

Н. УШАКОВ

ПРОФЕССОР ВОЕННО-ИНЖЕНЕРНОЙ АКАДЕМИИ

БИБЛИОТЕКА
МОСКОВСКОГО ИНСТИТУТА
ИНЖЕНЕРОВ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ

20
У93

КАНАЛИЗАЦИЯ НАСЕЛЕННЫХ МЕСТ

I

ОБЩИЕ ОСНОВАНИЯ УСТРОЙСТВА ВОДОСТОКОВ
И СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТА ВОДОСТОЧНОЙ СЕТИ

12/6



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА . . . 1923 . . . ПЕТРОГРАД

ГОСУДАРСТВЕННАЯ
ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА СССР

3097 ¹⁹/₆₆

Н
7132
№1



Иванов Принципа ошр
стоги вод.

Данилова Принципа ошр

Екин Принципа ошр
стоги вод.

Оглавление.

	СТРАН.
Предисловие	V
I. Санитарное положение России	7
II. Общие понятия о системах водостоков	12
1. Вещества, подлежащие удалению из населенных мест	12
2. Краткая классификация канализационных систем	14
3. Применение общесплавной и раздельной систем	16
III. Сеть водосточных каналов	19
4. Расположение канализационной сети в плане	19
5. Общие условия при установлении расположения сети в плане	25
6. Глубина заложения коллекторов	26
7. Скорость течения и уклоны коллекторов	28
IV. Устройство коллекторов	33
8. Типы коллекторов и условия их работы	33
9. Размеры коллекторов	37
10. Типы коллекторов в зависимости от материала	38
11. Керамиковые трубы	38
12. Кирпичные коллекторы	42
13. Бетонные и цементные коллекторы	44
14. Коллекторы из смешанного материала	48
15. Железобетонные каналы	48
16. Металлические трубы	48
V. Расчет коллекторов	49
17. Общие основания расчета каналов	49
18. Определение сечения и профиля водостоков	59
19. Круглое сечение при полном заполнении	60
20. » » » неполном заполнении	62
21. Оvoidальное сечение	63
22. Сечения различных типов	66

	СТРАН.
VI. Составление проекта водосточной сети	67
23. Предварительные работы при устройстве канализации .	67
24. Составление плана города и окрестностей	70
25. Густота населения	72
26. Определение количества хозяйственных вод	74
27. » » атмосферных вод	76
28. Составление проекта канализационной сети	90
29. » диаграммы расхода жидкости по часам .	91
30. » проекта для раздельной системы	93

Приложение:

1. Таблицы для расчета водостоков	105—112
2. Образцы ведомостей	113—122

Предисловие.

Обширная заграничная литература в области санитарной техники и имеющийся многолетний строительный опыт дают богатый материал для проектирования канализационных сооружений. Однако, своеобразные условия русского быта требуют часто весьма существенных изменений в принятых западно-европейских образцах, применительно к особенностям того или другого района, резко различающихся между собою не только по географическим, но и бытовым условиям.

Существующая русская санитарно-техническая литература представляет ряд обособленных трудов с различными методами расчета канализационных сооружений, в некоторых случаях очень сложных для практического применения. Несогласованность расчетных норм и необходимость широкого использования имеющихся русских опытных данных послужили поводом к изданию настоящего труда, в котором, помимо систематизации всего имеющегося русского и западно-европейского материала, предполагается установить также основные принципы расчета канализационных устройств, придав этим расчетам наиболее удобную для практики форму.

Затруднительные условия издания заставляют придать настоящему труду конспективную форму изложения, подразделив весь имеющийся материал на отдельные самостоятельные части и выделив описание наиболее типичных образцов существующих канализационных устройств в особый отдел.

Все издание сконструировано по нижеследующему плану:

Часть I — Общие основания устройства водостоков и составление проекта водосточной сети.

Часть II — Детали канализационных сооружений.

Часть III — Перекачка сточной жидкости. Устройство и проектирование подъемных станций.

Часть IV — Очистка сточных вод.

Часть V — Примеры канализационных устройств.

Предлагаемая вниманию читателей книжка представляет собой первую часть — руководство к проектированию водосточной сети, предполагающему установление общих методов расчета и однообразных форм различных ведомостей, необходимых при составлении проекта. Весь расчетный материал, для удобства пользования, сгруппирован в особом приложении в виде отдельных таблиц и ведомостей с числовыми примерами.

30 марта 1922 г.

I. Санитарное положение России.

По сравнению с другими государствами, Россия в санитарном отношении занимает последнее место. Высокий процент смертности при значительной рождаемости и существование периодически повторяющихся эпидемий служат показателями общего санитарного неблагополучия страны.

Малая культурность населения, небезопасность городов и селений часто даже простейшими санитарными устройствами и недостатки существовавшего законодательства в деле оздоровления населенных мест послужили причиной столь слабого развития в России правильных водоснабжения и канализации.

Ненормальность существовавшего положения дел побудило старое правительство в 1913 году приступить к выработке особого законопроекта «о санитарной охране воздуха, воды и почвы», в основание которого было положено принудительное оздоровление наиболее крупных городов и селений, путем обязательного устройства водоснабжения и канализации. Однако, наступившая война приостановила намеченные мероприятия и задержала также текущие работы по улучшению санитарных условий страны, почему ныне с возрождением культурной жизни страны первоочередной задачей государства должно быть производство самых широких работ в области санитарной техники.

Сравнивая смертность и рождаемость в России и Западной Европе, имеем на 1000 жителей следующие средние годовые цифры за период 1900 — 1910 г.г.

	Рождаемость.	Смертность.	Прирост.
Европейская Россия	45,7	29,6	16,1
Австрия	33,6	22,3	11,3
Италия	32,4	21,0	11,4
Германия	31,7	17,3	14,2
Франция	19,9	19,2	0,7
Англия	26,2	14,7	11,5

Из приведенной таблицы видно, что Россия занимает среди других стран первое место как по рождаемости, так и по смертности. Высокая смертность в России объясняется как высокой смертностью в детском возрасте, так и неблагоприятием ее в санитарном отношении. Это положение находит себе подтверждение в следующей таблице, дающей возрастной состав населения для различных государств на 1000 человек:

	Россия.	Австрия.	Италия.	Германия.	Франция.	Англия.
1 — 9 лет	273	239	226	242	177	231
10 — 19 »	213	197	186	207	174	208
20 — 29 »	158	162	161	162	163	172
30 — 39 »	124	131	136	128	137	141
40 — 70 »	232	271	291	261	349	248

Как видно из приведенной таблицы, количество населения в детском возрасте для России дает наибольшую цифру. Начиная же с 20-летнего возраста, Россия занимает последнее место, что указывает на высокую смертность в детском возрасте и малую среднюю продолжительность жизни для населения. Из этой же таблицы имеем, что наибольшая продолжительность жизни установлена во Франции, где количество населения в возрасте от 40 до 70 лет составляет 34,9% в то время как в России, тот же возраст составляет всего 23,2%.

Еще более яркую картину дает следующая таблица сравнительной смертности по возрастам на 1000 населения одного возраста для различных государств:

	Россия.	Италия.	Германия.	Франция.	Англия.
0 — 5 лет	110	85,3	76	60,3	57,7
5 — 9 »	12,3	10,8	8	6,2	4,3
10 — 19 »	11,2	10,7	8,6	9,4	6,2
20 — 39 »	17,6	16,7	15,0	17,3	11,1
40 — 59 »	37,2	30,1	33,2	32,3	27,2
60 и выше	140,3	165,8	149,4	149,8	183,4

Столь высокий процент смертности в России является результатом как высокой рождаемости, так и санитарного неблагоустройства страны.

Наиболее ярким показателем последнего положения могут служить статистические данные о заболеваемости инфекционными болезнями как-то: тифом, холерою и пр.

Относя заболеваемость тифом к 10.000 населения, имеем за период 1902 — 1910 г.г. следующие относительные цифры заболеваемости для различных форм тифозных эпидемий:

Среднее за 1902 — 1905 г.г.	31,7	} среднее 44.
» » 1906 г.	40,2	
» » 1907 г.	38,2	
» » 1908 г.	47,3	
» » 1909 г.	57,9	
» » 1910 г.	48,8	

Из приведенных данных видно, что заболеваемость тифом с течением времени склонна к повышению, что показывает на прогрессивное нарастание тифозных эпидемий, свидетельствующих об ухудшении жизненных условий страны в санитарном отношении. Последние тифозные эпидемии 1917 — 1921 г.г. не могут быть, за неимением статистических данных, выражены в определенных цифрах, но по своей грандиозности они превосходят все ранее бывшие примеры.

Заболеваемость холерой, в виду местного распространения, не может быть отнесена равномерно ко всему населению, почему возможно привести лишь общие цифры заболеваемости.

В течение XIX века, в России было пять пандемий, давших около 5 миллионов заболеваний при 41% смертности; в XX веке было 2 пандемии 1902—1904 г.г. при 12.000 заболеваний и 1907—1911 г.г. — 311.000 заболеваний при 47% смертности, при чем последняя пандемия имела в противоположность прошлым холерным эпидемиям местное происхождение (Самара), тогда как ранее очагами холеры служили Персия, Турция, Индия и пр.

В общем, от остро-заразных болезней в России на 100.000 жителей умирает ежегодно 528 человек, в то же время как коэффициент смертности для этих болезней для Италии, Германии, Англии, Норвегии, Швейцарии и Швеции меньше 100, а для остальных стран не превышает обычно 150 и только для Венгрии и Сербии цифры эти несколько выше 150.

Яркую картину санитарного неблагополучия России дает следующая таблица, устанавливающая причины смерти в русских и западно-европейских городах за *один год* на 100.000 жителей:

	Россия.	Франция.	Германия.	Австрия.	Англия.
Оспа	32	4	0,02	0,02	0,1
Корь	54	14	19	21	38
Скарлатина	72	5	16	17	11
Коклюш	23	9	18	11	29
Дифтерит	45	9	24	19	18
Тиф	58	17	5	10	9
Туберкулез легких	258	271	152	302	122
Желудочно - кишечные заболевания	464	96	198	180	59

Из этой таблицы видно, что некоторые болезни, как, например, оспа в Германии, Австрии и Англии, благодаря принятым мерам, почти совершенно не имеют места, в то же время тиф, являющийся наиболее ярким показателем санитарного неблагополучия, дает для России наибольшую цифру.

Сравнивая абсолютные цифры смертности городского и сельского населения в России, можно установить, что смертность городского населения, в противоположность большинству западно-европейских государств, несколько меньше, чем для сельского населения (27,3 на 10.000 для городов и 29,9 для уездов). Однако, из ближайшего анализа статистических данных выясняется, что причина этого явления лежит в резком различии возрастного населения городов и деревень, из которых последние имеют значительно больший процент детского населения, имеющего наибольшую смертность. Сравнивая же возрастные группы выше 30 лет, можно установить, что смертность городского населения значительно превосходит сельскую.

Наилучшим показателем санитарного неблагополучия городов России может служить то, что в значительном числе городских поселений России не отмечается естественного прироста.

Из приведенных данных видно, что правильные канализационные устройства имеются лишь в крайне незначительном количестве населенных пунктов, при чем и в канализированных городах эти устройства не захватывают всю площадь поселения, достигая, например, в Москве $\frac{1}{3}$ городской площади и в Тифлисе $\frac{1}{6}$.

Имея в виду, что, вследствие недостатка надлежащей организованности удаления нечистот в городах, лишенных канализации, вывозится таковых не более $\frac{1}{10}$, можно вывести заключение о чрезвычайной загрязненности почвы в населенных пунктах, результатом чего и является тот высокий процент остро-заразных заболеваний, установленный статистическими данными.

II. Общие понятия о системах водостоков.

1. Вещества, подлежащие удалению из населенных мест.

Вещества, подлежащие удалению из населенных мест, могут быть подразделены на следующие категории:

1. Твердые отбросы.
2. Сточные воды.

Твердые отбросы состояются из: а) кухонных отбросов (кости, обрезки овощей, пробки, жестянки и пр.), б) сора, выметаемого из комнат, в) золы, г) битой посуды, д) отбросов с базаров и ремесленных заведений, е) испорченных товаров, ж) уличных сметок, состоящих из разрушенных частиц мостовых, песка и помета животных и з) наконец, из навоза.

Таблица, помещенная на стр. 13, дает примерное представление о составе мусора некоторых городов.

В среднем количество мусора, приходящееся на 1 жителя в сутки, исчисляется в 1 кг. ($\frac{1}{2}$ кг. домовый сор и $\frac{1}{2}$ кг. уличный), для русских городов норма эта понижается обычно в два раза.

В жидком виде подлежат удалению:

1. Хозяйственные воды;
2. Клозетные и писсуарные воды;
3. Воды от мытья улиц, фонтанов и пожаров;
4. Воды промышленных заведений;
5. Атмосферные воды.

Хозяйственные воды происходят от водопроводной воды, бывшей в употреблении в ваннах, кухнях, прачечных, при мытье

№№ по порядку.	Составные части мусора.	В процентах.				Примечание.
		Берлин.	Гамбург.	Лондон.	Москва.	
1.	Мелкий сор: песок, зола, частицы дерева, угля, пыли и пр. . . .	70,10	80,11	84,02	49,11	По данным 1906—1910 г.г.
2.	Обрезки овощей . . .	23,10	8,63	4,61	21,76	
3.	Бумага, ветошь, пробки, щепки		3,59	7,89	19,30	
4.	Кости, камни, черепки, бутылки, битое стекло .	6,4	4,07	2,48	5,63	
5.	Хлебные отбросы . .	—	—	—	3,33	
6.	Металлические части .	0,40	3,38	1,00	0,85	
	В том числе .					
	{ горючих	17,3	26,20	45	26,29	
	{ негорючих.	60,03	59,27	33	42,71	
	{ воды	22,63	14,33	22	31,00	

жилых помещений, из умывальников и пр. Клозетные и писсуарные воды могут удаляться или целиком вместе с экскрементами или частично при существовании, кроме правильной канализации, еще вывоза нечистот посредством ассенизационного обоза.

Иногда в канализационную сеть поступают также грунтовые воды, что закрепляет уровень их на постоянной высоте.

Быстрое удаление всех перечисленных веществ и составляет задачу санитарного благоустройства населенного пункта, при чем удаление твердых отбросов производится при помощи особого обоза с отвозом на свалки или мусоросжигательные печи, удаление же жидких и разжиженных отбросов производится при помощи различных канализационных систем или путем индивидуального собиранья и периодического вывоза.

2. Краткая классификация канализационных систем.

В зависимости от рода отводимых вод все канализационные системы могут быть подразделены на две основных группы:

1. Система *общесплавная* или *общая*.
2. Система *раздельная*.

В системе *общесплавной* в канализационную сеть поступают все воды как-то: хозяйственные, клозетные, общественные, промышленные и атмосферные.

В этой системе, благодаря значительному количеству отводимых вод, сечение каналов получается значительных размеров.

В системе *раздельной* атмосферные воды отводятся особою сетью каналов.

Если канализация предусматривает удаление всех вод (не считая грунтовых), то такая канализация называется *полной*, в противном же случае — *неполной*.

Кроме указанных основных систем, существуют промежуточные их формы, так, например, применяется *полураздельная* система, где существуют две сети, но первые порции дождя, смывающие главную уличную грязь, посредством особых соединительных стоков, поступают в общую сеть домовых стоков и лишь по заполнении последних на определенную высоту, действием особых поплавков и щитов, дождевая вода переключается в особую дождевую сеть.

В зависимости от способа передвижения жидкости канализационные системы могут быть:

а) *самосплавные*, в которых движение жидкости происходит под влиянием приданного каналом уклона (силы тяжести);

б) *механические*, где движение жидкости производится посредством сообщения жидкости некоторой скорости различными механическими приспособлениями;

в) *смешанные*, где основным способом является движение жидкости, вследствие приданного каналом уклона и лишь в части системы применяется механическая сила.

Тип самосплавной канализации является наиболее дешевым, но редко может быть выполнен в чистом виде на практике, так как рельеф местности не всегда позволяет вести каналы с требуемым для самосплава уклоном, почему наиболее часто применяется смешанный тип, в котором участки с применением механической силы должны иметь наименьшее протяжение.

К способам механического удаления могут быть отнесены системы *Лиернура* и *Шона*.

Система Лиернура (всасывающая) состоит в том, что в городе устраиваются две отдельные канализации, одна *пневмати-*

ческая — всасывающая для нечистот от ватерклозетов и ретирад и другая сплавная самотечная для отвода домовых, фабричных и заводских вод. Нечистоты первого рода выделены с той целью, чтобы, собирая их в малоразжиженном виде и при малом соприкосновении с воздухом, возможно было получить более компактную массу, могущую служить удобрительным продуктом для сельского хозяйства.

В системе Лиернура должны применяться воздушные насосы, действие которых, вследствие невозможности сообщить полную непроницаемость всасывающим трубам, распространяется на весьма ограниченное расстояние, почему в этой системе необходимо иметь часто расположенные насосные станции, что естественно значительно удорожает стоимость всей системы.

Присоединяя сюда стоимость особой сети для домовых вод, расходы по изготовлению брикетов и вывозу за черту города нечистот, а равно эксплуатационные расходы на механическую силу, будем иметь весьма значительную стоимость этой системы как в смысле ее устройства, так и эксплуатации.

Главные преимущества этой системы заключаются в том, что нечистоты, удаляемые в герметически закрытых металлических трубах помощью всасывания, совершенно изолированы от почвы и внешнего воздуха, почему в санитарном отношении эта система является наиболее совершенной.

К недостаткам системы Лиернура, помимо указанной дороговизны устройства и эксплуатации, следует отнести затруднения в вывозе значительных масс нечистот за город для переработки их на брикетных и пудретных фабриках, а равно — сложность устройства системы, требующей непрерывного надзора, так как правильное действие ее основано на исправном действии воздушных насосов и машин и совершенной непроницаемости труб. Особенно существенным в системе Лиернура является вопрос о способах предохранения труб от засорения, так как последние делаются очень малого диаметра, при котором возможность засорения является весьма вероятной.

Для предотвращения возможности засорения Лиернуром, а впоследствии Берлие, предложен особый аппарат между приемником и всасывающей уличной трубой для удержания твердых тел, действующий автоматически.

Система Лиернура, в виду приведенных ее недостатков, не получила достаточного развития и применена в частях городов Амстердама, Лейдена и Дортрехта, где плоская местность с высоким уровнем грунтовых вод крайне затрудняла устройство канализации по обычно принятому типу. Кроме того, дешевизна в этом районе металлических труб, машин и угля позволяла

оправдать те расходы, которые связаны с типом канализации по способу Лиернура.

Пневматическая система Шона применяется для отвода всех сточных вод, за исключением дождевых. Для удаления жидкости употребляют механическую силу в виде сжатого до нескольких атмосфер воздуха.

Система эта состоит из ряда приемников, куда самотеком поступает сточная жидкость из домовых стоков. Приемники представляют собою грушевидный или шарообразный чугунный сосуд, емкостью равный 20—40 секундному притоку вод, в котором, по заполнении сточною жидкостью, автоматически открывается кран, отпирающий выпуск сжатого воздуха из воздушной сети в приемник, вследствие чего сточные воды нагнетаются из эжектора в канализационную сеть.

По опорожнении коллектора кран от воздушной сети автоматически закрывается, и сжатый воздух из эжектора выходит в атмосферу, после чего эжектор вновь заполняется сточной жидкостью (Детали устройства эжекторов Шона в Отделе подъем и перекачка сточных вод.).

Система Шона может применяться в тех случаях, когда местные топографические условия не позволяют располагать каналы с требуемым уклоном и с экономической стороны оправдывается устройство большого количества эжекторных станций.

Главные недостатки этой системы: 1) малая экономичность работы эжекторов, что происходит вследствие потери работы от перевода силы пара в сжатый воздух и утечки сжатого воздуха в подводящих трубах; 2) выпуск наружу отработанного воздуха, бывшего в соприкосновении со сточной жидкостью и, наконец, 3) неравномерность работы эжекторов, вследствие автоматичности их действия, через известные промежутки времени по наполнении резервуара.

3. Применение общесплавной и раздельной систем.

Начало возникновения общесплавной системы следует отнести к 1847 году, когда в Лондоне было решено уничтожить выгребные ямы и направить все сточные воды в сеть подземных коллекторов, что и было выполнено в период 1859—1865 годов, после чего эта система получила повсеместное распространение, но в сравнительно ограниченном числе случаев, так как дороговизна устройства полной канализации не позволяла применить такую систему для городов, располагающих малыми финансовыми средствами.

Раздельная система впервые была предложена инженером Филиппсом для Лондона в 1847 г. и затем применена на практике для города Альбвик (Англия) в 1849 г. и для других 9-ти городов Англии.

Однако, широкое распространение раздельная система получила лишь в начале 80-х годов прошлого столетия, после применения ее на практике сначала в Мемфисе (Америка — 1879 г.) и затем Вашингтоне, Нью-Орлеане, Балтиморе и пр., откуда эта система перешла в Европу под названием системы *Верига*, особенность которой состоит лишь в устройстве автоматических промывательных приспособлений и вентиляции каналов.

В настоящее время наибольшее применение имеет раздельная система в виду как экономических соображений, так и существующих в ней конструктивных особенностей, придающих этой системе большую гибкость и допускающих, таким образом, применение этой системы в большинстве случаев без устройства дорого стоящих сооружений.

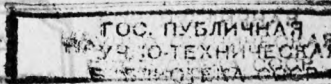
Во всяком случае, перед устройством канализации в каком-либо населенном пункте должны быть точно выяснены все местные условия, основываясь на которых возможно будет решить, какой из способов удаления нечистот является в данном случае наиболее выгодным как по экономическим соображениям, так и по степени обеспеченности города в санитарном отношении.

В раздельной системе, вследствие отвода одних хозяйственных вод, сечения каналов получаются малых размеров, что облегчает применение их к местности и придание соответствующих уклонов.

Расход жидкости в каналах при этой системе, достигая максимума в час наибольшего потребления, не понижается в остальные периоды времени ниже предела, обеспечивающего непрерывное движение жидкости в канале с соответственной скоростью, не позволяющей осаждаться взвешанным в сточной жидкости частицам. В виду этих соображений принятое заполнение в каналах в час наибольшего потребления (расчетный расход) должно быть по возможности велико, допуская работу канала полным профилем или при степени заполнения, дающей наибольшую скорость.

Малые диаметры труб в начальных концах сети, несущие малые количества жидкости при неравномерном расходе, могут быть легко промываемы с расходом на то небольшого объема промывных вод.

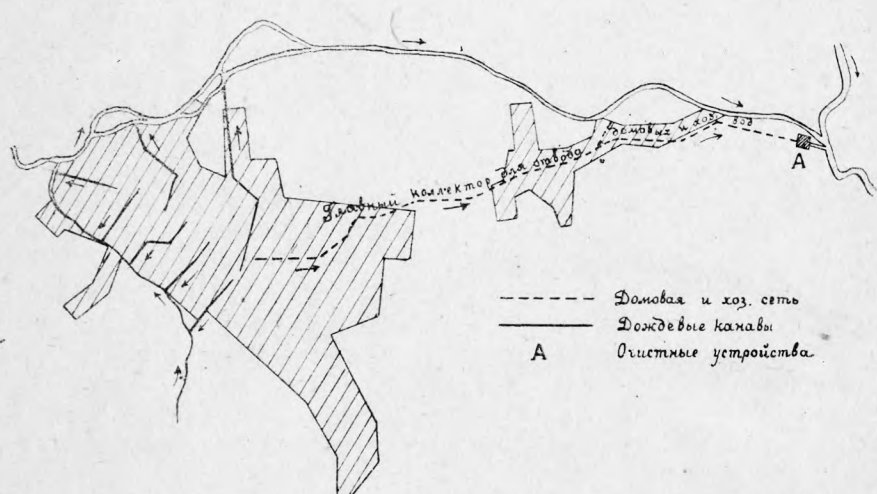
Дождевые каналы, спроектированные независимо от домово́й сети, могут быть направлены кратчайшим путем к имеющимся водоприемникам, вследствие чего глубина заложения таких кана-



30974

лов может быть значительно меньше, чем в сети хозяйственных вод. Кроме того, часть ливневых каналов может быть расположена на поверхности земли, в виде особых лотков, что несомненно в значительной степени удешевляет стоимость канализационной сети.

Преимущество раздельной канализации оказывается особенно ясным в случае необходимости отвода сточных вод посредством длинного загородного канала на очистительные устройства и возможности выпуска дождевых вод посредством коротких каналов в имеющиеся в черте города водостоки (фиг. 1).



Фиг. 1.

В случае необходимости устройства перекачки на главном коллекторе или применения главных напорных линий, затрата механической силы при общесплавной системе является настолько значительной, что раздельная система имеет в таком случае явное преимущество.

Затем при общесплавной системе чрезвычайно усложняется вопрос об очистке сточных вод, так как, благодаря большему объему дождевых вод, очистительные сооружения должны иметь весьма значительные размеры.

Кроме того, вследствие дороговизны устройства общесплавной системы, последняя часто не рассчитывается на максимальное количество осадков, выпадающих раз в 5—15 лет, результатом чего может происходить наводнение улиц во время таких ливней дождевой водой, смешанной с нечистотами.

Недостатком раздельной системы является то обстоятельство, что, при действии дождевой сети после продолжительной засухи, в дождевую сеть поступает значительное количество уличных и домовых нечистот, что ведет к сильному загрязнению речной воды при маловодных протоках. Для устранения этого последнего недостатка и была предложена полураздельная система, где первые порции дождя, содержащие главную часть уличных и дворовых нечистот, направляются в сеть домовых вод.

При устройстве раздельной канализации стоимость устройства домовой сети (домовой и дворовой) будет несколько выше, чем при общесплавной, так как для предупреждения от засорения диаметры сточных труб домовой сети делаются значительно больших размеров (не менее 150 мм.), чем это требуется для отвода домовых стоков, почему в общесплавной системе при малых дворовых участках диаметры этих труб могут оказаться достаточными и для отвода ливневой воды. Вместе с тем в раздельной системе усложняется надзор за водосточною сетью, в виду существования 2-х систем.

III. Сеть водосточных каналов.

4. Расположение канализационной сети в плане.

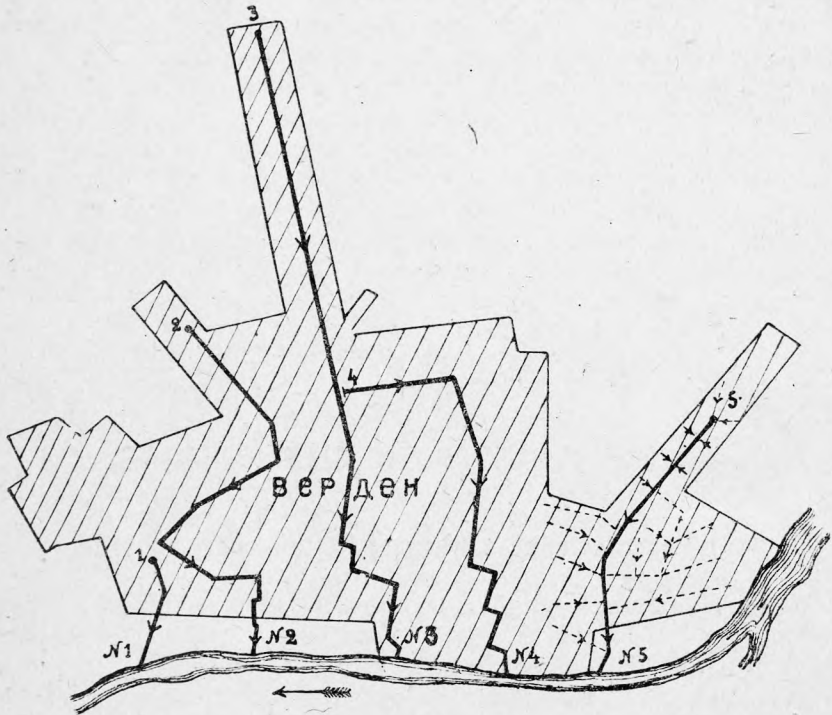
Канализационная система состоит из двух главных частей: домовой сети и городской сети. Городская сеть, в свою очередь, может быть подразделена на уличные трубы, непосредственно получающие воду от домовых стоков и направляющие их к водосборным каналам, которые, в свою очередь, объединяются несколькими главными каналами, носящими название коллекторов. В зависимости от местоположения населенного пункта, рельефа, длины городских участков и пр., число таких коллекторов может быть различное, при чем, в зависимости от количества поступающей в коллектор воды и их протяжений, коллекторы подразделяются на несколько разрядов. Коллекторы, собирающие воду со всего канализационного участка или с части его, имеющей самостоятельный водоприемник, называются главными коллекторами.

Расположение городской сети в плане зависит, главным образом, от рельефа местности, расположения водных протоков и принятого способа отвода сточных вод. Сообразно с направлением

главных коллекторов могут быть установлены нижеследующие системы расположения в плане канализационной сети:

Перпендикулярная система.

В этой системе имеется ряд отдельных коллекторов, не связанных между собою и направленных по ближайшему пути к водному потоку (фиг. 2), насколько позволяет расположение



Фиг. 2.

улиц. Система эта может быть применена в местностях, имеющих общий скат поверхности, направленный к реке.

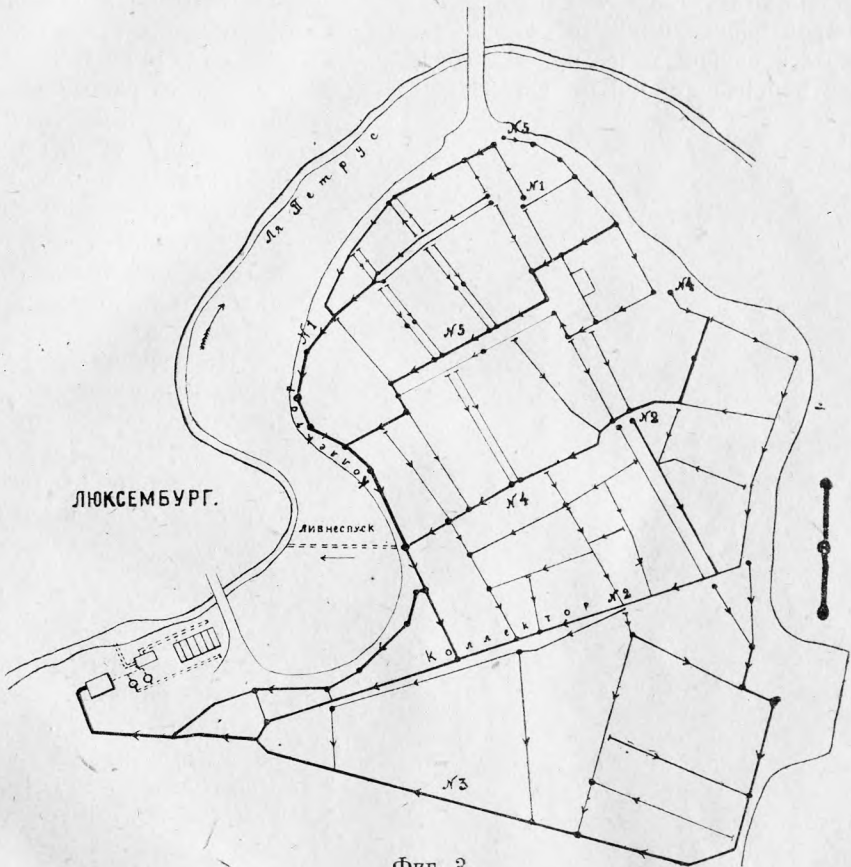
Преимущество этой системы состоит в том, что отдельные части города могут быть канализованы самостоятельно, почему возможно постепенное развитие этой системы. Кроме того, благодаря малой площади водосбора и незначительной длины каналов, сечения коллекторов могут быть малых размеров.

Недостатком этой системы является большое число отдельных устьев, почему такое расположение может применяться только в случае выпуска сточных вод в водный проток без очистки.

Это последнее обстоятельство делает перпендикулярную систему применимой исключительно для отвода дождевой воды, когда нет необходимости применять очистительные устройства.

Пересеченная система.

В пересеченной системе общее расположение каналов остается то же, что в перпендикулярной, но вместо непосредственного вы-



Фиг. 3.

пуска каждого коллектора в водный проток, устья их соединяются особым сборным коллектором (фиг. 3, коллектор № 1), отводящим сточные воды за черту города.

При общесплавной системе или при дождевой сети, если позволяет уровень водоприемника, желательно для уменьшения сечения каналов устройство ливнеспусков (фиг. 3).

Устройство перехватывающего канала вдоль реки может встретить затруднение, вследствие необходимости придания соответствующего уклона каналу, результатом чего может явиться столь глубокое залегание коллектора, что уровень воды в реке окажется выше дна канала. Кроме того, при значительном повышении воды в период половодья, необходимо бывает сообразоваться с этим уровнем для предупреждения подпора в главном коллекторе.

В виду этих соображений может оказаться необходимым устроить перекачку на главном коллекторе и, собрав сточные воды в особом водосборном бассейне, направить сточную жидкость через напорный загородный канал на такое расстояние,

чтобы сточные воды возможно было бы выпустить в водоприемник, после соответствующей очистки на полях орошения или других очистных устройствах.

Пересеченная система применена в ряде городов, а именно: Лондоне, Париже, Вене, Дрездене, Страсбурге, Люксембурге и проч.

Зонная система.

Система эта применяется при местности пересеченной, когда участки города располагаются на различных высотах. В этом случае приходится такие участки, имеющие значительную разность в нивелировочных отметках, канализовать особо,

подавая сточную жидкость из нижних участков в сеть верхней системы посредством перекачки (фиг. 4).

В этом случае возможно водами верхнего участка воспользоваться для промывки нижележащей системы, для чего в послед-



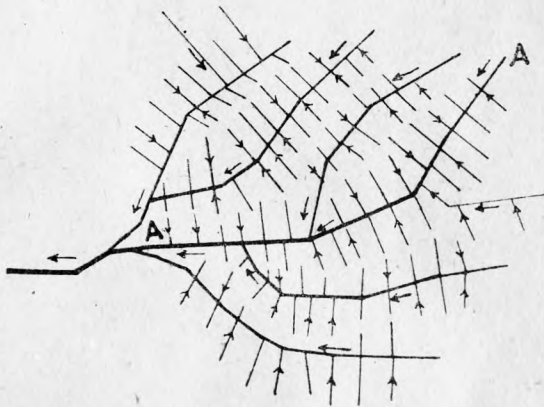
Фиг. 4.

ней системе устраивается особый спускной канал (фиг. 4, кан. А). Однако, нежелательность такого выпуска неочищенных сточных вод в черте города позволяет применять такое устройство в общесплавной системе при известной степени разжижения сточных вод или устраивать промывку посредством спуска дождевых вод с части верхнего яруса.

Зонная система применена в городах: Франкфурте-на-Майне, Майнце, Мюнхене, Кельне, Варшаве и пр.

Веерная система.

Веерная система применяется большей частью при отсутствии водных протоков, могущих служить водоприемниками. Си-



Фиг. 5.

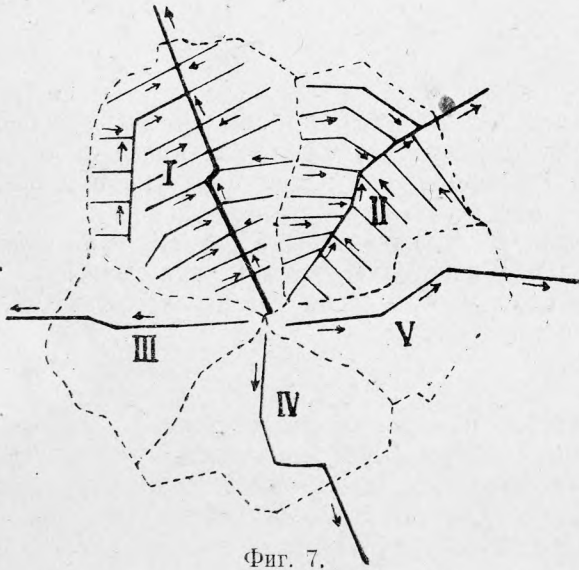
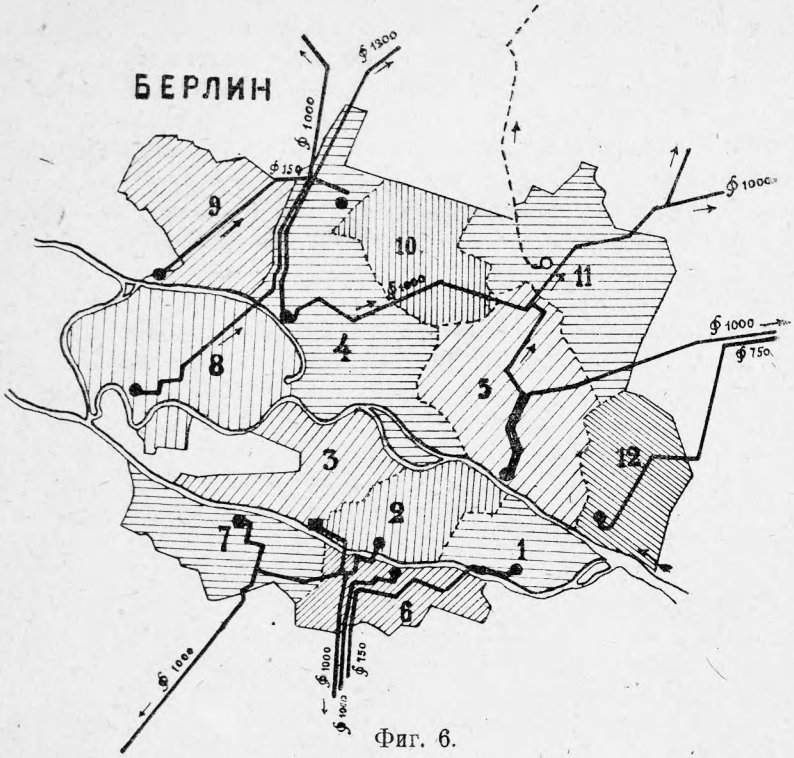
стема эта состоит из главного коллектора А, принимающего в себя ряд расходящихся коллекторов, имеющих вид веера.

Веерная система также может иметь место и при существовании водоприемника, когда уклон местности вдоль реки бывает достаточен для расположения ряда коллекторов параллельно реке (фиг. 5) или под некоторым углом друг к другу.

Веерная система применена в городах: Брюсселе, Бреславле, Висбадене и пр.

Радиальная или участковая система.

В радиальной или участковой системе город разделяется на ряд отдельных участков, которые канализируются самостоятельно по направлению от центра города к его окраинам. Каждый такой участок имеет свой главный коллектор, направляющийся от центра города к периферии. Направление таких коллекторов



и фигура участков определяется рельефом канализационного района, чтобы, по возможности, избежать перекачки жидкости или прохода под пересекающими город водными протоками (фиг. 6).

Однако, при плоской местности избегнуть перекачек бывает иногда очень трудно, почему задаются целью собрать сточную жидкость на каждом участке в особый резервуар, откуда помощью перекачки сточные воды подаются нагнетательными трубами на очистные приспособления (фиг. 7).

Главное достоинство радиальной системы состоит в том, что при ней расширение сети не требует переустройства водостоков внутри города, так как приток жидкости в них остается почти неизменным, что особенно наблюдается в густо населенных частях города, в то время как наибольший процент прироста, главным образом, наблюдается на окраинах.

Кроме того, в последней системе возможно постепенное осуществление канализации по отдельным участкам.

Смешанная система.

Осуществление на практике одной из приведенных систем в чистом виде не всегда бывает возможно, почему приходится прибегать к смешанным системам, комбинируя, в зависимости от рельефа местности, различные системы.

5. Общие условия при установлении расположения в плане канализационной сети.

При установлении схемы водоотводной сети необходимо, прежде всего, считаться с экономической стороною дела, вследствие чего приходится обычно составлять несколько вариантов, расценивая таковые по их примерной стоимости и эксплуатационным расходам.

Для удешевления стоимости эксплуатационных расходов, желательно вести каналы с уклоном, обеспечивающим движение жидкости самотеком, что возможно только при соответствующих уклонах местности и низком горизонте воды в водоприемнике.

Наибольшие затруднения обычно встречаются при проектировании начальных участков сети, где, вследствие малых количеств сточной жидкости, приходится вести каналы с большим уклоном, что может привести к такому заложению дна канала, когда потребуется перекачка жидкости. В виду этих соображений иногда бывает выгодней обособить наиболее пониженные окраинные районы в особую сеть, устроив в них малые перекачивательные

станции, устранив, таким образом, необходимость перекачки на главных коллекторах.

Основным условием при проектировании сети следует поставить *возможно быструю концентрацию жидкости в одном коллекторе*, избегая большого числа небольших равнозначущих по количеству отводимой жидкости каналов. При этом следует соблюдать условие *направления жидкости по кратчайшему пути и уменьшению количества слепых концов сети*, так как последние, в виду малого и неравномерного притока сточной жидкости, часто нуждаются в промывке.

6. Глубина заложения коллекторов.

Для предохранения коллекторов от замерзания и от действия проходящих по поверхности тяжелых грузов, необходимо иметь над сводами канала толщу земли от 1 до 1,4 метров. Однако, для возможности введения в коллектор домовых стоков, коллекторы приходится располагать на большей глубине. Кроме того, на глубину заложения коллекторов имеет также влияние глубина подвалов построек, прилегающих к улице, так как желательно трубы домовой сети располагать под полом подвала.

Это последнее условие при наличии небольшого числа глубоких подвалов может настолько удорожить устройство канализации, что, по экономическим соображениям, будет выгоднее обеспечить эти подвалы от проникновения грунтовой воды соответственным устройством, чем располагать каналы на большой глубине. В соображение должно принимать также назначение подвалов. Так, напр., нежилые подвалы, не дающие сточных вод, не должны приниматься во внимание.

Влияние промерзания грунта меняется в зависимости от географического положения канализируемого пункта, при чем, вследствие особого состава сточных вод при отдельной канализации, действие мороза значительно слабее, чем в водопроводных трубах. Так, напр., на опытах в Москве выяснилось, что при наименьшей глубине промерзания 1,4 метра (0,66 саж.) водопроводные трубы промерзали при глубине заложения 2,50 метр. (1,20 саж.), водосточные же трубы с большим количеством дождевых колодцев — при глубине 1,70 метра, каковая величина может быть еще менее при отсутствии дождевой воды в канале. В виду этих соображений, при расчете московской отдельной канализации принималось для обеспечения от промерзания за наименьшее расстояние от уровня жидкости в канале до поверхности земли — 1,50 метра (0,70 саж.), что дает наименьшую

глубину заложения для подошвы коллекторов минимального диаметра — 1,60 метра.

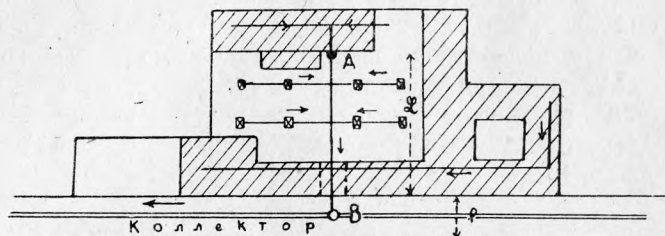
Наименьшая глубина заложения в других городах принималась следующая:

Берлин — 1 метр.

Дармштадт — 2,3 метр.

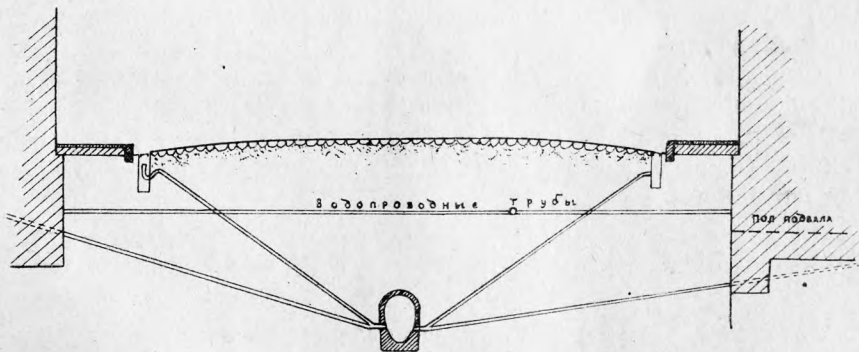
Франкфурт-на-М. — 2,3 м.

Париж — 2,83 м.



Фиг. 8.

В зависимости от длины дворового участка, глубина заложения коллектора определяется на основании следующих соображений. Если обозначить глубину домового стока у дворового



Фиг. 9.

флигеля через h , зависящую исключительно от промерзания грунта; длину дворового участка через L , ширину улицы через l , то, при уклоне домового стока $0,02$ и расположении коллектора по середине улицы, имеем глубину заложения последнего H из следующего выражения (фиг. 8).

$$H = h + 0,02 \left(L + \frac{l}{2} \right)$$

В случае отвода сточных вод также и с подвалов, начальная глубина заложения h определяется глубиной этого подвала и расположение домового коллектора согласуется с уровнем пола подвала лицевого дома (фиг. 9).

На основании приведенных соображений, положение дна коллектора обыкновенно устанавливается на глубине 2,5—3,0 метра при отсутствии канализируемых подвалов и 3,0—4 метра при наличии подвалов.

Наибольшая глубина заложения коллекторов, при укладке их в открытых рвах, принимается до 8 метров. При большей глубине залегания коллекторов необходимо производить дорогие тоннельные работы. При укладке уличных коллекторов наибольшая глубина их может зависеть также от устройства фундаментов зданий, на устойчивость которых не должна влиять отрывка рвов.

7. Скорость течения и уклоны коллекторов.

Основная задача водостоков — отвести в кратчайшее время сточные воды за черту города, почему каналам желательно придать такой уклон, чтобы скорость движения в них жидкости достигала наивысшей нормы, допускаемой для имеющегося материала канала.

Скорость движения жидкости в каналах зависит от уклона линии поверхности воды. Принимая линию поверхности параллельной уклону дна и обозначая через v и v_1 , скорости при различных уклонах через J , J_1 и Q , Q_1 соответствующие уклоны и расходы имеем:

$$v : v_1 = \sqrt{J} : \sqrt{J_1}, \quad J : J_1 = Q^2 : Q_1^2,$$

т.-е. скорость движения жидкости в канале возрастает быстрее чем гидравлические уклоны.

Для того, чтобы в каналах не происходило осаждения находящихся в сточной воде взвешенных частиц, скорость движения жидкости не должна быть менее 0,6 — 0,7 м. в секунду. В зависимости от диаметров сточных труб эта норма должна быть повышена для коллекторов малого сечения, так как количество жидкости в этих коллекторах подвергается наиболее резким колебаниям, и глубина слоя воды падает до минимума, который, однако, для обеспечения от прилипания твердых частиц к стенкам канала не должен опускаться менее 3 — 4 см.

В среднем можно принять, что скорость течения должна быть:

для водостоков диаметром до 300 мм.	0,9 — 1,1 мет. сек.
от 300 до 500 мм.	0,75 — 0,9 » »
более 500 мм.	0,6 — 0,7 » »

В зависимости от приведенных соображений и средних скоростей, уклоны в различных каналах выражаются в следующих общих цифрах:

в домовой сети.	0,01 — 0,02 — 0,08 .
» начальных концах уличных труб.	0,01 — 0,02 — 0,067
» коллекторах диаметром до 30 см.	0,004 — 0,01 — 0,03
» » » 30—60 см.	0,0025 — 0,003 — 0,03
» боковых коллекторах . . . 60—100 »	0,001 — 0,003 — 0,02
» главных коллекторах . . . 100—200 »	0,0004 — 0,001 — 0,01

Средняя из приведенных цифр представляет нормальный уклон, остальные дают максимальные и минимальные уклоны каналов.

Максимальный уклон каналов зависит от наибольшей допускаемой скорости, которую для домовых стоков желательно иметь не более 2,3 мет. в сек. Для ливневых вод, имеющих сравнительно малый период действия, скорость может быть допущена до 6 мет. в сек.

Установление предельных скоростей, главным образом, зависит от нижеследующих причин. При переменном количестве сточных вод и малом их количестве может получиться столь небольшая глубина стока, что твердые и тяжелые частицы, содержащиеся в сточной воде, будут истирать дно канала. Однако, соответствующим усилением дна канала посредством материалов, хорошо сопротивляющихся истирающему действию частиц, возможно достигнуть более значительных скоростей, почему при крутых скатах местности прибегают иногда к уклонам, превосходящим указанные нормы. Так в Любеке в уличных коллекторах существуют уклоны в 0,04, в Майнце — 0,08.

В большинстве случаев, однако, предпочитают при крутых скатах местности устраивать каналы с перепадами, которые применяют на головных участках для уклонов свыше 0,10, на боковых коллекторах — свыше 0,04 и на главных коллекторах при уклонах, превосходящих 0,02 — 0,003.

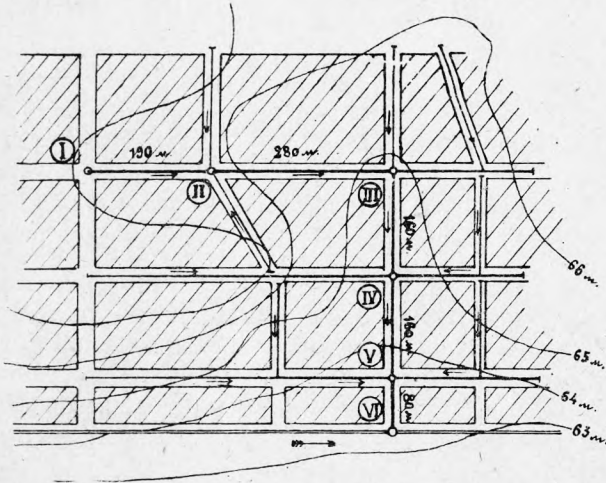
Уклоны коллекторов желательно иметь одинаковыми для каждого участка коллектора, независимо от рельефа уличной поверхности, сохраняя на этом протяжении однообразное сечение.

При распределении уклонов уличных коллекторов приходится сообразоваться помимо установленной скорости течения, также и

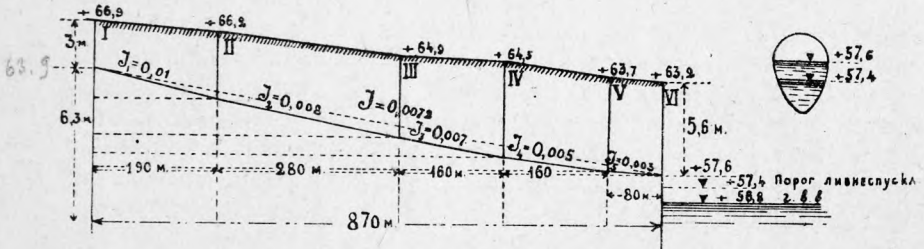
со скатом местности, необходимой по местным условиям глубиной заложения и горизонтом высоких вод в водоприемнике.

Пример.

Распределить уклоны коллектора, приведенного на фиг. 10, при наименьшей глубине заложения в точке I — 3 мет. и поло-



Фиг. 10.



Фиг. 10-а.

жения горизонта высоких вод в водоприемнике на 6,4 метра ниже точки VI. В точке VI желательно устроить ливнеспуск.

Для возможности выпуска в водоприемник дождевых вод в точке VI, порог ливнеспуска должен находиться на некоторой высоте над горизонтом самых высоких вод в реке. В приведенном примере разность этих уровней установлена в 0,6 метра. Таким образом, поверхность жидкости в точке VI канала будет 57,6 мет.

Общее протяжение коллектора I — VI — 870 метров. Отметка поверхности жидкости в начальной точке коллектора + 63,9 мет. Общая величина падения $63,9 - 57,6 = 6,3$ метра, откуда общий уклон коллектора $= 6,3 : 870 = 0,0072$.

Распределяя этот уклон, соответственно вышеприведенным нормам на основании назначенных диаметров труб, имеем для участков коллекторов:

		Падение на участке:	
I — II . .	$l_1 = 190$ мет.	$J_1 = 0,01$	$190 \times 0,01 = 1,90$ мет.
II — III . .	$l_2 = 280$ »	$J_2 = 0,008$	$280 \times 0,008 = 2,24$ »
III — IV . .	$l_3 = 160$ »	$J_3 = 0,007$	$160 \times 0,007 = 1,12$ »
IV — V . .	$l_4 = 160$ »	$J_4 = 0,003$	$160 \times 0,003 = 0,80$ »
V — VI . .	$l_5 = 80$ »	$J_5 = 0,003$	$80 \times 0,003 = 0,24$ »

Общее падение 6,30 мет.

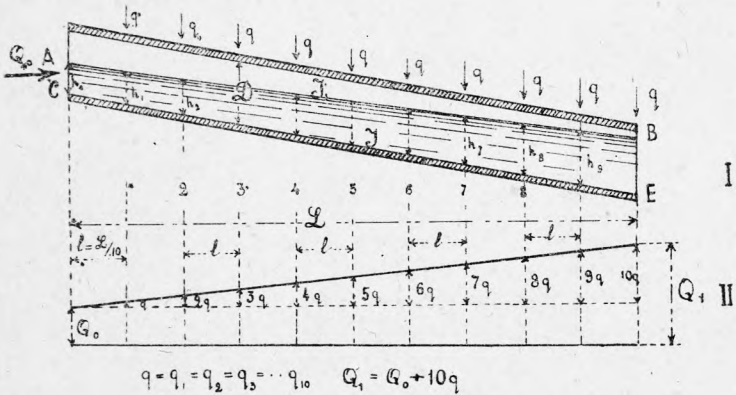
При распределении уклонов на участках коллекторов, *необходимо скорость течения жидкости иметь или одинаковую для всех участков или постепенно возрастающую* к устью коллектора. Так как количество отводимой жидкости, а, следовательно, и диаметр коллектора зависят от уклона, то решение задач не может быть вполне определенное, и соответственные величины приходится устанавливать подбором, намечая примерно возможные уклоны, на основании которых и определяются отвечающие им сечения труб, после чего вторично производится исправление уклонов и назначение окончательных размеров каналов.

Под *гидравлическим уклоном* коллектора обычно понимается *уклон поверхности (зеркала) жидкости* (точнее — уклон линии, представляющей путь средней точки, являющейся центром протекающих через каждое сечение масс жидкости), который обычно не совпадает с уклоном дна, почему, для получения этого последнего уклона, необходимо построить линию дна канала, исходя из количества поступающих в канал сточных вод вначале и конце и принятой степени заполнения канала.

Если рассмотреть участок коллектора *AB* (фиг. 11), имеющего вначале объем протекающей жидкости Q_0 куб. мет. в сек. и равномерный приток по пути в сечениях 1, 2, 3 . . . 10 — $q = q_1 = q_2 = \dots q_{10}$ и конечной расход $Q_1 = Q_0 + q_1 + q_2 + \dots q_{10} = Q_0 + 10q$, то при одинаковом сечении канала и однообразном уклоне дна, глубина слоя жидкости h будет неодинакова, возрастая к конечному участку канала, почему уклон поверхности жидкости J_1 будет меньше уклона дна — J . Принимая диаметр коллектора равным 1 метру и находя глубину заполнения в ка-

ждом сечении $h/D = h_1 = h$, получим для каждого сечения соответственную глубину жидкости h_n .

Огладывая в каждом сечении канала от линии уклона поверхности жидкости AB значения для глубины жидкости в канале, т.-е. величины $h_1, h_2, h_3, \dots, h_{10}$, получим линию дна CE , которая выразится прямой линией. Линия, соединяющая точки дна, получается всегда прямою, когда h/D меняется в пределах $0,4 - 0,8$, т.-е. в тех пределах, которые обычно бывают в канализационной практике.



Фиг. 11.

Обозначая $h/D = Z$, имеем уравнение этой прямой

$$Q_1 = b + aZ$$

Соответственно же заданию для прямой, характеризующей равномерный приток жидкости по пути (фиг. 11), имеем:

$$Q_1 = Q_0 + pL, \text{ откуда}$$

$$Q_0 + pL = b + aZ$$

$$Z = \frac{Q_0 - b}{a} + p/a L$$

т.-е. зависимость между Z (степенью заполнения) и L (длиною канала) выражается прямой линией, которая и есть линия дна.

В виду приведенных соображений достаточно бывает определить точку дна канала для начального и конечного сечения, соединяя их прямой линией, которая и будет линия дна.

IV. Устройство коллекторов.

8. Типы коллекторов и условия их работы.

Уличные коллекторы устраиваются различных типов в зависимости от характера отводимой жидкости (домовые воды, дождевые, смешанные и пр.), количества жидкости, уклонов (скорости движения) и, наконец, от различных местных условий (ширина улиц, грунт, различные подземные сооружения и пр.).

Наиболее употребительными являются сечение круглое и овоидальное, обладающие свойством давать наибольшие величины средней гидравлической глубины, а, следовательно, и скорость течения при различных глубинах заполнения.

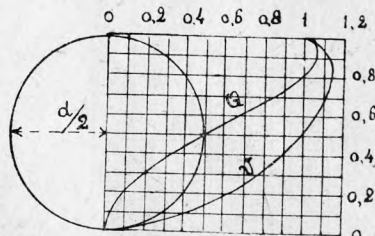
Для *круглого* сечения элементы гидравлического расчета, определенные в зависимости от диаметра, будут:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Площадь } F_0 = 0,785 d^2 \\ \text{Периметр } P_0 = 3,142 d \\ \text{Гидравлический} \\ \text{радиус } R_0 = 0,25 d \end{array} \right\} \text{Для полного заполнения.}$$

Рассматривая различные степени заполнения и определяя получаемые при этом величину расхода Q_0 и скорость V_0 , видим (фиг. 12), что изменение расхода может быть выражено плавной кривой. Из этой кривой следует, что максимальный расход при круглом сечении получается при заполнении $h/d = 0,93$ и наибольшая скорость при $h/d = 0,80$.

Овоидальное сечение применяется на практике различных типов.

Тип *Филлипса* имеет суженную нижнюю часть (фиг. 13), описываемую радиусом $d/4$, если через d обозначить ширину овоида. Способ построения профили ясен из фиг. 13. Преимущество этого сечения состоит в том, что при малых расходах жидкости оно дает большую глубину потока, больший гидравлический радиус и соответственно большую скорость течения, нежели другие овоидальные сечения, по своим свойствам более приближающиеся к круглому.



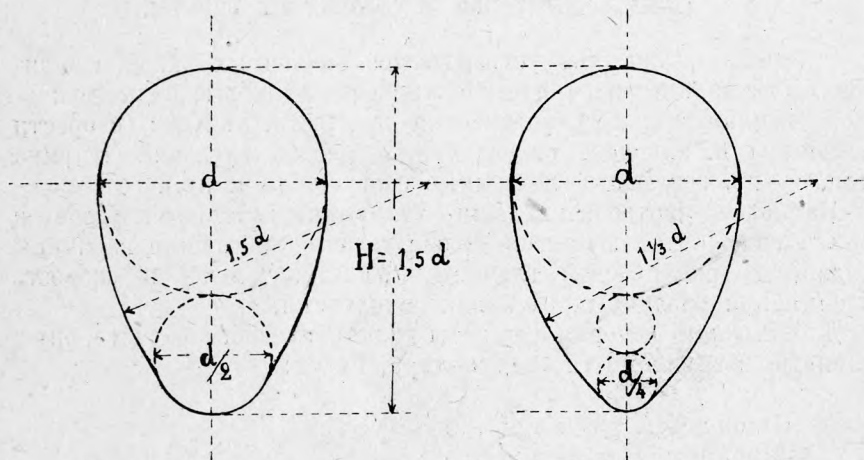
Фиг. 12.

Гидравлические элементы этого сечения:

$$F = 1,114 d^2$$

$$P = 3,92 d$$

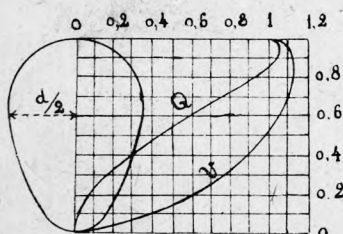
$$R = F/P = 0,284 d$$



Фиг. 14.

Фиг. 13.

Обыкновенное овоидальное сечение (фиг. 14) отличается от предыдущего тем, что при построении его диаметр нижнего круга берется равным половине верхнего диаметра и радиус боковых стенок $1\frac{1}{2} d$. Для этого сечения:



Фиг. 15.

$$\left. \begin{aligned} F &= 1,1483 d^2 \\ P &= 3,965 d \end{aligned} \right\} R = 0,29 d$$

Овоидальное сечение применяется на практике при отводе значительного количества воды при переменном расходе, при глубоком заложении коллекторов для уменьшения ширины рвов, в местах, стесненных другими подземными сооружениями и пр. Наиболее распространенным является обыкновенное овоидальное сечение, профиль же Филлипа применяется большей частью при общесплавной системе, подверженной значительному колебанию вод, если не представляется выгодным прибегнуть к устройству особого лотка для домовых вод.

Зависимость от степени заполнения для Q и V приведена на диаграмме фиг. 15.

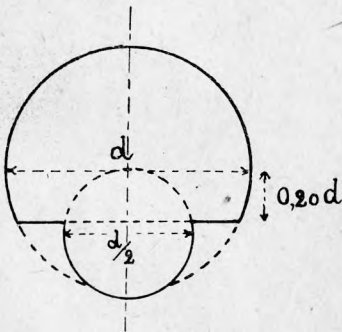
Обычно овоидальная профиль не применяется для сечений шириною менее 50 см. при высоте 75 см. Коллектора меньших сечений делаются круглыми.

Из рассмотрения диаграмм, характеризующих работу овоидальных коллекторов при различной степени заполнения, видно, что для обыкновенного овоидального сечения максимальный расход получается при степени заполнения $h/d = 0,93$, т.-е. одинаково с круглым сечением, максимальная же скорость отвечает степени заполнения 0,83.

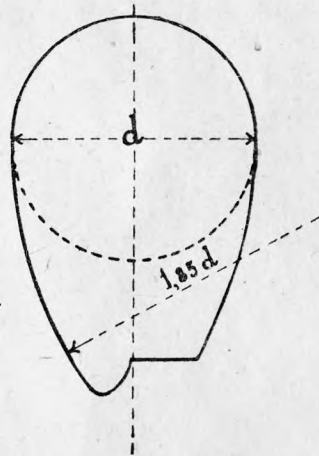
Однако, на практике не используется обычно наивыгоднейшая степень заполнения, а расчет производится в предположении заполнения коллектора до пят свода, т.-е. при $h/d = 1$, если высота коллекторов $h = 1,73 d$.

Специальные сечения.

Кроме круглых и овоидальных профилей, в канализационной практике могут иметь место сечения иного типа, вызываемые особенностями их работы. Так, напр., для отвода домовых вод

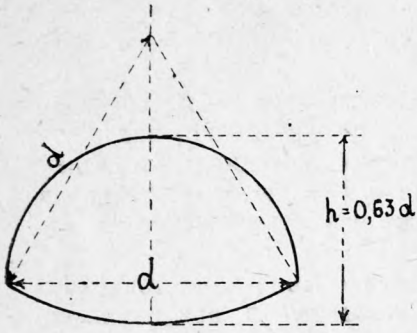


Фиг. 16.

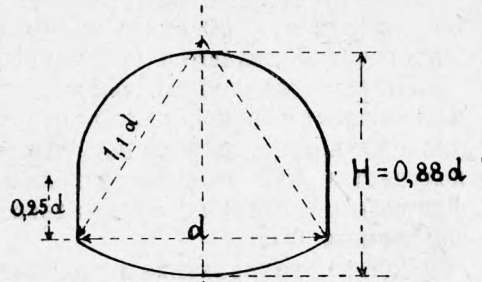


Фиг. 17.

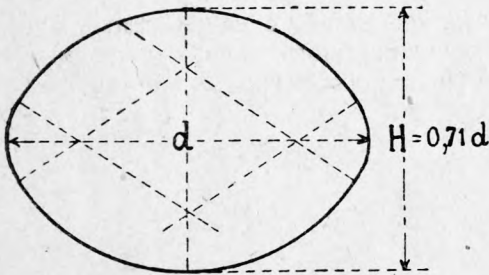
в общесплавной системе применяется иногда круглое сечение или овоидальное с лотком (фиг. 16, 17). Для отвода ливневых вод и водоспусков применяются большею частью плоские сечения — лотковые, эллиптические и пр. (фиг. 18 — 21), так как в таких случаях не существует опасности загрязнения каналов осадками, и расположение водостводов на малой глубине дает возможность устройства широких рвов.



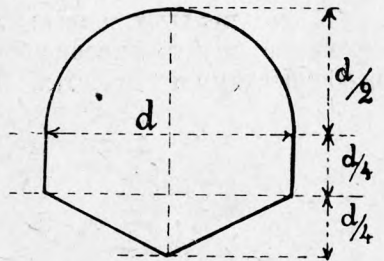
Фиг. 18.



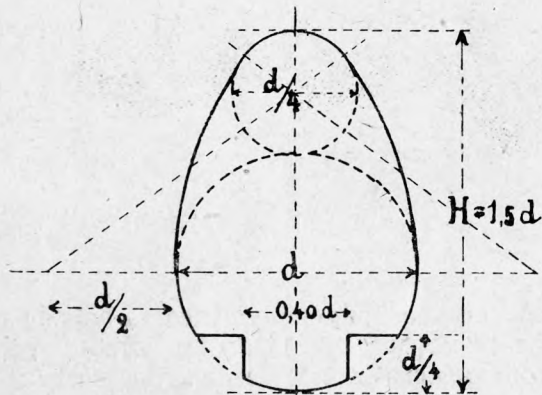
Фиг. 19.



Фиг. 20.



Фиг. 21.



Фиг. 22.

При больших размерах коллекторов, когда последние доступны осмотру, для облегчения по ним прохода устраивается иногда овальное или обратно овоидальное сечение, или, наконец, как указано на фиг. 22, для этой цели оставляются банкеты.

Наименьший размер канала, по которому возможен проход — 1,2 метра (4 фут.).

9. Размеры коллекторов.

В зависимости от материала трубы могут быть или определенного диаметра (керамиковые и металлические трубы), или размеры их произвольны и устанавливаются проектными требованиями (бетонные, кирпичные и др. трубы).

Наименьший размер уличного коллектора определяется в зависимости от попадающих в него случайных крупных отбросов, которые не должны вызвать засорения трубы. В зависимости от местных условий и экономических соображений, в существующих канализациях наименьшие размеры коллекторов приняты от 150 мм. (Москва, Киев и некоторые английские и американские города) до 400 мм. (Берлин — 225, Варшава — 300 мм. и пр.).

Для увеличения скорости течения в начальных участках коллекторов желательно, однако, по возможности применять меньшие диаметры, предупреждая попадание в канализационную сеть крупных отбросов посредством задерживающих приспособлений в домово́й сети.

По мере притока жидкости, размеры коллекторов соответственно расчету постепенно увеличиваются, при чем изменение в размерах не должно производиться слишком часто, а должно сообразовываться как с имеющимися на практике размерами для керамиковых труб, так и с экономической стороной устройства, имея в виду, что применение большого числа различных типов коллекторов усложняет работу и удорожает стоимость постройки. Кроме того, вследствие приближенных условий расчета количества отводимых вод, подбор диаметров, точно соответствующих расчетным данным, для каждого сечения не вызывается необходимостью.

Изменения в размерах малых коллекторов (круглых) производятся обычно через 20 мм., увеличивая эту величину по мере возрастания диаметра до 30 мм. и более. Для сечений овоидальных, применяемых при большом расходе жидкости, высота труб меняется через 100 — 150 мм. для участков одного и того же коллектора, пропорционально изменяя остальные части сечения.

Наименьшая высота для овоидального сечения, применяемого на практике, — 700 мм. (Москва).

10. Типы коллекторов в зависимости от материала.

Материал, из которого устраиваются коллекторы, должен удовлетворять следующим условиям:

1. Водонепроницаемость.
2. Достаточное сопротивление механическим усилиям и химическому действию сточной жидкости.
3. Удобная обработка для получения требуемых проектом сечений.
4. Гладкая поверхность.

Удовлетворение всех поставленных условий бывает, однако, иногда невозможно, так, например, большинство материалов, за исключением гончарных труб, плохо сопротивляется действию свободных кислот и щелочей, могущих заключаться в сточной воде. Кроме того, на некоторые места труб может вредно действовать высокая температура сточной жидкости, например, на асфальтировку труб, гудронные стыки труб и т. п.

В виду этих соображений, при устройстве канализации устанавливаются обычно определенные нормы пользования водостоками, обуславливая как предельное содержание свободных кислот и щелочей (обычно $\frac{1}{4}\%$ — 5%), так и температуру жидкости ($+ 35^\circ$ Берлин, $+ 40^\circ$ Москва). Однако, в виду своеобразного состава сточных вод на различных фабриках и заводах разрешение на примыкание к канализации дается после выяснения всех условий и анализа отводимой жидкости.

11. Керамиковые трубы.

Керамиковые трубы наиболее распространены в канализационной практике при устройстве коллекторов малых диаметров. Трубы эти делаются из чистой, пластичной горшечной глины с примесью порошка шамота. С наружной и внутренней стороны трубы покрываются глазурью, большею частью соляной, как наиболее прочной и проникающей в толщу стенки.

Обжиг керамиковых труб производится при температуре около 1800° , не допуская спекания массы, так как в противном случае трубы становятся очень хрупкими.

Перед укладкой труб должно быть произведено испытание, как в отношении их физических свойств, так и химического состава. Присутствие в трубах свободной извести совершенно не

допускается, так как делает их совершенно негодными к употреблению, вследствие происходящего под действием воды гашения извести. Хорошо обожженные керамиковые трубы должны при ударе давать чистый звук и при изломе давать однородную мелкозернистую поверхность.

Общие условия, которым должны удовлетворять керамиковые трубы для целей канализации, могут быть установлены в следующих основных чертах:

1) Трубы должны быть машинной работы, правильного сечения при одинаковой по всей длине толщине стенок, без трещин, пузырей и других пороков и равномерного обжига. Наибольшие допустимые отклонения в толщине труб 3 мм.

2) Раструбы должны представлять одно целое с телом трубы.

3) Глазурь должна покрывать трубу тонким гладким слоем без наплывов, пузырей, трещин и пр.

4) Отклонения в размерах частей не должны превышать 6 мм., при условии, если таковые не вредят правильной укладке трубы.

5) Глина должна быть плотная и мало пористая. Процент всасывания воды, для взятой на пробу части трубы, не должен превышать 9 и для всей (цельной трубы) — 4.

6) Серная, азотная и соляная кислоты, едкий калий и аммиак крепостью 1 — 5% не должны оказывать какого-либо действия на стенки трубы.

7) Трубы должны выдерживать внутреннее давление не менее 3 атмосфер (испытывается 1% всех труб).

Достаточная прочность керамиковых труб, их сравнительная дешевизна, гладкость поверхности и нечувствительность к химическому воздействию служат причиной широкого распространения этих труб в домовой сети и в уличных коллекторах малого сечения. Тип керамиковых труб почти исключительно круглый. Иногда выделяются сечения овоидальные и овальные, но трудность получения при обжиге правильных профилей делает эти последние сечения мало применимыми на практике.

В зависимости от завода бывают различные сортаменты керамиковых труб. Так, харьковские заводы выделяют трубы:

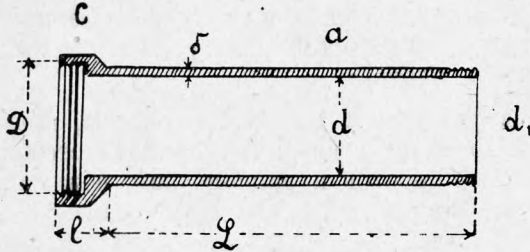
от 2 до 10 дм. (изменение диам. через 1 дм.)—длиною 1 арш.

» 12 » 18 » » » 2 » — » 1 »

» 24 » 28 » » » 4 » — » 1¹/₂ »

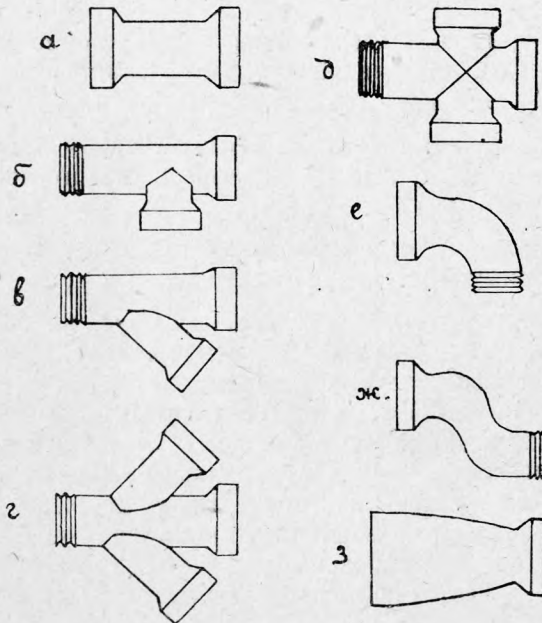
Завод Новь (в Боровичах)

от 2 до 12 (через 1 дм.)—длиною 12 верш.
» 12, 14, 15, 16, 17, 18 дм.—длиною } 1 аршин.
» 19, 20, 21, 24, 28, 32 » — » }



Фиг. 23.

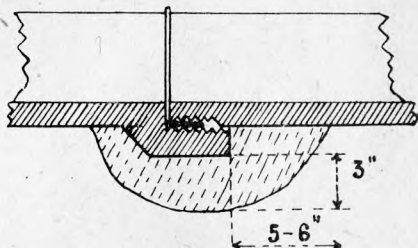
Немецкий сортамент имеет трубы диаметром от 50 до 200 мм. с изменением через 25 мм. и — 200 — 600 мм. с изменением через 50 мм. Длина 1 метр.



Фиг. 24.

Керамиковые трубы состоят из цилиндрической части — а (фиг. 23), муфты или раструба С, внутренний диаметр кото-

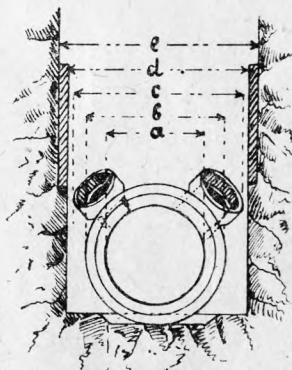
рого D делается несколько больше наружного диаметра d_1 цилиндрической части, для возможности вдвигания узкого конца следующей трубы. Наружная поверхность узкого конца трубы и внутренняя поверхность раструба делаются рифлеными (обычно треугольной нарезки) для возможности плотного соединения между трубами при помощи различного связующего материала.



Фиг. 25.

Для присоединения боковых коллекторов, домовых ветвей, дождевой сети и пр. имеются фасонные части различного вида (фиг. 24 $a—z$), из которых типы, указанные на фиг. 24 $a—i$, применяются для главных уличных проводов, остальные же в дворовой сети.

Соединение керамических труб производится различными способами. Наиболее простой способ — обмазка стыка жирной глиной с обмоткой рифленой части просмоленной паклей в несколько рядов (фиг. 25). Такие стыки, как показывает опыт, выдерживают значительные давления, и соединение получается достаточно упругим и непроницаемым. Однако, такое соединение может разрушаться прорастающими корнями и пробурываться дождевыми червями, почему надежнее вместо глины употреблять *асфальтовую замазку* (1 часть каменноугольной, 1 часть газовой смолы и 3 части шамотной муки).



Фиг. 26.

При укладке труб *в воде* применяется соединение при помощи цемента. Для этого просмоленная пакля закладывается до половины рифленой части, остальная же часть стыка, а равно и весь стык кругом обмазывается смесью из 1 части цемента и 1 части песка. Стык этот имеет недостаток — неупругость соединения, почему применение его и ограничивается указанным случаем.

Необходимые размеры траншеи для укладки труб различных диаметров приведены в следующей таблице (фиг. 26):

Диаметр трубы <i>a</i> мм.	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>
250				800
275	409	709	750	850
300	442	742	800	900
325	472	772	850	} 950
350	502	802	850	
375	531	831	} 950	} 1050
400	564	864		
425	597	897	} 1000	} 1100
450	630	930		
475	659	959	} 1050	} 1150
500	688	988		
525	713	1013	} 1100	} 1200
550	746	1046		
575	777	1077	} 1150	} 1250
600	806	1106		
650	866	1166	1250	1350
700	926	1226	1300	1400

12. Кирпичные коллекторы.

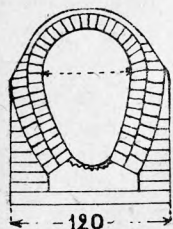
Кирпичные коллекторы пользуются широким распространением в канализационной практике, благодаря простоте конструкции и удобству производства кирпичной кладки. Кирпич для кладки каналов должен быть плотный, правильной формы и хорошего обжига, при чем допускается остеклованная наружная поверхность в гранях, не соприкасающихся с раствором. Масса кир-

пича должна быть хорошо промешана и в изломе однородна без слоев, пустот и каких-либо включений.

Выделка кирпича должна быть правильная без изгибов в какую-либо сторону с чистыми прямыми гранями. Боковые грани, соприкасающиеся с раствором, желателно иметь рубчатыми.

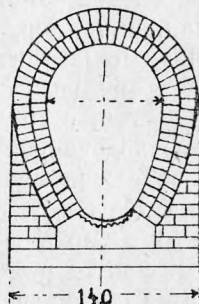
Кирпич для кладки каналов применяется прямой и клинчатый, размеры которого устанавливаются проектными данными, при чем число типов клинчатого кирпича должно быть по возможности невелико. Клинчатый кирпич особенно необходим при устройстве каналов малого сечения.

Кладка ведется на цементном растворе (1 : 3 до 1 : 4), обыкновенно отдельными концентрическими рядами, разделенными слоем цемента, без соблюдения перевязки между рядами.



Фиг. 27.

Чтобы уменьшить число типов клинчатого кирпича, на практике допускается толщина швов: наименьшая 3 мм. и наибольшая 10 мм. с внутренней и 13 мм. с наружной поверхности каналов.



Фиг. 28.

Кладка стенок кирпичных каналов производится в два ряда, допуская для малых каналов (до 0,9 м.) один ряд кирпича в верхней сводчатой его части при обеспечении непроницаемости. Для больших каналов необходимо производить статический расчет в зависимости от условий работы (качество грунта, пропитанность водой и пр.) — фиг. 27, 28.

Толщина верхнего свода и боковых стенок назначается для каждого типа канала одинаковая, установленная в предположении самых невыгодных условий работы, изменяя лишь форму и ширину основания в зависимости от переменных условий грунта.

В нижней части каналов кирпичная кладка ограничивается снаружи вертикальными плоскостями (фиг. 27 и 28).

Внутри каналов швы расшиваются цементным раствором (1 : 1 — 2). Внутренней штукатурки следует избегать, так как таковая часто обваливается. С наружной же стороны верхняя поверхность коллекторов до пят свода обмазывается цементным раствором.

Дно коллектора, подвергающееся царапающему и стирающему действию проходящих осадков, устраивается обычно из особых фасонных частей, с большим сопротивлением механическому износу. Для этой цели применяются керамиковые, каменные, бетонные

и кирпичные (железняк) фасонные части. Керамиковые фасонные части применялись в старых устройствах, в настоящее время употребление их крайне редко, так как стыки этих частей легко дают щели, пропускающие воду, и сопряжение их с кладкой стенки канала не вполне надежно.

В настоящее время чаще всего применяются подошвенные части, изготовленные из тесаного камня твердых пород или из бетона с покрытием поверхности глазурованными плитками. Все фасонные части изготавливаются заранее и в готовом виде укладываются на подготовленное основание канала, которое большей частью делается бетонное или из кирпичной кладки на цементном растворе.

Соединяются между собою отдельные части или в притык, как, например, каменные, или же в четверть (бетон), с заливкой швов цементным раствором.

Кирпичные коллекторы, сложенные из кирпича надлежащего качества, с соблюдением приведенных условий, отличаются полностью водонепроницаемостью. Приемка кирпича для кладки каналов должна производиться особенно тщательно, при чем этот кирпич должен удовлетворять следующим условиям:

1. Серная, азотная и соляная кислоты, а равно аммиак и едкое кали в 1% — 5% растворе не должны оказывать на кирпич разрушающего действия.

2. Выдержанный при комнатной температуре в продолжение недели, взвешенный и затем вымоченный кирпич не должен увеличиваться в весе более, чем на 13%.

3. Вес одного куб. дюйма сухого кирпича должен быть не менее 0,07 фунт.

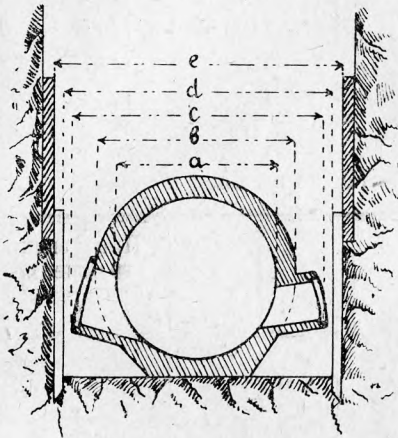
13. Бетонные и цементные коллекторы.

Цементные коллекторы применяются для малых диаметров различных (преимущественно круглых) сечений, бетонные же трубы устраиваются исключительно для отвода большого количества жидкости и могут быть различного типа в зависимости от их назначения.

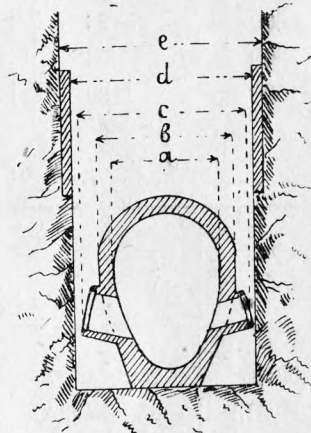
Сравнительная дешевизна таких труб, водонепроницаемость, достаточная гладкость стен и возможность придания любого сечения служат причиной широкого распространения этих труб на практике. Что касается до степени сопротивления бетонных и цементных труб химическому действию сточных вод, то, согласно лабораторным исследованиям, вредное влияние жидкости сказывается лишь при нахождении в стоках свободной кислоты или

щелочи в количестве более 0,1%. Имея, однако, в виду, что в сточных водах кислоты обычно нейтрализованы, обстоятельство это не является препятствием для широкого распространения этих труб, за исключением случаев, когда водостоки имеют целью отвод фабричных и заводских вод, состав которых может быть очень разнообразным.

В отношении истирания, бетонные каналы значительно скорее подвергаются изнашиванию, нежели керамиковые и кирпичные, что особенно наблюдается при большой скорости течения, вблизи действующих промывательных приборов, почему нижнюю часть коллекторов в таких случаях необходимо покрывать глазурованными керамиковыми плитками, битумом или флюатировать.



Фиг. 29.



Фиг. 30.

Качество бетонных и цементных каналов, помимо материала, зависит также от способа производства работ, почему изготовление таких труб должно производиться опытными рабочими, при постоянном техническом надзоре.

Изготовление труб ведется или на заводах, или во временных мастерских. Большие трубы делаются большею частью на месте в земле, при чем верхняя сводчатая часть изготавливается при помощи трамбования или отливкой на особых переносных кружалах — опалубках.

Выделяемые в мастерских трубы могут изготавливаться любого поперечного сечения. Чаще других применяются круглые и оvoidальные профили (фиг. 29, 30). Размеры частей труб в зависимости от диаметра и соответственные диаметрам ширины траншей могут быть приведены в следующих таблицах:

1. Для круглого сечения.

Диаметр <i>a</i> мм	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>
250		} $b + 300$		} 800
300	386		700	
350	446		800	900
400	504		900	1000
450	562		950	1050
500	618		1000	1100
600	726		1100	1200
800	956		1350	1450
1000	1180		1600	1700

2. Для овоидального сечения.

Профиль мм	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	При узких траншеях.	
						<i>d</i>	<i>e</i>
200/300	200	276	} $b + 300$	700	} 800		
250/375	250	340					
300/450	300	390					
350/525	350	454		800	900	700	800
400/600	400	520		900	1000	800	900
500/750	500	636		1000	1100	900	1000
600/900	600	766		1150	1250	1000	1100
700/1050	700	876		1300	1400	1100	1200
800/1200	800	994		1400	1500	1200	1300
900/1350	900	1120	1550	1650	1350	1450	
1000/1500	1000	1230	1650	1750	1450	1550	

Состав бетона обычно 1:4:2, для сводов же, изготовляемых трамбованием или отливкой, 1 ч. быстро твердеющего цемента и 4—5 песка.

Толщина стенок труб делается в зависимости от давления грунта и состава применяемого бетона. В среднем толщина верхнего

свода принимается от 0,20 до 0,13 внутреннего диаметра канала, при чем отношение это уменьшается с увеличением диаметра.

Стенки труб имеют или одинаковую для всего профиля толщину, или в подошвенной части производится уширение для большей устойчивости при слабом грунте. Малые трубы круглого сечения большею частью делаются без уширения, в то время, как круглые сечения значительных размеров и овоидальные почти всегда имеют уширенную подошву, ограничивая ее при слабых грунтах вертикальными плоскостями (фиг. 31, 32).

Длина отдельных звеньев труб, изготовляемых в мастерских и заводах, делается от 0,6 до 1,5 м. в зависимости от их размеров и удобства перевозки и укладки.

По длине трубы соединяются между собой или раструбом, или фальцем (фиг. 31, 32), длина которых делается от 18 до 75 мм. в зависимости от диаметра трубы.

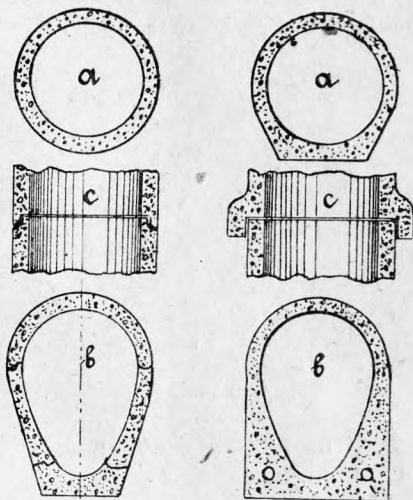
Первое соединение может применяться при малых диаметрах труб. Соединение делается на цементном растворе, сглаживая швы стыков внутри трубы.

В виду отсутствия эластичности соединения бетонных труб, необходимо устройство прочного неподвижного основания.

В некоторых случаях большие коллекторы устраиваются из отдельных, заранее изготовленных, фасонных частей, располагая стыки (фальцевые) в перевязку. По сравнению с цельнонабивными трубами такие коллекторы несколько уступают им в отношении прочности и водонепроницаемости.

Цемент для устройства труб должен быть особо хорошего качества, и перед изготовлением труб должны быть произведены следующие испытания:

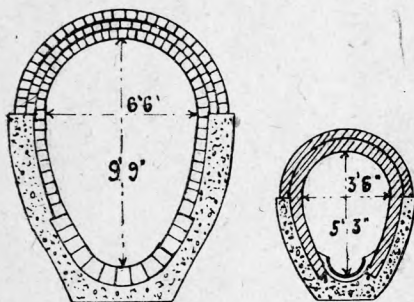
1. Определение крупности помола.
2. Проба на разрыв из чистого цемента и из цемента с песком (1 : 3).
3. Срок схватывания.
4. Испытание нерасширяемости цемента.



Фиг. 31 и 32.

14. Коллекторы из смешанного материала.

Коллекторы смешанного характера устраиваются, главным образом, для удешевления стоимости сооружения и для придания внутренней части канала большего сопротивления. При этом необходимо соблюдать условие, чтобы разнородные части канала работали одинаково, так как в противном случае возможно образование трещин, вследствие неравномерной осадки и различной сжимаемости.



Фиг. 33.

Чаще других в смешанных конструкциях нижняя часть сечения выполняется из одного материала, верхняя же сводчатая часть из другого. Напр., на фиг. 33 представлен овоидальный коллектор со сводчатой частью из кирпичной кладки и нижней частью из бетона с облицовкой подошвы камнем и боковых стенок кирпичем.

Иногда кругом бетонного или кирпичного коллектора делается забутка из бутовой кладки.

Малые керамиковые трубы при глубоком заложении обделываются иногда слоем бетона.

15. Железобетонные каналы.

Железобетонные каналы устраиваются для больших сечений. Отличаются прочностью, дешевой и возможностью применения в слабых грунтах. К недостаткам следует отнести возможность просачивания сквозь тонкие стенки. Применяются до настоящего времени в ограниченном размере в канализационной практике в общесплавной системе для главных коллекторов и для ливне-спусков.

16. Металлические трубы.

Чугунные трубы применяются в уличной канализации лишь как нагнетательные или при постоянном нахождении труб под водой. Трубы должны быть обязательно асфальтированными. Соединение труб производится чаще всего раструбами с проклад-

кой смоляной пакли и заливкой свинцом. Размеры и типы те же, что для водоснабжения.

Железные трубы применяются для дюкеров и сифонов, где требуется эластичность провода. Трубы делаются клепаными и соединяются по длине в нахлестку. Для предупреждения сплющивания труб таковые усиливаются приклепанными снаружи по обводу уголками.

V. Расчет каналов.

17. Общие основания расчета каналов.

Расчет каналов производится по различным эмпирическим формулам, которые могут быть приведены к основному типу формулы Шези:

$$v = C \sqrt{RJ} \dots \dots \dots 1,$$

- где v — средняя скорость течения воды по водоводу,
- R — гидравлический радиус, равный отношению площади живого сечения к смоченному периметру,
- J — гидравлический уклон, принимаемый обыкновенно за уклон поверхности воды в канале,
- C — коэффициент, зависящий от материала стенок канала, скорости движения жидкости и диаметра канала.

Значение для коэффициента C при расчете водостоков определяется большею частью из выражения, предложенного Гангилье и Кутером или Базеном.

По Гангилье и Кутеру для метрической системы:

$$C_1 = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00153}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00153}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots 2,$$

или в сокращенном виде, не принимая во внимание влияние уклона:

$$C_2 = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23 n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots 3.$$

Для футовой меры коэффициент C приобретает следующее значение:

$$C_3 = \frac{41,6 + \frac{1,81}{n}}{1 + \frac{41,6}{\sqrt{R}}}$$

Коэффициент n , зависящий от состояния поверхности водовода, имеет следующие значения:

Коэффициент шероховатости n	Характеристика поверхности водовода.
0,01—0,0105	Асфальтированные металлические трубы.
0,01—0,0120	Керамиковые глазурованные трубы.
0,011	Неасфальтированные или старые металлические трубы.
0,012	Кладка из жирного бетона или цементная штукатурка.
0,013	Правильная из чисто-тесаного камня или кирпичная правильная кладка, бетонные трубы.
0,015	Обыкновенная кирпичная кладка.
0,017	Тщательная бутовая кладка.
0,020	Обыкновенная бутовая кладка.
0,025	Земляные откосы без растительности.
0,030	» » с камнями и водорослями.

Как видно из приведенной таблицы, величина коэффициента n не может быть установлена вполне точно для каждого имеющегося в канализационной практике материала, так как, помимо материала, на величину коэффициента влияет также устройство стыков труб, их частота, правильность уклона труб и пр.

Имея, однако, в виду, что в канализационных трубах стенки водовода покрываются через некоторое время слоем слизи, заполняющим все неровности в стыках, возможно для расчета водосточков пользоваться более однообразными нормами для коэффи-

¹⁾ По этой формуле рассчитана канализация г. Москвы.

циента шероховатости, установленными опытными данными в существующих канализационных устройствах.

Вследствие этих соображений в канализационной практике замечается постепенное понижение расчетного коэффициента n , принимая таковой иногда однообразным для всякого рода труб независимо от материала.

Большинство заграничных канализационных систем, построенных в период 1900—1910 гг., рассчитаны при $n = 0,013$, в последних же устройствах часто принимается однообразный коэффициент $0,012$.

В московской канализации принято было значение n — для гончарных глазурованных труб — $0,012$ и для кирпичных — $0,013$.

Кроме приведенной сокращенной формулы Гангилье и Кутера, наиболее часто для расчетов водостоков применяются сокращенные формулы Кутера и Базена.

$$\text{Формула Кутера} \dots C = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \dots \dots \dots 4.$$

Коэффициент шероховатости m	←	для новых металличе- ских асфальтирован- ных труб	$0,20$
»	»	для старых металли- ческих асфальтирован- ных труб	$0,35$
»	»	для керамиковых труб .	$0,25$
»	»	для бетонных и кир- пичных труб	$0,30$ — $—0,35.$

$$\text{Формула Базена} \dots C = \frac{87 \sqrt{R}}{m_1 + \sqrt{R}} \dots \dots \dots 5.$$

Коэффициент шероховатости m_1	←	для новых металличе- ских труб	$0,15$
»	»	для старых металли- ческих труб	$0,25$
»	»	для бетонных и кир- пичных труб	$0,20$ — $—0,25.$

Из других формул наиболее часто применяются в канализационной практике:

Формула *Маннинга* . . . $v = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$ 6;

для n —значение то же, что в формуле Гангиле и Кутера.

Та же формула, приведенная к типу формулы Шези:

$$v = \frac{\sqrt[6]{R}}{n} \cdot \sqrt{RJ} \dots\dots\dots 7.$$

Формула Лампе с коэффициентом Линдлея.

$$v^{1,8} = K R^{1,25} J \dots\dots\dots 8.$$

Значение для коэффициента K принималось Линдлеем в зависимости от материала труб и их уклона:

- для чугунных труб (независимо от уклона) $K = 5555$
- » кирпичных и керамиковых труб $K = 4000$
- » » » » » (при малом уклоне) . $K = 3333$

Та же формула, приведенная к типу Шези:

$$v = \sqrt[0,1]{K} v^{0,125} R^{0,125} \sqrt{RJ} \dots\dots\dots 9.$$

Сравнивая между собой приведенные формулы (графич. табл. № 1), имеем следующие значения для коэффициентов $C/2$ в формулах, приведенных к типу Шези:

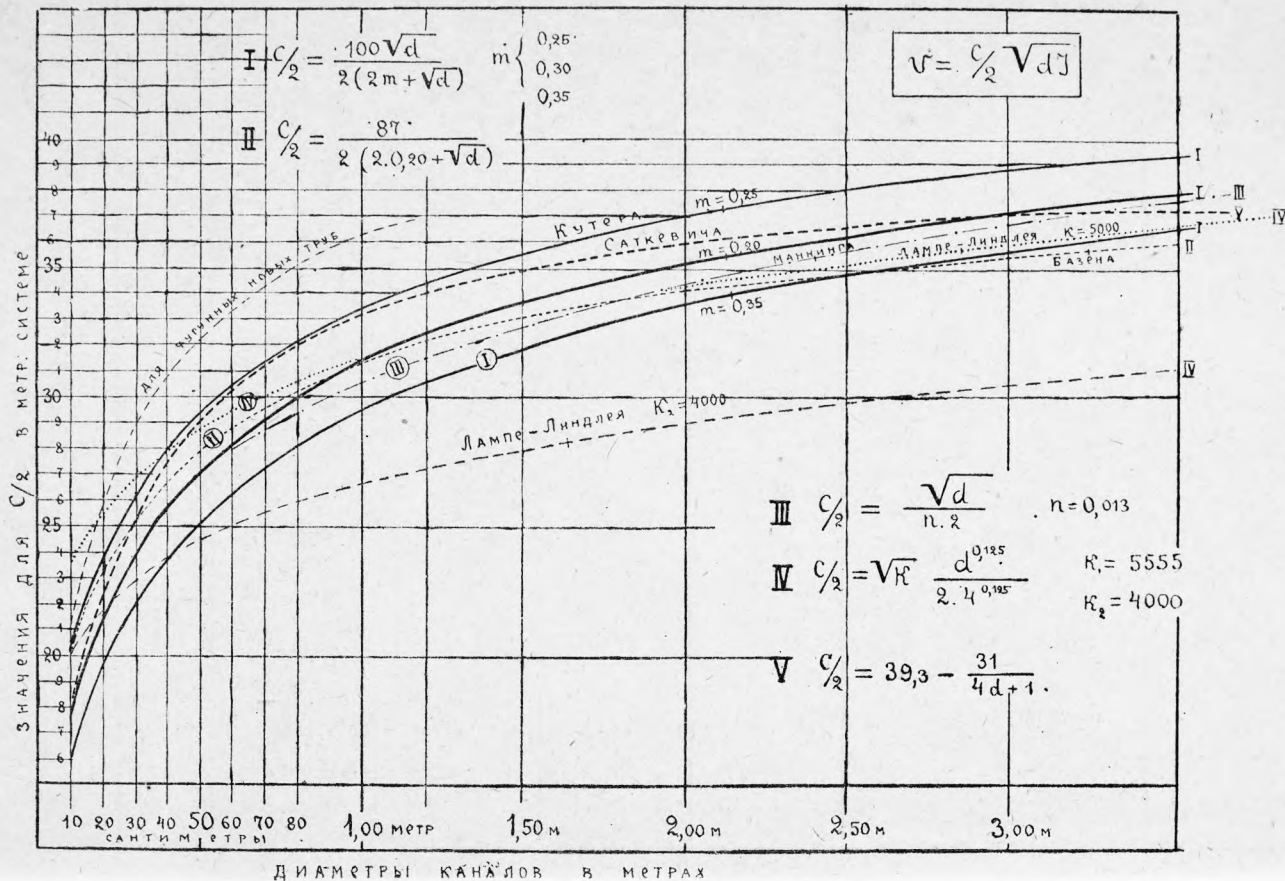
$$v = C/2 \sqrt{dJ} \dots \text{при полном заполнении для } R = \frac{d}{4}$$

Из сравнения приведенных значений для $C/2$ видим, что данные формулы Базена для $m_1 = 0,20$ близко подходят к значениям, исчисленным по формуле Кутера при $m = 0,30$. Для диаметров выше 1 м. форм. Базена дает меньшие значения.

Формула Маннинга дает результаты, близко подходящие к формуле Кутера, при чем для диаметров менее 0,60 м., коэффициенты $C/2$, вычисленные по этой формуле, дают меньшие значения, чем по формуле Кутера.

Диаметр см.	Ф о р м у л а К у т е р а .			Формула Базена $m_1 = 0,20.$	Формула Маннинга $n = 0,013.$	Формула Лампе-Линдлея.		Формула Саткевича для 5-летн. работы.
	$m = 0,25.$	$m = 0,30.$	$m = 0,35.$			$K = 5555.$ Для $v = 1.$	$K = 4000$ мет.-сек.	
10	19,4	17,2	15,6	19,20	20,8	23,5	19,9	17,2
20	23,6	21,4	19,3	23,00	23,3	25,6	21,7	22,1
30	26,1	23,8	21,9	25,1	25,0	26,9	22,9	25,2
50	29,3	27,1	25,1	27,8	27,2	28,7	24,4	29,0
60	30,4	28,2	26,2	28,7	28,0	29,4	24,9	30,2
70	31,3	29,1	27,2	29,4	28,7	30,0	25,3	31,1
80	32,1	29,9	28,1	30,1	29,4	30,3	25,8	31,9
100	33,3	31,3	29,4	31,1	30,3	31,3	26,6	33,1
120	34,3	32,4	30,6	32,0	31,3	32,0	27,1	34
150	35,3	33,6	31,9	32,9	33,3	32,9	27,9	34,9
200	36,9	35,2	33,3	34,0	34,3	34,2	29	35,9
250	38,0	36,2	34,7	34,7	35,6	35,1	29,8	36,3
300	38,8	37,2	35,6	35,4	36,7	36,0	30,6	36,9
400	40	38,5	37,0	36,3	38,3	37,3	31,6	37,3

Графическая таблица № 1.



Формула Линдлея для $K = 4000$ резко отличается от всех остальных формул, вследствие получаемых малых значений $C/2$ для диаметров более 0,40 м., в то время как та же формула для $K = 5555$ дает коэффициенты $C/2$, близко подходящие к формуле Базена ($m_1 = 0,20$).

Для решения вопроса о применении для расчета той и другой формулы необходимо рассмотреть условия движения сточной жидкости в трубах и сравнить вычисленные, путем различных формул, значения для $C/2$ с опытными данными.

Как было уже указано, внутренние стенки сточных труб покрываются с течением времени слоем слизи, которая, по данным московских опытов, достигает толщины 2,3 мм., при консистенции коровьего масла. Вследствие образования внутренней слизистой оболочки, сопротивление движению в трубах будет возрастать, если коэффициент шероховатости поверхности труб будет менее, чем для образовавшегося слизистого слоя, что наблюдается, например, при чугунных асфальтированных трубах. В то же время для цементных и кирпичных каналов, при слизистой оболочке, сопротивление трению будет меньше, чем при новых трубах.

Происходящее при этом уменьшение площади живого сечения каналов диаметром свыше 50 см. настолько незначительно, что никакого существенного влияния на расчет это обстоятельство иметь не будет.

Действительно, площадь поперечного сечения круглой трубы диаметром 20 см. равна 314,159 кв. см., для той же трубы с диаметром, уменьшенным на 5 мм., равна 298,648 кв. см., что составляет разницу в 4,9%. Для трубы $d = 50$ см., разницa составляет 2%, для 70 см. — 1,4% и т. д.

Влияние уменьшения диаметра на скорость сказывается еще в меньшей степени.

Для определения коэффициента шероховатости в проработавших канализационных трубах воспользуемся опытными данными, полученными при работе московской канализации (Описание канализации Москвы. Т. II, стр. 56—58).

Опыты производились с чугунной асфальтированной напорной трубой диаметром 300 мм. (6 дм.) длиной 916 м., начиная с 1900 года по 1911 год.

Данные опытов 1900 года (начало действия канализации) могут быть представлены следующей таблицей¹⁾.

¹⁾ Последняя серия опытов не принята во внимание в виду полученных больших отклонений в результатах отдельных отсчетов.

Серия опытов.	v скорость мет.-сек.	Полная по- теря напора, вычисл. по манометру.	Расчетная потеря напора.				$C = \frac{v}{\sqrt{RJ}}$	C/2.
			При входе.	На закру- глен. и по- воротах.	В трубе.	На 1 пог. мет. трубы.		
1 6 опытов работы одного малого насоса	0,336	0,336	0,009	0,013	0,312	0,0003389	51,98	26
2 1 опыт работы 2-х малых насосов	0,67	1,91	0,034	0,027	1,849	0,001850	56,89	28,4
3 2 опыта работы 3-х ма- лых насосов	0,999	3,38	0,077	0,040	3,463	0,0037806	59,33	29,7

Как видно из приведенной таблицы, полученные значения для $C/2$ близко подходят к опытным данным, обработанным инж. Хилом для чугунных водопроводных труб.

Данные таблицы инженера Хила для $C/2$.	Средняя скорость мет.-сек.				Сравнительная таблица.	Средняя скорость мет.-сек.			Примечание.
	0,305	0,610	0,914	1,21		0,336	0,67	0,999	
	54,1	36,3	58,5	60,7	Московские опы- ты	52,0	56,9	59,3	1) Значения для $C/2$ и скоростей 0,336—0,999 определены интер- полированием из табл. Хила.
					Данные Хила . .	54,3 1)	56,7	59,1	

Из этой таблицы видно, что при скоростях менее 0,50 мет. в сек., значения для коэффициента $C/2$ получаются в канализационных трубах менее, чем в водопроводных, что объясняется, вероятно, влиянием иной консистенции жидкости,

Опыты московской канализации в 1911 году на той же трубе, т.-е. после 10 лет работы; дали следующие результаты:

Серия опытов.	v мет.-сек.	Полная потеря напора мет.	Расчетная потеря напора.				C.	C/з.
			При входе.	На за- кругле- ния и повороты.	В трубе.	На 1 пог. мет. трубы.		
1 1 опыт работы малого насоса	0,331	0,611	0,009	0,013	0,387	0,000648	57,71	25,8
2 1 опыт работы 2-х малых насосов	0,68	2,07	0,034	0,027	2,009	0,0021932	53,28	26,6
3 1 опыт работы 3-х малых насосов	1,01	4,33	0,077	0,040	4,213	0,004399	54,78	27,4

Из этой таблицы видно, что потеря напора в трубах, прослуживших 10 лет, значительно увеличилась, что объясняется образованием слизистой оболочки, имеющей больший коэффициент шероховатости по сравнению с поверхностью чугунной асфальтированной трубы.

Определяя по формуле Кутера значение для $C/2$ при соответствующем коэффициенте шероховатости, имеем:

для $m = 0,25$

$$C/2 = \frac{100\sqrt{d}}{2(0,50 + \sqrt{d})} = \frac{100\sqrt{0,295}}{2(0,5 + \sqrt{0,295})} = 26,00$$

что показывает на наибольшую вероятность применения при расчете канализационных труб по формуле Кутера коэффициента шероховатости $m = 0,25$, имея в виду, что скорость движения жидкости в водостоках обычно проектируется от 0,6 до 1 мет. в сек.

Таким образом, коэффициенты $m = 0,30$ и $0,35$, принятые при расчетах ранее построенных канализаций, дают несколько повышенные размеры каналов и меньшее их заполнение против проектного.

Для оценки результатов различных формул можно воспользоваться данными инж. Хила для водопроводных труб, систематизированными профессором Саткевичем, установив соответствующий коэффициент шероховатости, отвечающий слизистому слою.

Из сравнения данных опыта с результатами различных формул, профессором Саткевичем было найдено, что формулы Кутера и Базена для новых чугунных асфальтированных труб дают результаты, близко подходящие к действительности, если диаметр труб не менее 0,23 мет. и скорость движения воды в трубах находится в пределах 0,30 — 1,50 мет. в сек.

Те же исследования, примененные к загрязненным водопроводным трубам, могут быть распространены на канализационные трубы, так как условия движения жидкости в последних для диаметров свыше 10 см. будут мало отличаться при проходе сильно разжиженной сточной жидкости по сравнению с чистой водой.

Рассматривая формулы, предложенные проф. Саткевичем, дающие наиболее приближенные результаты к опытным данным, находим (граф. таблица), что для сточных вод наиболее применима формула, выведенная при 5-летнем сроке работы водопроводных труб, дающая значение для $C/2$ в зависимости от скорости движения жидкости:

$$C/2 = 41,1 + 0,6(2v - 5) - \frac{5(7 - v) + 0,2 \cdot 5}{4d + 1} = 38,1 + 1,2v - \frac{5(7 - v) + 1}{4d + 1}$$

где d — диаметр в метрах
 » v — скорость в мет.-сек.

Для скорости $v = 1$ формула принимает следующий вид:

$$C_{/2} = 39,3 - \frac{31}{4\delta + 1} \dots \dots \dots 10.$$

Из графического построения последнего выражения $C_{/2}$ видим, что значения $C_{/2}$ получаются для диаметра 0,50 — 1 мет. близко подходящими к вычисленным по формуле Кутера при $m = 0,25$. Для диаметров свыше 1 метра разность в значениях для $C_{/2}$ постепенно возрастает, приближая последние к величинам Кутеровской формулы при $m = 0,30$.

На основании приведенных соображений можно прийти к следующим выводам:

1. Расчет водостоков, отводящих домовые и хозяйственные воды, должен производиться при однообразном коэффициенте шероховатости, независимо от материала и состояния поверхности внутренних стенок каналов.

2. В пределах диаметров от 0,10 до 1,25 мет. расчет водостоков может производиться по формуле, предложенной проф. Саткевичем для водопроводных труб после 5-летней работы, при чем для диаметров менее 0,50 метров должно быть принято во внимание уменьшение площади поперечного сечения, вследствие образования внутренней слизистой оболочки.

3. Для расчета каналов диаметром до 2 метров может применяться формула Кутера при $m = 0,25$. При больших сечениях, за отсутствием достаточно проверенных опытных данных, следует применять коэффициент — 0,30 или определить размеры труб по указанной формуле проф. Саткевича.

4. Для расчета водостоков, отводящих дождевые воды, возможно пользоваться формулой Кутера или Базена при соответственном коэффициенте шероховатости.

5. При расчете водостоков общесплавной системы, в виду отсутствия достаточного количества опытных данных, расчет следует производить на тех же основаниях, как для дождевой сети.

18. Определение сечения и профиля водостоков.

Основная задача при расчете водостоков состоит в том, что требуется определить размеры сечения канала в зависимости от отводимого в единицу времени объема жидкости — Q и уклона дна канала в пределах установленной скорости движения жид-

кости в водосточных каналах. На основании вышеприведенных формул имеем:

$$v = C \sqrt{RJ}$$

$$Q = v F = C F \sqrt{RJ}$$

если принять расход жидкости в период времени одного часа в куб. метрах, скорость в метрах в секунду и площадь сечения канала F в кв. метрах, то из последнего выражения имеем:

$$Q = C F \sqrt{RJ} \cdot 3600 \text{ куб. мет. час.} \dots \dots \dots 11.$$

Из этого уравнения видно, что для решения поставленной задачи необходимо задаться или определенным гидравлическим уклоном или примерною площадью сечения. Уклон дна канала и, соответственно этому, гидравлический уклон на практике представляются более или менее определенными в зависимости от уклона местности и глубины заложения начальных концов каналов, почему обычно решение поставленной задачи производится посредством подбора соответствующего сечения.

Тип сечения канала устанавливается или с самого начала или предварительно принимается круглое сечение, для которого подбираются все элементы, после чего путем переходных таблиц получают данные для соответствующего типа.

19. Круглое сечение при полном заполнении.

Для круглого сечения при полном заполнении имеем следующие значения для площади F и гидравлического радиуса R :

$$F = \frac{\pi d^2}{4}$$

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

на основании чего уравнение (11) получает следующее значение:

$$Q = C/2 F \sqrt{dJ} \cdot 3600 = C/2 \frac{\pi d^2}{4} \cdot 3600 \sqrt{dJ} \dots \dots 12.$$

Из этого последнего уравнения, при известных Q и J , возможно определить соответствующий диаметр сечения канала.

Однако, в виду сложности определения из этого уравнения величины d , желательно пользоваться числовыми или графическими таблицами.

В приложении приведены числовые таблицы, построенные для расчета каналов: №№ 1, 2 — для домовых и хозяйственных вод и № 3—5—для дождевых и смешанных вод общесплавной системы. В этих таблицах, составленных для диаметров от 10 см. до 5 мет., гидравлический уклон J принят постоянным и равным 0,0001. Для перехода же к другим уклонам имеется таблица 6, построенная на следующих основаниях:

Если обозначить через J_1 и v_1 гидравлический уклон и скорость, отвечающие таблице 1, а через J и v проектный уклон и соответствующую ему скорость, то, составив отношение

$$\frac{v_1}{v} = \frac{\sqrt{J_1}}{\sqrt{J}}$$

имеем из него:

$$v = v_1 \sqrt{\frac{J}{J_1}}$$

Подставляя для J_1 постоянное его значение, принятое в табл. 1 ($J_1 = 0,0001$), получим:

$$v = v_1 100 \sqrt{J} \dots \dots \dots 13,$$

$$Q = Q_1 100 \sqrt{J} \dots \dots \dots 14.$$

Из последних выражений видно, что для получения величин v и Q при уклоне J числовые данные таблиц 1—5 нужно умножить на $100 \sqrt{J}$, т.е. на соответственные числовые значения табл. 6.

Пример.

Требуется определить размеры бетонного канала круглого сечения для общесплавной системы при часовом расходе $Q = 500$ куб. мет. и уклоне $J = 0,0013$.

Из таблицы 6 для $J = 0,0013$ находим соответственную величину переводного коэффициента ($100 \sqrt{J}$), равную 3,873, для которой в табл. 3 из значений для Q подыскиваем такой множитель, который дал бы произведение, близкое к 500 куб. мет.

$$500 = x \cdot 3,873$$

$$x = \frac{500}{3,873} = 129,09.$$

В данном случае наиболее подходящая величина для Q в табл. № 3 будет 135,399, отвечающая диаметру 50 см.

$$Q = 135,399 \cdot 3,873 = 524,40 \text{ куб. мет. час.}$$

Соответственно полученному диаметру 50 см. находим отвечающую ему скорость

$$v = 0,1916 \cdot 3,873 = 0,742 \text{ мет.-сек.}$$

20. Круглое сечение при неполном заполнении.

Если вычислить величины расходов $Q_{0,1}, Q_{0,2}, Q_{0,3}, \dots, Q_{0,9}, Q$, отвечающие заполнениям $0,1, 0,2, \dots, 0,9$ и полному для различных диаметров, и сравнить расходы для каждого диаметра при частичном и полном заполнении, т.-е. найти отношения для величин

$$\frac{Q_{0,1}}{Q} = \alpha_1, \frac{Q_{0,2}}{Q} = \alpha_2, \dots, \frac{Q_{0,9}}{Q} = \alpha_9, \dots, 15,$$

то оказывается, что отношение это остается постоянным, т.-е. не зависит от диаметра.

Следовательно, для получения из Q (соответствующего полному заполнению) значения — $Q_{0,1}$, т.-е. расхода при заполнении $h/d = 0,1$, надо значение Q умножить на α_1 .

Таким образом, для получения значений для Q_1 и v_1 при различных степенях заполнения, необходимо составить таблицу для значений α , отвечающих отношениям $\frac{Q_{0,1}}{Q}, \frac{Q_{0,2}}{Q}, \dots$ и т. д., после чего, умножая соответственные значения α на величину расхода при полном заполнении, будем иметь величины Q и v для различных заполнений.

На основании приведенных соображений составлена таблица № 7, пользуясь которой возможно найти величины Q_1 и v_1 для различных степеней заполнения.

Пример.

Круглое сечение диаметром 100 см. для пропуска домовых и хозяйственных вод при уклоне $J = 0,002$.

Найти расход при заполнении 0,6 и отвечающую ему скорость.

По таблице № 1 часовой расход для сечения $d = 100$ см. и отвечающая ему скорость:

$$Q = 935,764 \text{ куб. мет. час.}$$

$$v = 0,3310 \text{ мет.-сек.}$$

Для уклона $J = 0,002$ переходный коэффициент $100\sqrt{J} = 4,4721$ (по табл. № 6), переходные коэффициенты для заполнения $h/d = 0,6$ (табл. № 7)

$$\alpha = \frac{Q_1}{Q} = 0,678$$

$$\beta = \frac{v_1}{v} = 1,083.$$

Откуда имеем:

$$Q_1 = Q \cdot 100\sqrt{J} \cdot \alpha = 935,764 \cdot 4,4721 \cdot 0,678 = 2837,31 \text{ куб. мет. час.}$$

$$v_1 = v \cdot 100\sqrt{J} \cdot \beta = 0,3310 \cdot 4,4721 \cdot 1,083 = 1,603 \text{ мет.-сек.}$$

21. Овоидальное сечение.

Для овоидального сечения нормального типа (3 : 2) и полного заполнения, площадь поперечного сечения F и гидравлический радиус R , в зависимости от ширины овоида d , имеют следующие значения:

$$F = 1,1485 d^2, \quad R = 0,2896 d.$$

Соответственно этому значению F и R вычислены таблицы для различных поперечных сечений, табл. № 2 для водостоков, отводящих домовые и хозяйственные воды с однообразным коэффициентом шероховатости, и таблица № 5 для расчета каналов дождевой сети и коллекторов общесплавной системы при кирпичных стенках канала.

В таблице № 2 принято во внимание уменьшение площади поперечного сечения канала, вследствие образования внутренней слизистой оболочки.

Определяя величины расходов и отвечающих им скоростей при одинаковых уклонах для ряда водостоков круглого и овоидального сечений и сравнивая между собой эти расходы, найдем, что в пределах практически применяемых диаметров расход Q овоидального сечения нормального типа при ширине d и полном заполнении, в пределах допускаемой точности, равен 1,61 расхода Q_0 водостока круглого сечения с диаметром d , т.е.

$$Q = 1,61 Q_0.$$

Действительно, сравнивая между собою расходы Q и Q_0 , вычисленные по таблицам №№ 1 и 2, имеем:

Диаметр или ширина сечения овода. Сантиметры.	Расход Q_0 для круглого сечения. Табл. № 1	$1,61 Q_0$	Расход Q для овода. Табл. № 2	Разность.	Процентное отклонение от данных таблицы № 2
20	10,386	16,72	17,19	— 0,47	— 2%
50	140,836	226,73	229,29	— 2,54	— 1,1%
100	935,764	1506,38	1504,17	+ 2,41	+ 0,1%
150	2717,030	4374,43	4341,60	+ 32,83	+ 0,7%
200	5734,930	9233,27	9135,37	+ 97,70	+ 1,0%

Из приведенной таблицы видно, что получающаяся при таком исчислении разность, по сравнению с табличными данными, не превышает для малых диаметров 2%, почему для практических целей получающаяся погрешность не может иметь значения.

Точно также можно найти, что при овоидальном сечении скорость v равна $1,1 v_0$ скорости для круглого сечения.

Таким образом, для получения значений Q и v при овоидальном сечении можно пользоваться данными таблиц №№ 1 и 3 для круглого сечения, умножив табличные данные на соответствующий переводной коэффициент.

$$Q = 1,61 Q_0 \dots \dots \dots 16,$$

$$v = 1,1 v_0 \dots \dots \dots 17.$$

Пример.

Для бетонного канала овоидального сечения (3 : 2) шириною $d = 1$ мет., при расходе $Q = 1500$ куб. мет. час., найти отвечающие имеющимся данным уклон J и скорость v .

Канал проектируется для отвода дождевой воды.

Из таблицы № 3 для круглого сечения диаметром $d = 100$ см. имеем:

$$Q_0 = 833,37 \text{ куб. мет. час.}$$

$$v_0 = 0,3123 \text{ мет.-сек.}$$

Так как значения в таблице № 3 приведены для уклона $J = 0,0001$, то, согласно предыдущему, приведенные табличные

значения для Q_0 и v_0 необходимо умножить на коэффициент $100\sqrt{J} = x$.

Подставляя соответствующие данные в формулы 16 и 17, имеем:

$$1500 = 1,61.833,57.x$$

$$v = 1,01.0,3123.x$$

Определяя из первого уравнения значение для x , имеем:

$$x = 100\sqrt{J} = \frac{1500}{833,57.1,61} = 1,034,$$

чему в таблице № 6 отвечает уклон J , находящийся между 0,0001 и 0,00015.

Подставляя полученную величину x во второе уравнение, определяем скорость

$$v = 1,1.0,3123.1,034 = 0,3623 \text{ мет.-сек.}$$

При неполном заполнении овоидального сечения, расход Q и скорость v получаются из расхода Q_0 и v_0 , найденных при полном заполнении и умноженных на ряд значений для α и β , приведенных в таблице № 7.

Пример.

Имеется коллектор овоидального сечения (3 : 2) для пропуска домовых и хозяйственных вод диаметром 0,5 метра, уложенный с уклоном $J = 0,0015$. Найти скорость v и часовой расход Q_1 при степени заполнения $h/d = 0,75$.

Из таблицы № 2 для $d = 0,5$ мет. и $J = 0,0001$

$$Q = 229,288 \text{ куб. мет. час.}$$

$$v = 0,228 \text{ мет.-сек.}$$

Вводя поправку соответственно уклону 0,0015

$$100\sqrt{J} = 3,873$$

и подставляя значения для α и β (табл. № 7), отвечающие степени заполнения $h/d = 0,75$

$$\alpha = \frac{Q_1}{Q} = 0,839$$

$$\beta = \frac{v_1}{v} = 1,118$$

находим искомый расход и скорость из следующих уравнений:

$$Q_1 = Q 100\sqrt{J} . \alpha = 229,288 . 3,873 . 0,839 = 745,06 \text{ куб. мет. час.}$$

$$v_1 = v 100\sqrt{J} . \beta = 0,228 . 3,873 . 1,118 = 0,987 \text{ мет.-сек.}$$

22. Сечения различных типов.

Для различного типа сечений, применяемых в канализационной практике, сохраняется та же правильность их соотношений по сравнению с круглым сечением, как то было установлено для овоида, т.е.:

$$Q_1 = k Q_0 \dots \dots \dots 18.$$

$$v_1 = m v_0 \dots \dots \dots 19.$$

где Q_1 и v_1 — расход и скорость для любого сечения, Q_0 и v_0 — расход и скорость для круглого сечения при ширине профиля d , равной диаметру круглого сечения, k , m — постоянные коэффициенты.

Значения для постоянных коэффициентов k и m приведены в следующей таблице:

	Круглое с лотком. Фиг. 16.	Обратно овоидальное с лотком. Фиг. 22.	Лотковое. Фиг. 18.	Эллиптическое. Фиг. 20.	Круглое с прямой средней частью и косообр. дном. Фиг. 21.	Тоже с пологим дном. Фиг. 19.
k	0,90	1,40	0,50	0,60	0,93	0,90
m	0,99	1	0,81	0,87	0,97	0,96

Пример.

Имеется кирпичный канал лоткового сечения для отвода ливневых вод. Часовой расход воды $Q = 1000$ куб. мет., ширина сечения $d = 0,5$ мет. Степень заполнения предположена 0,90. Найти уклон канала J_1 и соответствующую ему скорость v_1 .

Из таблицы № 4 для круглого сечения и $d = 0,50$ мет. имеем:

$$Q_0 = 125,707 \text{ куб. мет. час.}$$

$$v_0 = 0,1778 \text{ мет. сек.}$$

Значения для коэффициентов α и β , отвечающих заданной степени заполнения 0,9, находим из табл. № 7:

$$\alpha = 1,073$$

$$\beta = 1,122.$$

Из формул 18 и 19, подставляя соответствующие значения для Q_1 , Q_0 и ψ_0 и вводя переводные коэффициенты в зависимости от уклона и степени заполнения, имеем:

$$Q_1 = 1000 = k Q_0 \alpha 100 \sqrt{J_1} = 0,30 \cdot 125,707 \cdot 1,073 \cdot 100 \sqrt{J_1}$$

$$v_1 = m v_0 \beta 100 \sqrt{J_1} = 0,81 \cdot 0,1778 \cdot 1,122 \cdot 100 \sqrt{J_1}$$

Определяя из первого уравнения значение для $100 \sqrt{J_1}$, находим:

$$100 \sqrt{J_1} = \frac{1000}{0,30 \cdot 125,707 \cdot 1,073} = \frac{1000}{67,44} = 14,827,$$

что отвечает уклону, находящемуся между 0,020 и 0,023 (табл. № 6), или примерно $J_1 = 0,022$.

Подставляя значение для $100 \sqrt{J_1}$ в уравнение для определения скорости, находим:

$$v_1 = 0,81 \cdot 0,1778 \cdot 1,122 \cdot 14,827 = 2,40 \text{ мет. сек.}$$

VI. Составление проекта водосточной сети.

23. Предварительные работы при устройстве канализации.

Для составления проекта канализации необходимо производство ряда подготовительных работ, состоящих из изысканий и сбора различных статистических сведений.

Все такого рода подготовительные работы можно подразделить на следующие группы:

1. Изыскания: а) топографические,
 б) геобностические,
 в) метеорологические,
 г) гидротехнические,
 д) агрономические.

2. Сбор статистических сведений.

Топографические изыскания имеют целью получение следующих данных:

1. Составление нивеллирного плана города с нанесением на него горизонталей.

2. Определение периметра города с обозначением границ населенных участков.

3. Составление топографического плана города с подразделением площадей водоразделов.

4. Составление нивеллирного плана окрестностей, удобных для приема сточной жидкости в целях устройства очистных приспособлений.

Геологические изыскания производятся для получения сведений о составе почвы и положении грунтовых вод, почему для этой цели необходимо производство следующих работ:

1. Составление геологического плана городской местности с профилями вдоль всех улиц и с показанием толщины и рода слоев.

2. Составление такого же плана для окрестностей с соответствующими профилями в местах, намеченных для линии загородных каналов.

3. Наблюдения за состоянием и колебанием грунтовых вод.

4. Определение химического состава грунтовой воды, ее температуры, а равно температуры почвы в различные периоды времени на различных глубинах.

Метеорологические изыскания должны иметь длительный период для получения данных, могущих послужить основой проекта. Необходимые для составления проекта наблюдения имеют целью получение следующих данных:

1. Крайних температур для летнего и зимнего периода.

2. Средних годовых и месячных температур для города и окрестностей.

3. Суточного количества выпадающих осадков.

4. Количества просачивающейся и испаряющейся воды в различные периоды года.

5. Глубин промерзания почвы.

6. Начала промерзания почвы и время оттаивания.

Гидротехнические изыскания состоят в следующем:

1. Обследование водных источников, прорезающих город, заключающееся в определении нижеследующих данных:

а) профили реки с промерами глубин,

б) уклона дна и скорости течения,

в) расхода рек в черте и вне города в различные периоды стояния вод,

г) колебания уровня вод по ежедневным наблюдениям,

д) качества речных вод и их химического состава,

е) степени загрязнения русла реки в различных местах.

2. Определение и нанесение на плане и профили существующих водостоков.

3. Нанесение на плане и профилях сети водопроводных и газовых труб.

4. Определение фабричных и банных стоков, их размеров и мест вывода.

5. Установление потребной на каждого жителя воды в сутки при устройстве канализации.

Агрономические изыскания производятся с целью выяснения возможности производства очистки сточной жидкости на фильтрационных полях или полях орошения, а равно для выяснения возможности сбыта удобрительного материала, получающегося в случае переработки сточных вод для этой цели.

Для получения требующихся сведений необходимо составление хозяйственного плана окрестностей города с определением на нем площадей, занятых пашнями, огородами, садами и лугами, а равно производство исследований химического состава почвы и ее физического состояния (плотность, проницаемость, влажность).

Кроме того, перед устройством очистных сооружений, желательно период подготовительных к канализации работ использовать для производства опытов по обезвреживанию сточной жидкости на намеченных для того местах.

Сбор статистических сведений должен заключаться в сборе нижеследующих материалов:

1. Площади, находящиеся под домами, дворами, улицами, площадями, скверами, бульварами, садами, реками, каналами и прудами.

2. Общее население города: постоянное и временное. Определение прироста населения.

3. Число жителей по домам и улицам для каждой стороны улицы отдельно.

4. Количество домашнего скота по кварталам и улицам.

5. Городские рынки с примерным количеством торговцев.

6. Число заводов и фабрик по роду их производства и число бань по улицам.

7. Количество воды, потребляемое фабриками, заводами и банями, и количество спускаемых ими сточных вод.

8. Число отхожих мест, клозетов, помойных, выгребных, сорных и навозных ям по кварталам и улицам.

9. Примерное количество сточных вод и отбросов, подлежащих удалению из города.

10. Принятый до устройства канализации способ очистки города от нечистот и ежегодная стоимость такой очистки.

11. Количество нечистот, удаляемых из города.

24. Составление плана города и окрестностей.

Для предварительных изысканий и работ необходимо иметь план всего города с его окрестностями в масштабе 50—75 саж. в дм. На этом плане должны быть обозначены застроенные и незастроенные участки, крупные промышленные заведения и фабрики, а также все реки и водоемы с указанием на них различных горизонтов воды. План окрестностей города желательно иметь в том же масштабе для участка, в котором предполагается вывод сточных вод. Однако, наметить такой пункт до составления проекта бывает часто затруднительно, почему для предварительного эскизного проекта приходится ограничиться более мелким масштабом, после чего по установлении мест выпуска сточных вод должны быть произведены дополнительные работы по съемке намеченных участков в требуемом масштабе, которые и послужат основанием для составления рабочего проекта.

В некоторых случаях установление места выпуска сточных вод на основании эскизного проекта может представиться затруднительным, почему потребуются разработка нескольких вариантов, выбор из которых производится после составления подробных планов и оценки каждого из них.

На плане окрестностей города должны быть точно обозначены все водные протоки и резервуары с указанием различных отметок водной поверхности, границы владений, строения, дороги и пр. План должен охватывать весь район водосбора городского участка для возможности учета всех ливневых вод.

На плане города и окрестностей должны быть нанесены отметки поверхности улиц и площадей, дворовых участков в виде горизонталей и отдельных обозначений для наиболее характерных пунктов. Густота горизонталей устанавливается в зависимости от рельефа местности через 0,25—1 саж.

По составлении эскизного проекта канализации производится работа по составлению точного плана канализируемого района в масштабе 10—25 саж. в дм. с производством нивелировки по линии намеченных и предполагаемых в будущем каналов.

Для этой цели должна быть установлена сеть опорных незыблемых пунктов с точными нивелирными отметками, для чего на капитальных зданиях на высоте от тротуара 0,10—0,15 саж. закрепляются стенные чугунные реперы или металлические сваи, закрепляемые в бетоне. Реперы делаются обычно на расстоянии не свыше 50 саж. один от другого с условием, чтобы возможно было бы нивелиром, непосредственно, определить разность уров-

ней соседних реперов. На перекрестках улиц реперы устанавливаются таким образом, чтобы к ним можно было привязать нивелирные отметки перекрещивающихся улиц.

Для больших городов желательнее установить основную тригонометрическую сеть, пользуясь характерными возвышенными зданиями, высоты определяются геодезическим нивелированием. С этих же высот определяются геодезическим нивелированием выдающиеся цоколи капитальных зданий, которые и служат основными реперами для топографического нивелирования.

Точность нивелирных работ должна быть $\pm 0,001$ саж. При каждом отсчете по уличным реперам, ходы должны быть двойные. Погрешность на длину перехода допускается по формуле

$$\delta = \pm 0,001 \sqrt{2n},$$

принимая число перестановок нивелира — n .

По увязке нивелирных ходов составляются продольные профили по всем улицам города в масштабе 25 саж. в дм. и для вертикальных высот 2—3 саж. в дм. На профилях надписываются отметки: на переломах местности, в местах расположения фонарей и на пересечении улиц.

Кроме нивелировки улиц, должно производиться также нивелирование по наиболее характерным домовым владениям, при чем все домовые участки, которые имеют уклоны обратные по отношению к улицам, должны быть пронивелированы.

Совместно с нивелировкой городских и загородных участков должна быть произведена точная нивелировка водоприемника, куда предполагается выпустить сточные воды. Кроме того, при отводе ливневых вод посредством особых ливнеспусков, располагаемых в черте города, необходимо иметь точные данные о положении уровня воды в различных точках реки.

Для производства такой нивелировки вдоль реки проводятся ходовые линии с установкой пикетов через 50 саж., которые закрепляются реперами, располагаемых на фундаментах зданий, набережных или устанавливаемых на искусственном основании.

Нивелировка вдоль ходовых линий производится двойная с допускаемой невязкой

$$\Sigma \text{ саж.} = 0,003 \sqrt{L} + 0,0003 L$$

где L число пройденных верст.

При нивелировке ходовых линий определяются: горизонты стояния вод в момент нивелировки, урезы встречающихся вод-

ных притоков, горизонт воды во встречающихся колодцах с указанием их глубины, ключевых и родниковых выходов. Для определения падения воды в реке занивеллировывается горизонт воды не менее, чем через 1 версту по длине ходовой линии, при впадении всех притоков и с верховой и низовой сторон мостов и плотин.

Вместе с тем на реке для изучения ее режима устанавливаются водомерные посты вблизи предполагаемого вывода сточных вод и располагаются попарно выше и ниже предполагаемого выхода. В месте водомерных постов определяется профиль живого сечения русла и берегов реки, и нуль водомерного поста связывается нивеллировкой с устраиваемым около него репером, связанным с нивеллировкой ходовых линий.

Наблюдения на водомерных постах должны производиться ежедневно в период не менее 2 лет для получения общих данных режима водного потока. Однако, для получения точных данных, период наблюдения должен охватывать более значительный промежуток времени, чем достигается возможность установления горизонтов высоких паводков. Для этой цели необходимо получение сведений от существующих на реке водомерных постов, на основании каких данных и составляется график колебания вод. Особенное значение имеют данные относительно максимальных весенних паводков, повторяющиеся часто с известной периодичностью. Так, напр., для Москвы-реки такая периодичность установлена в 24 года.

Одновременно с составлением диаграмм водного режима должны быть выяснены площади, подвергающиеся затоплению, при чем для обеспечения действия канализации могут потребоваться различные гидротехнические сооружения, включаемые в общий план работ по канализации населенного пункта.

25. Густота населения.

Для установления количества сточных вод необходимо определение количества жителей, на которое должна быть проектирована канализация, и плотность населения в различных участках города.

Общее количество жителей канализируемого населенного пункта определяется согласно последней переписи, на основании чего устанавливается средняя плотность населения в момент приступа к канализации. Соответственно этому, для города устанавливаются наиболее характерные районы, для которых определяется также средняя плотность.

Таким образом, если число жителей, согласно переписи, N , общая площадь, охватываемая канализацией, Ω , то средняя плотность e будет:

$$e = \frac{N}{\Omega}$$

и для отдельных районов:

$$e_1 = \frac{N_1}{\Omega_1} ; e_2 = \frac{N_2}{\Omega_2} \text{ и т. д.}$$

В виду того, что канализационные сооружения устраиваются на продолжительный период времени, необходимо проектировать все устройства с запасом на известный период времени, который устанавливается от 15 до 50 лет, при ежегодном приросте для русских городов от 1,3 до 3 процентов.

Период действия канализационных устройств устанавливается обыкновенно экономическим расчетом в зависимости от размеров и ежегодного прироста города, существующих сооружений и периода амортизации и пр.

Процент прироста желательно устанавливать на основании имеющихся статистических данных, по переписи населения в различные периоды времени, определяя процент прироста за известное число лет и выводя таким образом расчетную норму. При отсутствии таких данных и для предварительного проекта можно считать процент прироста для больших городов 3%, для средних 2% и малых 1½%.

Имея количество жителей в момент приступа к канализации N , число лет, на которое рассчитывается канализация, n и процент прироста p , имеем расчетное число жителей:

$$N_{расч.} = N \left(1 + \frac{p}{100} \right)^n$$

и среднюю плотность

$$e_{ср.} = \frac{N_{расч.}}{\Omega}$$

Для малых городов до 50.000 жителей, в большинстве случаев, расчет канализации возможно производить по средней плотности, если густота населения в центральных кварталах мало разнится от окраинных участков, или, по статистическим данным, замечается усиленный рост в районах, отдаленных от центра.

В большинстве же случаев, на основании произведенных обследований по отдельным районам, приходится разделить город на несколько зон, для которых устанавливается различная плотность.

Плотность населения для различных городских участков принимается от 100 до 1.000 чел. на гектар, т.-е. на 10.000 кв. метр. (4,5—45 чел. на 100 кв. саж.). Так, напр., при проектировке городов, приняты были следующие нормы на 1 гектар:

Берлин—800 (центр) и 500 (периферия).

Цюрих—400—300—100.

Варшава—375 (17—на 100 кв. саж.).

Петроград—440—330 (20—15 на 100 кв. саж.).

Москва—440—220 (20—10 на 100 кв. саж.).

Самара—300—200—150—100 (14—9—7—4¹/₂ на 100 кв. саж. проект Линдлея).

Число зон с различной плотностью зависит, прежде всего, от группировки населения в различных частях города и замечаемого роста. Однако, число таких зон не должно быть чрезмерно велико, во избежание как усложнения расчета канализационных устройств, так и вследствие возможности значительного уплотнения населения в период предположенного действия проектируемой канализации. Обычно число зон для русских городов возможно установить от 2 до 3 и только для городов, стесненных в своем развитии какими-либо условиями (напр., Варшава), принимается однообразная плотность.

При учете плотности населения в расчет должны приниматься исключительно жилые дома, различные же фабрики, заводы и, вообще, учреждения, занимаемые периодически, должны быть выделены в особую группу.

26. Определение количества хозяйственных вод.

Количество сточных вод, принимаемых для расчета канализации, зависит от густоты населения, от условий жизни и от удобства получения и стоимости воды. Расход воды из водопроводной сети возрастает с устройством домашнего водоснабжения. Устройство канализации также вызывает повышение расхода, идущего на промывку ватерклозетов, добавочные ванны и пр.

Нормы количества отводимых вод принимаются обычно те же, что и при расчете водопроводов:

		Жителей.	литров.	На 1 чел. в сутки ведер.
для городов до	50.000	40—50	3—4
»	»	от 50.000 до 100.000	50—60	4—6
»	»	» 100.000 » 200.000	60—85	5—7
»	»	более 200.000 85—160	7—13

Для городов Западной Европы и Америки эти нормы значительно выше. Расчет канализационных устройств производится по максимальному в течение года расходу, который принимается в $1\frac{1}{4}$ — $1\frac{1}{2}$ раза больше установленного таблицей среднего суточного расхода. Кроме того, учитывая, что в продолжение суток поступление домовых вод в водостоки происходит неравномерно, принимается, что максимальный (расчетный) часовой расход в 1,25—1,30 раза более среднего часового, установленного для дня наибольшего расхода.

Таким образом, обозначая средний суточный расход через q , имеем расчетный часовой расход $q_{расч.}$ в следующих пределах:

$$q'_{расч.} = \frac{1,25 \cdot q}{24} \cdot 1,25 = 0,063 q \approx \frac{1}{15} q$$

$$q''_{расч.} = \frac{1,30 \cdot q}{24} \cdot 1,30 = 0,09 q \approx \frac{1}{11} q$$

Иногда при проектировании водостоков расчетный часовой расход устанавливается числом часов, в течение которых должна быть отведена половина среднего суточного количества сточной жидкости.

Если обозначить число часов, в которое предполагается отвести половину сточной жидкости, через n , то, обозначая попрежнему средне-годовой суточный расход через q , имеем:

$$q_{расч.} = \frac{q}{2n}$$

При канализации Москвы и Киева и проекта канализации Казани величина n принималась равной 9, т.е. половину среднего суточного количества предполагалось отвести в 9 часов. Для Ростова значение для n принято было 6 и для Пятигорска — 8. Соответственно этому, для сравнения с предыдущим выражением, получим:

$$\text{Для Москвы и Киева} \dots q_{расч.} = \frac{1}{18} q$$

$$\text{» Ростова} \dots q_{расч.} = \frac{1}{12} q$$

$$\text{» Пятигорска} \dots q_{расч.} = \frac{1}{16} q$$

Определение расчетного количества сточной жидкости по последнему способу основано на опытных данных по изучению расхода сточных вод в существующих канализационных устройствах, так как расход этот в продолжение суток неравномерен и в ночное время падает до минимума. Кроме того, имеет значение также уклон и общее протяжение водоотводящих каналов, почему для больших уклонов и сравнительной небольшой сети (Ростов) норма отвода половины сточных вод принималась в 6 часов.

27. Определение количества атмосферных вод.

Для установления количества отводимых канализационной сетью дождевых вод необходимо иметь данные метеорологических станций за возможно больший промежуток времени, полученные для района, в котором предполагается устройство канализации. Эти наблюдения должны охватывать значительный период для получения точных данных, позволяющих произвести правильный расчет отводимых дождевых вод.

Для определения расчетного количества дождевых вод составляются таблицы, в которые заносятся все случаи выпадения дождевых осадков, имевших продолжительность не менее 5 минут, с мощностью от 10 литров в сек. на 1 гектар. На основании этих таблиц устанавливаются расчетные нормы ливневых вод, путем подбора наиболее типичных данных, характеризующих как наибольшую мощность ливня, так и наибольшую его продолжительность. Таким образом, для расчета водоотводной сети выбирается несколько комбинаций, дающих максимальные значения и соответственно каждой из этих комбинаций производится подсчет, на основании чего окончательно устанавливаются размеры водоотводных сооружений.

Однако, рассчитывать сеть на максимальные ливни, выпадающие через значительные промежутки времени, часто бывает невозможно, так как размеры сооружений получаются при этом весьма значительными, и стоимость всего устройства возрастает в такой степени, что выгоднее оказывается допустить в этом случае некоторое переполнение каналов. При этом, однако, необходимо точно установить те материальные убытки, которые могут произойти при переполнении каналов, в соответствии с чем и решается вопрос относительно выбора расчетного максимума.

Таким образом, для расчета сети в густонаселенных центрах приходится чаще принимать во внимание редкие максимальные ливни, вследствие невозможности допускать значительное пере-

полнение каналов, в то время, как в других случаях такое переполнение не может вызвать особо вредных последствий.

Кроме населенности пунктов естественно приходится принимать во внимание также и местные условия, т.е. рельеф местности, устройство подвалов, состояние почвы, уровень грунтовых вод и пр.

Различные значения для количества отводимых дождевых вод обуславливаются разнородными факторами, имеющими место в той или другой местности, как, например: характер подпочвы, уклоны местности и интенсивность и продолжительность дождя.

При плоской конфигурации местности и малопроницаемой почве ливневые воды прежде, чем достигнуть каналов, заполняют все имеющиеся во дворах и улицах углубления. Принимая в среднем, что глубина такого заполнения достигает 2 мм., имеем следующие цифры, показывающие промежуток времени, в течение которого ливневые воды не будут поступать в водоотводы.

При мощности ливня	50	лит.	сек.-гект.	—	400	сек.
»	»	»	75	»	»	— 266 »
»	»	»	100	»	»	— 200 »
»	»	»	125	»	»	— 160 »
»	»	»	150	»	»	— 133 »

В том случае, когда почва легко проницаема для воды, наблюдается также замедление стока, вследствие просачивания ливневой воды в грунт, до предела насыщения, после чего лишь атмосферные воды начинают поступать в водоотводы. Поглощение воды почвой достигает в некоторых случаях, как, например, после засухи, столь значительных размеров, что иногда даже большие ливни дают с таких поверхностей ничтожное количество сточной воды. Кроме того, на сокращение стока воды влияют также растения, поглощающие значительное количество атмосферных вод.

Обратное явление наблюдается при малопроницаемых почвах, имеющих значительные уклоны, где поступление воды в каналы происходит быстро после начала ливня при малой потере по пути.

В виду крайнего разнообразия местных условий, часто меняющихся для отдельных участков канализуемого района, установление определенных норм для количества воды, поступающей в водоотводы, не представляется возможным, почему для каждого отдельного случая вопрос этот должен быть решен на основании произведенных обследований и опытных данных, принимая за основные данные цифры, приведенные в предыдущей таблице. Наибольшая определенность решения получается в том случае, когда поверхности, с которых поступает вода, имеют какие-либо одежды.

Для предварительного подсчета объема ливневых вод можно руководствоваться следующими данными, характеризующими процентное отношение разнородных участков в населенном пункте.

Характер участка.	Города со средней плотностью населения.	Города, густо населенные.
Поверхность крыш	20 %	25 %
Площадь, занятая улицами . .	20 %	25 %
» дворовыми и садовыми участками	60 %	50 %

При этом может оказаться, что некоторые участки города будут находиться в наиболее невыгодных условиях в смысле возможности затопления ливневыми водами, вследствие чего их придется обособить в смысле расчета, принимая для них данные максимального ливня, допуская в то же время для других районов более пониженные требования.

Вследствие этих соображений, расчетные данные для различных населенных пунктов получают весьма различные значения, так, например, в существующих канализациях были приняты в расчет нижеследующие цифры ливневых вод:

Берлин	64	литра в сек.	с 1 гект.	
Цюрих	150	»	»	»
Ганновер	125	лит. сек.-гект.	и продолжит.	10 минут.
»	90	»	»	15 минут.
»	60	»	»	20 минут.
Франкфурт	36—90	лит. в сек.	с 1 гект.	

Для русских городов общие нормы применялись в 70—110 лит. сек.-гект. и для Кавказа до 170 лит. сек.-гект.

Общая продолжительность такого дождя считалась 30—40 минут.

Для общего суждения о наибольшей силе и продолжительности дождя в европейских городах (с количеством годовых осадков 600—700 мм.) может служить таблица, данная Бриксом (см. стр. 79).

Так называемые катастрофические ливни, имеющие место раз в 10—15 лет, обычно не учитываются при сооружении канализации.

ХАРАКТЕРИСТИКА ДОЖДЯ.	Продолжительность дождя:		Мощность лит. сек. на 1 гект.	Общая высота выпадающего слоя мм.
	часы	минуты.		
Обыкновенный сильный дождь . . .	3—10	—	16,7	60
Периодически повторяющийся дождь .	1—2	—	56	40
Выпадающий 2—3 раза в год ливень .	—	30—45	83	23
» раз в год ливень . .	—	15—30	112	20
Ливень, выпадающий раз в 1—2 года .	—	10—20	125	15
Сплошной ливень, выпадающий в 2 - 4 г.	—	5—15	167	15

Выпадающая от ливней вода попадает лишь частью в водоотводные каналы, большая же часть просачивается в почву, испаряется, поглощается растениями и частью попадает в естественные водостоки.

В зависимости от состояния поверхности населенного пункта, возможно установить следующие нормы, характеризующие процентное количество ливневой воды, поступающей в водоотводные каналы:

РОД ПОВЕРХНОСТИ.	Количество поступающей в каналы воды в % от выпадающего дождя.
Крыши	85—100 %
Асфальтовая поверхность на непроницаемом для воды основании	70— 95 %
Обыкновенная мостовая	35— 70 %
Щебеночная мостовая	25— 60 %
Шоссированные поверхности	15— 40 %
Сады и луга	0— 25 %

Для подсчета количества ливневых вод, при окончательном проектировании водоотводной сети, необходимо более точное определение площадей разнородных участков, тем более, что характер русских городов бывает крайне разнообразный с большими дворовыми участками и широкими улицами. При этом иногда, для сокращения стоимости устройства, отвод ливневых вод проектируется не для всей площади города, а лишь для некоторых участков, допуская на других участках исключительно фильтрацию через почву или отводя атмосферные воды с таких участков открытыми лотками в естественные водоемы.

На основании всех приведенных данных определяется количество ливневых вод, поступающих в каналы.

Пример:

Расчетный ливень 125 лит. сек.-гект.

Город с плотностью населения 250 чел. на 1 гект.

Общая площадь крыш составляет 15% от всей канализируемой площади.

Принимая во внимание, что только часть крыш имеет непосредственное соединение с водоотводной сетью, в большинстве же случаев отводимая с крыш вода будет поступать в дворовые участки и из них уже в сеть, принимаем значение для коэффициента использования — 0,90%.

Всего с крыш поступит $125 \times 0,15 \times 0,90 = 16,88 \approx 17$ лит. сек.

Общая площадь улиц с обыкновенной каменной отмосткой — 18% и со щебеночной мостовой — 5%. Общий уклон (в среднем) по середине улиц 1:100.

Принимая значение коэффициента для первого рода одежды в виду значительного уклона поверхности 0,70 и для второго 0,60, имеем количество воды, поступающей с улиц:

$$125 \times 0,18 \times 0,70 + 125 \times 0,05 \times 0,60 = 19,5 \text{ лит. сек.}$$

Площадь дворовых участков определилась в 20% и площадь садов 42%. Принимая во внимание, что все дворовые участки при правильной канализации должны быть покрыты одеждой, принимаем средний коэффициент для таких участков 0,30 и количество отводимой воды

$$125 \times 0,20 \times 0,30 = 7,5 \text{ лит.}$$

Таким образом, общее количество отводимой ливневой воды, не принимая во внимание садов, составит:

$$17 + 19,5 + 7,5 = 44 \text{ лит. сек.}$$

Имея, однако, в виду, что в будущем часть садов может быть застроена, и почва обладает сравнительно небольшой проницаемостью, принимаем во внимание также отвод воды с садовых участков площадью 42% с коэффициентом 0,20

$$125 \times 0,42 \times 0,20 = 10,5 \text{ лит. сек.}$$

Таким образом, общее количество ливневых вод для данного случая составит:

$$44 + 10,5 = 54,5 \text{ лит. сек.-гект.}$$

Кроме перечисленных факторов, на размеры водоотводной сети имеет также влияние неодновременность поступления воды в каждый отдельный участок канала. Обстоятельство это при расчете учитывается посредством так называемого *коэффициента замедления стока*.

Для приближенного подсчета, коэффициента стока пользуются формулами Фрюлинга и Брикса.

Формула Фрюлинга, по которой значение для коэффициента замедления φ определяется в зависимости от удаленности (l) рассчитываемого сечения водостока от начала всей системы, питающей его водю

$$\varphi = 1 - 0,003 \sqrt{l}$$

Формула Бюркли-Брикса установлена в зависимости от площади F , с которой стекает вода,

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{F}}$$

где для площади F , выраженной в гектарах, принимаются следующие значения n :

Для растянутых плоских местностей $n = 4-5$

Для местностей со средним уклоном (при средней скорости в каналах $v = 1,2$ м.-сек.) $n = 6$

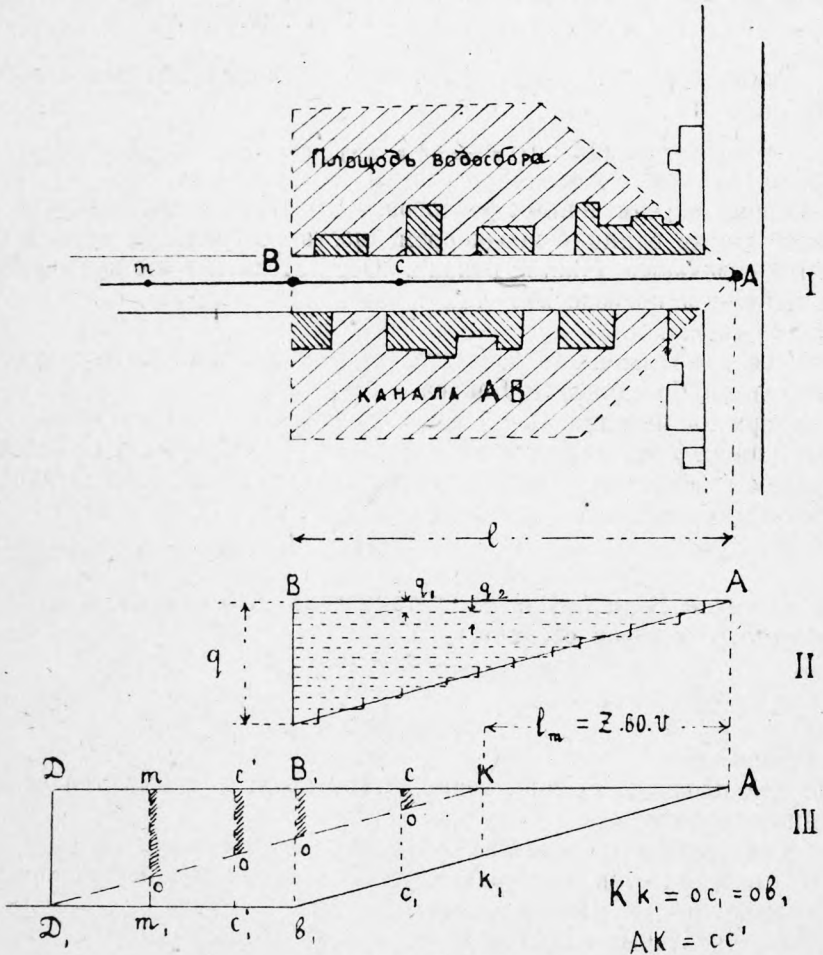
при значительных уклонах $n = 7-8$

Однако, приведенные формулы дают крайне неточные результаты, почему для определения количества ливневых вод пользуются обычно способом Фрюлинга, разработанным Хейдом.

Способ расчета ливневой сети основывается на следующих соображениях:

Если рассмотреть какой-либо начальный участок канала, то поступление в него ливневых и хозяйственных вод будет происходить некоторыми частями в зависимости от числа домовых линий

и дождеприемников, находящихся в районе действия канала $A-B$ (фиг. 34). Если отложить по горизонтальной линии длину рассматриваемого канала AB , по вертикали же объемы поступающей воды, то диаграмма притока выразится в виде ступенчатой линии



Фиг. 34.

(фиг. 34, II) AB_1 . Имея, однако, в виду незначительность объема жидкости, поступающей от каждого ответвления коллектора, можно без значительной погрешности принять линию AB_1 за прямую.

Если обозначить через v скорость движения жидкости по каналу в 1 секунду, через z время продолжительности дождя в минутах, то поступившая в точку A жидкость ко времени прекращения

дождя достигнет некоторой точки K канала, отдаленной от A на расстояние $l_m = z \cdot 60 \text{ с}$ (фиг. 34, II, III).

Ордината Kk_1 (фиг. 34, III), отвечающая этой точке K , представит количество жидкости, проходящей в рассматриваемый момент через точку K . В то же время, поступившая при начале дождя в точку c жидкость, в момент окончания дождя, достигнет точки c^1 ($cc^1 = AK = l_m$), жидкость же, поступающая на участке Ac , к тому же времени будет находиться на протяжении Kc^1 канала.

Заштрихованная часть ординаты cc_1 , равная co , представляет ту часть объема дождевой воды, полученной на участке коллектора cA , которая в момент окончания дождя не успела попасть в коллектор. Остальная же (не заштрихованная) часть ординаты oc_1 равна объему дождевой воды, проходящей через рассматриваемое сечение в момент окончания дождя.

Количество дождевой воды, проходящей через сечение c , будет оставаться постоянным (равным oc_1) до того момента, когда находящаяся в точке K дождевая вода достигнет c , после чего приток будет уменьшаться.

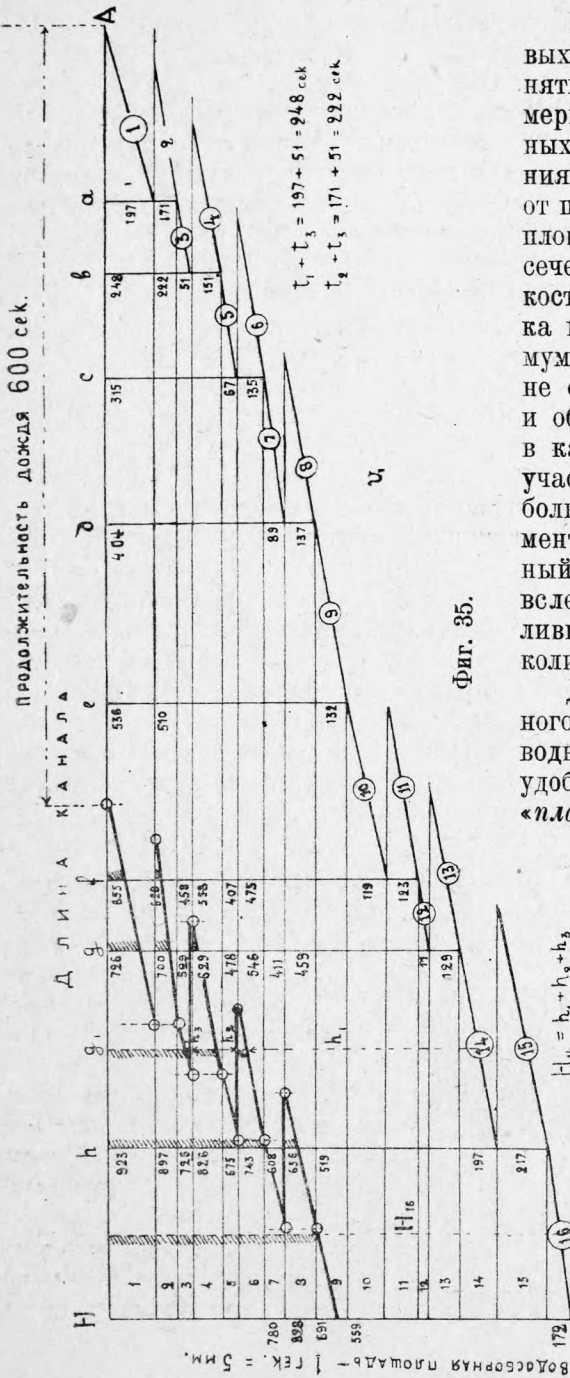
Для расчета канала AB в сечении c при продолжительности дождя z минут необходимо найти величину ординаты oc_1 , которая в соответственном масштабе даст наибольшее значение для количества дождевой воды, проходящей через рассматриваемое сечение.

Заштрихованная часть ординаты для того же сечения c даст величину объема дождевой воды, не дошедшей в данный момент до сечения c вследствие замедления стока.

Предполагая, что ниже участка B канал не имеет непосредственного притока дождевой воды, имеем в точке m в момент окончания дождя ординату Om_1 , которая характеризует собою количество дождевой воды, проходящее в рассматриваемый период времени через данное сечение.

Это количество ливневых вод для точки m будет возрастать до того момента, когда дождевая вода, находящаяся в сечении $B_1 b_1$, не достигнет сечения mm_1 , после чего объем протекающей жидкости будет оставаться постоянным и равным $ob_1 = oc_1 = Kk_1$, пока точки жидкости, находящиеся в K , не достигнут сечения mm_1 .

Ординаты $ob_1 = oc_1 = Kk_1$, характеризующие собою максимальное количество ливневой воды, проходящей через коллектор AB при ливне продолжительностью z минут, и будут служить расчетными величинами для определения сечения водостока AB . Таким образом, если канал ABD имеет однообразный уклон, то сечение канала на всем протяжении от K до D должно оставаться постоянным.



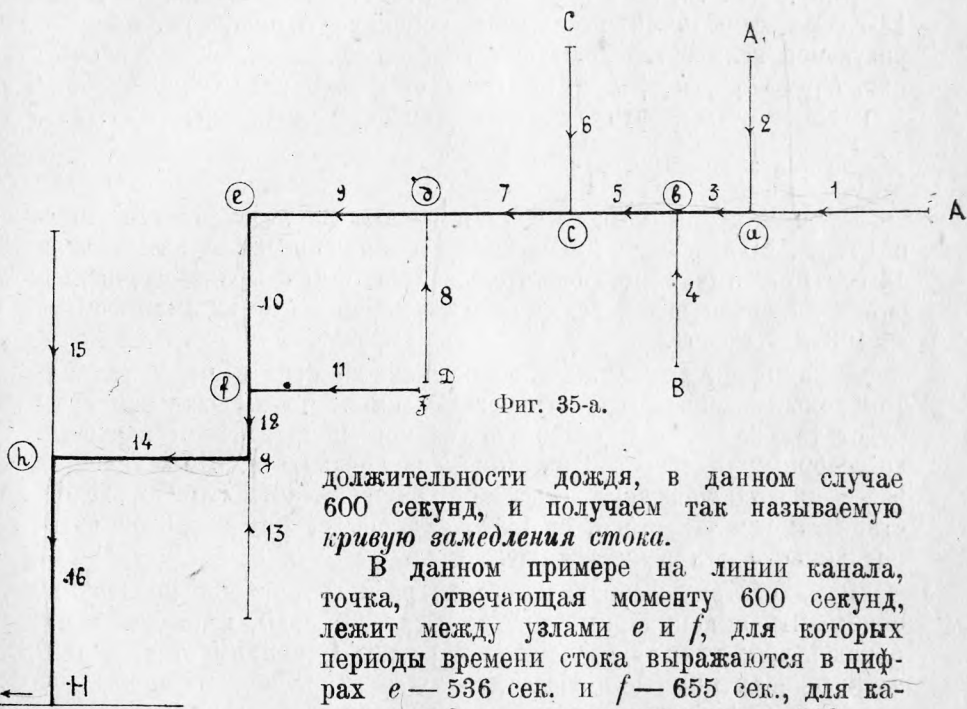
Фиг. 35.

При расчете сети дождевых вод необходимо принять во внимание неравномерность поступления сточных вод в различные сечения канала, в зависимости от протяжения водосборных площадей рассматриваемого сечения и от притока жидкости вышележащего участка канала. Обычно максимумы притока дождевых вод не совпадают между собою, и объем воды, поступающей в канал с выше лежащих участков, достигает наибольшей величины в тот момент, когда непосредственный приток воды в канал, вследствие прекращения ливня, дает уменьшенное количество сточной воды.

Для определения расчетного количества дождевой воды в системе каналов удобнее всего пользоваться «планом замедления стока», приведенным на фигуре 35, где соответственно длине каналов нанесены по абсциссе, по ординате же отложены или площади водосбора для каждого канала, или количество воды, получаемое каждым каналом.

Для каждого канала вычисляется время прохождения по нем жидкости в

секундах, т.е. величина $t = \frac{l}{v}$, где l — длина канала и v — скорость движения. В конце каждого канала надписывается численное значение для t , а равно вычисляется величина для каждого из узлов, соответственно каждой совокупности каналов, при чем эти последние цифры наносятся сверху предыдущих. Имея, таким образом, на каждой абсциссе, отвечающей определенному каналу, обозначения периода времени, который отвечает скорости движения жидкости по каналу, соединяем точки, отвечающие времени про-



должительности дождя, в данном случае 600 секунд, и получаем так называемую *кривую замедления стока*.

В данном примере на линии канала, точка, отвечающая моменту 600 секунд, лежит между узлами e и f , для которых периоды времени стока выражаются в цифрах e — 536 сек. и f — 655 сек., для канала же 2-го — между узлами e — 510 сек. и f — 629 сек.

Вторая точка кривой замедления стока, отвечающая каналу 3, который принимает в себя каналы 1-й и 2-й, лежит между узлами g — 529 сек. и h — 726 сек. Эта вторая точка кривой должна быть одинакова как для канала 1-го, так и для 2-го в виду их пересечения в одном и том же узле a . Нахождение точки кривой соответственно значению $t = 600$ сек. производится интерполированием.

Нахождение дальнейших точек кривой производится на тех же основаниях, как для каналов 1-2-3, после чего вычерчивается кривая замедления стока.

Имея, таким образом, нанесенную кривую замедления стока для ливня известной продолжительности, получаем для каждого сечения канала определенное значение для ординаты, находящейся внутри кривой замедления стока, которая в соответственном масштабе даст количество дождевой воды, проходящей через рассматриваемое сечение в момент окончания дождя.

Часть ординаты, отсекаемой кривой замедления стока и лежащей вне этой кривой, даст количество дождевой воды, не успевшей пройти через рассматриваемое сечение вследствие замедления стока.

Напр., для фиг. 35 в сечении, отвечающем середине канала 14-го, имеем величину незаштрихованной части ординаты, характеризующей количество дождевых вод, проходящих через это сечение, $H_{14} = h_1 + h_2 + h_3 = 17,13$ мм. (при вертикальном масштабе — 1 гект. = 5 мм.), что отвечает площади водосбора — $17,13 \times \frac{1}{5} = 3,43$ гектара.

Принимая для данного случая количество воды, поступающей с 1 гект., 30 лит.-сек., имеем для сечения в средней части канала 14-го, при ливне продолжительностью 600 секунд, расчетный объем ливневой воды, вследствие замедления стока, $3,43 \times 30 = = 103$ лит. в сек.

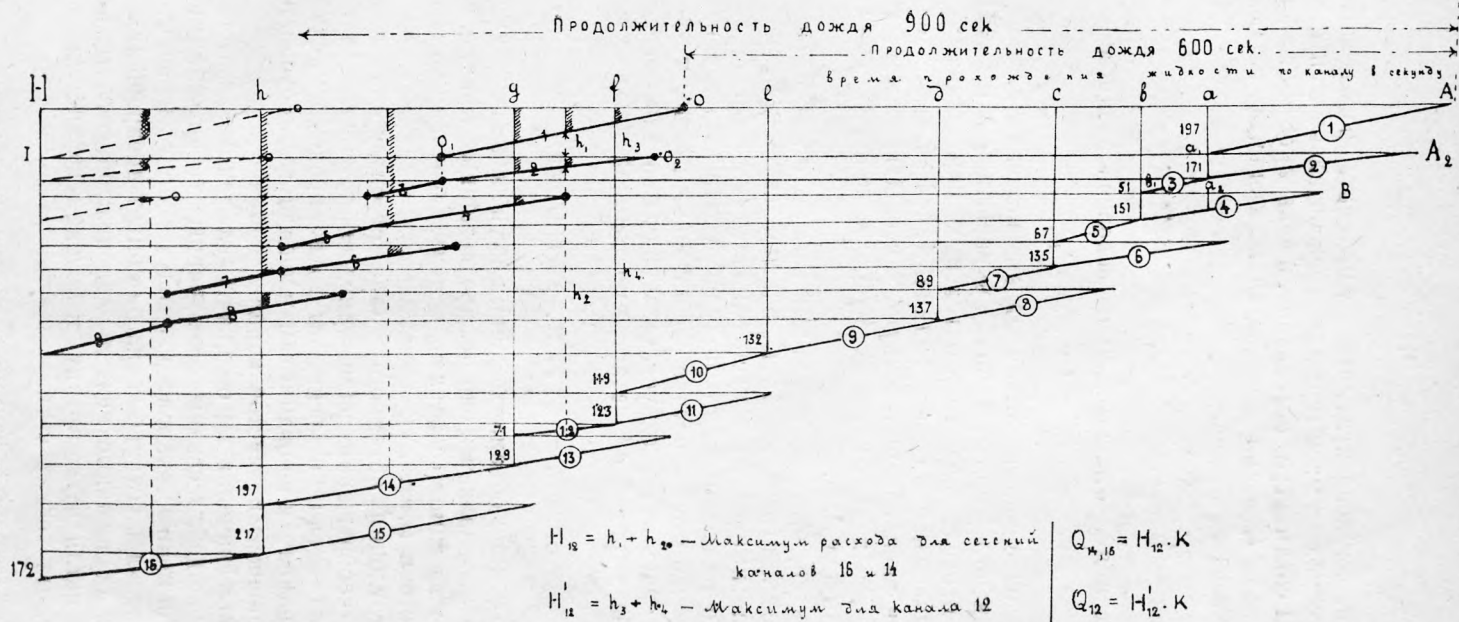
К концу дождя количество не успевшей пройти через рассматриваемое сечение, вследствие замедления стока, дождевой воды будет тем более, чем далее это сечение находится от верховых водосборных участков. При этом может оказаться, что количество воды, проходящей через сечение в нижней части канала, вследствие замедления стока, окажется меньше объема дождевой воды, полученного для вышележащего канала.

В виду этих соображений, для расчета каналов необходимо определить максимальный расход дождевой воды, имеющей место в какой-либо точке сети, каковой расход и принимается за расчетную величину не только для рассматриваемого сечения, но и для всех участков канала, лежащих ниже этого сечения.

Расчет дождевой сети производится сначала для дождя наибольшей мощности, имеющего обычно малую продолжительность, после чего делается поверочный расчет на более продолжительный дождь меньшей мощности, и окончательное сечение каналов устанавливается в зависимости от полученного из кривой замедления стока максимального значения.

Еще более удобный для расчетов вид получает план замедления стока, если вместо длины каналов по абсциссе откладывать время, необходимое для прохождения части жидкости в каждом участке канала (фиг. 36).

ВОДОСБОРНЫЕ ПЛОЩАДИ В ГЕКТАРАХ 1 ГЕК = 5 ММ.



Фиг. 36.

Принимая, согласно предыдущему примеру, продолжительность дождя 600 секунд и масштаб для горизонтальных протяжений 50 секунд в 1 сантиметре, определяем, в зависимости от скорости v и длины канала l , время прохождения элемента жидкости на участках канала:

$$t_1 = \frac{l_1}{v_1} \text{ сек.}, t_2 = \frac{l_2}{v_2} \dots \dots$$

каковые значения и откладываем по основной абсциссе

$$Aa = t_1; ab = t_2.$$

На основной ординате откладываем значения для площадей водосбора каждого участка канала в масштабе 5 мм. = 1 гект., после чего, проводя ряд горизонтальных параллельных линий, наносим, согласно предыдущего, линии $a_1A, a_2A_2, b_1a_2 \dots$, после чего, найдя на основной абсциссе точку o , отстоящую от A на 600 сек., проводим из нее линию параллельную a_1A до пересечения с горизонтальной линией $I-a_1$.

Точно так же, отложив на линии $I-a_1$ от точки A_2 расстояние $A_2o_2 = 600$ сек., проводим линию, параллельную a_2A_2 , после чего наносим остальные части кривой замедления стока.

Как видно из приведенного примера, построение кривой замедления стока во втором случае значительно проще, так как нет надобности искать интерполированием значение для точек кривой, и основная база кривой oA остается постоянной для всех участков канала, т.-е.

$$oA = o_1a_1 \dots \dots = 600 \text{ сек.}$$

Для нахождения объема дождевых вод в любом сечении канала наиболее удобным является способ, предложенный *Викари*, который состоит в построении «объемного плана», полученного из плана замедления стока (фиг. 37).

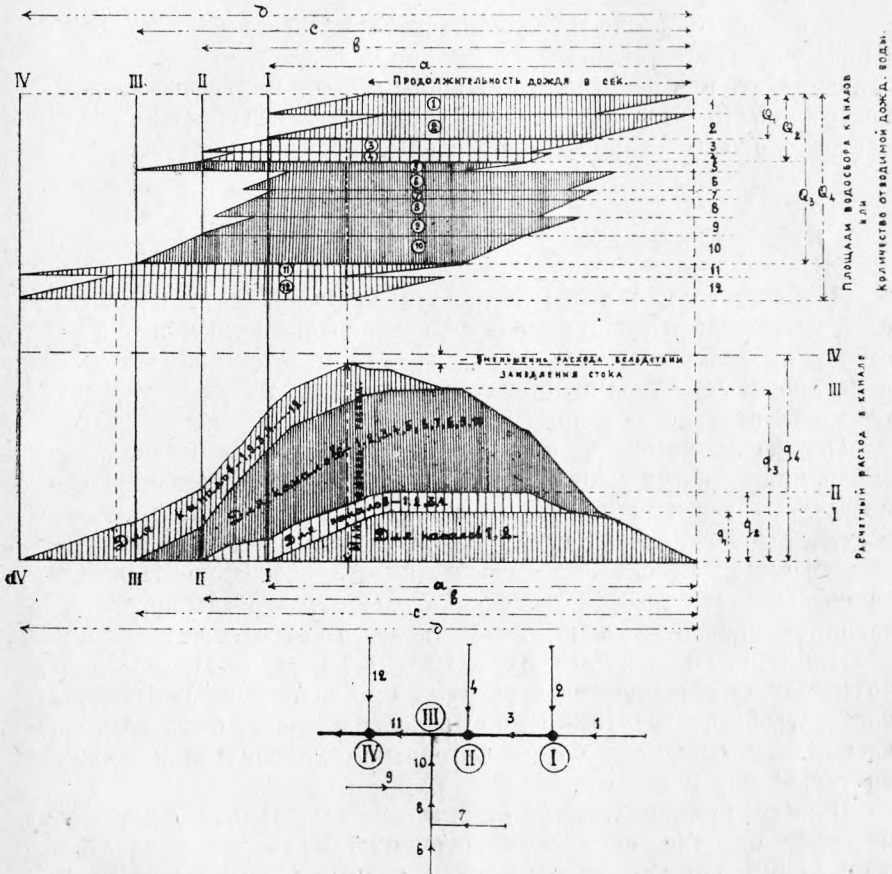
Для составления объемного плана строится на основании предыдущих соображений план замедления стока для системы каналов, откладывая по абсциссам время прохождения жидкости по каждому каналу и по ординатам площади водосборов или объем воды, поступающей в участок канала.

Откладывая значения для ординат, заключенных внутри заштрихованных площадей, и соединяя полученные точки линиями, получим объемную кривую, характеризующую количество воды, проходящее через каждое сечение канала в момент прекращения дождя.

Построив аналогичные кривые для каждой системы каналов, будем иметь наглядную картину изменения количества сточных вод в различных точках сети.

В приведенном примере объемные кривые построены для узлов I, II, III и IV, т.е. для систем, заключающих в себе совокупность каналов 1, 2 — 1, 2, 3, 4 — 1, 2 . . . 10 и 1, 2 . . . 12.

Как видно из приведенного чертежа, замедление стока оказывает влияние лишь на последнюю систему, в то время как для



Фиг. 37.

остальных систем расчетные объемы q остаются равными количеству жидкости, получаемой с водосборных площадей Q .

$$\begin{aligned}
 q_4 &= Q_4 - \varepsilon \\
 q_3 &= Q_3 \\
 q_2 &= Q_2 \\
 q_1 &= Q_1
 \end{aligned}$$

Пользование объемным планом чрезвычайно упрощает подбор сечений водоотводных каналов для различных точек сети, причем влияние замедления стока, как видно из чертежа, увеличивается по мере возрастания длины каналов, почему этот способ желательно применять при расчете водоотводных систем значительной длины.

Нанесение в плане замедления стока значений для водосборных площадей, вместо объемных величин дождевого стока, имеет то значение, что при изменении мощности и продолжительности дождя построение кривой замедления стока производится на том же чертеже, проводя линии, параллельные прежней кривой.

28. Составление проекта канализационной сети.

Для составления проекта канализационной сети необходимо производство подготовительных работ, перечисленных в § 23, на основании которых возможно наметить расположение сети в плане и установить необходимые уклоны каналов, их размеры, места перекачивательных станций и пр.

Основным условием, при выборе как системы канализации, так и направления каналов в плане, является наименьшая стоимость всех сооружений, почему в некоторых случаях, в зависимости от совокупности всех условий, влияющих на постройку канализации, необходимо спроектировать несколько вариантов, из которых выбирается и окончательно разрабатывается тип, дающий наиболее низкую стоимость всего устройства.

При этом необходимо учитывать также эксплуатационные расходы, так как в некоторых случаях при дешевизне первоначального устройства эксплуатационные расходы могут быть настолько велики, что окажется более выгодным остановиться на дорогом по устройству варианте.

В виду крайнего разнообразия местных условий, влияющих на расположение сети и конструкцию всех вспомогательных сооружений, невозможно установить точные нормы и правила для проектирования канализационных устройств, почему при проектировании канализационной сети следует руководствоваться имеющимися на практике примерами, которые по местным условиям наиболее отвечают существующей обстановке.

Общие положения, которыми следует руководствоваться при проектировке канализационной сети, могут быть приведены к следующим основным положениям:

1. Удаление жидкости должно производиться по возможности самотеком, при малом количестве перекачивательных станций.

2. Котловинные части в большинстве случаев выгоднее обособлять от общей сети в отдельную группу, перекачивая из них жидкость в основную сеть, работающую самотеком.

3. Отвод жидкости должен происходить по кратчайшему пути к водоприемнику, избегая обратного направления жидкости.

4. Отдельные каналы желательно скорее объединять в сборный коллектор для получения более постоянного количества отводимой жидкости, обеспечивающего надлежащую скорость.

5. Скорость движения жидкости в коллекторах должна возрастать по направлению к низовым частям во избежание образования осадков.

6. Глубина заложения дна коллекторов нормально не должна превышать 7 метров. При необходимости прокладки коллекторов на большей глубине и производстве работ тоннельным способом, должен быть сделан экономический подсчет, оправдывающий такие работы.

7. При широких улицах в центральных частях города с большим количеством домовых отводов может оказаться выгоднее прокладка двойного коллектора, что сокращает длину домовых ветвей.

8. При проектировке канализационной сети все сооружения должны быть сгруппированы в отдельные очереди для возможности выполнения работ по частям с тем, чтобы каждая отдельная очередь представляла вполне законченную систему.

9. Стоимость канализационных устройств в зависимости от срока принятой службы сооружений и эксплуатационных расходов должна быть согласована с принятыми на практике нормами ежегодной оплаты с канализированных участков.

29. Составление диаграммы расхода жидкости по часам.

Для получения общей картины расходования жидкости по часам необходимо составление таблицы (I), характеризующей распределение сточной жидкости в различные периоды суток, для чего необходимо установить характер жизни города, время работы крупных промышленных и фабричных предприятий, общественные расходы и пр. Для составления такой таблицы на основании статистических сведений, имеющихся в период проектирования канализации, приходится пользоваться данными канализированных русских городов, имеющих своеобразные особенности по сравнению с заграничными нормами. Так, напр., в русских

городах имеют большое влияние на режим стока банные воды, значительно повышающие расход сточных вод в субботние и предпраздничные дни. По данным московской канализации, сток банных вод в некоторых районах превышает в предпраздничные дни средний расход на 180% и в дни перед большими праздниками, как Рождество, на 220% от среднего суточного. Вследствие этих соображений при проектировании канализации должны быть собраны сведения об имеющихся банях и числе посетителей, после чего определяется наибольший суточный расход банных вод, который и заносится в таблицу I.

Так как расходование воды в банях происходит неравномерно, то для определения максимального часового расхода, можно принять данные процентного распределения по часам банных вод, приведенные в таблице I, согласно которым максимум расхода падает на время от 16 до 23 часов с наибольшим часовым расходом в 7% от суточного, который, примерно, приходится на 20 час (8 часов вечера).

Что касается до режима сточных вод в фабричных и заводских предприятиях, то распределение расхода по часам устанавливается исключительно статистическими данными в зависимости от характера работы каждого предприятия.

Часовые колебания хозяйственных сточных вод зависят от характера жизни города, однако, для проектирования канализации возможно принять среднее процентное распределение жидкости по часам, выведенное из существующих примеров канализационных устройств в России. Согласно этим данным, максимальный часовой расход составляет 6,5% от суточного, приходящийся в период от 10 — 11 часов утра. Второй максимум отвечает периоду между 16 и 17 часами и составляет 5,5% от общего суточного расхода. В ночной период в каналы поступает минимальное количество сточной жидкости, отвечающее в период от 2 до 4 часов ночи — 2% суточного расхода.

Пользуясь этими данными, составляется для каждого из районов подобная таблица и, наконец, общая сводная таблица, на основании которых определяется максимальный часовой расход сточных вод, и определяются число, типы и размеры машинных установок и перекачивательных станций. Дальнейший ход проектирования будет зависеть от типа выбранной системы канализации, в зависимости от чего приходится определять различные данные, необходимые для подбора всех элементов канализационной сети.

30. Составление проекта для раздельной системы.

Для составления проекта канализационной сети необходимо иметь план местности в масштабе 1:5000, на котором наносятся городские кварталы без разделения по отдельным застроенным участкам с обозначением лишь мест особых зданий, дающих, по собранным статистическим сведениям, значительные количества сточной жидкости, как-то: бани, заводы, вокзалы жел. дорог и пр. и общественных садов, парков и площадей, на которых не предполагается производить построек.

Каждый такой квартал на плане подразделяется на участки, с которых предполагается сток на одну улицу, и на плане наносятся: площадь всего квартала в гектарах или тысячах квадратных саженей и площадь каждого из участков в тех же мерах (фиг. 38).

В зависимости от количества населения и установленного прироста город разделяется на несколько районов с различной плотностью (§ 25). Районы с одинаковой плотностью закрашиваются на плане однообразным цветом, и в каждом из участков надписывается под обозначением площади каждого из отдельных участков расчетное количество жителей (фиг. 38).

Для получения расчетного количества жителей, на каждом из участков с одинаковой плотностью подсчитывается площадь каждого района и, на основании полученных статистических сведений, о количестве населения района и принятом проценте прироста, определяется расчетное число жителей в каждом районе, после чего, находя среднее расчетное количество жителей на 1 гект. в каждом районе, устанавливают расчетное число жителей на каждом из отдельных участков.

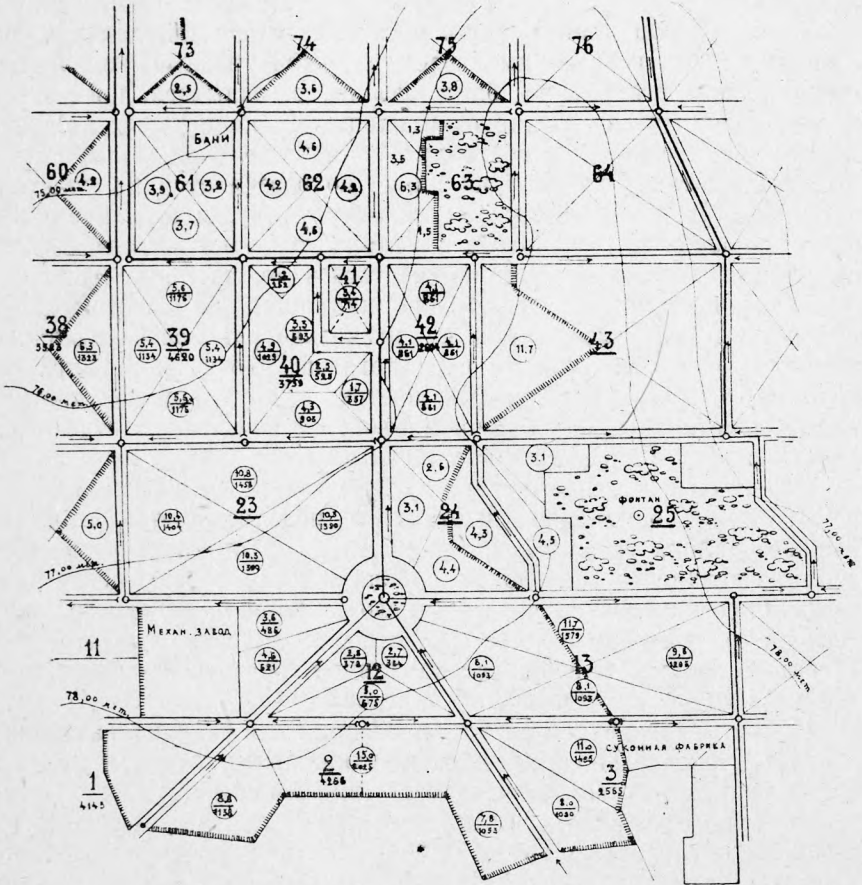
При этом процент прироста населения для районов различной плотности желательно принимать не одинаковый, так как прирост в центральных участках с густым населением бывает обычно менее прироста районов, отдаленных от центра. Кроме того, необходимо считаться также с направлением роста населенного пункта в зависимости от местных условий, так как в каждом городе можно более или менее точно наметить участки, на которых можно ожидать развития городского строительства.

В некоторых существующих примерах канализационных устройств, а равно и при эскизной проектировке стоков для городов, не имеющих статистических данных о населении, принимается для различных районов определенная плотность (§ 25) независимо от прироста населения.

Имея суточные данные стока отводимых вод и их часовые колебания, приведенные в таблице № I, возможно составить

таблицу № II, определяющую расход воды на единицу площади для каждого из районов однообразной плотности.

В эту таблицу, для каждого из районов с однообразной плотностью, заносятся площади всех населенных участков (п.п. 2, 3) и отвечающее им, по статистическим данным, количество населе-



Фиг. 38.

ния (4), после чего, на основании принятого процента прироста (5), определяется расчетное число жителей на весь район (6 итог) и расчетная плотность на единицу площади (7), на основании которой вычисляется расчетное количество жителей для каждого отдельного участка (6).

В зависимости от данных таблицы № I, устанавливающей наибольший расчетный часовой расход (8), и определяется расход

воды на единицу площади в час наибольшего расхода для каждого района плотности, каковая величина и принимается за исходную норму при определении количества отводимой сточной воды с каждого участка.

Пример (табл. № II).

Для 1-го района плотности, на основании статистических данных, найдено общее число жителей 23420 при общей площади всего района 421,04 гектара.

Принимая процент прироста для рассматриваемого района—3, в виду возможности его дальнейшего развития, имеем число жителей через 30 лет:

$$n = 23420 \left(1 + \frac{3}{100}\right)^{30} = 56840$$

откуда средняя плотность в этом районе выразится в цифре:

$$\frac{56840}{421,04} = 135 \text{ чел. на 1 гект.}$$

и расчетное число жителей в участках:

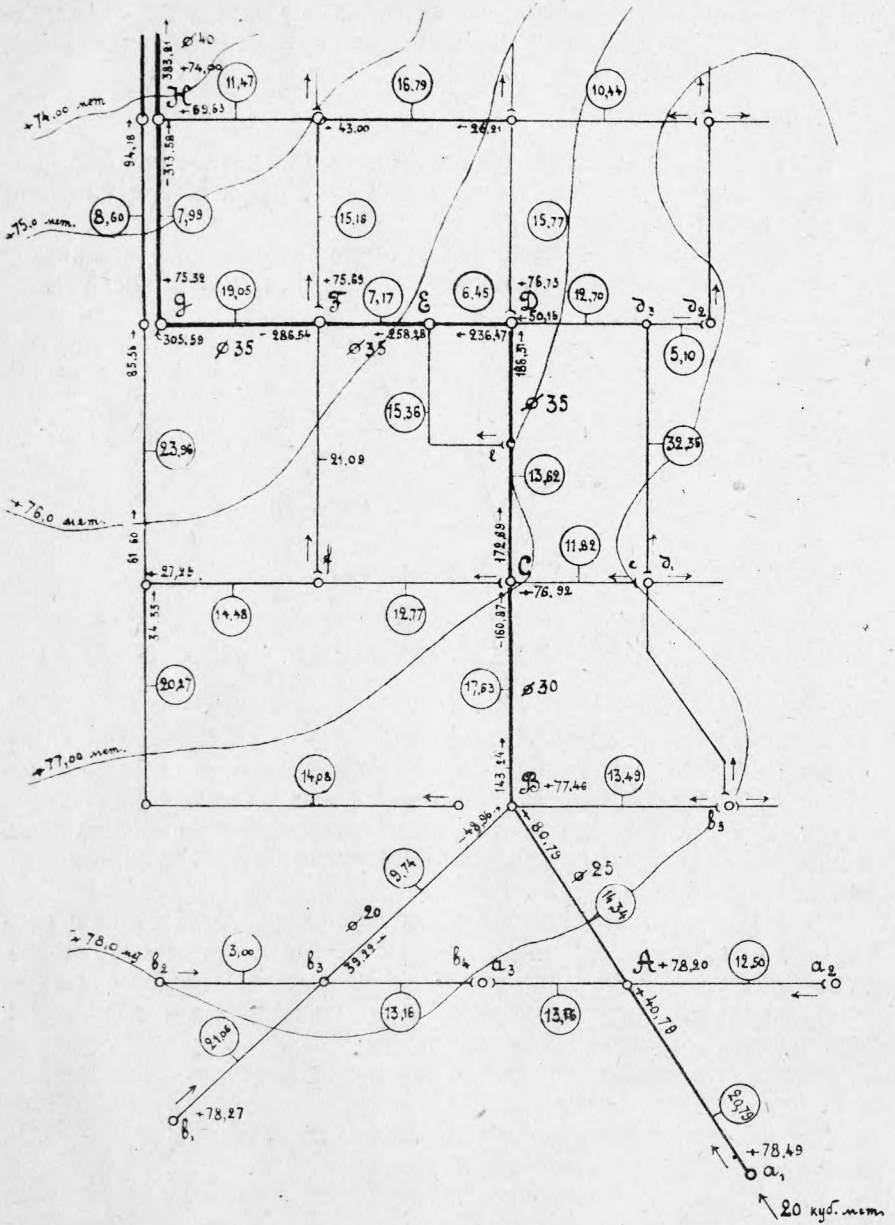
$$\begin{aligned} 1 &— 30,7 \cdot 135 = 4145 \\ 2 &— 31,6 \cdot 135 = 4266. \\ &\dots \end{aligned}$$

Данные из таблицы II для площадей участков и расчетное число жителей на каждом из участков наносятся на плане (фиг. 38), после чего, в зависимости от места выбора для выпуска сточных вод и рельефа местности, на кальке, наложенной на план, наносится сеть сточных каналов (фиг. 39) и определяется площадь, питающая каждый из участков канала.

В зависимости от вычисленного в таблице № II стока с единицы площади каждого района, вычисляется количество жидкости, поступающее в каждый из участков канала, каковые цифры наносятся на кальке против соответствующих участков (на плане фиг. 39 эти данные заключены в кружках).

На той же кальке наносятся нивелировочные отметки узловых и начальных точек и для каждого из узлов сети вычисляется подходящее и выходящее из него количество сточной жидкости, надписывая полученные цифры на плане.

Для определения сечений коллекторов составляется таблица № III, в которую заносятся расчетное количество жидкости, длина участков, принятый уклон поверхности жидкости, соответственно чему при помощи числовых таблиц подбираются тип



Фиг. 39.

и размеры сечения канала при известной скорости, глубина заполнения, и определяются отметки поверхности жидкости в начале и конце каждого участка, и, наконец, в зависимости от полученного заполнения находится отметка дна канала.

Для нахождения всех требуемых данных необходимо построить продольный профиль коллектора, на котором наносятся отметки поверхности земли,



уровни жидкости и дна канала.

Пример.

В таблице III приведен расчет начального конца коллектора № 1 для участков a_1 , A—AB—BC—CD (фиг. 39а).

Фиг. 39-а.

На участке a_1 A имеем концевой приток жидкости 20 куб. мет. и поступление по пути 20,79 куб. мет.

Принимая диаметр коллектора 25 см., имеем, на основании предыдущего (§ 20) из числовых таблиц №№ 1 и 6 для принятого гидравлического уклона $J = 0.01$, следующие уравнения:

$$Q = Q_0 \cdot 100 \sqrt{J} \cdot \alpha_1.$$

Для начального конца коллектора a_1 A .

$$20 = 19,862 \cdot 10 \alpha_1 \quad \alpha_1 = 0,1006$$

Для концевой его части

$$40,79 = 19,862 \cdot 10 \alpha_2 \quad \alpha_2 = 0,2033$$

каковые величины по данным табл. № 7 соответствуют заполнению:

$$\alpha_1 h/d = 0,22$$

$$\alpha_2 h/d = 0,31.$$

Соответствующие полученным заполнениям скорости получаются из уравнения:

$$v = v_0 \cdot 100 \sqrt{J} . \text{?}$$

что дает для начального и конечного конца коллектора следующие значения:

$$v_n = 0,117 \cdot 10 \cdot 0,603 \approx 0,7 \text{ мет. сек.}$$

$$v_k = 0,117 \cdot 10 \cdot 0,763 \approx 0,9 \text{ мет. сек.}$$

Имея отметку дна канала в точке a_1 — 76,64 м. и найдя в зависимости от степени заполнения глубину жидкости — 5,3 см., получим отметку поверхности жидкости $76,64 + 0,033 = 76,693$ мет.

Принимая уклон поверхности жидкости $J = 0,01$ при длине участка $a_1 A = 178$ м., имеем общее падение на участке:

$$178 \cdot 0,01 = 1,78 \text{ мет.}$$

и отметку поверхности жидкости в точке A :

$$76,693 - 1,78 = 74,913 \text{ мет.}$$

откуда, зная глубину жидкости в конечном участке, равную 7,8 см., получим отметку дна канала:

$$74,913 - 0,078 = 74,837 \text{ мет.}$$

На участке коллектора AB длиною 164 мет. приняты — диаметр 25 см. и гидравлический уклон $J = 0,008$, в зависимости от чего получены данные, приведенные в таблице III. Определение начальной отметки дна канала произведено при условии совпадения отметок поверхности жидкости в конечном участке канала $a_1 A$ и начальном AB , вследствие чего при полученной глубине жидкости для начального участка канала AB — 10,3 см., дно канала опущено на 2,7 см. против конечного участка $a_1 A$, что дает отметку — 74,810 мет.

Таким же способом находятся отметки всех точек канала. При подборе сечений и уклонов было поставлено условием, чтобы скорость движения жидкости в канале постепенно возрастала и глубина заложения дна канала не превышала 7 метров, что возможно выполнить при существующем рельефе местности, так

как наименьшее падение местности отвечает участкам, в которых коллектор расположен с наибольшим уклоном, в дальнейшем же местный уклон превышает уклон дна каналов, вследствие чего наибольшая глубина зарывания не превышает установленной предельной нормы.

Приведенный способ расчета применяется исключительно к главным коллекторам, сечения же остальных каналов и их уклоны подбираются в зависимости от питающей площади и места впуска в главный коллектор, при условии, чтобы скорость движения жидкости в этих каналах была не менее установленной величины и степень заполнения каналов отвечала принятым нормам.

Для этой цели составляется обычно таблица № IV, в которой для труб, диаметром от 20 до 100 см., при минимальной допустимой скорости, определяются соответствующие уклон и расход, в зависимости от чего, при известной расчетной плотности населения, может быть найдена площадь, обслуживаемая каналом определенного диаметра.

Пример (табл. IV).

Диаметр трубы 20 см., заполнение $h/d = 0,30$. Наименьшая допустимая скорость — $v = 0,9$ мет. сек.

Соответствующий этой скорости уклон найдется из уравнения (по данным табл. № 1):

$$v_1 = 0,90 = 0,0966 \cdot 100 \sqrt{J \cdot 1}$$

$$100 \sqrt{J} = \frac{0,9}{0,0966} = 9,317 \sqrt{J} = 0,0086 \text{ (табл. № 6).}$$

Часовой расход при уклоне 0,0086 в трубе диаметром 20 см. получится из уравнения:

$$Q = Q_0 \cdot 100 \sqrt{J \cdot z}$$

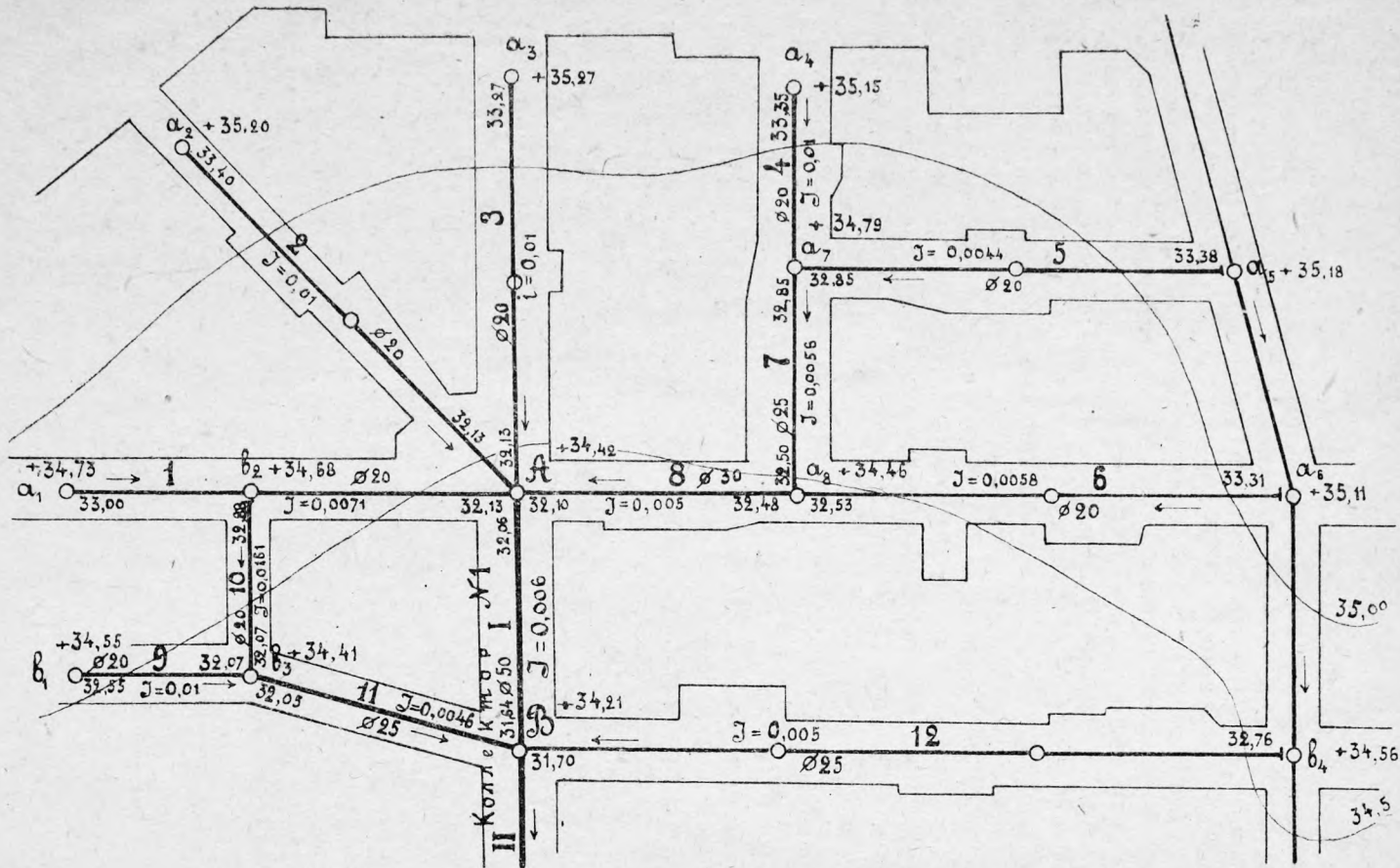
$$Q = 10,386 \cdot 9,317 \cdot 0,30 = 48,38 \approx 48,4 \text{ куб. мет. час.}$$

Отвечающая же этому расходу площадь, при стоке с 1 гект. — 1,316 куб. м. час.

$$\omega_1 = \frac{48,4}{1,316} = 36 \text{ гект.}$$

и при стоке с 1 гект. — 2,048 куб. м. час.

$$\omega_2 = \frac{48,4}{2,048} = 23 \text{ гект.}$$



Фиг. 40.

Таким же способом найдутся расходы и обслуживаемые площади для сечений диаметром 20 — 100 см.

Степень заполнения в приведенном примере принята для сечений с диаметром до 50 см. $h/d = 0,3$ и для больших диаметров — 0,60 и 0,75, имея в виду более равномерное поступление жидкости и большую обеспеченность при больших диаметрах от переполнения каналов при случайных или максимальных повышениях расхода в некоторые дни года.

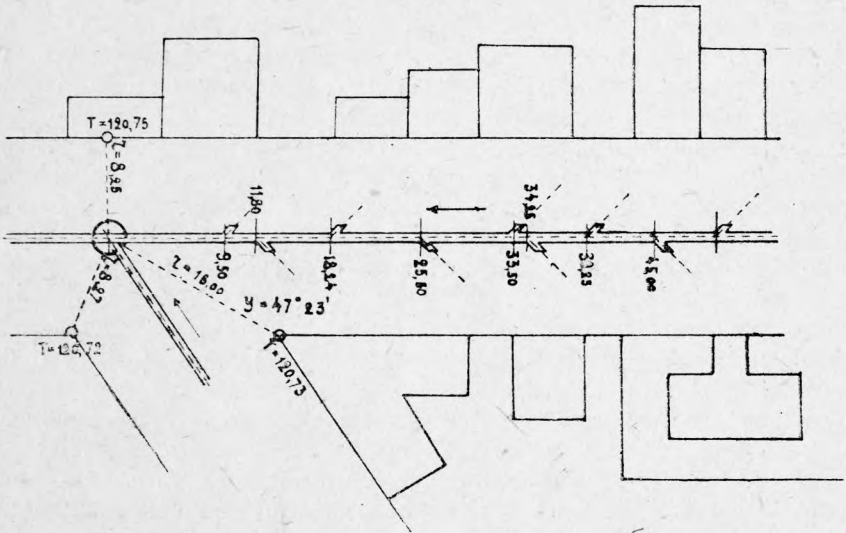
На основании таблиц III и IV составляется общая ведомость для всех уличных труб (табл. V), в которую заносятся номера труб по порядку в зависимости от материала, диаметр, длина и уклон водостоков и падение на весь участок. В зависимости от этих данных вычисляются отметки дна трубы и длины труб при различных глубинах. Кроме того, в ведомость эту заносится число колодцев различной глубины, устраиваемых обычно в местах сопряжения каналов, в концевых частях и на переломах линии, а также на прямых участках в расстоянии от 50 до 100 мет. один от другого (III часть — детали канализационных сооружений).

В таблице V все данные группируются соответственно бассейнам и участкам коллекторов, с которыми они связаны, выделяя при этом районы, в которых движение жидкости происходит самотеком, и участки, на которых производится перекачка жидкости, и напорную сеть труб, а равно и все особые сооружения, которые имеют место в сети, как, например, переходы через реки, овраги (дукера), сифоны, сопряжение каналов больших диаметров и пр. В той же таблице заносятся данные о характере грунта, полученные на основании произведенных изысканий, в зависимости от чего определяется способ работ по открытию рвов для укладки труб.

Для получения всех перечисленных сведений составляются по отдельным участкам рабочие планы канализационной сети в масштабе 1:1000 (фиг. 40), на которых наносятся все отметки из таблицы V, искусственные сооружения на сети и места установки реперов.

Данные таблицы V служат для подсчета работ по прокладке канализационной сети, а равно для назначения мест включения боковых каналов на главном коллекторе. Кроме того, на каждом из каналов должны устраиваться впускные отростки для присоединения ветвей домовой канализации, для чего составляются планы участков сети в масштабе 1:500 (фиг. 41), на которых наносятся: нивелировочные отметки узловых точек, угол встречи между каналами, расстояние от узловой точки до боковых ответвлений и их обозначения, отметки же каждой из таких

точек заносятся в особую ведомость. Кроме того, желательно закрепить каждую из узловых точек коллектора посредством 3 реперов, обозначив на плане расстояние этой точки до каждого



Фиг. 41.

из реперов (l), представляющих штырь, заделанный в кладку здания с головкой, к которой привинчивается дощечка с номером и отметкой репера.

ПРИЛОЖЕНИЯ.

1. Таблицы для расчета водостоков.

№№ 1, 2, 3, 4, 5, 6 и 7.

2. Образцы ведомостей, составляемых при проектировании водостоков.

№№ I, II, III, IV и V.

Приложение 1.

	стр.
Таблица № 1 для расчета водостоков <i>круглого</i> сечения при <i>раздельной</i> системе	105
Таблица № 2 для расчета водостоков <i>овоидального</i> сечения при <i>раздельной</i> системе	106
Таблица № 3 для расчета водостоков <i>круглого</i> сечения при <i>общесплавной</i> системе и бетонных каналах	107
Таблица № 4 для расчета водостоков <i>круглого</i> сечения при <i>общесплавной</i> системе и кирпичных каналах	108
Таблица № 5 тоже для овоидального сечения	109
Таблица № 6 значений для выражения 100 \sqrt{J}	110
Таблица № 7 относительных значений расхода и скорости при неполном заполнении	111

Приложение 2.

Таблица I расходования жидкости по часам	112
Таблица II для определения количества сточных вод с 1 гектара в различных районах	114
Таблица III для расчета коллекторов	116—121
Таблица IV для определения обслуживаемых трубою площадей при различной степени плотности	115
Таблица V для расчета уличных труб и исчисления объема работ	122

Для расчета водостоков, отводящих домовые и хозяйственные воды, независимо от материала стенок коллектора.

ТАБЛИЦА № 1

для круглого сечения

$$v = \left(.39,3 - \frac{.31}{4d + 1} \right) \sqrt{dJ} \text{ мет. сек.}$$

$$Q = v \frac{\pi d^2}{4} \cdot 3600 \text{ куб. мет. час.}$$

Полное заполнение для уклона $J = \frac{1}{10000}$.

<i>d</i> см.	<i>v</i> мет. сек.	<i>Q</i> куб. мет. час.	<i>d</i> см.	<i>v</i> мет. сек.	<i>Q</i> куб. мет. час.	<i>d</i> см.	<i>v</i> мет. сек.	<i>Q</i> куб. мет. час.
10	0,0519	1,324	60	0,2338	237,933	160	0,4441	3214,61
12,5	0,0636	2,589	65	0,2474	295,526	170	0,4606	3763,33
15	0,0749	4,433	70	0,2606	360,962	180	0,4763	4365,54
17,5	0,0860	7,025	75	0,2732	434,453	200	0,5071	5734,93
20	0,0966	10,386	80	0,2855	516,639	225	0,5430	7772,48
22,5	0,1070	14,639	90	0,3089	707,392	250	0,5768	10193,17
25	0,1170	19,862	100	0,3310	935,764	275	0,6089	13019,41
30	0,1362	33,516	110	0,3520	1203,737	300	0,6394	16270,02
35	0,1543	51,929	120	0,3720	1514,42	350	0,6966	24125,68
40	0,1713	75,639	130	0,3911	1863,74	400	0,7493	33908,47
45	0,1880	105,256	140	0,4094	2268,94	450	0,7991	45751,14
50	0,2033	140,836	150	0,4270	2717,05	500	0,8457	59781,98
55	0,2196	187,767						

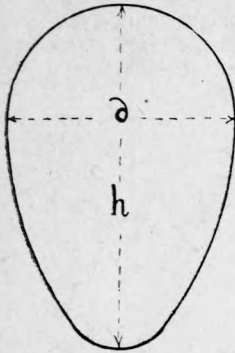
$$R = \frac{\pi d^2}{4} : \pi d = \frac{d}{4}$$

R — мет.

v — мет. сек.

Q — куб. мет. час.

Для сечений диаметром 50 см и менее принято во внимание уменьшение площади живого сечения вследствие образования слизистой оболочки.



Фиг. 42.

Для расчета водостоков, отводящих домовые и хозяйственные воды, независимо от материала стенок коллектора.

ТАБЛИЦА № 2

для оvoidального сечения 3 : 2.

$$v = 2 \left(39,3 - \frac{31}{16 R + 1} \right) \sqrt{R} J \text{ мет. сек.}$$

$$Q = v \cdot 1,1485 d^2 \cdot 3600 \text{ куб. мет. час.}$$

$$\text{Полное заполнение для уклона } J = \frac{1}{10000}$$

$\frac{h}{d}$ мет.	v мет. сек.	Q куб. мет. час.	$\frac{h}{d}$ мет.	v мет. сек.	Q куб. мет. час.	$\frac{h}{d}$ мет.	v мет. сек.	Q куб. мет. час.
Наиболее употребительные на практике сечения.						1,30/0,87	0,3327	1041,209
0,30/0,20	0,1117	17,194	1,80/1,20	0,4077	2427,196	1,40/0,93	0,3473	1242,046
0,375/0,25	0,1342	32,770	1,95/1,30	0,4282	2991,587	1,45/0,97	0,3568	1387,316
0,45/0,30	0,1552	55,116	2,10/1,40	0,4478	3628,953	1,55/1,03	0,3707	1625,804
0,525/0,35	0,1750	85,156	2,25/1,50	0,4667	4341,598	1,60/1,07	0,3797	1797,126
0,54/0,36	0,1788	85,842	2,40/1,60	0,4849	5132,742	1,70/1,13	0,3928	2073,748
0,60/0,40	0,1936	123,688	2,70/1,80	0,5196	6960,809	1,75/1,17	0,4014	2271,722
0,75/0,50	0,2280	229,288	3,00/2,00	0,5523	9135,570	1,85/1,23	0,4139	2589,219
0,90/0,60	0,2593	385,994	Менее употребит. сечения.			1,90/1,27	0,4221	2814,833
1,05/0,70	0,2881	583,795				2,0/1,33	0,4341	3175,123
1,20/0,80	0,3150	833,384	1,0/0,67	0,2797	519,165	2,20/1,47	0,4611	4119,593
1,35/0,90	0,3401	1138,989	1,10/0,73	0,2964	653,027	2,30/1,53	0,4722	4570,525
1,50/1,00	0,3638	1504,167	1,15/0,77	0,3071	752,776	2,50/1,67	0,4973	5734,677
1,65/1,10	0,3863	1932,478	1,25/0,83	0,3227	919,039	2,60/1,73	0,5077	6282,669

$$F = 1,1485 d^2$$

$$R = 0,2896 d$$

$$\sqrt{R} = 0,5382 \sqrt{d}$$

Для сечений шириною менее 0,5 мет. принято во внимание уменьшение площади живого сечения вследствие образования слизистой оболочки.

Для расчета общесплавной системы и дождевой сети при обегных каналах.

ТАБЛИЦА № 3
для круглого сечения

$$m = 0,30$$

$$v = \frac{100 R}{0,3 + \sqrt{R}} \sqrt{J} \text{ мет. сек.}$$

$$Q = v \frac{\pi d^2}{4} \cdot 3600 \text{ куб. мет. в час.}$$

Полное заполнение для уклона

$$J = \frac{1}{10000}$$

<i>d</i> см.	<i>v</i> мет. сек.	<i>Q</i> куб. мет. час.	<i>d</i> см.	<i>v</i> мет. сек.	<i>Q</i> куб. мет. час.	<i>d</i> см.	<i>v</i> мет. сек.	<i>Q</i> куб. мет. час.
10	0,0546	1,547	55	0,2049	175,189	140	0,3923	2175,03
12,5	0,0655	2,895	60	0,2182	222,060	150	0,4110	2614,60
15	0,0759	4,832	65	0,2311	276,044	175	0,4550	3939,88
17,5	0,0859	7,440	70	0,2436	337,454	200	0,4965	5615,30
20	0,0955	10,798	75	0,2558	406,750	225	0,5357	7667,95
25	0,1136	20,077	80	0,2677	484,365	250	0,5731	10127,43
30	0,1307	33,254	90	0,2905	665,233	275	0,6089	13019,62
35	0,1468	50,845	100	0,3125	883,375	300	0,6432	16380,60
40	0,1622	73,440	110	0,3335	1140,930	350	0,7082	24529,18
45	0,1770	101,314	120	0,3538	1440,405	400	0,7692	34797,87
50	0,1916	135,399	130	0,3735	1784,687	450	0,8268	47338,83
						500	0,8814	62302,64

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

Для расчета общесплавной системы и дождевой сети при кирпичных каналах.

ТАБЛИЦА № 4

для круглого сечения

$$m = 0,33$$

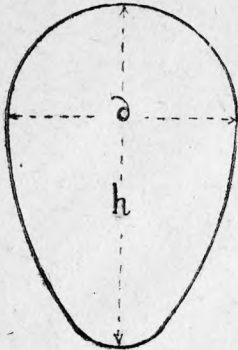
$$v = \frac{100 R}{0,33 + \sqrt{R}} \sqrt{J} \text{ мет. сек.}$$

$$Q = v \frac{\pi d^2}{4} 3600 \text{ куб. мет. час.}$$

Полное заполнение для уклона

$$J = \frac{1}{10.000}$$

<i>d</i>	<i>v</i>	<i>Q</i>	<i>d</i>	<i>v</i>	<i>Q</i>	<i>d</i>	<i>v</i>	<i>Q</i>
см.	мет. сек.	куб. мет. час.	см.	мет. сек.	куб. мет. час.	см.	мет. сек.	куб. мет. час.
10	0,0491	1,391	70	0,2280	315,603	180	0,4408	4038,676
15	0,0690	4,386	80	0,2507	453,616	190	0,4569	4664,537
20	0,0870	9,843	90	0,2734	625,861	200	0,4730	5349,246
25	0,1041	18,348	100	0,2942	831,830	220	0,5037	6895,170
30	0,1201	30,598	110	0,3141	1075,197	240	0,5335	8687,166
35	0,1333	46,913	120	0,3339	1358,707	275	0,5830	12465,780
40	0,1499	67,933	130	0,3533	1690,339	300	0,6167	15706,566
45	0,1641	94,147	140	0,3713	2059,437	350	0,6809	23584,550
50	0,1778	125,707	150	0,3897	2482,047	400	0,7407	33893,367
55	0,1910	163,152	160	0,4072	2947,431	450	0,7975	45600,650
60	0,2034	207,016	170	0,4243	3466,308	500	0,8514	60189,032



Фиг. 42.

Для расчета общесплавной системы и дождевой сети при кирпичных каналах.

ТАБЛИЦА № 5.

для овоидального сечения $m = 0,33$.

$$v = \frac{100 R}{0,33 + \sqrt{R}} \sqrt{J} \text{ мет. сек.}$$

$$Q = v F. 3600 \text{ куб. мет. час.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{3}{2}$$

Полное заполнение для уклона $J = \frac{1}{10.000}$.

$\frac{h}{d}$ метры.	v мет. сек.	Q куб. мет. час.	$\frac{h}{d}$ метры.	v мет. сек.	Q куб. мет. час.	$\frac{h}{d}$ метры.	v мет. сек.	Q куб. мет. час.
Наиболее употребительные профили.					Малоупотребительные профили.			
0,30/0,20	0,098	16,207	1,30/1,00	0,327	1353,428	1,00/0,67	0,246	455,166
0,375/0,25	0,117	30,086	1,65/1,10	0,349	1741,353	1,30/0,87	0,296	922,400
0,45/0,30	0,135	50,085	1,80/1,20	0,374	2224,104	1,40/0,93	0,311	1103,432
0,525/0,35	0,152	76,723	1,95/1,30	0,392	2732,718	1,45/0,97	0,320	1241,361
0,54/0,36	0,155	82,930	2,10/1,40	0,412	3327,536	1,55/1,03	0,334	1456,875
0,60/0,40	0,168	111,205	2,25/1,50	0,432	4008,560	1,60/1,07	0,343	1620,663
0,75/0,50	0,199	205,169	2,40/1,60	0,451	4758,549	1,70/1,13	0,356	1870,662
0,90/0,60	0,227	337,926	2,70/1,80	0,488	6517,143	1,75/1,17	0,364	2051,693
1,05/0,70	0,254	514,647	3,00/2,00	0,523	8620,560	1,85/1,23	0,377	2353,413
1,20/0,80	0,280	737,920	—	—	—	1,90/1,27	0,386	2560,306
1,35/0,90	0,304	1017,226	—	—	—	2,00/1,33	0,398	2905,129
—	—	—	—	—	—	2,20/1,47	0,426	3793,046
—	—	—	—	—	—	2,50/1,67	0,464	5327,506

$$F = 1,1485 d^2$$

$$R = 0,2896 d$$

$$\sqrt{R} = 0,5382 \sqrt{d}$$

ТАБЛИЦА № 6

значений для выражения $100\sqrt{J}$.

Уклон <i>J</i>	\sqrt{J} 100	Уклон <i>J</i>	\sqrt{J} 100	Уклон <i>J</i>	\sqrt{J} 100	Уклон <i>J</i>	\sqrt{J} 100	Уклон <i>J</i>	\sqrt{J} 100
1	100	0,030	17,321	0,0058	7,6158	0,0015	3,8730	0,00062	2,4900
0,90	94,868	0,025	15,811	0,0056	7,5833	0,0014	3,7517	0,00060	2,4495
0,80	89,443	0,020	14,142	0,0055	7,4162	0,0012	3,4641	0,00058	2,4083
0,70	83,666	0,015	12,247	0,0054	7,3485	0,001	3,1623	0,00056	2,3664
0,60	77,460	0,010	10	0,0052	7,2111	0,00098	3,1303	0,00055	2,3452
0,50	70,711	0,0095	9,7468	0,0050	7,0711	0,00096	3,0984	0,00054	2,3238
0,40	63,246	0,0093	9,6437	0,0048	6,9282	0,00095	3,0822	0,00052	2,2804
0,35	59,161	0,0090	9,4868	0,0046	6,7823	0,00094	3,0659	0,00050	2,2361
0,30	54,771	0,0087	9,3274	0,0045	6,7082	0,00092	3,0331	0,00048	2,1909
0,25	50	0,0085	9,2195	0,0044	6,6332	0,00090	3	0,00046	2,1448
0,20	44,721	0,0084	9,1652	0,0042	6,4807	0,00088	2,9665	0,00045	2,1213
0,15	38,730	0,0083	9,1104	0,0040	6,3246	0,00086	2,9326	0,00044	2,0976
0,10	31,623	0,0082	9,0554	0,0038	6,1644	0,00085	2,9135	0,00042	2,0493
0,095	30,822	0,0080	8,9443	0,0036	6	0,00084	2,8983	0,00040	2
0,090	30	0,0078	8,8318	0,0035	5,9161	0,00082	2,8636	0,00038	1,9494
0,085	29,155	0,0076	8,7178	0,0034	5,8310	0,00080	2,8284	0,00035	1,8708
0,080	28,284	0,0075	8,6603	0,0032	5,6569	0,00078	2,7929	0,00032	1,7886
0,075	27,386	0,0074	8,6023	0,0030	5,4772	0,00076	2,7568	0,00030	1,7321
0,070	26,457	0,0072	8,4853	0,0028	5,2919	0,00075	2,7386	0,00028	1,6733
0,065	25,495	0,0070	8,3666	0,0026	5,0990	0,00074	2,7203	0,00025	1,5811
0,060	24,495	0,0068	8,2462	0,0025	5	0,00072	2,6833	0,00020	1,4442
0,055	23,452	0,0066	8,1240	0,0024	4,8990	0,00070	2,6457	0,00015	1,2247
0,050	22,361	0,0065	8,0623	0,0022	4,6904	0,00068	2,6077	0,00010	1,0000
0,045	21,213	0,0064	8	0,0020	4,4721	0,00066	2,5691	—	—
0,040	20	0,0062	7,8740	0,0018	4,2426	0,00065	2,5495	—	—
0,035	18,708	0,0060	7,7460	0,0016	4	0,00064	2,5298	—	—

$$\frac{v_1}{v} = \frac{\sqrt{J_1}}{\sqrt{J}}$$

$$\sqrt{J} = \frac{1}{100}$$

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= v \cdot 100\sqrt{J_1} \\ \frac{Q_1}{Q} &= \frac{v_1}{v} = \frac{\sqrt{J_1}}{\sqrt{J}} \\ Q_1 &= Q \cdot 100\sqrt{J_1} \end{aligned} \right\}$$

v_1 и Q_1 — скорость и расход, отвечающие уклону J_1

v и Q — скорость и расход, отвечающие уклону $J = \frac{1}{10000}$

ТАБЛИЦА № 7

относительных значений расхода и скорости при неполном
заполнении.

Степень заполне- ния $\frac{h}{d}$ или $\frac{h}{H}$	Круглое сече- ние.		Овоидальное сечение 3:2		Лотковое сече- ние фиг. 18		Круглое сече- ние с лотком фиг. 16	
	$\alpha = \frac{Q_1}{Q}$	$\beta = \frac{v_1}{v}$	$\alpha = \frac{Q_1}{Q}$	$\beta = \frac{v_1}{v}$	$\alpha = \frac{Q_1}{Q}$	$\beta = \frac{v_1}{v}$	$\alpha = \frac{Q_1}{Q}$	$\beta = \frac{v_1}{v}$
1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,95	1,087	1,108	1,062	1,109	1,084	1,078	1,100	1,124
0,90	1,082	1,142	1,037	1,130	1,073	1,122	1,072	1,137
0,85	1,048	1,157	0,983	1,135	1,031	1,135	1,046	1,155
0,80	0,994	1,159	0,917	1,130	1,000	1,140	0,987	1,157
0,75	0,927	1,152	0,839	1,118	0,954	1,139	0,905	1,153
0,70	0,850	1,137	0,755	1,098	0,889	1,130	0,819	1,136
0,65	0,766	1,113	0,672	1,075	0,802	1,106	0,736	1,113
0,60	0,678	1,083	0,585	1,043	0,745	1,091	0,636	1,081
0,55	0,589	1,043	0,501	1,000	0,652	1,054	0,540	1,040
0,50	0,506	1,000	0,423	0,975	0,563	1,013	0,451	1,000
0,45	0,414	0,948	0,348	0,930	0,478	0,969	0,354	0,934
0,40	0,332	0,889	0,278	0,883	0,394	0,923	0,268	0,867
0,35	0,256	0,821	0,216	0,829	0,314	0,860	0,189	0,782
0,30	0,188	0,748	0,159	0,769	0,235	0,773	0,119	0,682
0,25	0,129	0,661	0,111	0,702	0,164	0,675	0,086	0,624
0,20	0,080	0,565	0,072	0,628	0,099	0,565	0,057	0,538
0,15	0,043	0,457	0,040	0,536	0,050	0,450	0,023	0,472
0,10	0,017	0,333	0,018	0,424	0,021	0,332	0,014	0,363

Q — колич. }
жидко- } При полном
сти } заполнении.
 v — ско- } Табл. 1—5
рость }

$Q_1 = \alpha Q$ — колич. }
жидк. } При лю-
 $v_1 = \beta v$ — ско- } бой сте-
рость } пени за-
полнения

$Q = 0,50 Q_0$ $Q = 0,90 Q_0$
 $v = 0,81 v_0$ $v = 0,99 v_0$

Q_0 и v_0 количество жид-
кости и скорость при круглом
сечении и полном заполнении.

ТАБЛ
Расходование жи
Рай
Участок коллект

ЧАСЫ.	Хозяйственный расход.		Промышлен			
	В % суточного расхода.	Количество куб. мет. час.	В % суточного расхода.	Б а н и.		
				№ 1	№ 2	№ 3
В кубич						
6—7	3,5	546	1,5	3,15	1,2	0,9
7—8	4,3	702	2	4,20	1,6	1,2
8—9	5,5	858	2	4,20	1,6	1,2
9—10	6	936	2	4,20	1,6	1,2
10—11	6,5	1014	3,5	7,35	2,8	2,10
11—12	6	936	4	8,4	3,2	2,4
12—13	5,5	858	4,5	9,45	3,6	2,7
13—14	5	780	5	10,5	4,0	3,0
14—15	4,5	702	5,5	11,55	4,4	3,3
15—16	5	780	6	12,6	4,8	3,6
16—17	5,5	859	6,5	13,65	5,2	3,9
17—18	5	780	6,5	13,65	5,2	3,9
18—19	5	780	6,5	13,65	5,2	3,9
19—20	4,5	702	7	14,7	5,6	4,2
20—21	4	624	6,5	13,65	5,2	3,9
21—22	3,5	546	6,5	13,65	5,2	3,9
22—23	3,5	546	6	12,6	4,8	3,6
23—24	3	468	5	10,5	4,0	3,0
24—1	3	468	4	8,4	3,2	2,4
1—2	2,5	390	3	6,3	2,4	1,8
2—3	2,5	312	2,5	5,25	2,0	1,5
3—4	2	312	2	4,20	1,6	1,2
4—5	2	312	1	2,10	0,8	0,6
5—6	2,5	390	1	2,10	0,8	0,6
	100	15600	100	210	80	60

Расчетное число жителей в районе А 104.000

Расчетный суточный расход на 1 человека 150 литров

ИЦА I.
дкости по часам.
он А.
ора а А В R.

ные и общественные стоки.							ВСЕГО.
Заводы и крупные промышленные предприятия.							
№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	№ 8	№ 9	№ 10	
еских метрах в час.							
1	0,5	3	3	5	3	3	569,75
2	1	3,5	4	5	5	3	732,50
3	1,5	4	8	5	10	3	899,50
4	2	4	10	5	20	3	991,00
5	3	5	10	5	20	3	1077,25
5	3	4,5	10	5	20	3	1000,50
5	3	4	10	5	20	3	923,75
5	3	4	10	5	20	3	847,50
5	3	3	10	5	20	3	770,25
5	3	3	10	5	20	3	850,00
5	3	3,5	10	5	20	3	930,25
5	3	3	10	5	20	3	851,75
4	3	3	10	5	20	3	850,75
3	2	3	10	5	20	3	772,50
2	1	3	2	5	15	3	677,75
1	1	2	2	5	10	3	592,75
0,5	0,5	2	2	5	5	3	585,00
0,5	0,3	2	1	5	5	3	502,30
0,5	0,1	2	1	5	5	3	498,60
0,5	0,1	2	1	5	3	3	415,10
0,5	0,1	2	1	5	2	3	334,35
0,5	0,1	2	1	5	1	3	331,60
0,5	0,1	2	1	5	1	3	328,10
0,5	0,1	2	1	5	2	3	407,10
64	37,4	71,5	138	120	287	72	16739,9

Суточный хозяйственный расход в районе . . 104.000 . 0,150 = 15.600 куб. мет.

Хозяйственный расход в час наибольшего потребления $\frac{1014}{104000} = 0,00973$ куб. мет.

ТАБЛИЦА II

для определения количества сточных вод с 1 гектара в различных районах.

Фиг. 38.

Район плотности.	1	2	3	4	5	6	7	8	Примечание.
	№ № квартал.	Площади участков в гектарах.	Число жителей в районе по статисти- ческой данным.	% прироста.	Расчетн число жителей через 30 лет.	Расчетное число жителей на гек- тар при однооб- разной плотности.	Расход жид- кости на 1 че- ловека.	Расход воды на 1 гектар в час наи- большего потре- бления. Куб. мет.	
I	1	30,7	1650	3	4145	} 135	} 0,00073	} 1,316	
	2	8,8 16,0 7,8 } 31,6	1427	3	4266				
	3	8,0 11,0 } 19,0	1653	3	2565				
	4	9,5 4,6 3,2 } 17,3	960	3	2336				
	5	—	—	—	—				
	6	—	—	—	—				
	—	—	—	—	—				
Итого для I района.	с 1 по 37	421,04	23420	3	56840	135			
II	38	26,3	2120	2 ¹ / ₂	5523	} 210	} 0,00073	} 2,048	
	39	22,0	2010	2 ¹ / ₂	4620				
	40	17,9	1500	2 ¹ / ₂	3559				
	41	3,4	530	2 ¹ / ₂	714				
	42	12,4	1585	2 ¹ / ₂	2604				
	43	—	—	—	—				
	—	—	—	—	—				
Итого для II района.	с 38 по 70	323,04	32350	2,5	67838	210			

ТАБЛИЦА IV

для определения обслуживаемых трубой площадей при различной степени плотности.

№	Диаметр труб		Минимальная допустимая скорость	Заполнение $\frac{h}{d}$	Минимальный уклон J ($\beta =$)	Расход куб. метров в час	Обслуживаемая площадь в гектарах при плотности населения на гектар	
	см.	метр. - сек.					135 чел. (1,316 куб. метр.)	210 чел. (2,048 куб. метр.)
1	20		0,9	0,30	0,0086	48,4	36	23
2	25		0,9	0,30	0,0039	76,4	58	37
3	30		0,9	0,30	0,0044	110,7	84	54
4	35		0,8	0,30	0,0027	135	102	66
5	40		0,8	0,30	0,0022	176	134	86
6	45		0,8	0,30	0,0018	224	172	109
7	50		0,75	0,60	0,0012	325	247	159
8	55		0,75	0,60	0,00099	401	305	196
9	60		0,70	0,60	0,00076	446	339	218
10	70		0,70	0,60	0,00062	607	461	296
11	80		0,70	0,60	0,00051	793	602	387
12	90		0,60	0,60	0,00032	860	654	420
13	100		0,60	0,75	0,00024	1364	1036	666

ТАБЛИ
для расчета
Фиг. 39,

Район плотности.	Участок коллектора.	Водосборная площадь гектары.		Расчетный сток с 1 гектара.	Приток в коллектор.			Профиль.		Заполнение.	
		Частная.	Общая.		В начале.	По пути.	Всего.	Тип.	Размер.	В начале.	В конце.
I	a ₁ A	7,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		8	15,8	1,316	20	20,79	40,79	кругл.	25	0,22	0,31
	a ₂ A	4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		5,5	9,5	1,316	—	12,50	—	—	—	—	—
	a ₃ A	7,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		2,5	10,0	1,316	—	13,16	—	—	—	—	—
	AB	2,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		8,1	10,9	1,316	—	14,34	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	40,79	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	12,50	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	13,16	—	—	—	—	—	
AB	—	—	—	—	66,45	14,34	80,79	кругл.	25	0,42	0,47

ЦА III
коллекторов
39а.

Глубина жидкости.		Длина	Клон	Нивелиров. отметки.	Отметки дна.		Отметки зеркала.		Скорость.
В начале.	В конце.				В начале.	В конце.	В начале.	В конце.	
Сантиметр.		Мет.	J.	М е т р ы.				Мет. в сек.	
—	—	—	—	78,19	—	—	—	—	—
5,5	7,8	178	0,01	78,20	76,64	74,837	76,695	74,915	0,7—0,9
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,5	11,8	164	0,008	78,20 77,46	74,810	73,487	74,915	73,605	0,9

ТАБЛИЦА III
для расчета коллекторов.

Продолжение.

Фиг. 27а.

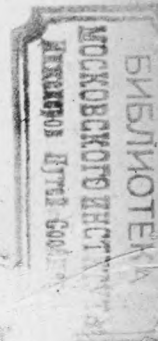
Район плотности.	Участок коллектора.	Водосборная площадь гектары.		Расчетный сток с 1 гектара.	Приток в коллектор.			Профиль.		Заполнение.		Глубина жидкости.		Длина L.	Уклон J.	Пивелитров. отметки.	Отметки дна.		Отметки зеркала.		Скорость в сек.	
		Частная.	Общая.		В начале.	По пути.	Всего.	Тип.	Размер.	В начале.	В конце.	В начале.	В конце.				В начале.	В конце.	В начале.	В конце.		
																						Куб. мет. в час.
I	CC	2,6	2,6	1,316	—	11,82	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
II		4,1	4,1	2,048	—		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ба	ня	и	фаб	рвка	—	4,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—	3,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
II	CD	1,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		4,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		0,83	6,63	2,048	—	13,62	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		—	—	—	160,87	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		—	—	—	11,82	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		—	—	—	4,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		—	—	—	3,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	CD	—	—	—	180,69	13,62	194,31	кругл.	35	0,43	0,1	15,8	16,8	200	0,006	76,92 76,73	72,033	70,843	72,213	71,013	1,1	

ТАБЛИЦА V

для расчета уличных труб и исчисления объема работ.

Фиг. 40.

Наименование линии.	№№ труб.				Название улиц.	Водостоки.				Число колодезв глубиною до м е т р ы .						Отметки в метрах.				Длина трубы в метрах при глу- бине до . . . метр.					Место доставки железности.	Участок эжек- торной станции.	Приме- чание.																							
	Керамиков.	Бетонных.	Кирпичных.	Металлич.		Длина.	Диаметр.	Уклон.	Падение на весь участок.	глубиною до						местности.		дна трубы.		3	4	5	6	7																										
										2,3	3,3	4,3	5,3	6,3	Начало трубы.	Конеч.	Начало трубы.	Конеч.																																
a ₁ A	1	—	—	—	122,8	20	0,0071	0,87	2	—	—	—	—	34,73	34,42	33,00	32,13	122,8	—	—	—	—	—	Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																										
a ₂ A	2	—	—	—	127,2	20	0,01	1,27	2	—	—	—	—	35,20	34,42	33,40	32,13	127,2	—	—	—	—	—				Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																							
a ₃ A	3	—	—	—	114	20	0,01	1,14	3	—	—	—	—	35,27	34,42	33,27	32,13	114	—	—	—	—	—							Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																				
a ₄ A ₇	4	—	—	—	50	20	0,01	0,50	1	—	—	—	—	35,15	34,79	33,35	32,85	50	—	—	—	—	—										Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																	
a ₅ A ₇	5	—	—	—	120,3	20	0,0044	0,53	2	—	—	—	—	35,18	34,79	33,38	32,85	120,3	—	—	—	—	—													Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й														
a ₆ A ₃	6	—	—	—	134,8	20	0,0038	0,78	2	—	—	—	—	35,11	34,46	33,31	32,53	134,8	—	—	—	—	—																Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й											
a ₇ A ₈	7	—	—	—	61,8	25	0,0056	0,35	1	—	—	—	—	34,79	34,46	32,85	32,50	61,8	—	—	—	—	—																			Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й								
a ₈ A	8	—	—	—	76,5	30	0,005	0,38	1	—	—	—	—	34,46	34,42	32,48	32,10	76,5	—	—	—	—	—																						Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й					
b ₁ B ₃	9	—	—	—	47,8	20	0,01	0,48	1	—	—	—	—	34,55	34,41	32,55	32,07	47,8	—	—	—	—	—																									Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й		
b ₂ B ₃	10	—	—	—	50	20	0,0161	0,81	—	—	—	—	—	34,68	34,41	32,88	32,07	50	—	—	—	—	—																											
b ₃ B	11	—	—	—	75,3	25	0,0046	0,35	1	—	—	—	—	34,41	34,21	32,05	31,70	75,3	—	—	—	—	—	Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																										
b ₄ B	12	—	—	—	212,2	25	0,003	1,06	3	—	—	—	—	34,56	34,21	32,76	31,70	212,2	—	—	—	—	—				Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																							
c ₁ C	13	—	—	—	133,3	20	0,0051	0,68	3	—	—	—	—	34,00	34,18	31,98	31,30	133,3	—	—	—	—	—							Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																				
c ₂ C ₃	14	—	—	—	47,2	20	0,01	0,47	1	—	—	—	—	34,12	34,10	32,20	31,73	47,2	—	—	—	—	—										Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й																	
c ₃ C	15	—	—	—	100,3	25	0,0042	0,43	3	—	—	—	—	31,73	34,18	31,73	31,30	100,3	—	—	—	—	—													Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й														
d ₁ D ₂	16	—	—	—	170	20	0,01	1,70	1	3	—	—	—	35,80	35,20	33,80	32,10	170	30	—	—	—	—																Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й											
d ₂ D ₃	17	—	—	—	210	20	0,0052	1,10	—	5	—	—	—	35,20	34,60	32,10	31,00	210	—	—	—	—	—																			Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й								
d ₃ D	18	—	—	—	232	—	—	0,98	4	1	—	—	—	—	—	—	—	232	—	—	—	—	—																						Т № д о л ж а е т л о Т № л и н и я н о в о й					



H

7132

N1