	1-2, 2-3	11,72+7,22	9,47	10,09
3	71,92	2-3, 3-4, 3-8,	7,22+4,52+9,92	10,83	82,76
4	-	3-4, 4-5	4,52+23,87	14,195	14,20
5	92,8	4-5, 5-6,	23,87+23,87	23,87	116,64

6	-	5-6, 6-7, 7-1	23,87+42,96+14,33	40,575	40,58
7	6,93	6-7, 7-1	14,33+23,67	19,1	26,05
8	-	8-6, 8-1, 8-3	42,95+32,88+9,92	42,88	42,88
ИТОГО: 213,675				195,151	408,63

Сумма узловых расходов должна быть равна расчетному расходу воды городом (см.итог табл.1.4). Это служит проверкой правильности определения расчетных узловых расходов воды.

Таким образом, расходы воды, потребляемые населенным пунктом в расчетный час, приведен к условной схеме разбора воды из водопроводной сети в виде узловых расходов.

По изложенной выше методике проведем расчеты работы сети при пропуске максимального транзита в башню и получены узловые расходы в ее расчетных точках (табл.4.3)

Таблица 4.3.

№ узла	Сосредоточенный расход	Примыкающие к узлу участки	Сумма путевых расходов на примыкающих к узлу участках	Полусумма путевых расходов	Узловой расход
1	41,4	1-2, 1-8, 1-7	7,709+15,085+9,154	15,974	57,37
2	-	1-2, 2-3	7,709+4,744	6,23	6,23
3	-	2-3, 3-4, 3-8,	4,744+2,965+6,523	7,12	7,12
4	-	3-4, 4-5	2,965+9,154	6,06	6,06
5	41,95	4-5, 5-6,	9,154+9,154	9,15	51,1
6	-	5-6, 6-7, 7-1	9,154+16,479+5,493	15,56	15,56
7	-	6-7, 7-1	5,493+9,154	7,32	7,32
8	-	8-6, 8-1, 8-3	16,479+15,085+6,523	19,05	19,05
ИТОГО: 83,35				86,454	169,81

4.3.Начальное потокораспределение.

По известным узловым расходам можно определить условия питания сети в различных случаях ее работы. Для этого предварительно для каждого расчетного часа работы водопроводной сети вычерчивается ее схема с указателем величин узловых расходов (точка 4):

$Q_{гор} = Q_{н.с.} + Q_1$

В час максимального транзита вода подается в сеть только из насосной станции, а излишек ее Q_2 поступает в бак водонапорной башни:

$Q_{н.с.} = Q_{гор} + Q_2$

Для определения указанных расходов воды необходимо на ступенчатый график потребления воды городом из сети наложить график подачи ее в сеть НС-II (см.рис.1.2). В результате этого, видим, что в час максимального водопотребления город потребляет из сети 6,34% воды, а НС-II подает в сеть 5,00%. Таким образом, в этот час из башни контррезервуара в сеть городского водопровода будет поступать вода, составляющая 1,24% т.е.

$Q_{н.с.} = \frac{23220,2*5,0}{100}$1161,01м^3/ч=322,5л/с

$Q_2 = \frac{23220,2*1,34}{100}$ = 311,15 м^3/ч=86,33л/с.

Проверка показывает:

$Q_{гор} = Q_{н.с.} + Q_1$ = 322,5+86,33=408,83 л/с

что совпадает с полученным ранее значением(табл 4.3)

При аналогичном расчете, выполненном для часа максимального транзита в башню, будем иметь:

$Q_{н.с.}$=3,3%, $Q_г$ = 2,63%, Q_2=3,3%-2,63%=0,67%

$$Q_{н.с.}=\frac{23220,2*3,3}{100} = 766,27 \text{ м}^3/\text{ч} = 212,9\text{л/с}$$

$$Q_{2.}=\frac{23220,2*0,67}{100} = 155,58 \text{ м}^3/\text{ч} = 43,09\text{л/с}$$

Проверка: $Q_{гор} = Q_{н.с.} – Q_2$ =212,9-43,09=169,81 л/с, что совпадает с итогом табл.4.4

Установим схему начального потокораспределения, т.е. назначим предварительную схему движения воды по сети с расходом воды на всех участках кольцевой сети наружного водопровода. При этом должен выполняться 1 закон Кирхгофа (алгебраическая сумма расходов в узле равна нулю).

Следовательно, количества воды, подходящей к любому расчетному узлу, должно равняться количеству воды, выходящей из него (с учетом узлового расхода):

$Q-q_{узл} = 0$

Распределение потоков по линиям сети проводится для каждого случая отдельно с учетом требований экономичности м надежности работы сети.

1. Рассмотрим технологию начального потокораспределения в час максимального водопотребления(рис.4.1.).

Расход воды из башни Q_1=86,33 л/с. Часть его q=14,2 л/с отбирается из сети в качестве узлового расхода(точка 4), а оставшаяся часть (86,33-14,2=73,13 л/с) поступает в сеть на участок 4…5. В узле 5 имеется большой сосредоточенный расход воды, а поэтому следует предположить, что вся вода из узла 4 пойдет в узел 5. Намечаем узел 5 узлом схода потоков и наносим на участки водопроводной сети направления движения воды к узлу 5. Основной расход воды подается в город в узел 1 от НС-II в размере 322,5 л/с. Следовательно, для обеспечения надежной работы водопроводной сети, диаметры начальных участков 1-7, 1-8, 1-2 должны быть приблизительно одинаковыми, что даст возможность при аварии на одной из трех главных магистральных линиях перебросить расход по двум другим магистралям.

Узловой расход в узле 1-75,63 л/с. По линиям 1-7, 1-8, 1-2 необходимо распределить расход воды равный 322,5 – 75,63 = 246,87 л/с. Ориентировочно пускаем по участку 1-7 расход q_{1-7} = 90 л/л, по участку 1-8 q_{1-8} = 80л/с.

Расход воды на участке 1-2 составит:

q_{1-2} = 246,87-80-90=76,87 л/с

Граница питания от НС-II и от башни пройдет через точки 5-4 (рис 4.1)

Расход по участку 2-3 составит:

$q_{2-3}=q_{1-2}-q_{уз.2}$

q_{2-3}=76,87-10,09=66,78 л/с

Расход по участку 6-7 составит:

$q_{6-7}=q_{7-1} - q_{уз.7}$ = 90-26,05 = 63,95 л/с.

Принимаем, что от узла 8 вода идет к узлу 6 и к узлу 3. Предположим, что расход по линии 8-3 равен q_{8-3}=20л/с, тогда расход по линии 8-6 составит:

$q_{8-6}= q_{8-1} - q_{уз.8} + q_{8-3}$ = 80-42,88-20 = 17,12 л/с

Расход по участку 6-5 составит:

$q_{6-5}= q_{8-6} - q_{уз.6} – q_{6-7}$ = 17,12+63,90-40,58 = 40,49 л/с

Расход по участку 3-4 составит:

$q_{3-4} = q_{3-2} + q_{3-8} - q_{уз\ 3} = 66,78+20-82,76=76,15$ л/с

Расход по участку 4-5 составит:

$q_{4-5} = q_{4-3} - q_{уз.4} + Q_1 = 4,02+86,33-14,20=76,15$ л/с

Если при подсчетах не сделано арифметическое ошибки, то в узле 5 по I закону Кирхгофа поступающий в узел расход должен быть равен исходящему из него:

$q_{4-5}+q_{5-6}=q_{уз5}$

76,15+40,49=116,67 л/с, то есть ровно столько, сколько уходит из узла (расход в узел 5 равен 116,64 л/с).

2. Рассмотрим технологию начального потокораспределения в час максимального транзита воды в башню. В этот час НС-II подает воду в количестве 212,9л/с, а город забирает 169,81л/с, остаток воды в количестве Q_2=212,9-169,81=43,09л/с подается в водонапорную башню.

Намечаем направление движения воды по участкам. В данном случае точкой схода является узел 4 – точка подключения водонапорной башни.

Методика распределения воды остается прежней. От НС-II в узел 1 поступает 212,9л/с. Расход в узле 1 – 57,37л/с. Намечаем, что по участку 1-7 идет 50 л/с, по участку 1-2 – 50 л/с, тогда по участку 1-8:

$q_{1-8} = Q_{нсII} - q_{уз1} - q_{1-7} - q_{1-2}$

$q_{1-8} = 212.9-57.37-50.00-50.00=56.53$л/с

Расходы воды по участку 2-3:

$q_{2-3}=q_{1-2}-q_{уз2}$

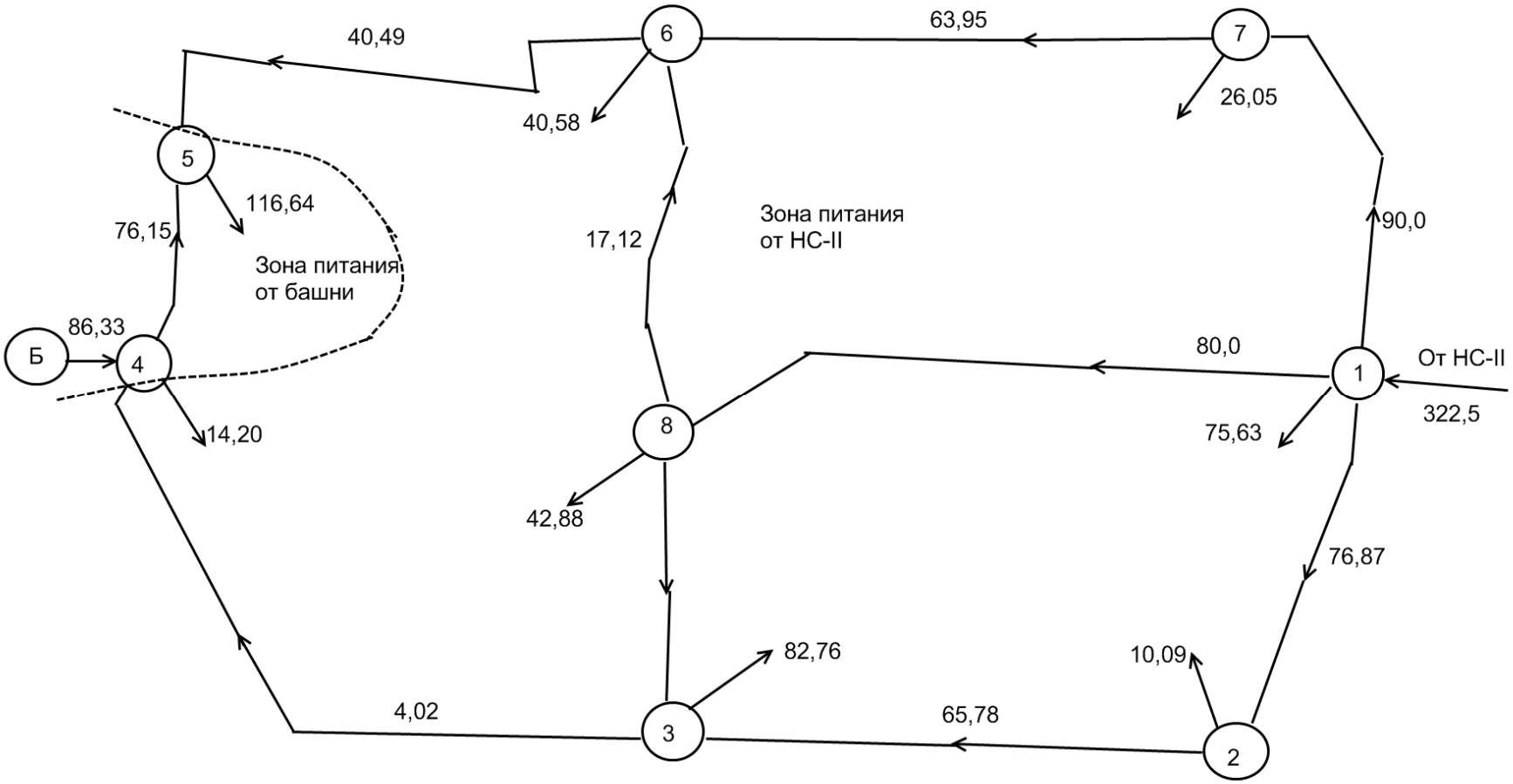


Рис.4.1. Схема начального потокораспределения в час максимального водопотребления (стрелки – направление движения воды; цифры – расход воды,л/с; пунктир – граница зон питания сети)

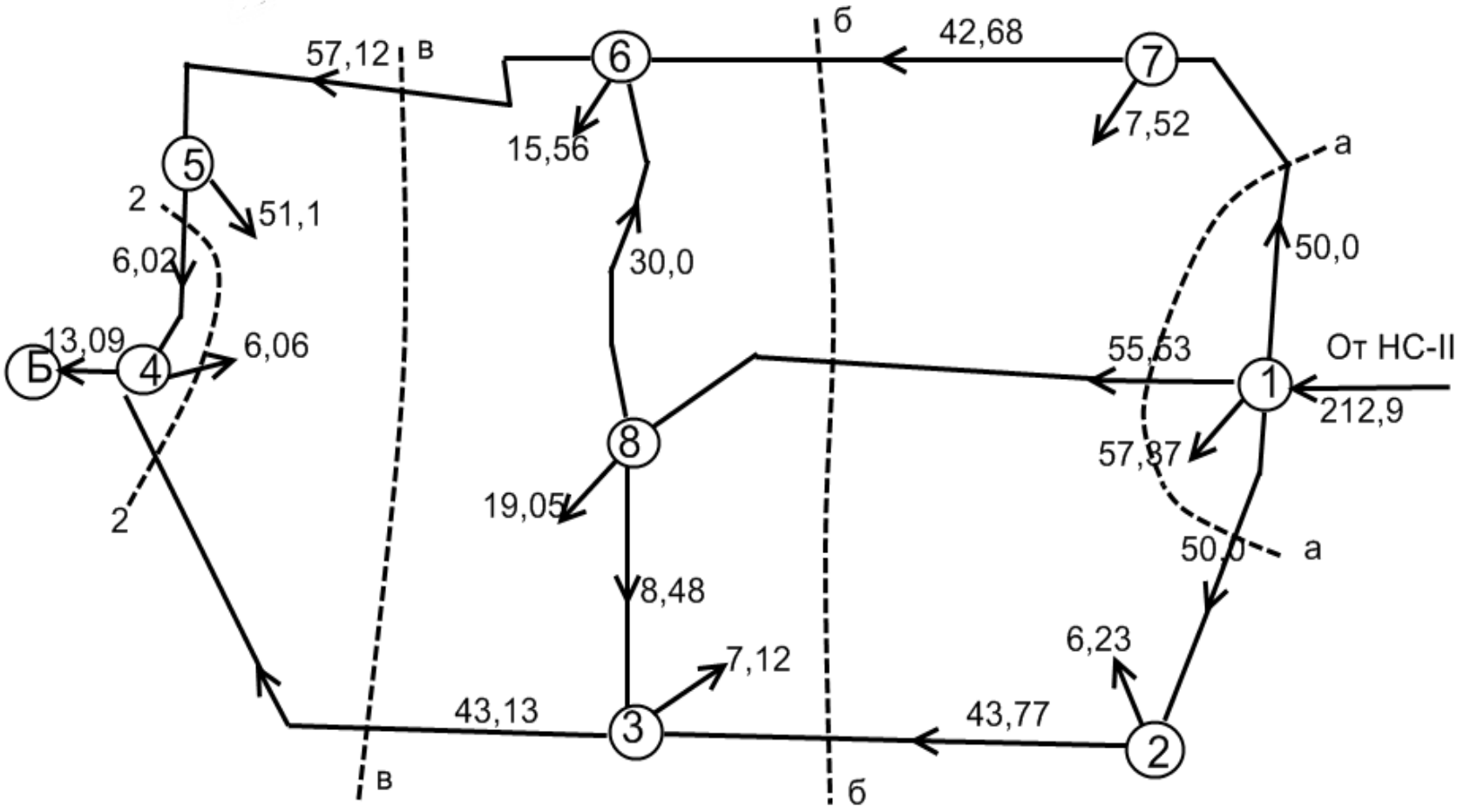


Рис 4.2. Схема начального потокораспределения в час максимального транзита

q_{2-3}=50-6,23=43,77л/с.

Расход воды по участку 7-6:

$q_{6-7}=q_{7-1}- q_{уз7}$

q_{6-7}=50-7,32=42,68 л/с

Вода от узла 8 идет к узлу 6 и к узлу 3. Намечаем расход воды по участку 8-6: q_{8-6} = 30 л/с, тогда расход воды на участке 8-3 составит:

$q_{8-3}=q_{8-1}- q_{8-6} - q_{уз8}$

q_{8-3}=55,53-30-19,05 = 6,48 л/с

Расходы воды на участке 3-4:

$q_{3-4}=q_{3-2}+ q_{8-3} - q_{уз3}$

q_{3-4}=43,77+6,48-7,12=43,13 л/с.

Расход воды на участке 6-5:

$q_{6-5}=q_{6-7}+ q_{6-5} - q_{уз6}$

q_{6-5}=42,68+30-15,56 = 57,12 л/с

Расходы воды по участку 5-4:

$q_{5-4}=q_{5-6} - q_{уз5}$

q_{5-4}=57,12-51,16=6,02 л/с

В узел 4 поступает расход:

$q_4=q_{4-3}+q_{4-5}$

q_4=43,13+6,02 = 43,09 л/с

Из узла 4 уходит расход 43,09 л/с, т.е. подсчет величин расходов произведен без ошибок.

Изложенная выше методика назначения начального потокораспределения используется и при расчете сети на другие случаи ее работы.

Следует учесть, что в основу изложения методики потокораспределения положены требования надежности работы сети, т.е. обеспечения подачи расхода водопотребителям при аварии на любом ее участке.

В процессе гидравлического расчета сети неизбежно уточняются фактические расходы на участках сети (это связано с методикой назначения диаметров перемычек, из-за вынужденного подбора диаметров труб исходя из существующего сортамента, а так же из-за того, что в самом методе расчета Лобачева-Кросса заложены допущения, позволяющие ориентироваться на приближенные результаты).

По намеченным участковым расходам в дальнейшем будут назначены диаметры труб, поэтому к вопросу первоначального потокораспределения нужно отнестись с большой серьезностью.

Глава 5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЬЦЕВОЙ СЕТИ НАРУЖНОГО ВОДОПРОВОДА

5.1.Определение диаметров труб по участкам сети.

В целях повышения надежности работы водопроводной сети, особенно в момент аварий, диаметры магистралей (а значит, и их пропускная способность) должны быть примерно равными, а диаметры перемычек между магистралями могут приниматься на один стандартный размер меньше наибольшего из диаметров магистралей, к которым примыкает перемычка. Таким образом, прежде чем назначить диаметры перемычек, необходимо определить наивыгоднейшие диаметры магистралей. Основным расчетным случаем при определении диаметров труб принято считать пропуск максимального транзита.

При расчете сети следует учитывать долю участия расчетных участков

транзитных магистралей в транспортировании воды в основных намеченных направлениях. Для этого на схеме сети (рис.4.2.) проведем условные сечения, пересекающие направления основных транзитных магистралей, и определим долю участия каждого пересекаемого участка, по которому пропускается расчетный расход q_{ik}, в пропуске общего расхода Q, транспортируемого этими магистралями.

Доля участия каждого участка

$x_{ik} = 1/n$

где n – число пересекаемых сечением магистралей.

Для малонагруженных участков (в основном перемычек) определять значения x_{ik} не требуется.

В данном примере проведены четыре сечения:

а-а через участки 1-2, 1-8, 1-7;

б-б через участки 2-3, 8-1, 7-6;

в-в через участки 3-4, 6-5;

г-г через участки 5-4, 4-3;

Для определения наивыгоднейших значений диаметров труб следует учесть конкретные условия строительства и эксплуатации системы водоснабжения с соблюдением требований надежности.

Подбор диаметров труб рекомендуется проводить по таблице предельных расходов (приложение 3), для которых выбранный стандартный диаметр является наивыгоднейшим при определенном значении экономического фактора Э, учитывающего приведенные стоимости строительства и эксплуатации системы водоснабжения [IV, прил.1].

Значение Э подсчитываем по формуле:

$$Э=A\frac{\sigma*\gamma}{\eta*b},$$

где A – безразмерный коэффициент (приложение 2);

σ – приведенная стоимость электроэнергии, руб/(кВт.ч)

η – коэффициент полезного действия НС-II;

b – коэффициент, учитывающий строительную стоимость и зависящий в основном от вида и класса прочности труб (приложение 4);

γ – коэффициент неравномерности расходования энергии

$$\gamma = \frac{1}{(k_0*K_{сут}*k_ч)^3},$$

где k_0 – коэффициент, учитывающий рост водопотребления по годам в течение расчетного срока действия водопровода и равный 1,01-1,03;

$k_{сут}$, $k_ч$ – коэффициенты суточной и часовой (табл.2) неравномерности водопотребления населенным пунктом.

В рассматриваемом примере наружный трубопровод проектируется из чугунных труб класса А, стоимость электроэнергии σ=0,12 руб/(кВт.ч), КПД НС-II η=0,72, коэффициент b=130, k_0 =1,02, $k_{сут}$=1,2, $k_ч$ =1,52,

$$\text{тогда } \gamma = \frac{1}{(k_0*K_{сут}*k_ч)^3} = \frac{1}{(1{,}02*1{,}2*1{,}52)^3} = 0{,}155,$$

$$Э = 2800\,\frac{\sigma*0{,}155}{\eta*130} = 2800\frac{0{,}12*0{,}155}{0{,}72*130} = 0{,}556,$$

округляем значение Э до ближайшего большего табличного значения и получаем $Э_т$=0,56. Затем определяем для всех расчетных участков магистралей приведенные расходы q_{ik}:

$$q'_{ik} = \left(\sqrt[3]{\frac{Э}{Э_т}} * \sqrt[3]{\frac{Q*x_{ik}}{q_{ik}}}\right) q_{ik},$$

где Q – расход воды, поступающей в сеть от НС-II;

q_{ik} – расход воды, проходящей по участку при начальном

потокораспределении.

По полученным значениям q'_{ik} необходимо (приложение 3) подобрать диаметры труб.

Результаты расчета сводятся в табл.5.1. Диаметры перемычек назначаются конструктивно (графа 8).

Таблица 5.1.

№ уч.	Предвар расход q,л/с	x_{ik}	$\sqrt[3]{\frac{Э}{Э_т}}$	$\frac{Q * x_{ik}}{q_{ik}}$	$\sqrt[3]{\frac{Q * x_{ik}}{q_{ik}}}$	q_{ik}, л/с	d, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
1. магистральные линии							
1-2	50	0,33	0,905	1,405	1,12	56	300
2-3	43,77	0,33	0,905	1,605	1,17	51,21	250
3-4	43,13	0,5	0,905	2,468	1,35	58,23	300
1-7	50,0	0,33	0,905	1,405	1,12	53	300
7-6	42,6	0,33	0,905	1,646	1,18	50,36	250
6-5	57,12	0,5	0,905	1,864	1,23	70,26	300
1-8	55,53	0,33	0,905	1,265	1,08	59,97	300
4-5	6,02	0,5	0,905	17,682	2,60	15,65	150

Для назначение диаметров труб участков сети при расходах начального потокораспределения в час максимального водопотребления (см.рис.4.1) рекомендуются широкие пределы расходов (приложение3). В табл.5.2. приведены диаметры труб по участкам сети.

Номер уч-ка	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-1	1-8
	76,87	66,78	4,02	76,15	40,49	63,95	90,0	80,0
	300	300	100	300	250	300	400	300

Из табл.5.2. видно, что диаметры труб на участках сети не всегда одинаковы для различных случаев работы. Из двух диаметров труб данного участка выбираем наибольший (табл.5.3.) после чего назначаем диаметры перемычек 8-3 и 8-6:

Таблица 5.3.

№ участка		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-1	1-8	8-3	8-6
Предварит назнач диаметр труб, мм	в час максим транзита	300	250	300	300	250	300	300	150	-	-
	в час макс хоз водопотребл	300	300	100	300	250	300	400	300	-	-
Принятый диаметр		300	300	300	300	250	300	400	300	250	250

При окончательном выборе диаметров труб на участках водопроводной сети, кроме приведенного выше, должно учитываться следующее:

1. Диаметр труб сети хозяйственно-противопожарного водопровода в населенных пунктах и на предприятиях должен быть не менее 100мм, а в сельских населенных пунктах – не менее 75мм [I, п.8.46].

2. Диаметры участков объединенного с противопожарным водопроводом в населенном пункте должны обеспечить пропуск расхода воды достаточного для суммарной подачи воды на хозяйственно-питьевые нужды и на тушение пожара из двух гидрантов при расходе воды на наружное пожаротушение 15 л/с и более и из одного – при расходе воды менее 15 л/с [I, п.8.16]

Учитывая, что диаметр наиболее часто применяемого пожарного гидранта 125 мм, минимальный диаметр участка кольцевой сети водопровода следует принимать не менее

150 мм.

3. Не следует допускать таких потокораспределений, при которых по ходу движения воды требуется увеличивать диаметр трубы на участке сети.

Этим условием удовлетворяют принятые в рассматриваемом примере диаметры участков труб (рис.5.1).

5.2 Гидравлический расчет (увязка) кольцевой водопроводной сети.

Фактическое распределение общего расхода по расчетным участкам в пределах любого замкнутого контура сети должно соответствовать условию:

$$\sum h = \sum S*q^2 = \Delta h = 0,$$

которое в общем случае отличается от принятого начального движения воды по сети. Смысл этого уравнения заключается в том, что если фактическим потерям h на расчетных участках сети условно присвоить знак плюс или минус (при движении воды на участках замкнутого контура по часовой стрелке $h>0$ и против часовой стрелки $h<0$), то сумма положительных потерь напора должна равняться сумме отрицательных в пределах любого замкнутого контура сети. Если в условие $\sum S*q^2 = 0$ подставить значения начальных расходов, то в общем случае это условие не будет выполняться и в правой части вместо нуля окажется невязка $\Delta h \neq 0$. Смысл увязки сети заключается в определении значений участковых расходов q_{ik}, при которых во всех кольцах одновременно будет выполняться условие $I \Delta h I \leq \xi$

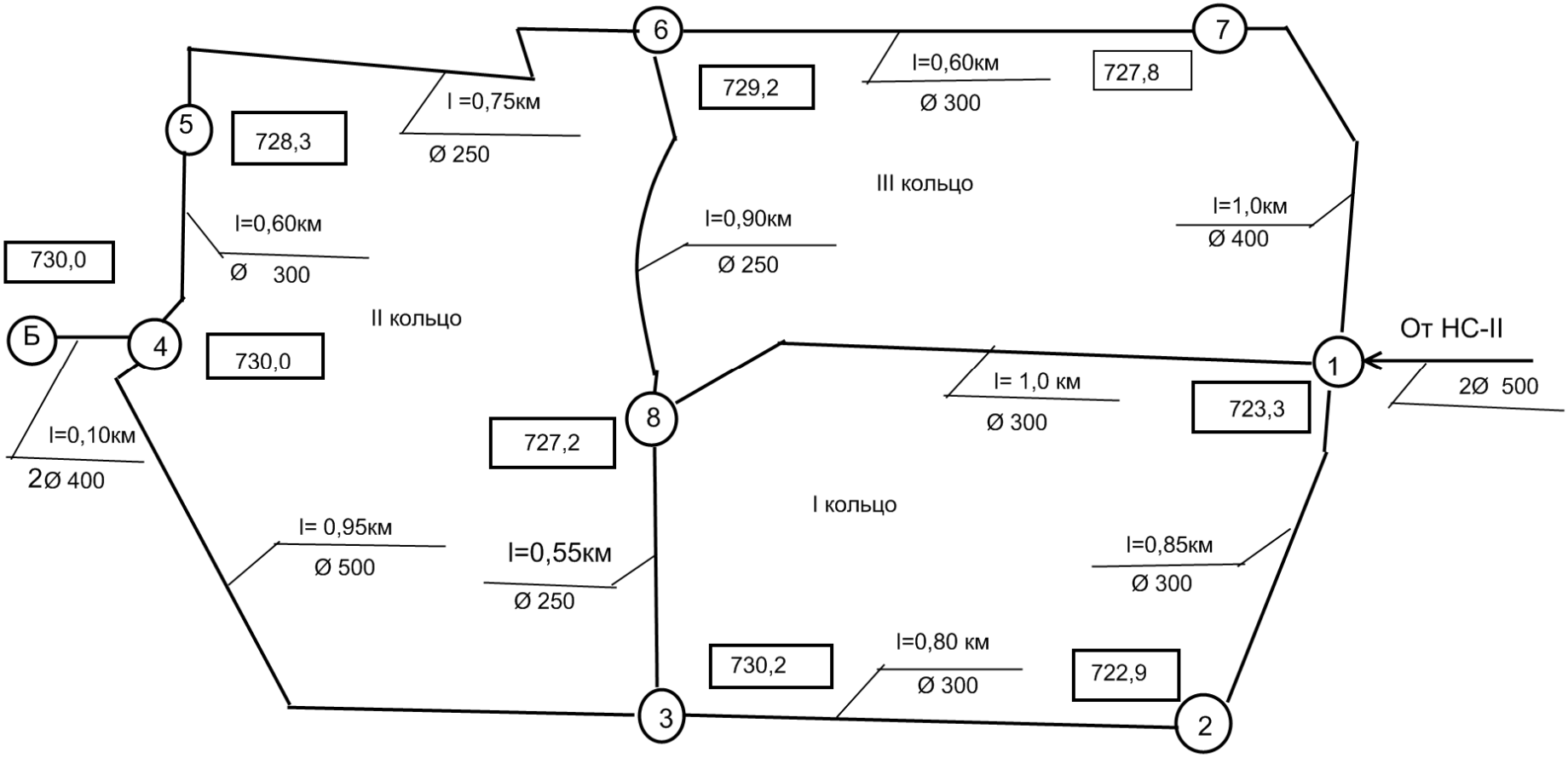


Рис. 5.1. Расчетная схема магистральной сети

где ξ – некоторая предварительно назначаемая допустимая величина невязки.Принято, что $\xi \leq 0{,}5$м при основных случаях расчета сети и $\xi \leq 1{,}0$ при проверочных расчетах. Невязка по внешнему контуру сети $\xi \leq 1{,}0 \ldots 1{,}5$м.

В результате увязки сети известными становятся не только фактические расходы воды на участках, но и потери напора на них, а это позволяет рассчитать свободные напоры в водопроводной сети.

5.3 Увязка сети по методу Лобачева - Кросса.

Потери напора на единицу длины трубопровода систем подачи и распределения определяется по формуле:

$i= (\lambda/d)*(V^2/2g)=(A_1/2g)[(A_0+C/V)^m/d^{m=1}]V^2$,

причем значения параметров m, A_0, A_1, C для различных видов труб приведены в приложении 10, табл.1 СНиП2.04.02-84. При выборе вида труб следует учитывать, что вести расчет, ориентируясь на новые трубы, при отсутствии стабилизационной обработки воды или без защиты внутренней их поверхности каким-либо специальным покрытием (пластмассовым, цементно-песчаным, полимерным), можно лишь для предварительных поверочных расчетов, а для реального проектирования следует в таком случае считать трубы «неновыми», что будет правильнее, ибо шероховатость незащищенной поверхности труб быстро возрастает из-за из зарастания.

Поскольку в основе метода Лобачева-Кросса лежит интегральный процесс, целесообразно использовать электронно-вычислительную технику.

Подсчет потерь напора при выполнении гидравлических расчетов на ЭВМ [I, прил.10, п.5] рекомендуется производить по формуле:

$i = k*g^n/d^p$,

значения параметров k, n, p для выбранного типа труб принимаются по таблице [I, прил.10, табл.2].

Расчет кольцевой сети ведется в табличной форме (табл.5.4):

1. Определяются номера колец сети. Кольцо 1 расположено у точки подсоединения водопроводов к сети (кольцо 1-2-3-8-1).
2. Обозначаются расчетные участки. Смежные участки колец записываются дважды (участки 1-8 для колец I, III и т.д.).
3. Определяется геометрическая длина расчетных участков в метрах.
4. Находятся диаметры труб в метрах по табл.5.3.
5. Для назначенного вида труб в метрах по табл.2 СНиП 2.04.02-84 принимаются значения коэффициента К и показателей степени n и Р.
6. Вычисляются величины сопротивлений расчетных участков сети по формуле:
$$S = \frac{k*l}{d^p}$$
7. Определяются расчетные расходы q л/с на всех участках по схеме начального потокораспределения.
8. Вычисляется величина q^{n-1} для каждого расчетного участка сети.
9. Определяется величина Sq^{n-1} для каждого расчетного участка сети.

Подсчитываются потери напора на каждом расчетном участке по формуле $h= 1{,}2* Sq^n$, где коэффициентом 1,2 учитываются местные потери напора (в соединительных частях и арматуре).

Таблица 5.4.

№ кольца	№ уч-ка	l, м	d, м	k	n	p	$S=\frac{kl}{d^{p/1000}}$	Начальное потокораспределение				
								q, л/с	q^n, л/с	q^{n-1}, л/с	Sq^{n-1}	$h=1.2\ Sq^n$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
I	1-2	0,55	0,3	0,001688	1,85	4,89	0,000518	70.87	3080,7	40,08	0,02076	+1,91
	2-3	0,80	0,3				0,000488	66,78	2374,6	35,56	0,01735	+1,39
	3-8	0,55	0,25				0,000314	20,00	255,21	12,76	0,01039	-0,25
	8-1	1,0	0,3				0,0006094	80,00	3316,78	41,46	0,02527	-2,42
							$\Delta q=\frac{0.63}{1.85*0.07731}=4.4$				0,07731	+0,63
II	3-4	0,95	0,3				0,000579	4,02	13,12	3,20	0,00189	+0,0091
	4-6	0,60	0,3				0,000366	16,15	3027,54	39,76	0,01455	+1,320
	5-6	0,75	0,25				0,00111	40,49	941,01	23,24	0,02580	-1,25
	6-8	0,90	0,25				0,001332	17,12	941,42	11,80	0,01572	-0,306
	8-3	0,55	0,25				0,000814	20,00	255,21	12,76	0,01039	+0,249
							$\Delta q=\frac{+0.022}{1.85*0.06835}=+0.17$				0.06835	+0.022
III	6-7	0,6	0,3				0,000366	63,95	2191,82	34,27	0,01254	-0,963
	7-1	1,00	0,4				0,000149	90,00	1223,78	45,83	0,0683	-0,219
	1-6	1,00	0,3				0,000609	80,00	3316,78	41,46	0,02527	+2,424
	8-6	0,9	0,25				0,001332	17,12	191,42	11,80	0,01572	+0,306
							$\Delta q=\frac{1.548}{1.85*0.00036}=13.86$				0.06036	+1.548

Продолжение таблицы 5.4.

Первое исправление						Второе исправление					
Δq	q_1	q_1^n	q_1^{n-1}	Sq_1^{n-1}	h=1.25 Sq_1^n	Δq	q_1	q_1^n	q_1^{n-1}	Sq_1^{n-1}	h=1.25 Sq_1^n
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
-4.4	12.47	2762.44	38.08	0.0197	+1.72	-5.1	67.37	2413.59	35.83	0.0186	+1.5
-4.4	62.38	2093.31	33.56	0.0164	+1.23	-5.1	57.28	1787.74	31.21	0.0152	+1.5
+4.4-0.17	24.23	363.96	15.02	0.0122	-0.36	+5.1-3.81	25.52	400.62	15.70	0.0128	-0.39
+4.4-13.86	70.54	2627.88	37.25	0.0227	-1.92	+5.1+0.4	76.04	3019.45	39.71	0.0242	-2.21
Δq_1=+5.1				0.011	+0.67					0.0708	Δh=-0.05
-0.17	3.86	12.109	3.15	0.00182	+0.0084	-3.81	0.04	0.0026	0.065	0.000038	+0.000002
-0.17	75.98	3015.04	39.63	0.0145	+1.32	-3.81	72.17	2741.32	37.98	0.0139	+1.2
+0.17	40.66	948.33	23.32	0.0259	-1.26	+3.81	44.47	1119.24	25.17	0.0279	-1.49
+0.17-18.86	3.43	9.78	2.85	0.0038	-0.0156	+3.81+0.4	7.64	43.03	5.63	0.0075	-0.069
-0.17+4.4	24.23	363.9	15.02	0.0122	+0.36	-3.81+5.1	25.52	400.62	15.70	0.0128	+0.039
Δq_1=+3.81				0.0582	+0.41					0.0621	Δh=-0.32
+13.86	77.81	3150.76	40.49	0.0148	-1.38	-0.4	77.41	3120.86	40.32	0.0148	-1.37
+13.86	103.86	5375.63	51.76	0.0077	-0.96	-0.4	103.46	5337.39	51.59	0.00769	-0.95
+13.86+4.4	70.54	2627.88	37.25	0.0227	+1.92	+0.4+5.1	76.04	3019.45	39.71	0.0242	+2.21
13.86+0.17	3.43	9.78	2.85	0.0038	+0.0156	+0.4+3.81	7.64	43.03	5.63	0.0075	+0.069
Δq_1=-4.41				0.049	-0.4					0.0542	Δh=-0.041

Перед значениями потерь напора (графа 13) необходимо проставить знак «+» или «-» (в зависимости от направления движения воды по контуру кольца).

Так, на участке 1-2 (см.рис.4.1.) поток движется от точки 1 к точке 2, т.е. по часовой стрелке вдоль контура кольца 1. Поэтому потери напора считаем условно положительными на участке 1-2 (h_{1-2} = +1,91м), а также на участке 2-3 (h_{2-3} = +1,39м. На участке 1-8 поток движется от точки 1 к точке 8, т.е. против часовой стрелки вдоль контура кольца 1. Поэтому потери напора считаем условно отрицательными на участке 1-8 (h_{1-8} = -2,42м), а также на участках 8-3 (h_{8-3} = -0,25м).

Сумма потерь напора на всех участках одного замкнутого контура (графа13) дает значение невязки по кольцу Δh в общем случае отличную от нуля. Так, в данном примере при расчете начального потокораспределения невязка составила:

- по кольцу 1 Δh_1 = +0,63м;
-по кольцу 2 Δh_2 = +0,022м;
-по кольцу 3 Δh_3 = +1,548м;

В I и III кольце значение невязки больше допустимой (± 0,5м), следовательно, всю кольцевую сеть следует пересчитать, приняв новые значения расходов воды по участкам сети, т.е. начать расчет первого исправления потокораспределения.

В рассматриваемом примере невязка по кольцам положительная (Δh > 0), значит принятые расходы потока в положительном направлении больше фактических, а в отрицательном – меньше. Следовательно, первое исправление расходов должно уменьшить расходы на участках в положительном направлении (1-2,2-3) и увеличить – на участках с отрицательным направлением движения воды по контуру (1-8, 8-3).

Если невязка по кольцу окажется отрицательной (Δh < 0), значит, принятый расход в положительном направлении меньше фактического (и при исправлении его надо увеличить), а принятый расход в отрицательном направлении больше фактического (и при исправлении его надо уменьшить).

Исправление потокораспределения осуществляется с помощью «увязочного» расхода, двигающегося по контуру кольца в направлении, противоположном знаку невязки Δh. На величину ΔQ изменяются (увеличиваются, если направление движение расходов Q и ΔQ одинаковое, уменьшаются, если направление движения расходов противоположное) предварительно назначенные расходы всех участков кольца. При этом автоматически соблюдается баланс расхода на всех узлах в расчетных точках кольца.

В первом кольце знак Δh положительный, следовательно, поправочный расход ΔQ необходимо направить по кольцу I против часовой стрелки и тем самым увеличить расход на участках 1-8, 8-3 и уменьшить на участках 1-2, и 2-3.

Поправочный расход определяется по выражению:

$$\Delta Q = \pm \frac{\Delta h}{n * \sum S * Q^{n-1}}$$

Где $\sum S * Q^{n-1}$ – сумма графы 12 для данного кольца;

Поправочный расход ΔQ с соответствующим знаком записывается в графу 14.

В рассматриваемом примере для кольца I Δh_1 = + 0,63м, $\sum S\,Q$= 0,07731, а поправочный расход:

$\Delta Q_1 = \frac{1,63}{1,85 * 0,07731}$ = 4,40 л/с;

Исправленные расходы по участкам кольца I получены следующие:

$Q'_{1-2} = Q_{1-2} - \Delta Q_1$ = 76,87 – 4,40 = 72,47 л/с
$Q'_{2-3} = Q_{2-3} - \Delta Q_1$ = 66,78 – 4,40 = 62,38 л/с.

На участках для двух колец, должны быть учтены величина и направление поправочных расходов обоих колец. Так, участок 8-1 является смежным для колец I и III. Поправочный расход кольца I равен +4,4 л/с и направлен против часовой стрелки (т.е. от точки 8 к точке 1, навстречу потоку и, следовательно, должен быть вычтен из расхода Q_{1-8} . Таким образом, поправочный расход кольца III равен 13,86л/с, следовательно, окончательный поправочный расход для участка 1-8 равен 1,79л/с и направлен против потока. Следовательно, исправленный (первый раз) расход на участке 1-8:

$$Q'_{1-8} = Q_{1-8} + \Delta Q_I - \Delta Q_{III} = 55,53 + 2,87 - 4,66 = 53,74 \text{ л/с}$$

Участки 8-3 являются смежными для колец I и II. Поправочный расход воды в кольце II равен 0,17л/с направлен против часовой стрелки для контура кольца II навстречу потокам.

Следовательно, исправленные (первый раз) расходы воды на этих участках (табл.3.4. графа 15) будут такими:

$$Q'_{8-3} = Q_{8-3} + \Delta Q_I - \Delta Q_{II} = 20,0+4,40-0,17=24,23 \text{ л/с}$$

При расчете сети может оказаться, что поправочный расход ΔQ будет больше исправляемого на этом участке расхода Q и направлены они в противоположные стороны. Это означает, что исправленный расход ΔQ будет равен их разности и направлен в сторону поправочного расхода. Следовательно, при расчете следующего исправления потокораспределения необходимо на схеме сети направление потока по этому участку изменить на противоположное.

В графе 18 (табл.5.4.) записываются произведения $S * Q^{n-1}$ и в графе 19 – потери напора по линиям кольца 1,2 Sq^{n-1}, при исправленных расходах на участках.

Затем снова определяют невязки Δh по всем кольцам и, если они везде допустимы, считают гидравлический расчет сети законченным. Если в каких-либо кольцах невязки окажутся снова недопустимыми, то расчет продолжают, проводя второе исправление, и т.д. до получения во всех кольцах допустимых значений невязок одновременно.

После второго исправления начального потокораспределения (табл.5.4.) невязка во всех кольцах одновременно была меньше допустимой (ξ = ± 0.5 м)

Δh_I = -0,05м; Δh_2 = -0,32м; Δh_{III} = -0,04м.

Заключительным этапом увязки сети является проверка невязки по внешнему контуру кольцевой сети. Она должна быть меньше допустимого значения (ξ = ± 1,0…1,5 м)

Для данного примера:

$$\Delta h\ b_k = h_{1-2} + h_{2-3} + h_{3-4} + h_{4-5} - h_{5-6} - h_{6-7} - h_{7-1} = 1,50+1,05+1,000002+1,20-1,49-1,37-0,95 = -0,06\text{м}.$$

При полученном значении $\Delta h\ b_k$ увязку сети можно прекратить. Если невязка по внешнему контуру окажется больше допустимой, то следует продолжить исправление расходов и вычисление потерь напора.

В результате увязки сети получена схема фактического (рассчитанного) распределения потоков по сети и потерь напора на каждом расчетном участке (рис.5.2.).

По изложенной методике проводится увязка кольцевой сети при других расчетных случаях работы наружной сети населенного пункта.

На рис.5.3. и в табл.5.5. показаны результаты проведенных расчетов при работе наружной водопроводной сети населенного пункта в час максимального транзита.

В соответствии с алгоритмом расчета кольцевой сети приводится программа для увязки кольцевой водопроводной сети по методу Лобачева-Кросса, режим пакетный, язык Фортран, ЭВМ типа ЕС.

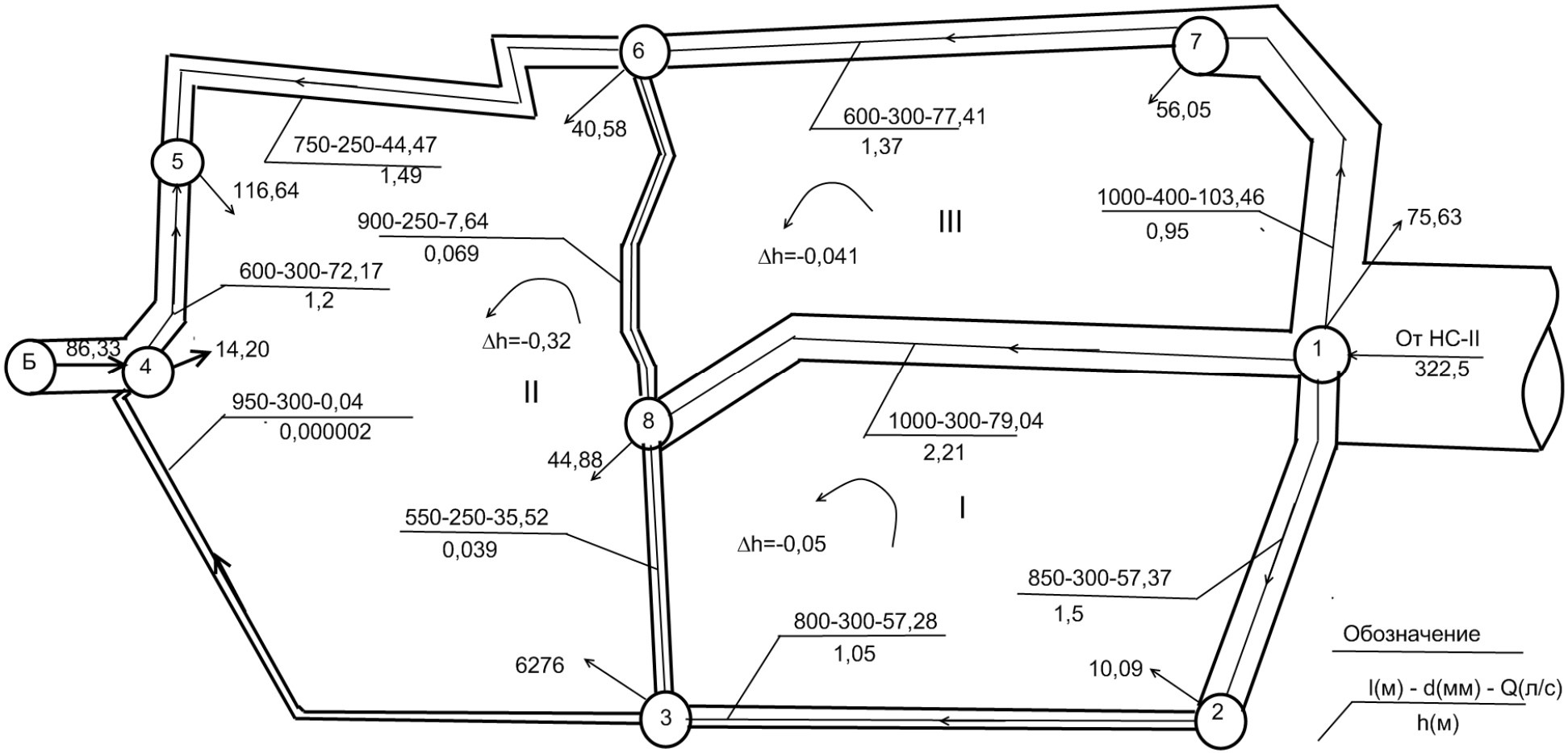


Рис.5.2 Схема рассчитанного потокораспределения в час максимального водопотребления

Таблица 5.5.

№ кольца	№ уч-ка	l, м	d, м	k	n	p	$S=\frac{kl}{d^{p/1000}}$	Начальное потокораспределение										
								Δq, л/с	q^n, л/с	q^{n-1}, л/с	Sq^{n-1}	$h=1.2\ Sq^n$	Δq, л/с	q_1	q^n, л/с	q^{n-1}, л/с	Sq^{n-1}	$h=1.2\ Sq^n$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	1-2 2-3 3-8 8-1	0,55 0,80 0,55 1,0	0,3 0,3 0,25 0,3	0,001688	1,85	4,89	0,000518 0,000488 0,000314 0,000609	50 43,77 6,48 55,53	1390,3 1036,9 30,73 1688,01	27.8 24.83 4.90 30.40	0.0144 0.0121 0.00399 0.0185	+0.86 +0.64 -0.031 -1.23	-2.65-2.65 +2.65-16.87 +2.65-13.84	47.33 41.12 26.0 44.34	1257.0 968.27 414.67 1113.2	26.55 23.65 15.95 25.11	0.0138 0.0115 0.013 0.0153	+0.78 +0.57 -0.41 -0.81
							Δq=+2.65				0.0400	+0.24						+0.13
	3-4 4-6 5-6 6-8 8-3	0,95 0,60 0,75 0,90 0,55	0,3 0,3 0,25 0,25 0,25				0,000579 0,000366 0,00111 0,001332 0,000814	43,13 6,02 51,12 30,0 6,48	1057.65 26.23 1778.52 540.34 31.73	24.52 4.60 31.14 16.01 4.90	0.0142 0.00158 0.0346 0.0240 0.00399	+0.73 -0.012 -2.36 -0.36 +0.031	+16.87 -16.81 -16.87 -16.87+13.84 +16.87+2.65	60.0 10.85 40.25 0.71 86.0	1941.96 82.32 930.71 0.531 414.67	32.47 1.59 23.12 0.75 15.95	0.0188 0.00278 0.0257 0.000999 0.013	+1.35 +0.036 -1.24 +0.0008 +0.41
							Δq=-16.87				0.0785	-2.47						+0.50
	6-7 7-1 1-6 8-6	0,6 1,00 1,00 0,9	0,3 0,4 0,3 0,25				0,000366 0,000149 0,000609 0,001332	42,68 50,0 55,53 30,0	1037.33 1390.3 1688.01 540.34	24.30 27.80 30.40 18.01	0.0088 0.00414 0.0185 0.0240	-0.46 -0.25 +1.23 +0.86	+13.84 +13.84-13.84+2.63 -13.84-16.87	56.52 63.84 44.34 0.71	1794.11 2134.85 1113.2 0.531	30.86 34.22 25.11 0.75	0.0113 0.0051 0.0153 0.000999	-0.17 -0.39 +0.81 -0.0008
							Δq=+13.84				0.0539	+1.38						-0.35

Невязка по внешнему контуру:

0,78+0,51+1,35+0,036-1,24-0,17-0,39=0,34

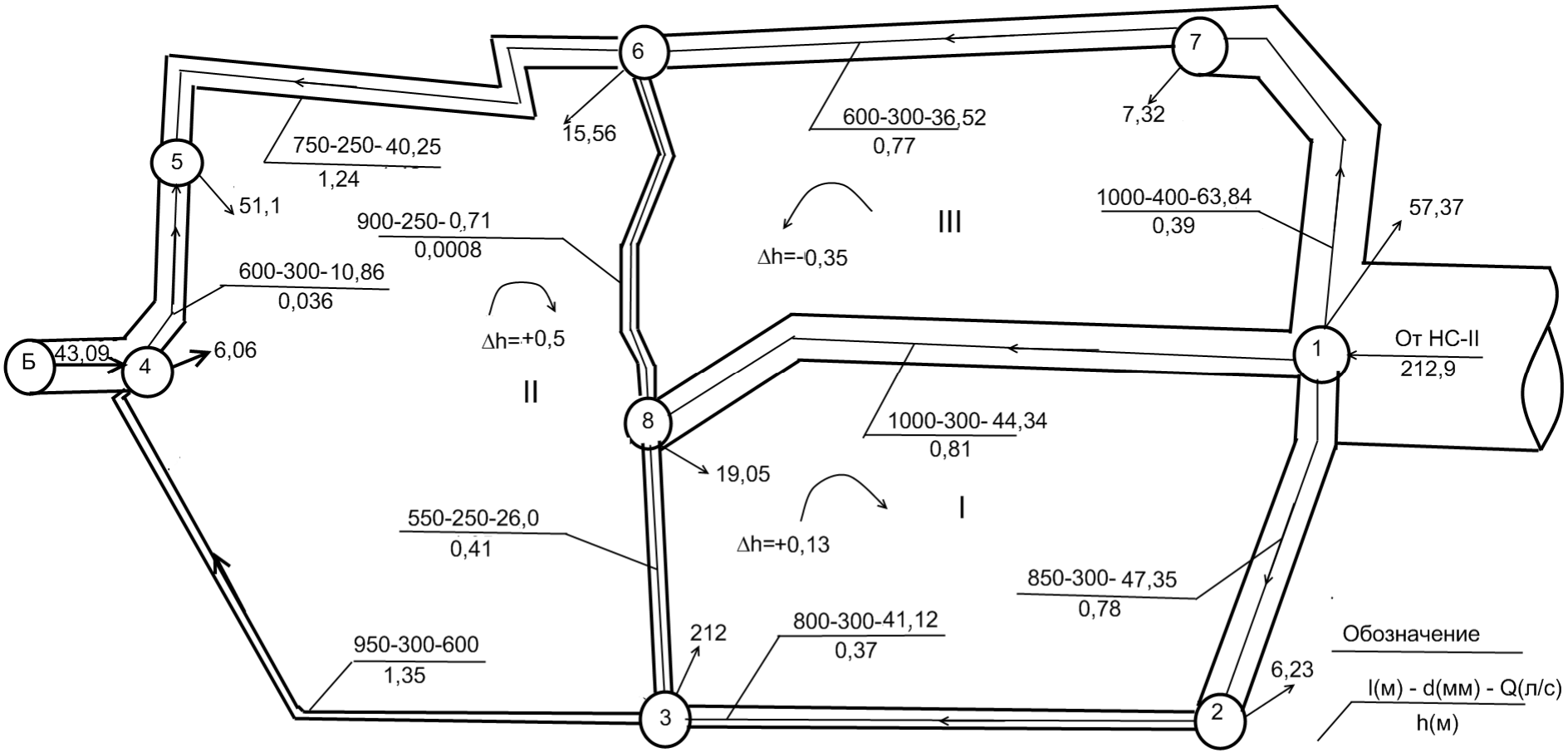


Рис 5.3. Схема рассчитанного потокораспределения в час максимального транзита

Подобное описание программы вызвано выходом в свет новой редакции СНиП 2.04.02-64 «Водоснабжение. Наружные сети и вооружения», где изложена мелодика расчетов сетей, рекомендованная при расчетах на ЭВМ.

Глава 7. ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЬЕЗОМЕТРИЧЕСКИХ И СВОБОДНЫХ НАПОРОВ В СЕТИ.

Проведенная увязка сети позволила вычислить фактические потери напора на всех ее участках (после последнего исправления потокораспределения или результат вычислений на ЭВМ) при каждом расчетном случае ее работы.

Так как напоры при различных случаях работы сети взаимосвязаны (через высоту водонапорной башни и ее бака), то должен быть соблюден следующий порядок определения (см.рис.II):

а) свободных и пьезометрических напоров в час максимального водопотребления;

б) отметок водонапорной башни;

в) свободных и пьезометрических напоров в час максимального транзита.

7.1. Определение пьезометрических и свободных напоров в сети в час максимального водопотребления.

В основу расчета положено требование о необходимости обеспечения в любой точке водопроводной сети населенного пункта свободного напора не более 60 м, но не менее требуемого:

$H_{св.т.} = 10+4(n-1)$м, где n – число этажей здания

Расчет ведется в табличной форме (табл.7.1.) с использованием рис.7.7.

Таблица 7.1.

№ расч точки	Отметка поверх земли	Минимальные требуемые значения		Определение диктующей точки				Расчетные напоры	
	м	Свободн напор	Пьезом напор	Расчетн участок	Потери напора	Пьезом напор	Недостающ напор	Пьезометр	свобод
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	723,3	22	745,3			745,3	0	762,05	38,75
				1-2	1,5				
2	722,9	22	744,9			743,8	1,1	760,55	37,65
				2-3	1,05				
3	730,2	22	752,2			742,75	9,45	759,50	29,30
				3-4	0,001				
4	730,0	22	752,0			742,749	9,25	759,499	29,499
				4-5	1,20				
5	728,3	30	758,3			741,55	16,75	758,30	30,00
				5-6	1,49				
6	729,2	30	759,2			743,04	16,16	759,79	30,59
				6-7	1,37				
7	727,8	30	757,8			744,41	13,39	761,16	33,36
3	730,2	22	752,2			742,75	9,45	759,50	29,30
				3-8	0,039				
8	727,2	30	757,2			742,789	14,41	759,539	32,339

В соответствии с заданием на проектирование высота застройки в I районе равна 6 этажам, а во II районе – 4 этажам. Следовательно, требуемое значение свободных напоров:

для I района $H_{св.т.1} = 10+4(6-1) = 30$м;

для II района $H_{св.т2.} = 10+4(4-1) = 22$м.

Если расчетная точка расположена на границе районов с разной этажностью, то принимается в расчете большее ее значение.

Определяем значение требуемого пьезометрического напора (графа 4) путем сложения требуемого свободного напора (графа 3) с отметкой поверхности земли(графа 2):

$$H_п=z_1+H_{св.т.1}=723,3+22=745,3$$

Дальнейшее заполнение таблицы 7.1. производим в следующей последовательности:

1. В столбце 3 записываем значения $H_{св.т.}$ по заданной этажности;
2. В столбец 4 – сумма значений в столбцах 2 и 3;
3. В столбец 6 записывается без знаков величины потерь напора на участках, полученные в результате увязки сети на час максимального водопотребления;
4. В столбец 7 для точки 1 переписывается значение H_n из столбца 4. Значение H_n для остальных точек определяется путем алгебраического суммирования величин потерь напора с H_n, причем знак определяется по схеме окончательного потокораспределения по направлению движения воды «-«, против «+»;
5. В столбец 8 заносится разность величин в столбцах 4 и 7;
6. В столбец 9 проставляются расчетные величины пьезометрических напоров, которые определяются путем арифметического сложения величин H_n в столбце 7 с наибольшим значением величины недостающего напора в столбце 8;
7. В столбце 10 проставляются расчетные величины свободных напоров, определяемые как разность H_n (столбец 2).

Для нашего примера наибольшая величина недостающего до нормы свободного напора имеется в точке 5 (16,45м из колонки 8), поэтому в столбце 10 для этой точки записываем значение требуемого свободного напора – 30м, а для других точек подсчет ведем согласно изложенному в пункте6. Например, для расчетной точки 4, где величина недостающего напора 9,25м, следует добавить 16,75м – 9,251 = 7,449м, а поэтому к величине минимального требуемого свободного напора в этой точке 22 м (столбец 3) прибавляем 7,449м и записываем сумму 29,449м в столбец 10.

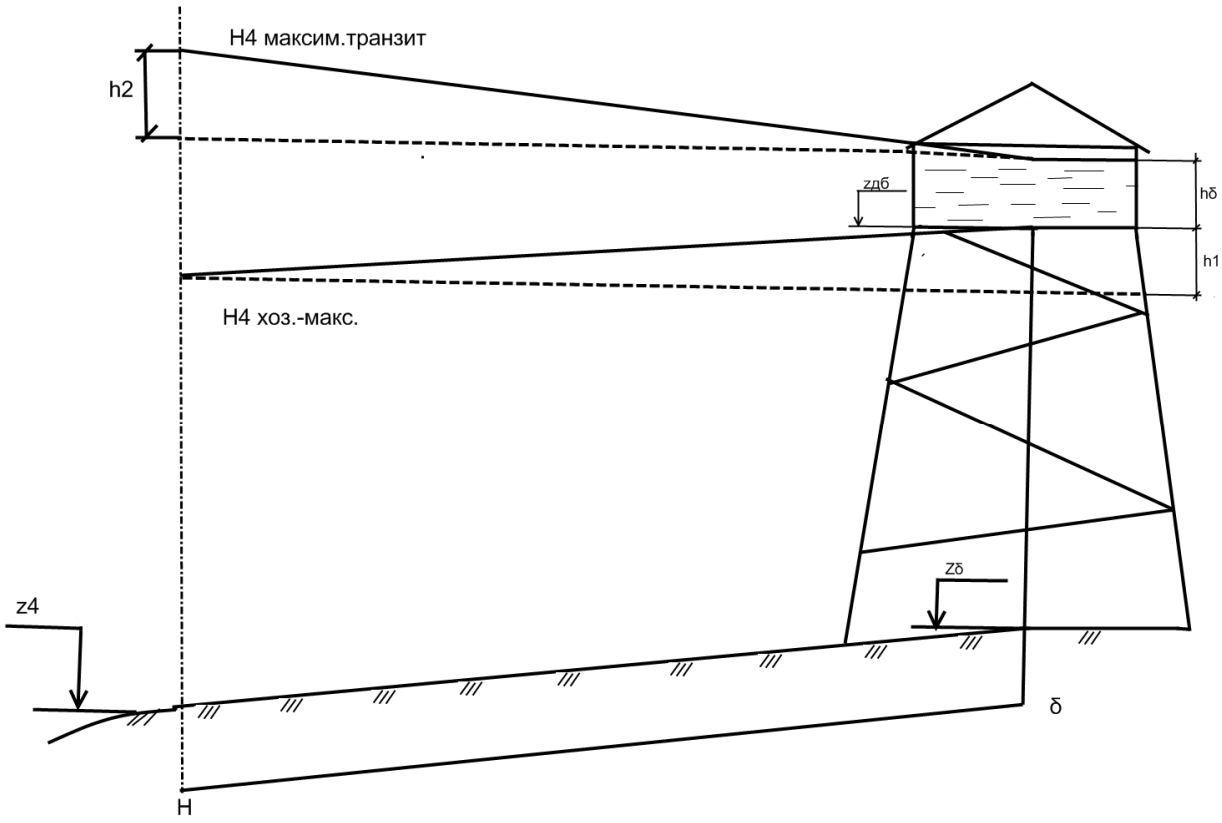


Рис. 7.1. Схема взаимосвязи напоров в сети при различных случаях ее работы

7.2.Определение высоты водонапорной башни.

При определении высоты водонапорной башни необходимо, чтобы в час подачи воды в сеть максимального хозяйственного расхода был обеспечен необходимый свободный напор в точке подсоединения башни к магистральной сети при полном опорожнении бака башни.

Отметка $Z_{дб}$ дна бака водонапорной башни определяется по формуле:

$Z_{дб} = H_n + h_{n\text{-}б}$;

где H_n – пьезометрический напор в магистральной сети в точке присоединения к ней башни ($H_4 = 759{,}49$м)

$h_{n\text{-}б}$- потеря напора в трубопроводе, соединяющем башню с магистральной сетью.

Длина водоводов, соединяющих водонапорную башню с магистральной сетью $l_{4\text{-}б} = 0{,}10$км (см.рис.2.1)

Диаметр водоводов подбираем по максимальному расходу, поступающему в бак или выходящему мз него (см.табл.3.1). Наибольший расход воды наблюдается в 16-17 часов (час максимального водопотребления) и равен 1,34% т.е.

$$Q_{4\text{-}б\ маск} = \frac{23220{,}2*1{,}34*1000}{100*3600} = 86{,}33 \text{ л/с}$$

По приложению 3 находим $d_{4\text{-}б} = 400$мм.

Рассчитываем потери напора $h_{4\text{-}б}$ при движении воды из бака в час максимального

водопотребления Q_1= 86,33л/с

k = 0.001688; n=1.85; ρ_n = 4.89; S = 0.0000149; q^n = 3818.56; $h_{4-б}$ = 1.2; q^n = 0.069м.

Тогда требуемая отметка дна бака

$Z_{дб}$ = 759,49 + 0,069 = 759,56м,

а высота водонапорной башни

$h_2 = Z_{дб} – Z_б$ =759,56 – 730 = 29,56м,
где $Z_б$ – отметка земли в месте расположения башни.

7.3.Определение пьезометрических и свободных напоров в час максимального транзита воды в башню.

Положение башни-контррезервуара определяет напоры сети при транзите воды в башню и особенно при максимальном транзите. В том случае пьезометрический напор в узле подсоединения водонапорной башни к магистральной сети должен оказаться достаточным для обеспечения движения воды в бак при полном его наполнении:

$H_{4\ макс\ т} = Z_{дб} + h_б + h_2$
где $h_б$ – высота бака водонапорной башни;
h_2 - потери напора при движении воды в бак.

Регулирующая высота бака равна 6,91м (см.п.3.2). При определении потерь напора в водопроводе при пропуске расхода Q_2 = 43,09л/с получаем:

k = 0.001688; n=1.85; ρ_n = 4.80; S = 0.0000149; q^n = 1055,84; $h_{4-б}$ = 0,019;

Следовательно, пьезометрический напор в точке 4 в час максимального транзита:
$H_{4\ маск\ т}$ = 79,56 + 6,91 + 0,019 = 766,49м.
H_4 = 766,49м.

Таблица 7.2.

№ расч точки	Отметки поверхности земли	Расчет. участок	Потери напора, м	Расчетные напоры	
				пьезометрический	свободный
1	2	3	4	5	6
4	730,0			766,49	36,49
		4-5	0,036		
5	728,3			766,45	38,15
		5-6	1,24		
6	729,2			767,69	38,49
		6-7	0,77		
7	727,8			758,46	40,66
		7-1	0,39		
1	723,3			768,85	45,55
		1-2	0,78		
2	722,9			768,07	45,17
		2-3	0,57		
3	730,2			767,50	37,30
		3-8	0,41		
8	727,2			767,91	40,71

Вычисляем пьезометрические и свободные напоры для всех точек сети с учетом потерь напора при транзите воды на каждом участке. При этом расчет ведем от точки подсоединения башни к сети по тем же правилам, что и при расчете сети в час максимального водопотребления. Расчет ведется в табличной форме (табл.7.2).