

В.И. Калицун

**Гидравлический
расчет
водоотводящих
сетей**

**Справочное
пособие**

Москва
Стройиздат

В. И. Калицун

Гидравлический
расчет
водоотводящих
сетей

Справочное пособие



МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1988

Печатается по решению секции литературы по инженерному оборудованию редакционного совета Стройиздата

Рецензент — канд. техн. наук И. А. Абрамович (УкркоммунНИИ-проект)

Калицун В. И.

К 17 Гидравлический расчет водоотводящих сетей. Справ. пособие. — М.: Стройиздат, 1988. — 72 с.: ил. — ISBN 5-274-00043-6.

Изложены особенности и параметры работы водоотводящих сетей и основы их гидравлического расчета. Дается анализ формул для определения коэффициента гидравлического трения и коэффициента Шези. Приведены таблицы модулей расхода и скорости для разных диаметров труб и наполнений воды в них, а также примеры расчетов самотечных трубопроводов по этим таблицам.

Для инженерно-технических работников проектных, эксплуатационных и строительных организаций.

К $\frac{2105000000-463}{047(01)-88}$ 47—88

ББК 38.761.2

ISBN 5-274-00043-6

© Стройиздат, 1988

ПРЕДИСЛОВИЕ

Советский народ успешно решает задачи, поставленные XXVII съездом КПСС по повышению благосостояния трудящихся, охране окружающей среды, рациональному использованию и воспроизводству природных ресурсов. Оптимальное проектирование водоотводящих сетей, включая их гидравлический расчет, в значительной степени определяет высокий уровень благоустройства населенных пунктов, жилых, общественных и промышленных зданий.

Гидравлический расчет водоотводящих сетей является сложным и трудоемким процессом, требующим совершенствования. В настоящее время таблицы, составленные для гидравлического расчета водоотводящих сетей, имеют чрезвычайно большой объем [6, 10] и все-таки не охватывают всех размеров применяемых труб и коллекторов и параметров их работы, поэтому в некоторых проектных институтах дополнительно разработаны свои таблицы, отражающие специфику и особенности проектируемых ими водоотводящих сетей и сооружений. Кроме того, установлено некоторое несовершенство логарифмических формул для определения коэффициентов гидравлического трения и Шези.

Автором предлагается методика расчета трубопровода, в которой для определения коэффициента Шези использована степенная формула Н. Н. Павловского. Составленные таблицы имеют небольшой объем, и для определения любого размера труб и коллекторов, а также параметров их работы, необходимо выполнение лишь одного простейшего арифметического действия, затрата времени на которое компенсируется экономией времени на поиск решения по существующим громоздким таблицам. Применение предложенной методики иллюстрируется примерами.

Автор выражает благодарность канд. техн. наук И. А. Абрамовичу за ценные замечания и пожелания, сделанные им при рецензировании рукописи.

ГЛАВА 1

ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

1.1. Особенности движения сточных вод в водоотводящих сетях

Вода подается в здания к санитарным приборам системами водоснабжения. При использовании вода практически сохраняется на той же высоте и обладает определенной потенциальной энергией. Именно поэтому, используя энергию воды, оказывается возможным осуществлять последующий самотечный отвод ее из зданий и затем за пределы объектов. Лишь в конце водоотводящих сетей возникает необходимость в перекачке сточных вод — подъеме и транспортировании ее на очистные сооружения или в другие бассейны вблизи очистных сооружений. При больших уклонах поверхности земли иногда вообще не требуется перекачка сточных вод.

Проектирование водоотводящих сетей осуществляется на безнапорный (самотечный) режим движения жидкости. В бытовых водоотводящих сетях обычно принимают частичное наполнение труб, а в остальных сетях — полное (свободная поверхность воды совпадает с верхней точкой свода трубы — шельгой). Следует иметь в виду, что во всех сетях, предназначенных для отвода атмосферных вод, т. е. во всех сетях, кроме бытовой или производственно-бытовой, расчетные расходы сточных вод наблюдаются лишь один раз в полгода — 10 лет. Следовательно, водоотводящие сети в основном работают при частичном наполнении и самотечном режиме.

Самотечный режим работы при частичном наполнении труб обладает рядом преимуществ перед напорным режимом. Так, в бытовых и производственно-бытовых водоотводящих сетях предусматривается некоторый резерв в живом сечении трубопровода, необходимый для пропуска расхода больше расчетного, который наблюдается в течение часа и не учитывается расчетами. Через свободную верхнюю часть сечения трубы также осуществляется вентиляция всей водоотводящей сети.

При самотечном режиме движения жидкости улучшается транспортировка с водой нерастворенных примесей и самоочищение трубопроводов от отложений. Приток сточных вод происходит неравномерно. Максимальный приток в час бытовых вод выше минимального притока в 3—5 раз. Соответствующее соотношение для атмосферных вод во много раз больше и достигает бесконечности, так как в некоторые периоды времени приток атмосферных вод вообще не наблюдается.

При напорном режиме скорость движения сточных вод при

минимальном расходе снижалась бы пропорционально уменьшению расхода по сравнению с максимальным. При самотечном режиме снижение скорости при уменьшении расхода происходит в значительно меньшей степени, так как одновременно в трубе происходит уменьшение наполнения и живого сечения. Таким образом, даже при расходах меньше расчетных — максимальных скорости движения сточных вод — сохраняются значительными и не происходит накопления осадка в трубах в больших объемах.

При самотечном режиме работы трубопроводов в меньшем объеме происходит утечка сточных вод через стенки и стыковые соединения труб и возможно устройство сетей из труб, качество которых может быть, ниже, чем сетей с напорным режимом. Такие трубы могут изготавливаться из менее дефицитных материалов меньшей стоимости: деревянные, керамические, безнапорные бетонные, железобетонные и асбестоцементные.

Приток сточных вод, особенно ливневых, происходит неравномерно. Изменение притока сточных вод во времени обуславливает неустановившийся вид движения сточных вод в водоотводящих сетях. На водоотводящих сетях возводят сооружения различного назначения: смотровые колодцы и камеры, перепадные колодцы и др. В пределах этих сооружений замкнутые трубопроводы переходят в открытые лотки, нижняя часть которых полукруглая, а верхняя — выше оси трубы — имеет вертикальные стенки. Поворот трубопроводов в плане и соединения труб между собой обычно выполняют с помощью криволинейных открытых лотков в колодцах и камерах. Из-за отличия форм сечений труб и лотков в колодцах, криволинейности поворотных и соединительных лотков и в других сооружениях на водоотводящей сети возникают местные сопротивления, перед которыми образуются подпоры. Поверхность воды приобретает форму кривых подпора перед местными сопротивлениями и форму кривых спада после местных сопротивлений. Таким образом, даже на участках с постоянным расходом высота воды в трубопроводах изменяется, т. е. наблюдается неравномерное движение. Для упрощения расчетов при проектировании предполагают, что в водоотводящих сетях существует установившееся равномерное движение жидкости.

В сточных водах содержатся нерастворенные примеси органического и минерального происхождения. Первые имеют небольшую плотность и хорошо транспортируются потоком воды. Вторые — песок, бой стекла, шлак и др. — имеют большую плотность и транспортируются лишь при определенных скоростях турбулентного режима движения жидкости. Поэтому важнейшим условием проектирования водоотводящих сетей является обеспечение в трубопроводах при расчетных расходах необходимых скоростей, исключающих образование в них плотных несмываемых отложений.

1.2. Теоретические основы расчета самотечных трубопроводов

Расчет водоотводящих сетей производится в предположении, что в них наблюдается установившееся равномерное движение. В этом случае для расчета используются формулы неразрывности

$$q = \omega v = \text{const (вдоль потока);} \quad (1)$$

Шези

$$v = C \sqrt{R i}, \quad (2)$$

где q — расчетный расход; v — скорость; ω — площадь живого сечения; $R = \frac{\omega}{\chi}$ — гидравлический радиус; χ — смоченный периметр; $I_L = \frac{h_L}{l}$ — гидравлический уклон; h_L — потеря напора на участке длиной l ; C — коэффициент Шези, $[C] = L^{1/2} T^{-1}$.

Для случая равномерного движения (рис. 1)

$$h_1 = a_B = a_d, \quad h_1 = h_2 \text{ и } I_L = i,$$

где $i = \sin \alpha$ — уклон лотка русла (трубы).

Следовательно, можно записать:

$$v = C \sqrt{R i}; \quad (3)$$

$$q = \omega C \sqrt{R i}. \quad (4)$$

Для определения коэффициента Шези предложен ряд формул. Так, долго применялась и продолжает применяться для расчета водоотводящих сетей, каналов и рек формула Н. Н. Павловского [6, 8, 9] при $0,1 < R < 3,0$ м

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (5)$$

где y — показатель степени, определяемый по формуле

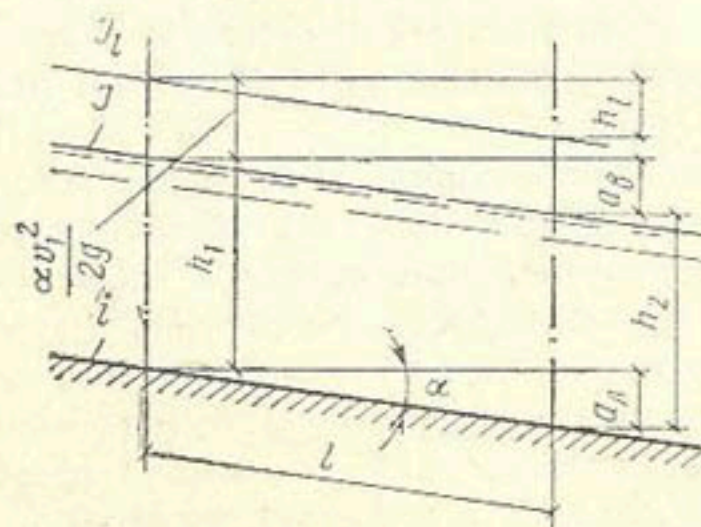


Рис. 1. Схема безнапорного потока

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,1); \quad (6)$$

n — коэффициент шероховатости (по шкале Гангиле-Куттера), зависящий от состояния стенок русла (табл. 1).

ТАБЛИЦА 1

Значения коэффициентов n , Δ_3 , a_2 , ε в формулах для определения коэффициента C

Трубы и каналы	Значения коэффициента			
	в формуле (5) n	в формуле (14) Δ_3 , см	a_2	в формуле (11) ε , мм
Трубы				
Керамические	0,013	0,135	50	0,8—1,0
Бетонные и железобетонные	0,014	0,2	100	0,8—1,1
Асбестоцементные	0,012	0,05	73	0,1—0,2
Чугунные	0,013	0,1	83	0,6—0,9
Стальные	0,012	0,03	79	0,1—0,2
Каналы				
Бетонные и железобетонные, гладко затертые цементной штукатуркой	0,012	0,03	50	0,1—0,2
То же, изготовленные на месте (в опалубке)	0,015	0,3	120	—
Кирпичные	0,015	0,315	110	—
Земляные в плотной глинке; в лессах, гравии, затянутые несплошной илистой пленкой	0,0225	—	—	—
Земляные в сравнительно плохих условиях, заметно заросшие травой	0,03	—	—	—

Для приближенных расчетов Н. Н. Павловский рекомендовал упрощенные формулы:

$$\text{при } 0,1 < R < 1,0 \text{ м} \quad y \approx 1,5 \sqrt{n};$$

$$\text{при } 1 < R < 3,0 \text{ м} \quad y \approx 1,3 \sqrt{n}.$$

Формула (5) получена на основании обработки обширных опытных данных и уточнения формулы Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}. \quad (7)$$

В последние годы для определения коэффициента C получили распространение логарифмические формулы И. И. Агроскина, А. Д. Альтшуля, Г. В. Железнякова и др. [9]. Формула И. И. Агроскина имеет вид

$$C = 1/n + 17,72 \lg R. \quad (8)$$

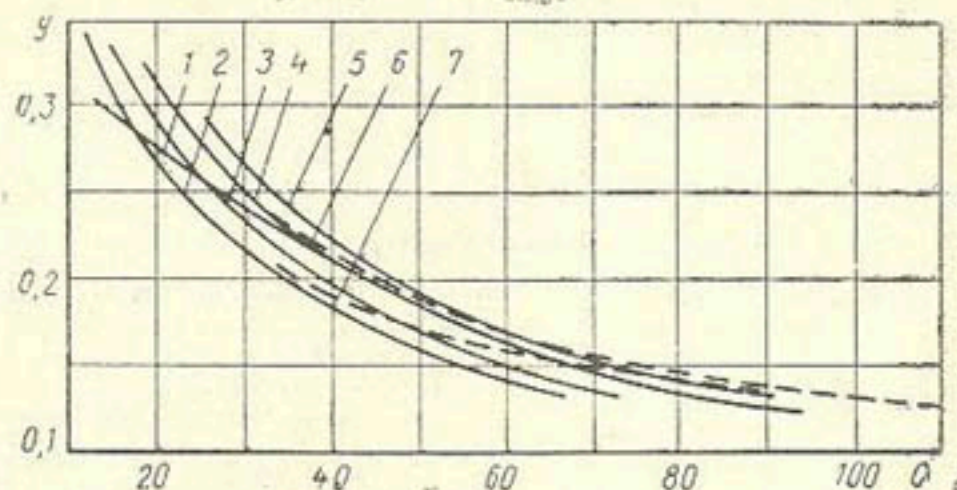


Рис. 2. Зависимости показателя степени y от коэффициента C

1 — по опытным данным при $R=0,3$ м; 2 — по формулам (5) и (6) при $R=0,1$ м; 3 — то же, при $R=0,2$ м; 4 — то же, при $R=0,4$ м; 5 — то же, при $R=1$ м; 6 — то же, при $R=3,0$ м; 7 — то же, при $R=5,0$ м

Под руководством д-ра техн. наук А. Д. Альтшуля был проведен оригинальный анализ упомянутых выше формул. Прежде А. Д. Альтшуль пришел к выводу, что коэффициент C может рассматриваться в качестве критерия приближенного гидравлического подобия. Известно также, что показатель степени в формуле для распределения скоростей зависит от коэффициента C . Учитывая изложенное, а также то, что показатель степени y зависит от R и n , т. е. от тех же величин, что и коэффициент C , авторы выдвинули предположения, что и показатель степени y в формуле (5) зависит от коэффициента C .

А. Д. Альтшуль и В. А. Лудов, обработав обширные экспериментальные данные, которые раньше использовал Н. Н. Павловский для вывода формулы (6), действительно установили однозначную зависимость y от C

$$y = 0,57 - 0,22 \lg C. \quad (9)$$

С опытными данными сравнили и предложенную Н. Н. Павловским формулу (6). Сравнение показало, что для формулы (6) характерно «расслоение» зависимостей $y=f(C)$, соответствующих различным значениям R (рис. 2). Однако эти зависимости группируются около опытной зависимости (9). Характер зависимости $y=f(C)$ по формуле (6) соответствует опытной зависимости.

Упомянутые логарифмические зависимости привели к степенной зависимости (5) и сравнили также с опытными данными. Сравнение показало, что эти формулы слабо согласуются с опытными данными. Вывод подтверждается сравнением опытных данных с формулой (8) И. И. Агроскина (рис. 3). Для формулы (8), как и

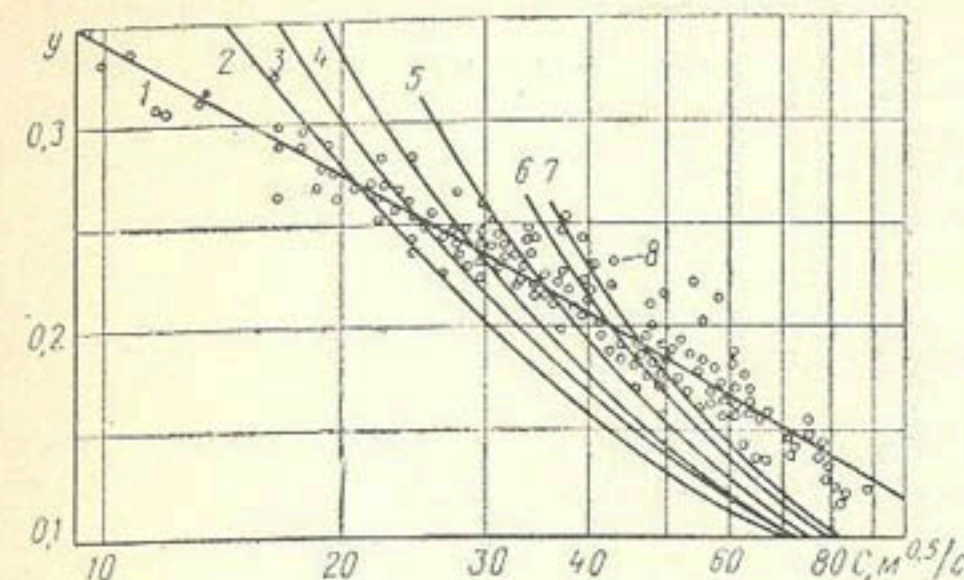


Рис. 3. Зависимости показателя степени y от коэффициента C

1 — по формуле (9); 2 — по формуле (8) при $R=0,1$ м; 3 — то же, при $R=0,2$ м; 4 — то же, при $R=0,4$ м; 5 — то же, при $R=1$ м; 6 — то же, при $R=3$ м; 7 — то же, при $R=5$ м; 8 — опытные данные

для других логарифмических формул, также характерно «расслоение» зависимостей $y=f(C)$, соответствующих различным значениям R . Расчетные зависимости существенно отличаются от опытных данных.

Логарифмические формулы для коэффициента C и коэффициента гидравлического трения λ появились в связи с разработкой полуэмпирических теорий турбулентности. Появление многих логарифмических формул связано с попыткой увязать формулы с опытными данными путем уточнения входящих в них коэффициентов. Впоследствии выяснилось, что эти коэффициенты переменные [2]. А. Д. Альтшуль писал, что логарифмический закон сопротивления является лишь формулой первого приближения.

Формулы (5), (8) и (9) для определения коэффициента C справедливы для области «вполне шероховатого трения» или «квадратичного сопротивления», в которой сопротивление пропорционально скорости движения жидкости в квадрате. Они получили название «квадратичные». Многие исследователи указывают на возможность работы самотечных трубопроводов водоотводящих сетей в переходной области между областями «гладкого трения» и «вполне шероховатого трения», в которой коэффициент C зависит от относительной шероховатости трубопровода и числа Рейнольдса

$$Re = 4 v R / \nu, \quad (10)$$

где ν — кинематическая вязкость.

К формулам, отражающим эту зависимость, относится обобщенная формула А. Д. Альтшуля [1]

$$C = 20 \lg \frac{R}{\varepsilon + \frac{0,004}{\sqrt{Ri}}} \quad (11)$$

где C — коэффициент Шези, $m^{0,5}/c$; ε — приведенная линейная шероховатость, мм (см. табл. 1); R , мм.

По аналогии с этой формулой С. В. Яковлев для расчета водоотводящих сетей рекомендует формулу

$$C = 24,7 \lg \frac{vR}{v\varepsilon + 10} \quad (12)$$

где R и ε , мм; v , мм/с.

В формулах (11) и (12) величина Re раскрыта в соответствии с зависимостями (10) и (3), а вместо v подставлены конкретные значения, отвечающие определенным расчетным температурным условиям.

Для определения коэффициента C были предложены и подобные же степенные зависимости [4].

В настоящее время расчет водоотводящих сетей рекомендуется производить по формуле Дарси [8]

$$i = (\lambda/4 R) (v^2/2g), \quad (13)$$

где g — ускорение свободного падения; λ — коэффициент гидравлического трения, который рекомендуется определять по обобщенной формуле Н. Ф. Федорова [7,8]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta_3}{13,68 R} + \frac{a_2}{Re} \right), \quad (14)$$

где Δ_3 — эквивалентная абсолютная шероховатость; a_2 — коэффициент, учитывающий характер шероховатости стенок труб и коллекторов (см. табл. 1).

В некоторых странах для расчета водоотводящих сетей используется формула Кольбука.

Следует особо отметить, что расчет водоотводящих сетей можно производить и по формуле Шези (3) и по формуле Дарси (13), так как они преобразуются одна в другую при учете соотношения

$$C = \sqrt{8g/\lambda}. \quad (15)$$

Следуя общим и традиционным указаниям о расчете безнапорных потоков, в основу расчета водоотводящих сетей следует принять формулу Шези (3). Формулы (11), (12) и (14) и Кольбука

аналогичны и отличаются друг от друга лишь значениями входящих в них коэффициентов.

Для квадратичной области сопротивления (при значительных величинах Re) формула (14) преобразуется к виду

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \lg (\Delta_3/13,68 R). \quad (16)$$

Структура формулы (16) аналогична рассмотренным выше логарифмическим квадратичным формулам для определения коэффициента C .

Проанализируем, в какой степени применение обобщенной формулы (14) уточняет расчет по сравнению с формулой (16).

В табл. 2 представлено сравнение значений коэффициента λ , вычисленных по формулам (14) и (16) при минимальных (самоочищающих) скоростях при половинном наполнении.

ТАБЛИЦА 2

Сравнение значения коэффициента

d , мм	Минимальная скорость v_{min} , м/с	Коэффициент λ по формуле		λ_2/λ_1	Отношение наполнений h_1/h_2
		(14), λ_1	(16), λ_2		
200	0,67	0,0376	0,0342	0,91	0,98
500	0,876	0,0275	0,0259	0,94	0,985
1000	1,07	0,025	0,024	0,96	0,99

Примечания: 1. Коэффициент λ вычислен при значениях Δ_3 и a_2 , рекомендуемых СНиП [8]; 2. Минимальная скорость вычислена по формуле Н. Ф. Федорова (23).

Из табл. 2 следует, что наибольшие отклонения в значении λ наблюдаются в трубах малого диаметра. Для трубы $d = 200$ мм ошибка составляет 9 %. При больших скоростях отклонения будут меньше. Наибольшие отклонения в наполнении составляют всего лишь 2 %. В трубе $d = 200$ мм при наполнении, близком к половинному, расчетное наполнение по формуле (16) составит 98 мм вместо 100 мм. Подобную точность невозможно обеспечить при измерении наполнения в трубе. Даже при абсолютной точности формулы (14) указанными ошибками можно пренебречь. Таким образом, без ущерба для результатов расчетов можно рекомендовать формулу (16) вместо формулы (14). Формула (16) аналогична формулам И. И. Агроскина (8), А. Д. Альтшуля и др., и ей присущи недостатки, свойственные всем логарифмическим формулам, о которых говорилось выше.

На рис. 4 представлено сравнение формулы (16) с формулой (5), показатель степени в которой определялся по формуле (9).

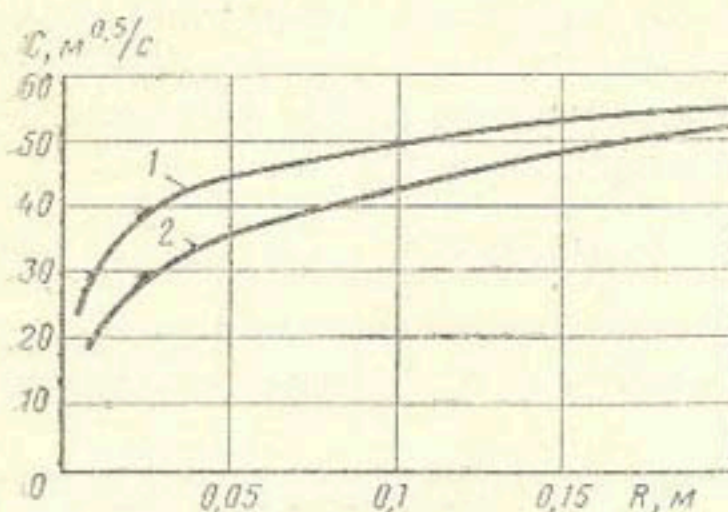


Рис. 4. Зависимости коэффициента C от гидравлического радиуса
1 — по формуле (16); 2 — по формулам (5) и (9)

При этом коэффициент C определялся по формулам (15) и (16) при $\Delta_3 = 2,1$ мм, а по формуле (5) — при $n = 0,014$, значение которого следует из взаимосвязи [9]

$$n = 0,0392 \sqrt[6]{\Delta_3}. \quad (17)$$

Из сравнения следует, что по формуле (16) значения коэффициента значительно больше, чем по формуле (5) и (9). Расхождения в результатах особенно велики при малых гидравлических радиусах, которые характерны для водоотводящих сетей.

Основой формул (11), (12) и Кольбука являются квадратичные формулы типа формулы (16), поэтому им присущи те же недостатки, как и формулам (14) и (16). Из ранее известных формул и применяющихся для расчетов лучше других с опытными данными согласуются формулы Н. Н. Павловского (5) и (6). Эти формулы проверены инженерной практикой. Приведенный анализ не вызывает сомнений в возможности дальнейшего применения их для расчета водоотводящих сетей.

Несомненно, что не может не привлекать внимание формула (9), полученная на основании обширного экспериментального материала. Однако следует иметь в виду, что этот материал получен в каналах большого размера и в земляных каналах. Формула (9) может быть рекомендована для применения только после проверки ее на водоотводящих сетях.

Расчетное значение коэффициента шероховатости может быть установлено на основании исследований А. А. Карпинского. В табл. 3 на основании опытных данных приводятся средние значения коэффициента n для труб и коллекторов без осадка.

Изложенное дает основание принять для расчета водоотводящих сетей $n = 0,014$.

В сооружениях на водоотводящих сетях возникают местные

ТАБЛИЦА 3

Значения коэффициента шероховатости n

Трубы и коллекторы	Коэффициенты шероховатости n	
	Пределы изменений	Среднее значение
Кирпичные	0,0123—0,017	0,0144
Бетонные	0,009—0,013	0,014
Керамические	0,01—0,019	0,0136

сопротивления. Потери напора в них могут определяться по формуле Вейсбаха

$$h = \zeta \frac{v^2}{2g}, \quad (18)$$

где ζ — коэффициент местного сопротивления, зависящий от размеров и формы местного сопротивления, значения которых приводятся в справочной литературе.

Обычно в инженерных расчетах местные потери напора не учитываются, так как их величина ничтожна. Исключение составляют расчеты крупных и ответственных сооружений. Следует иметь в виду, что влияние местных потерь напора находит отражение при определении потерь напора по длине трубопроводов, путем подбора соответствующего значения коэффициента шероховатости n или Δ_3 .

1.3. Особенности расчета напорных трубопроводов и дюкеров

Расчет напорных трубопроводов заключается в определении диаметра и потерь напора. При полном заполнении сечения трубы по формуле (1)

$$q = v (\pi d^2/4).$$

Отсюда диаметр трубы равен:

$$d = \sqrt{4q/(\pi v)}. \quad (19)$$

Скорость движения воды в трубопроводах следует принимать такой, которая обеспечивает оптимальный режим работы системы насосы — трубопроводы (минимальные приведенные затраты). Эта скорость равна 1,5—2,5 м/с.

Потери напора определяют по формуле Дарси для напорных трубопроводов

$$h_l = il = \lambda (l/d) (v^2/2g). \quad (20)$$

Коэффициент λ следует определять по формуле (5). С учетом связи (15) формула (5) для напорных трубопроводов приобретает вид

$$\lambda = (8,16^v g n^2) / d^{2v}. \quad (21)$$

Важное значение при расчете напорных трубопроводов имеет правильный выбор коэффициента шероховатости n . Напорные трубопроводы систем водоотведения часто имеют небольшую длину. В этом случае местные потери напора оказываются соизмеримыми с потерями напора по длине труб и их следует учитывать особо.

Потери напора в них определяются путем суммирования потерь напора по длине труб и местных потерь напора (метод наложения потерь напора)

$$h = il + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}. \quad (22)$$

К числу «коротких труб» относятся дюкеры, всасывающие трубопроводы насосов, коммуникации насосных станций (трубопроводы внутри насосных станций) и др.

1.4. Формы поперечного сечения труб

Сечения трубопроводов и коллекторов должны удовлетворять гидравлическим, технологическим, строительным и другим требованиям. На рис. 5 представлены применявшиеся прежде и применяемые в настоящее время формы сечений.

Наибольшее распространение получили трубы круглого сечения. Круглое сечение обеспечивает оптимальные прочностные условия работы стенок. Действие внешних нагрузок от грунта и транспорта приводит лишь к сжатию стенок, на которое хорошо работают многие материалы. Круглое сечение позволяет легко реализовать индустриальные методы строительства протяженных трубопроводов, так как в заводских условиях выполняются трубы в виде единого элемента, и в условиях строительной площадки требуется герметизация лишь поперечных стыков.

Кроме того, для профилактической очистки труб круглой формы применяют простейшее оборудование (шары и цилиндры). Круглое сечение также является гидравлически наиболее выгодным, так как при определенном живом сечении пропускает наибольший расход.

Коллекторы больших размеров часто выполняются прямоугольной формы. Прежде при строительстве трубопроводов дождевой сети и сети общесплавной системы водоотведения применялись кол-

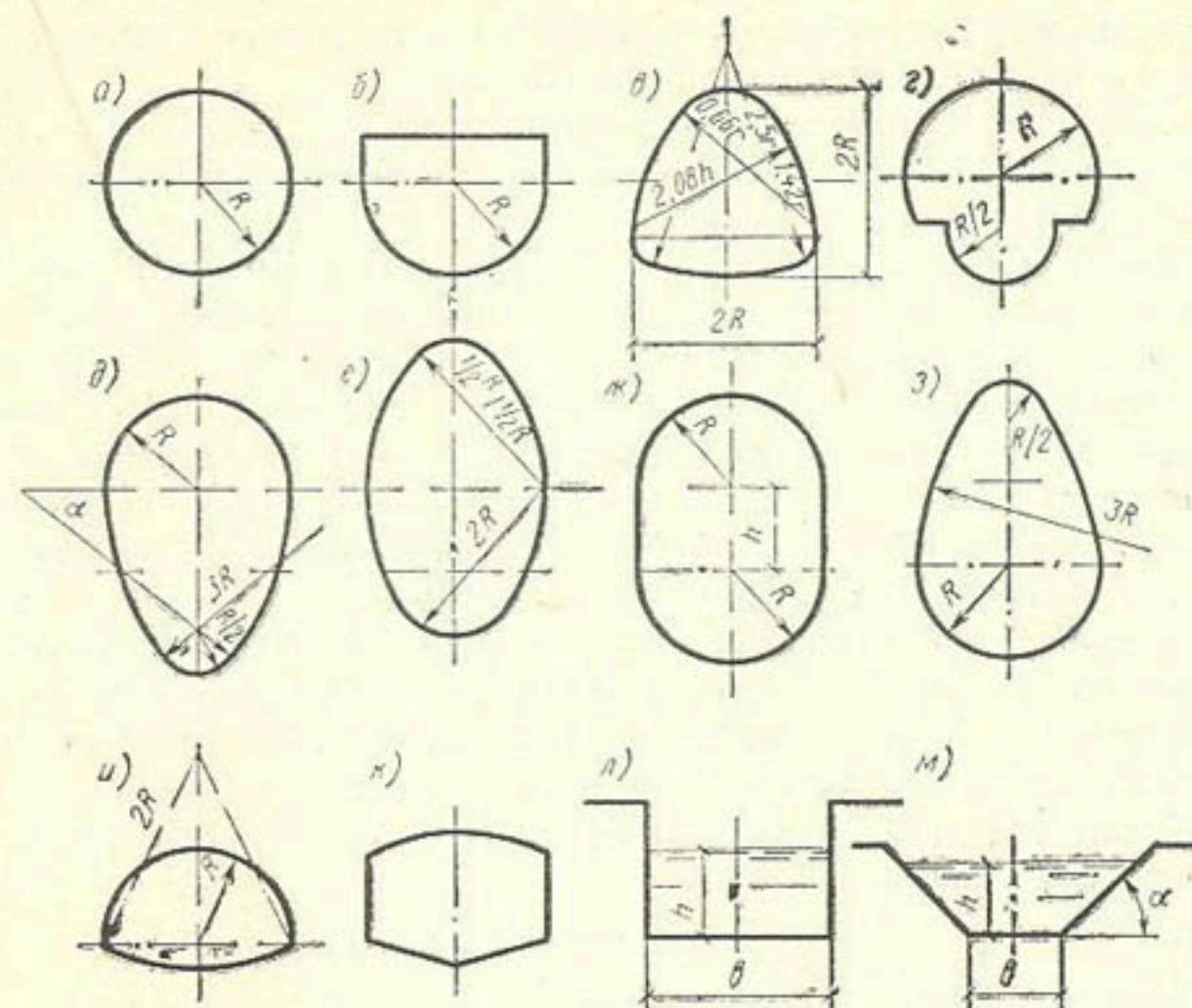


Рис. 5. Формы поперечного сечения труб

а — круглое; б — полукруглое; в — шатровое; г — банкетное; д — яйцевидное (овоидальное); е — эллиптическое; ж — полукруглое с прямыми вставками; з — яйцевидное перевернутое; и — лотковое; к — пятиугольное; л — прямоугольное; м — трапецидальное

лекторы яйцевидной (овоидальной) формы. Для этих сетей характерны большие колебания расходов и наполнений. Даже при малом расходе наполнение по абсолютной величине и в сравнении с шириной коллектора оказывается существенным, поэтому предполагали, что происходит лучшее самоочищение их от осадка. Наблюдения за работой эксплуатирующихся сейчас яйцевидных сечений не подтверждают этого вывода.

Все приведенные формы сечений (см. рис. 5) можно подразделить на сжатые (б, в, и, к) и вытянутые (д—з).

Вытянутые сечения целесообразно применять при больших колебаниях расходов и наполнений. При укладке таких труб требуется вскрытие более узких траншей, что легче выполнять в стесненных условиях существующих застроек городов.

Сжатые сечения целесообразно применять при небольших колебаниях расходов сточных вод, что характерно при отводе производственных сточных вод. Сжатым сечениям присуще одно очень важное достоинство — при прочих равных условиях заглубление кол-

лекторов сжатых сечений, по сравнению с вытянутыми, меньше на величину разности высот самих коллекторов.

Банкетное сечение было предложено с целью устранения недостатка сжатого сечения при отводе с большими колебаниями расходов сточных вод.

Требования индустриализации строительства приводят к выбору тех форм сечений, которые можно выполнять с меньшим числом элементов по периметру коллектора. Так, за пределами городов и населенных пунктов возможно применение незамкнутых (без перекрытий) трапециевидных и прямоугольных форм сечений. Эти сечения часто применяются для транспортировки сточных вод от сооружения к сооружению в пределах очистных станций. Соотношения их геометрических размеров определяются исходя из технологических требований. Кроме того, следует учитывать и преимущества гидравлически наивыгоднейших сечений, в которых для пропуска определенного расхода требуется наименьшее живое сечение, а следовательно, и меньшие капитальные вложения.

Трапециевидное сечение является гидравлически наивыгоднейшим при соотношении

$$b/h = 2(\sqrt{1+m^2} - m),$$

где $m = \operatorname{ctg} \alpha$, а прямоугольное — при $b/h=2$.

Окончательный выбор сечения коллекторов производится на основании технико-экономического сравнения вариантов на стадии выполнения технического проекта.

1.5. Минимальные диаметры труб и оптимальные степени наполнений

Диаметр трубопровода определяется на основании гидравлического расчета. При небольших расходах (до 10 л/с) для определения диаметра основными являются эксплуатационные требования. Засорение труб в значительной степени зависит от величины диаметра трубопровода (рис. 6) и в некоторой степени от уклона его

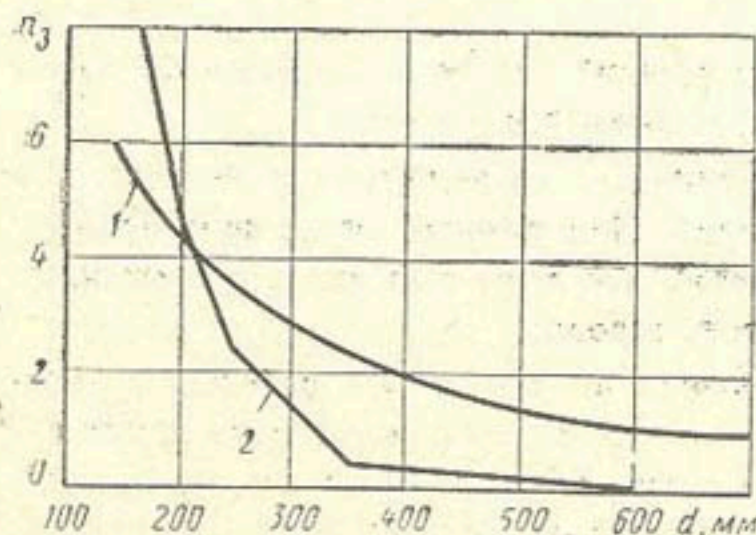


Рис. 6. Зависимость числа засорений n_z , на 1 км в год от диаметра трубопровода d
1, 2 — статистические данные, относящиеся к разным районам города и периодам времени

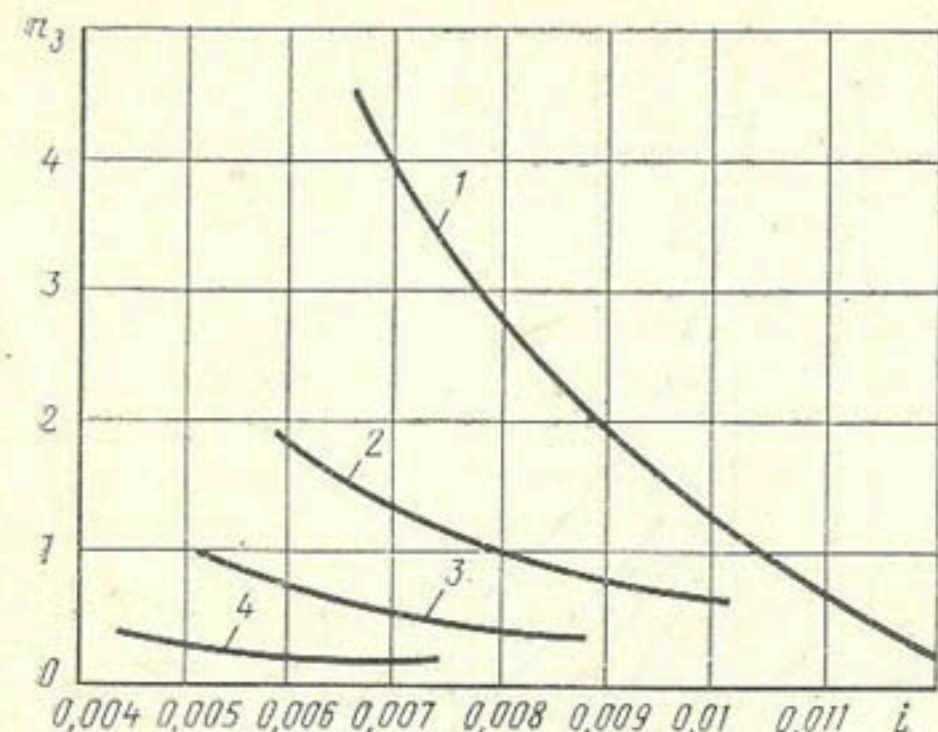


Рис. 7. Зависимость количества засорений n_z на 1 км в год от уклона i и диаметра трубопровода d (по данным НИИ КВОВ АКХ)
1 — $d=150$ мм; 2 — $d=200$ мм; 3 — $d=250$ мм; 4 — $d=300$ мм

прокладки (рис. 7). Число засорений для разных городов различно. Оно меняется с годами, так как меняется уровень технической эксплуатации сетей. Засорения вызывают закупорку трубопроводов и полное нарушение функционирования водоотводящих сетей. Кроме того, происходит отложение и накопление осадка, при котором через трубопровод еще продолжается пропуск воды. На рис. 8 представлен график зависимости относительной массы накопившегося осадка в трубопроводе к массе осадка на контрольном участке G_0 , уложенном с минимальным уклоном (и относительное число прочисток) в зависимости от уклона трубопровода при разных диаметрах труб (по данным НИИ КВОВ АКХ).

Устранение засорений и профилактическая прочистка трубопроводов от накопившихся отложений требуют значительных материальных и трудовых затрат. Очевидно, что эти затраты могут быть значительно сокращены за счет увеличения диаметров трубопроводов независимо от гидравлических условий их работы. Разница же в стоимости труб диаметром 150 и 200 мм или 200 и 250 мм незначительна, поэтому на основании опыта эксплуатации сетей СНиП [8] рекомендует минимальные диаметры (табл. 4).

Вопрос установления минимальных диаметров — экономическая задача. Принятые минимальные диаметры трубопроводов должны обеспечивать минимум приведенных затрат (с учетом капитальных вложений и эксплуатационных расходов). В последнее время решение этой проблемы связано с нехваткой рабочей силы. Поэтому ми-

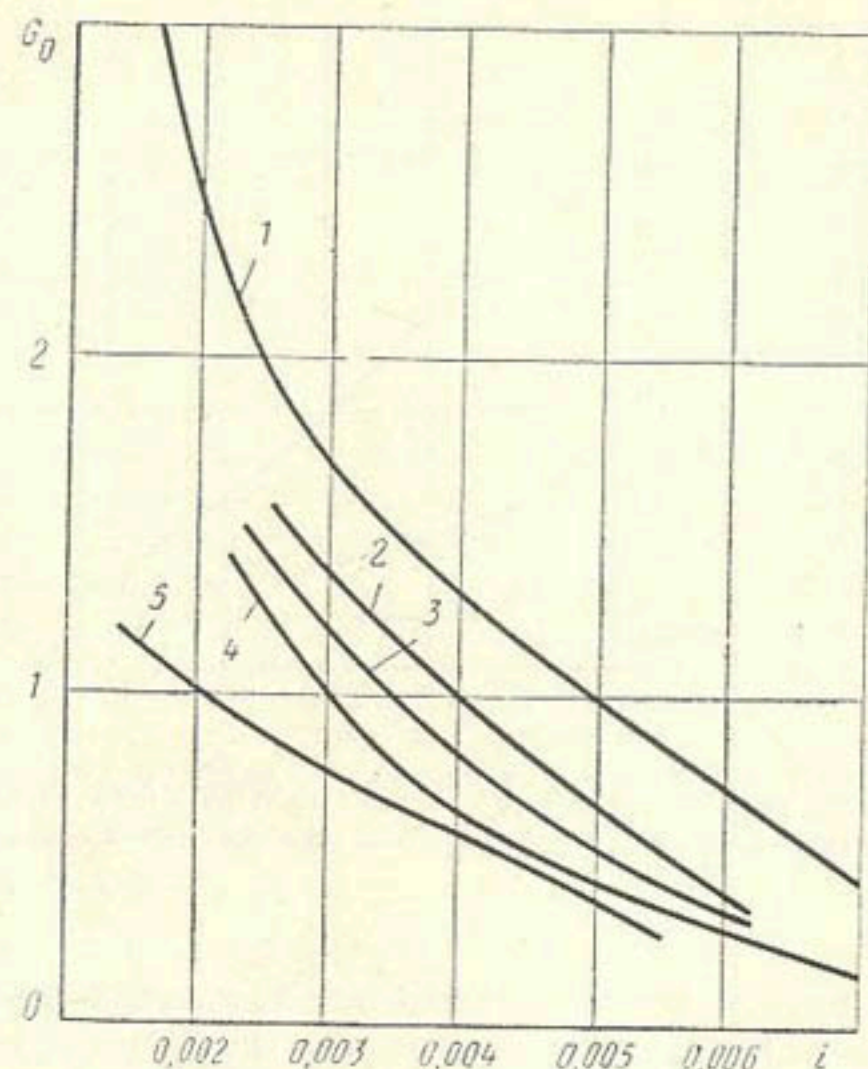


Рис. 8. Зависимость относительной массы накопившегося осадка G_0 в зависимости от уклона i и диаметра трубопровода d для Москвы
1 — $d=200$ мм; 2 — $d=250$ мм; 3 — $d=300$ мм; 4 — $d=350$ мм; 5 — $d=400$ мм

минимальные диаметры устанавливаются из условия минимума персонала, требующегося для эксплуатации водоотводящих сетей.

Часто в практике проектирования на начальных участках водоотводящей сети при небольших расходах по расчету оказываются

ТАБЛИЦА

Минимальные диаметры труб и уклоны

Система водоотведения и назначение сети	Внутриквартальные сети		Уличные сети	
	Минимальный диаметр, мм	Минимальный уклон	Минимальный диаметр	Минимальный уклон
Полная раздельная система				
Бытовая сеть	150	0,008	200	0,007
Ливневая сеть (водостоки)	200	0,007	250	0,004
Общесплавная система	200	0,007	250	0,004

Примечание. При соответствующем обосновании для отдельных участков сети допускается принимать уклоны для труб диаметром: 200 мм—0,005, 150 мм—0,007.

достаточными диаметры труб меньше минимальных. В этом случае все же предусматриваются большие диаметры, равные минимальным, а также участки считаются безрасчетными (скорость и наполнение в трубе не принимаются во внимание). Прокладку труб предусматривают либо с минимальными уклонами, установленными на основании опыта эксплуатации (см. табл. 4), либо равными уклону поверхности земли, если он больше указанных минимальных уклонов труб. Существует оправданное мнение о необходимости увеличения минимальных диаметров труб, в Москве оно уже реализуется.

Особой задачей является проблема установления предельной степени наполнения труб и коллекторов. Совершенно очевидно, что ее не следует принимать больше $h/d = 0,95$, при которой пропускная способность трубы при прочих равных условиях максимальна. Рекомендуется принимать наполнение меньше этой величины по двум причинам:

1. При определении расчетных расходов коэффициентом общей неравномерности не учитывается колебание расходов воды в пределах часа максимального притока. Секундный расход может быть больше максимального расчетного и для его пропуска должен быть предусмотрен резерв в сечении трубопровода.

2. Вследствие неравномерного движения воды в трубопроводах перед смотровыми колодцами (в конце расчетных участков) уровни поверхности воды имеют форму кривых подпора, и наполнение перед колодцами возрастает. Это возрастание наполнения даже при частичном расчетном наполнении может достигать полного. Трубопроводы полностью подтопляются, вызывая отрицательные последствия (отложение осадка, периодическое подтопление трубопровода и др.).

СНиП 2.04.03—85 [8] рекомендует наибольшие максимальные наполнения в трубах и коллекторах:

Диаметр труб, мм . . .	150—250	300—400	450—900	св. 900
Наполнения	0,6	0,70	0,75	0,8

Увеличение максимального наполнения с увеличением диаметра труб объясняется соответствующим уменьшением колебаний в притоке сточных вод.

Для ливневых сетей, полных раздельных систем и сетей общесплавных систем водоотведения рекомендуется принимать полное наполнение, но при безнапорном течении, когда свободная поверхность воды совпадает с шельгой трубы или коллектора. Однако это объясняется лишь тем, что расчет предусматривает полное наполнение обычно 1 раз в полгода — 10 лет, т. е. весьма редко. Значительную часть времени эти трубопроводы будут работать все же при частичном наполнении.

С. В. Яковлев и К. Г. Арутюнян выступили с идеей существенного повышения нормативных наполнений с целью сокращения диаметров труб и стоимости строительства. Однако это мнение не оправдывается. Разница в стоимости труб незначительна. Проф. Н. Д. Доброхотов пропагандировал снижение наполнений. Рекомендуемые СНиП наполнения наиболее оправданы.

1.6. Минимальные и максимальные скорости и уклоны

Транспортирование нерастворенных твердых частиц потоком является результатом турбулентного движения жидкости. В турбулентном потоке помимо главного движения в продольном направлении возникает поперечное перемещение масс жидкости, которые и являются главной причиной переноса твердых частиц из нижних слоев в верхние и транспортирования их во взвешенном состоянии. Частицы органического происхождения с малой плотностью транспортируются потоком при сравнительно малых скоростях. Минеральные же частицы (песок, бой стекла и др.) способны выпадать в осадок и засорять трубопроводы.

Многочисленные исследования позволяют охарактеризовать состояние твердых частиц в потоке при изменении скорости движения жидкости следующим образом.

При сравнительно малых скоростях течения жидкости твердые частицы опускаются на дно и образуют неподвижное плоское ложе из наносов.

Существует некоторая скорость движения жидкости, при достижении которой наблюдаются первые движения наносов. Наступление этого момента обычно характеризуется тем, что некоторая часть зерен наносов начинает вибрировать и, срываясь со своего места, «перекашиваться» на некоторое расстояние вниз, а отдельные частицы под воздействием потока оказываются перенесенными вниз путем небольшого «скачка». Постепенное возрастание скорости потока влечет за собой увеличение числа песчинок, выводимых потоком из состояния покоя; при этом уже значительная часть этих частиц движется скачкообразно. Среднюю скорость потока, соответствующую этому состоянию твердых частиц в нем, называют «размывающей» скоростью.

При дальнейшем возрастании скорости потока на дне русла образуются гряды, и движение частиц переходит в состояние грядового перемещения (рис. 9). Характерной особенностью этой формы перемещения песчинок является скачкообразное движение их поверх гряд; достигая вершины гряды, частицы скатываются вниз и попадают в застойную зону, где и скапливаются. Частицы, смы-

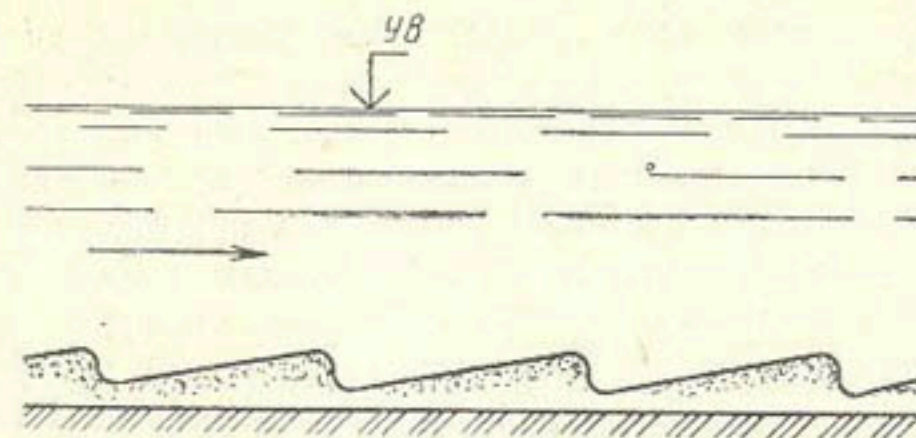


Рис. 9. Грядовое перемещение наносов

тые с верховой стороны гряды, постепенно заполняют застойную зону, благодаря чему наблюдается медленное перемещение гряды. Скорость перемещения гряды сравнительно мала: она тем меньше, чем больше высота гряды и меньше крупность движущихся частиц. Таким образом, происходит массовое, но медленное движение наносов в придонном слое потока.

С некоторого момента твердые частицы будут обладать такой скоростью перемещения, при которой, падая с гряды, они окажутся уже не в застойной, а в подвижной зоне следующей гряды. В то же время некоторые частицы вовлекаются вихревыми массами во внутрь потока и перемещаются им в направлении движения жидкости. Таким образом происходит непрерывный процесс взвешивания и перемещения твердых частиц потоком.

Вследствие неоднородного состава частиц процессы грядового перемещения и перемещения во взвешенном состоянии происходят одновременно. Переход движения частиц во взвешенное состояние сопровождается постепенным исчезновением гряд. Скорость потока, соответствующая этому состоянию, называется *критической скоростью*. Она зависит от размера и числа частиц, влекомых потоком: чем больше размер частиц и насыщение потока наносами, тем больше должна быть величина критической его скорости.

При уменьшении скорости положение и процесс транспортирования твердых частиц в потоке повторяются в обратной последовательности. Отсюда следует, что транспортирование песка водоотводящими сетями и их самоочищение возможны при критических скоростях. Следовательно, минимальные расчетные скорости должны равняться критическим.

Особенность работы всех сетей разных систем водоотведения заключается в существенном колебании притока сточных вод и поэтому возникает вопрос: не следует ли обеспечивать в трубопроводах критические скорости даже при минимальных расходах? Анализ работы и опыт эксплуатации водоотводящих сетей показыва-

ют, что это привело бы к существенному увеличению уклонов трубопроводов и резкому увеличению стоимости их строительства и эксплуатации систем водоотведения за счет перекачки сточных вод.

При современном опыте проектирования критические скорости предусматривают при расчетных расходах, а при меньших расходах и скоростях, наблюдающихся в трубопроводах, допускают выпадение взвесей в осадок. Однако предполагается, что при последующем возрастании расходов до расчетных, а скоростей до критических осадок будет смываться, а трубопроводы — самоочищаться. Отсюда в известной степени и происходит название «самоочищающие» скорости.

На основании исследований работы водоотводящих сетей предложен ряд формул для определения критических скоростей потока, м/с.

Н. Ф. Федоров предложил эмпирическую формулу

$$v_{кр} = 1,57 \sqrt[m]{R}, \quad (23)$$

где $m = 3,5 - 0,5 R$; R — гидравлический радиус, м.

Формула для определения критических скоростей потока, м/с, предложенная С. В. Яковлевым, имеет вид

$$v_{кр} = 12,5 u_0 R^{0,2}, \quad (24)$$

где u_0 — гидравлическая крупность песка (скорость осаждения частиц песка в жидкости, находящейся в состоянии покоя) расчетного диаметра, м/с.

Для бытовых сетей отдельных систем водоотведения рекомендовалось расчетный диаметр песка принимать $d = 1$ мм с гидравлической крупностью $u_0 = 0,1$ м/с.

Положительной особенностью формулы (24) является то, что она учитывает зависимость критической скорости потока от диаметра частиц песка, содержащегося в сточной жидкости.

Исходя из полуэмпирической теории турбулентности, автор получил следующую формулу для определения критической скорости [11]:

$$v_{кр} = (u_0 C) / \sqrt{g}. \quad (25)$$

Величину u_0 рекомендуется принимать по средневзвешенному диаметру частиц песка, который равен: $d = 0,05$ мм, и имеет $u_0 = 0,05$ м/с. С учетом формулы (5) формула (25) приобретает вид

$$v_{кр} = (u_0 R^n) / (\sqrt{g} n). \quad (26)$$

Отличие формулы (26) от формул (23) и (24) заключается в том, что она учитывает зависимость $v_{кр}$ от коэффициента шероховатости n .

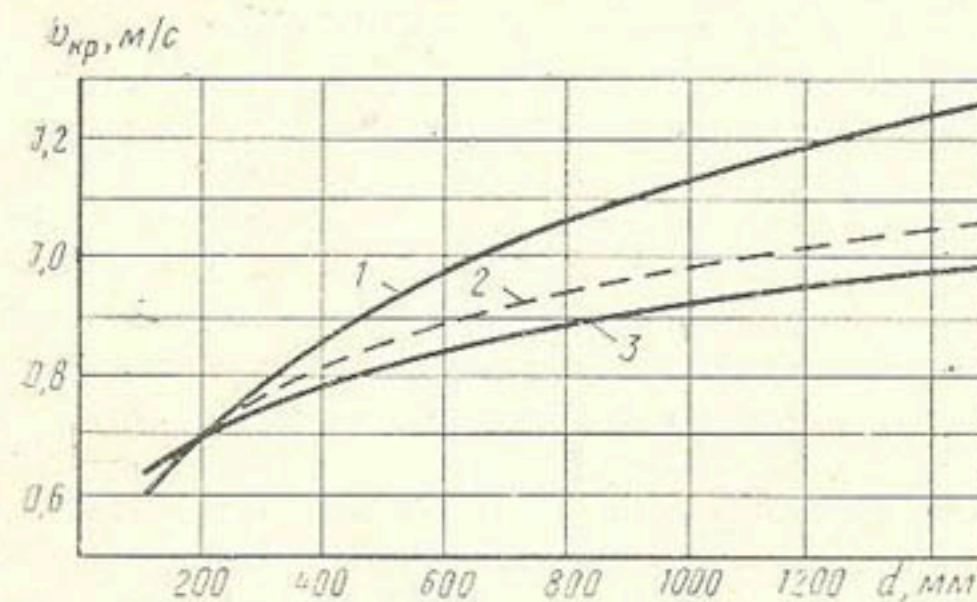


Рис. 10. Зависимость критической скорости от диаметра
1 — по формуле (23); 2 — по формуле (24); 3 — по формуле (26)

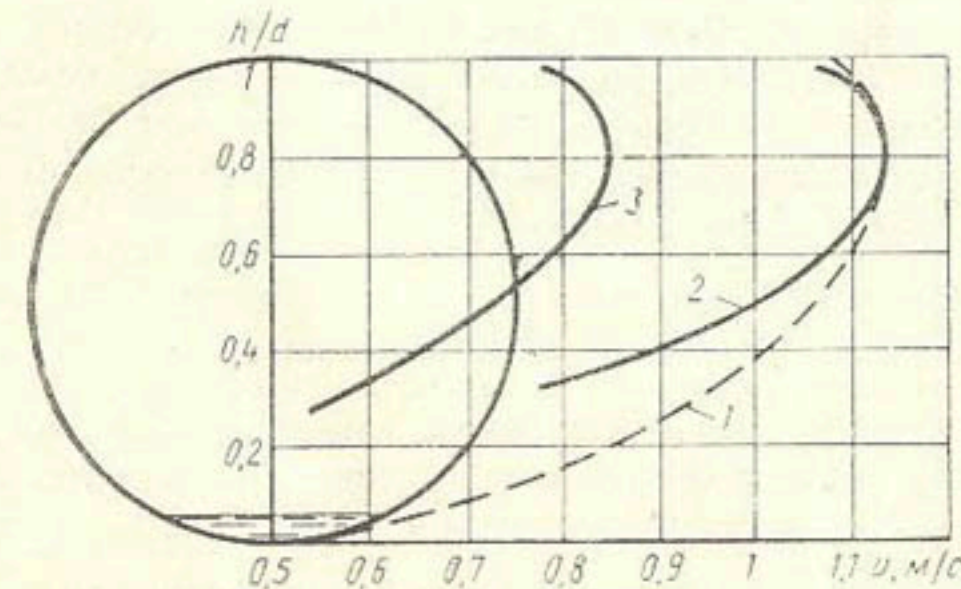


Рис. 11. Зависимость критической скорости и скорости течения воды в чистом и заиленном трубопроводе
1 — по формуле (23); 2 — по формуле (5) при $n = 0,014$; 3 — по формуле (5) при $n = 0,018$

На рис. 10 приведено сравнение формул (23), (24) и (26). При небольших диаметрах все эти формулы дают практически одинаковые результаты. При больших диаметрах формула (23) дает несколько большие результаты.

Формулы (23) и (24) обладают существенным структурным недостатком. Предположим, что в трубопроводе, не имеющем отложений, протекает вода расчетным расходом при критической скорости, которая вычислена на формуле (23) или (24), и осадка в трубопроводе нет. При снижении расхода осадок естественно выпадает. Коэффициент шероховатости резко возрастает по сравнению

с тем значением, которое было в чистом трубопроводе. Вновь с возрастанием скорости, осадок, как предполагалось, должен быть смыт. Учитывая, однако, что при наличии осадка и высоком коэффициенте шероховатости скорость в трубопроводе даже при расчетном расходе не достигнет критической, осадок не смывается. Таким образом, из анализируемых формул следует, что скорость в трубопроводе не достигнет критической, так как в нем находится осадок, а он не будет смыт потому, что скорость течения не достигнет критической (рис. 11). Формула (26) лишена этого недостатка. По ней, при наличии в трубопроводе осадка, критическая скорость равна меньшей величине, что объясняется физически. На интенсивность турбулентности и его транспортирующую способность влияет шероховатость дна русла. При наличии осадка шероховатость и турбулентность возрастают, а критическая скорость уменьшается.

В действующих трубопроводах скорость, соответствующая началу смыва осадка, меньше скорости, соответствующей началу выпадения взвесей в осадок.

Если в формулу Шези (3) вместо скорости подставить величину критической скорости, то можно получить минимальный уклон трубопровода, при котором он будет самоочищаться. Из полученных формул приведем здесь только одну, вытекающую из формулы автора (25). Она имеет вид

$$i_{\min} = u_0^2 / (g R). \quad (27)$$

Если принять, как указывалось выше, $d = 0,5$ мм и $u_0 = 0,05$ м/с, а также половинное наполнение воды в трубе, при котором $R = d/4$, то приближенно получим

$$i_{\min} = 1/d, \quad (28)$$

где d — диаметр, мм.

Для полной оценки приведенных формул и сравнения их между собой в табл. 5 представлены результаты расчетов по ним и по рекомендации СНиП [8].

Из табл. 5 видно, что для труб диаметром до 500—600 мм по всем формулам и рекомендациям СНиП минимальные скорости и уклоны практически одинаковы. Однако опыт эксплуатации водоотводящих сетей и результаты исследований (см. рис. 7 и 8) показывают, что при этих параметрах работы трубопроводы часто засоряются, в них накапливается осадок, для удаления которого требуется периодически производить прочистки. При больших диаметрах труб, по рекомендациям СНиП [8], минимальные скорости и уклоны больше, чем это следует из других формул. Опыт эксплуатации и

ТАБЛИЦА 5

Минимальные скорости и уклоны

Диаметр d , мм	h/d	По формуле (23)		По формуле (28)		По СНиП [8]	
		$v_{\min} = v_{кр}$ м/с	$i_{\min}$	$v_{\min} = v_{кр}$ м/с	$i_{\min}$	$v_{\min} = v_{кр}$ м/с	$i_{\min}$
200	0,6	0,69	0,0045	0,74	0,005	0,7	0,0046
300	0,6	0,78	0,0033	0,8	0,0033	0,8	0,0033
400	0,7	0,86	0,0025	0,87	0,0025	0,8	0,0021
500	0,75	0,93	0,0021	0,92	0,002	0,9	0,002
600	0,75	0,98	0,0018	0,95	0,0017	1,0	0,0019
800	0,75	1,06	0,0015	0,99	0,0012	1,0	0,0013
1000	0,8	1,13	0,0013	1,03	0,001	1,15	0,0013
1200	0,8	1,19	0,0012	1,06	0,00083	1,15	0,001
1400	0,8	1,25	0,001	1,09	0,00071	1,3	0,001
2000	0,8	1,38	0,0008	1,16	0,0005	1,5	0,0009

исследования не подтверждают этого требования. Так, из графика на рис. 7 следует, что при диаметрах более 300 мм число засорений сравнительно мало и практически не зависит от уклона. Из опыта эксплуатации также известно, что трубы диаметром более 500 мм (и в том числе те, которые были построены до 1950 г., и по нормам МКХ РСФСР минимальная скорость рекомендовалась равной 0,8 м/с) практически не засоряются. Из графика на рис. 8 следует, что в трубах диаметром более 400 мм масса накапливающегося осадка весьма незначительно зависит от уклона. Инженером М. М. Дворецким описаны наблюдения за работой Люберецкого канала диаметром 2000 мм и уклоном $i = 0,00025$. В 1934 г., когда в нем расход был близок к расчетному, отложений осадка в канале практически не наблюдалось. В то же время следует иметь в виду, что коллектор новой Люберецкой системы при расчетных скоростях около 1,5 м/с и более был существенно разрушен в лотковой части вследствие истирания его песком.

Представляется весьма верной рекомендация А. А. Лукиных и Н. А. Лукиных об удобстве использования при расчетах формулы (28), получившей теоретическое обоснование [6].

Исходя из установленных минимальных скоростей могут быть определены минимальные расходы, пропуск которых допустим в трубопроводах разного диаметра. Они определяются по формуле

$$q_{\min} = \omega v_{\min}.$$

Минимальное наполнение в трубах не регламентируется. Однако очевидно, что при расчетах принимать его меньше 0,50 нецелесообразно. При этом наполнении следует определять и $q_{\min}$:

d , мм . . .	200	300	400	500	600	800	1000	1200	1400	2000
q , л/с . . .	11,63	28,3	54,7	90,4	134,4	249	404,8	599,9	839,6	1824
$m_{\min}$										

По значениям минимальных расходов при проектировании также может осуществляться контроль за соблюдением условий самоочищения трубопроводов.

Полученные по формуле (28) и любой другой из приведенных выше формул данные следует рассматривать даже не как минимальные, а как предельные, принимать которые следует лишь в исключительных случаях. Это объясняется тем, что диаметр частиц песка и его количество не постоянны и могут весьма часто превышать расчетные — осредненные. Минимальные скорости и уклоны, по нашему мнению, целесообразно принимать на 10% выше тех, которые следуют из формулы (28). В заключение все же следует отметить, что минимальные скорости и уклоны следует принимать с учетом совокупности конкретных условий проектирования. Некоторое увеличение скоростей и уклонов обычно не приводит к ощутимому снижению эффективности проектного решения.

Чтобы исключить истирание труб и коллекторов песком, нормами не рекомендуется принимать скорости в неметаллических (керамических, асбестоцементных, бетонных и железобетонных) трубах более 4 м/с, а в металлических трубах — более 8 м/с. В дождевой сети (водостоках) скорости должны быть соответственно не более 7 и 10 м/с.

Основываясь на описанном выше опыте работы коллектора новой Люберецкой системы, эти скорости должны быть меньше.

ГЛАВА 2

ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ

2.1. Гидравлический расчет самотечных трубопроводов

Решение инженерных задач по расчету геометрических и гидравлических параметров самотечных трубопроводов непосредственно по приведенным выше формулам сравнительно сложно (методы решения их изложены в специальной литературе по гидравлике [7]), поэтому над совершенствованием и упрощением приемов расчета самотечных потоков много работали выдающиеся гидравлики Н. Н. Павловский, В. Д. Журин, В. Г. Лобачев, И. И. Агроскин, П. Г. Киселев и др.

Неизменность формы труб и коллекторов водоотводящих сетей позволяет упростить решение задач. Однако сложность формы труб

и коллекторов осложняет их решение и требует принципиально новых приемов. Трубопроводы систем водоотведения рассчитывались по таблицам и графикам, составленным по принятым в разные периоды времени формулам для применяемых форм труб или коллекторов, их размеров, уклона прокладки, наполнения воды в них и скорости течения. Сейчас широко используются для расчетов таблицы [6, 10]. Они составлены по формулам (1), (3) и квадратичной формуле (5) [6], или по формулам (1), (13) и обобщенной формуле (14) [10]. В табл. 6 приводятся выдержки из этих таблиц для трубы диаметром 600 мм и двух уклонов.

ТАБЛИЦА 6
Расходы q , л/с, и скорости движения жидкости v , м/с,
для трубопроводов диаметром 600 мм

h/d	По формулам (1), (3), (5)				По формулам (1), (13), (14)			
	Уклоны в тысячных							
	2		4		2		4	
	q	v	q	v	q	v	q	v
0,1	5,39	0,37	7,62	0,52	5,3	0,36	7,79	0,53
0,2	22,6	0,56	31,9	0,79	22,95	0,57	33,13	0,83
0,3	50,5	0,71	71,3	1,00	51,36	0,72	74,19	1,04
0,4	86,8	0,82	122,8	1,16	89,77	0,85	128,84	1,22
0,5	128,8	0,91	182,2	1,29	132,89	0,94	190,85	1,36
0,6	173,1	0,98	244,7	1,38	177,13	1,00	256,84	1,45
0,7	215,7	1,02	305,0	1,44	224,08	1,06	319,21	1,51
0,8	251,9	1,04	356,1	1,47	259,46	1,07	373,43	1,54
0,9	274,6	1,02	388,3	1,45	284,11	1,06	407,40	1,52
1,0	257,7	0,91	364,3	1,29	265,78	0,94	381,70	1,35

Примечание. Число наполнений сокращено в 2 раза по сравнению с расчетными таблицами.

Расчет трубопроводов по этим таблицам сводится к подбору по заданным параметрам искомых величин с учетом нормативных требований СНиП. Из таблицы видно, что расчеты по разным формулам дают практически одинаковые результаты. Следовало ожидать, что расход и скорость по формуле (5) должны были бы получиться больше, однако результат получился обратным, что объясняется выбором в разных формулах не согласующихся коэффициентов шероховатости n и Δ_z . Это еще раз указывает на то, что при расчете водоотводящих сетей применение сложных обобщенных формул для коэффициентов C и λ не оправдывается, так как не обеспечивает повышение точности расчетов. В то же время это указывает на необходимость повышения требований к выбору коэффициентов шероховатости.

Параметры круглого сечения в зависимости от наполнения

h/d	R/d	ω/d^2	Параметры	
			A	B
0,05	0,032	0,015	0,005	0,27
0,10	0,063	0,041	0,023	0,40
0,15	0,093	0,074	0,052	0,517
0,20	0,121	0,112	0,090	0,617
0,25	0,147	0,153	0,14	0,702
0,3	0,171	0,198	0,20	0,776
0,33	0,185	0,226	0,24	0,84
0,35	0,193	0,245	0,27	0,84
0,40	0,214	0,293	0,34	0,9
0,45	0,233	0,343	0,42	0,954
0,5	0,250	0,393	0,50	1,00
0,55	0,268	0,443	0,58	1,05
0,6	0,278	0,492	0,66	1,07
0,65	0,288	0,540	0,75	1,10
0,67	0,292	0,559	0,78	1,11
0,70	0,296	0,587	0,83	1,12
0,75	0,302	0,631	0,90	1,135
0,80	0,304	0,674	0,96	1,14
0,813	0,307	—	—	1,14
0,85	0,303	0,711	0,99	1,137
0,9	0,298	0,744	1,04	1,13
0,95	0,286	0,771	1,05	1,09
1,0	0,250	0,785	1,0	1,0

Формулы (29) и (31) можно представить также в виде

$$v = B W_n \sqrt{i}; \quad (35)$$

$$q = A K_n \sqrt{i}; \quad (36)$$

где W_n и K_n — соответственно, модули скорости и расхода при полном наполнении трубопровода. Очевидно, что они зависят только от диаметра и материала (значения n).

Для круглых труб их значения представлены в табл. 8.

Но

$$W_n \sqrt{i} = v_n \quad (37)$$

и

$$K_n \sqrt{i} = q_n, \quad (38)$$

где v_n и q_n — соответственно, скорость и расход при полном заполнении сечения трубы.

Следовательно,

$$B = v/v_n; \quad A = q/q_n. \quad (39)$$

По этим же формулам составлены и графики.

Не отрицая достоинства применяемых таблиц и графиков для расчета водоотводящих сетей, следует отметить их чрезвычайно большие объемы.

Для расчета водоотводящих сетей возможно применение и номограмм. Однако расчеты по ним сложны.

Весьма привлекателен метод расчета безнапорных потоков по так называемым обобщенным параметрам: модулю расхода и модулю скорости, предложенным Б. А. Бахметьевым.

Формулу Шези (3) можно представить и в следующем виде:

$$v = W \sqrt{i}, \quad (29)$$

где W — модуль скорости — скорость при уклоне, равном единице, определяемая по формуле

$$W = C \sqrt{R}. \quad (30)$$

Формулу (4) можно представить в виде

$$q = K \sqrt{i}, \quad (31)$$

где K — модуль расхода трубопровода — расход при уклоне, равном единице, определяемый по формуле

$$K = \omega C \sqrt{R}. \quad (32)$$

Модуль скорости W измеряется в тех же единицах, что и скорость. Если принять за расчетную формулу для коэффициента C квадратичную формулу Н. Н. Павловского (5), то формула (30) приобретет вид

$$W = \frac{1}{n} R^{2,5 \sqrt{n} + 0,37 - 0,75 \sqrt{R}} (\sqrt{n} - 0,1). \quad (33)$$

Модуль расхода K измеряется в тех же единицах, что и расход. Формулу (32) можно представить в следующем виде:

$$K = \omega W. \quad (34)$$

Площадь живого сечения ω и гидравлический радиус R зависят от диаметра трубопровода и степени заполнения (табл. 7). В справочной литературе эти зависимости представляются и в виде графиков. Следовательно, и модули скорости W и расхода K для труб из определенного материала (с определенным значением n) зависят только от диаметра трубопровода и степени заполнения его.

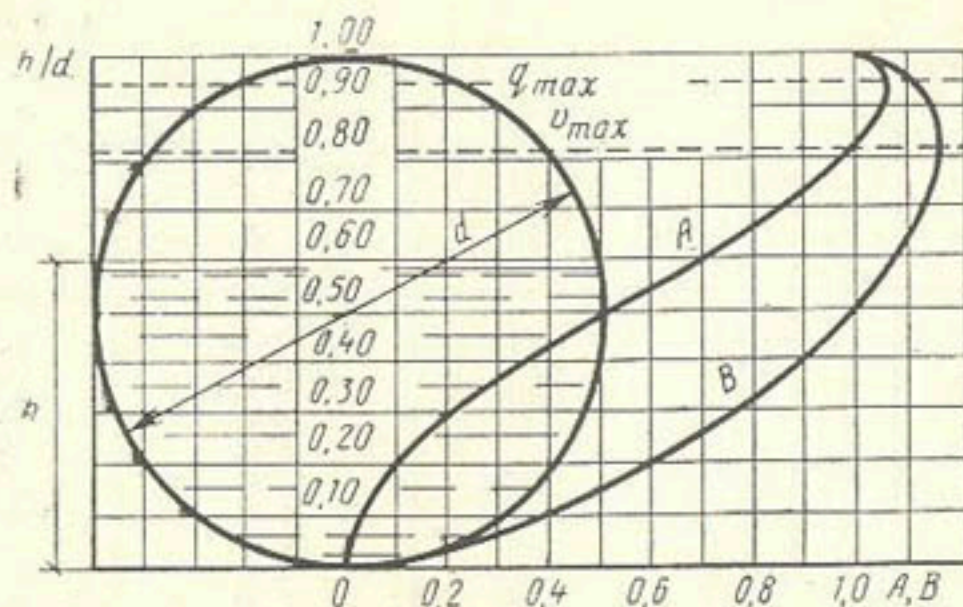


Рис. 12. Зависимость параметров А и В от степени наполнения трубопровода

ТАБЛИЦА 8

Значения модулей расхода, л/с, и скорости, м/с, для труб ($n=0,014$) с полным заполнением сечения

d	K_n	w_n	d	K_n	w_n
50	7,61	3,9	700	8698	22,6
75	22,5	5,1	800	12406	24,6
100	48,4	6,2	900	16998	26,8
125	88,3	7,2	1000	22440	28,6
150	143,0	8,1	1200	36560	32,4
200	308	9,8	1400	55100	35,8
250	558	11,4	1500	66400	37,6
300	903	12,9	1600	77891	39,0
350	1367	14,2	2000	142340	45,4
400	1954	15,6	2400	230410	51,0
450	2680	16,9	2500	257620	52,4
500	3546	18,1	3000	417390	59,1
600	5766	20,4	3400	580840	64,0
			4000	897161	71,4

т. е. являются отношениями скоростей и расходов при частичном и полном заполнении труб.

Из анализа приведенных выше формул ясно, что величины А и В зависят только от степени наполнения труб (табл. 7 и рис. 12).

Использование обобщенных параметров K_n и W_n , представленных в табл. 8, и параметров А и В, представленных в табл. 7 и на рис. 12, существенно упрощает расчет самотечных замкнутых трубопроводов. Методики расчета разных задач описаны в литературе по гидравлике [9]. Здесь мы приведем методику решения лишь одной, но наиболее сложной задачи.

Задача. Определить d для пропуска расхода q при известном уклоне i .

Решение. Принимаем $A=1$. По формуле (36) определяем

$$K_n' = q / (1 \sqrt{i}).$$

По табл. 8 по ближайшему большему модулю принимаем d . Затем определяем степени наполнения трубопровода. Для принятого d по табл. 8 устанавливаем K_n'' и по формуле (36) определяем

$$A = q / (K_n'' \sqrt{i}).$$

По табл. 7 или по графику на рис. 12 определяется степень наполнения. Если она не удовлетворяет требованиям СНиП, то принимается новый d и расчет наполнения повторяется.

Затем по рассчитанному d и h/d по табл. 7 и 8 определяют величины W_n и В и по формуле (35) определяют скорость

$$v = B W_n \sqrt{i}.$$

Расчет существенно упрощается по сравнению с расчетом по методике, при которой используются исходные формулы. Однако он все же остается сложным и не приемлемым для многочисленных инженерных расчетов.

Метод расчета водоотводящих сетей непосредственно по формулам (29) и (31) более прост. Однако он требует более объемных таблиц (чем табл. 7) значений модулей расхода K и модулей скорости W для различных наполнений трубопроводов и коллекторов разных размеров. Составленные автором таблицы значений K и W для труб и каналов различного профиля с $n=0,014$ представлены в прил. 1—5. Полезна для расчетов и вспомогательная таблица величин i и $\sqrt{i}$ прил. 6. Предлагаемый метод расчета является развитием описанного метода с использованием модулей расхода и скорости при полном заполнении труб.

Рассмотрим методику решения различных типов задач.

Задача 1. Определить q и v при известных d , i и h/d .

Решение. По прил. 1 при известных d и h/d определяем K и W . По прил. 6 определяем величину $\sqrt{i}$. Затем определяем q и v по формулам (31) и (29)

$$q = K \sqrt{i},$$

$$v = W \sqrt{i}.$$

Пример. Определить расход q и скорость v движения воды в трубе диаметром $d = 800$ мм при наполнении $h/d = 0,7$ и уклоне $i = 0,004$.

Решение. Для трубы $d = 800$ мм и $h/d = 0,7$ $K = 10\,384$ л/с и $W = 27,6$ м/с (см. прил. 1).

По прил. 6 устанавливаем $\sqrt{i} = \sqrt{0,004} = 0,0632$.

По формуле (31)

$$q = K\sqrt{i} = 10384 \cdot 0,0632 = 656 \text{ л/с.}$$

По формуле (29)

$$v = W\sqrt{i} = 27,6 \cdot 0,0632 = 1,75 \text{ м/с.}$$

Задача 2. Определить i и v при известных d , h/d и q .

Решение. По прил. 1 при известных d и h/d определяем K и W .
По формуле (31) определяем

$$\sqrt{i} = q/K.$$

По прил. 6 и величине $\sqrt{i}$ устанавливаем уклон i .

Скорость определяем по формуле (29).

Пример. Определить уклон i и скорость v в трубе $d = 1400$ мм при наполнении $h/d = 0,6$, если расход воды в ней равен: $q = 1700$ л/с.

Решение. Для трубы $d = 1400$ мм и $h/d = 0,6$ $K = 37\,000$ л/с и $W = 38,4$ м/с (см. прил. 1).
По формуле (31)

$$\sqrt{i} = q/K = \frac{1700}{37\,000} = 0,046.$$

Уклон $i = 0,0021$.

Скорость определяем по формуле (29)

$$v = W\sqrt{i} = 38,4 \cdot 0,046 = 1,77 \text{ м/с.}$$

Задача 3. Определить h/d и v при известных d , i и q .

Решение. По прил. 6 определяем величину $\sqrt{i}$.

По формуле (31) определяем

$$K = q/\sqrt{i}.$$

По прил. 1 и известных d и K определяем h/d . Определяем одновременно и величину W .

Скорость определяем по формуле (29).

Пример. Определить наполнение h/d и скорость v в трубе $d = 2000$ мм, уложенной с уклоном $i = 0,001$, если расход в ней $q = 1850$ л/с.

Решение. По прил. 6 определяем

$$\sqrt{i} = \sqrt{0,001} = 0,0316.$$

Модуль расхода

$$K = q/\sqrt{i} = 1850/0,0316 = 58\,544.$$

По прил. 1 для $d = 2000$ мм и $K = 58\,544$ определяем $h/d = 0,45$.
Величина $W = 43,2$

Скорость определяем по формуле (29)

$$v = W\sqrt{i} = 43,2 \cdot 0,0316 = 1,37 \text{ м/с.}$$

Задача 4. Определить d при известных h/d , q и i (обычно величина i принимается в зависимости от уклона поверхности земли).

Решение. По прил. 6 определяем величину $\sqrt{i}$. Затем по формуле (31) определяем

$$K = q/\sqrt{i}.$$

По прил. 1 при известном или нормативном h/d определяем d . Одновременно для соответствующих d и h/d по приложению определяем W . Затем определяем

$$v = W\sqrt{i}.$$

Пример. На расчетном участке длиной $l = 340$ м расход равен: $q = 75$ л/с. Отметки поверхности земли в начале и в конце трубопровода соответственно равны: $Z_n = 71,80$ и $Z_k = 71,20$. Произвести расчет трубопровода с учетом нормативных требований.

Решение. Уклон поверхности земли равен:

$$i_z = (Z_n - Z_k)/l = (71,80 - 71,20)/340 = 0,0016.$$

Этот уклон можно оценить как сравнительно малый, так как он значительно меньше минимального уклона даже для трубопровода минимального диаметра $d = 200$ мм — $i = 0,005$. В целях сокращения заглубления трубопровода и стоимости его строительства трубопровод следует проектировать с минимальным уклоном. К сожалению, диаметр трубы пока не известен, и задачу следует решать методом подбора. Задаемся $d = 400$ мм, для которого ориентировочно $i_{\min} = 1/d = 1/400 = 0,0025$. По прил. 6 $\sqrt{i} = 0,05$.

Далее определяем

$$K = q/\sqrt{i} = 75/0,05 = 1500 \text{ л/с.}$$

По прил. 1 определяем, что заданный расход труба $d = 400$ мм пропустит при $h/d \approx 0,66 < 0,7$. При этом $W \approx 17,2$, а скорость движения будет равна:

$$v = W\sqrt{i} = 17,2 \cdot 0,05 = 0,86 \text{ м/с} > 0,8 \text{ м/с.}$$

Если бы первая попытка с принятым диаметром оказалась неприемлемой, то расчет следовало бы повторить.

Здесь следует отметить, что при пользовании любыми таблицами расчет ведется методом подбора диаметра, что при практических расчетах выполняется просто. Диаметр трубопровода на расчетном участке следует принимать больше, чем на предыдущем. Так что выбор диаметра регламентируется.

Для применения метода расчета с использованием модулей расхода и скорости требуется минимальный объем таблиц.

При решении задачи любого типа требуется выполнить лишь одну арифметическую операцию. Это усложнение расчета по сравнению с расчетами по таблицам компенсируется экономией времени при поиске решений по таблицам небольшого объема.

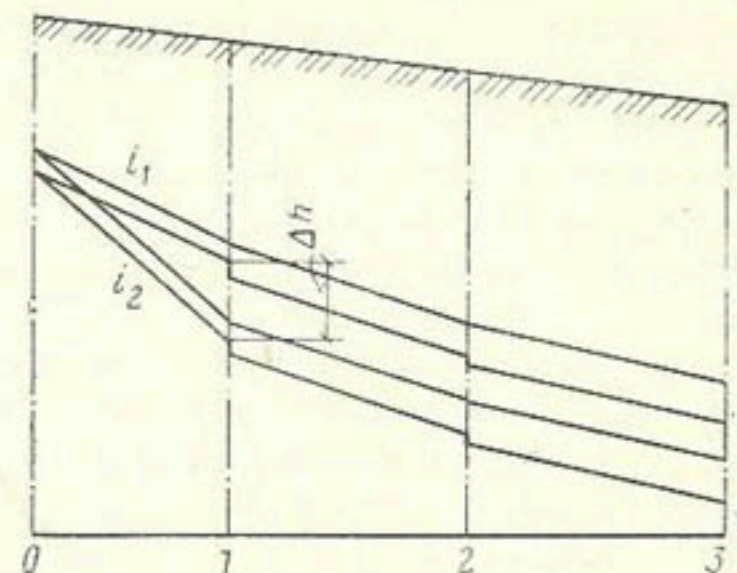
2.2. Оптимальное проектирование самотечных трубопроводов

Для обеспечения самотечного движения воды в трубах их прокладывают с уклонами, которые определяются расчетами. При небольшом уклоне поверхности земли или плоском рельефе местности приходится увеличивать заглубление труб и соответственно стоимость их строительства. Как правило, при любых условиях проектирования расчеты дают многообразие решений, и для любого уклона можно рассчитать трубопровод, который бы обеспечивал пропуск заданного расхода воды.

По технологическим соображениям установлены минимальные (из условия самоочищения труб) и максимальные (из условия исключения их истирания) уклоны. Предел изменения допустимых уклонов для труб разных диаметров различен. Например, для трубы диаметром $d = 200$ мм он изменяется от $i_{\min} = 0,0005$ до $i_{\max} = 0,145$, а для трубы диаметром 2000 мм от $i_{\min} = 0,005$ до $i_{\max} = 0,006$. На минимальный уклон в ряде случаев накладывается еще одно ограничение. Уклон трубопровода любого диаметра не может быть меньше уклона поверхности земли, чтобы заглубление трубопровода не было меньше минимального, определяемого исходя из следующих трех условий: исключения промерзания труб, исключения разрушения их внешними нагрузками и обеспечения присоединения к трубопроводу боковых веток. Уклоны трубопроводов следует проектировать руководствуясь экономическими соображениями. Стоимость строительства трубопровода должна быть минимальной.

Стоимость строительства трубопроводов состоит из стоимости двух основных видов работ: земляных работ по разрытию траншеи и последующей ее засыпке и прокладки самого трубопровода. Анализ стоимостей отдельных видов работ показывает, что стоимость выполнения земляных работ составляет значительную часть от общей стоимости строительства трубопровода и существенно возрастает даже при сравнительно небольшом увеличении глубины заложения трубопровода. Это объясняется осложнением выемки грунта из траншеи с больших глубин и необходимости выполнения крепления стенок траншей или усиления крепления

Рис. 13. Продольный профиль трубопровода



стенок при большой глубине. Стоимость строительства может возрасти еще в большей степени, если прокладка трубопровода будет производиться ниже уровня грунтовых вод.

Особенность проектирования самотечных трубопроводов заключается еще и в том, что глубина заложения последующих участков труб, а следовательно, и их стоимость, зависят от глубины заложения начальных — предыдущих участков труб. Увеличение заложения труб на начальных участках всегда передается и на последующие. Рассмотрим схему на рис. 13. На участке 0—1 вместо уклона i_1 , был принят уклон трубопровода $i_2 > i_1$, что вызовет увеличение глубины заложения трубопровода к концу участка на глубину $\Delta h = (i_2 - i_1) l_{0-1}$. Из схемы видно, что, даже если на последующих участках уклоны будут сохраняться неизменными, глубина заложения последующих участков 1—2 и 2—3 возрастет также на глубину Δh . Следует отметить, что увеличение уклона вызовет уменьшение диаметра трубопровода и некоторое сокращение стоимости строительства. Но анализ показывает, что сокращение весьма незначительно по сравнению с увеличением стоимости, обусловленным увеличением заглубления трубопровода на расчетном и всех последующих участках. Увеличение стоимости возрастет с увеличением протяженности коллектора. Таким образом, очевидно, что оптимальные условия проектирования обеспечиваются в том случае, когда трубопроводы предусматриваются с минимальными уклонами.

На основании изложенного можно сформулировать общие правила оптимального проектирования самотечных трубопроводов при различном рельефе местности (уклоне поверхности земли). Если уклон поверхности земли меньше минимального уклона трубопровода или равен ему, то трубопровод проектируется с минимальным уклоном. Если уклон поверхности земли больше минимального уклона трубопровода, то трубопровод проектируется с уклоном,

равным уклону поверхности земли. В любом случае в начале расчета не известен диаметр трубопровода, а следовательно, и минимальный его уклон, поэтому задачи по расчету производятся методом последовательного приближения. Вначале задаются диаметром трубопровода и определяют, обеспечит ли он пропуск расхода с регламентируемым наполнением. Если нет, то расчет повторяется при другом принятом диаметре. Отступления от этих правил возможны, если по тем или иным причинам трубопровод имеет заглубление значительно больше минимального. В этом случае трубопровод проектируется с минимальным уклоном. Обычно это имеет место на участках после смены уклона поверхности земли с меньшего на больший.

2.3. Расчет самотечных трубопроводов со значениями коэффициента шероховатости $n \neq 0,014$

Таблицы прил. 1—5 составлены при значении коэффициента шероховатости $n = 0,014$, но часто необходимо решить задачи по гидравлическому расчету трубопроводов и каналов с иными значениями коэффициента шероховатости. Так, например, для асбестоцементных труб коэффициент шероховатости должен быть принят равным 0,012, а в практике проектирования систем водоотведения применяются земляные каналы, для которых значение коэффициента шероховатости существенно отличается от $n = 0,014$ (табл. 1). Для бетонных и железобетонных лотков и каналов коэффициент шероховатости также различен и зависит от способа изготовления (сборные или монолитные, оштукатуренные или нет, выполняется железнение или нет) и качества работ. Составленные таблицы могут быть применены также и для расчета трубопроводов и каналов с коэффициентами шероховатости $n \neq 0,014$.

В двух руслах одинакового размера и формы, но имеющих различный коэффициент шероховатости, при одинаковом наполнении воды в них соотношение модулей расхода равно:

$$K_{n1}/K_{n2} = (\omega C_1 \sqrt{R}) / (\omega C_2 \sqrt{R}) = C_1/C_2. \quad (40)$$

С учетом формулы (5) и приближенной зависимости $y \approx 1,5\sqrt{n}$ соотношение (40) преобразуется к виду

$$K_{n1}/K_{n2} = (n_2/n_1) R^{1,5\sqrt{n_1}-1,5\sqrt{n_2}}. \quad (41)$$

При $n_1 = 0,014$

$$K_{0,014}/K_{n_2} = 71,4 n_2 R^{0,18-1,5\sqrt{n_2}}, \quad (42)$$

где $K_{0,014}$ — модуль расхода при коэффициенте $n = 0,014$, значения которого для русел различной формы приведены в прил. 1—5; K_{n_2} — модуль расхода при любом произвольном значении коэффициента шероховатости n_2 .

Для упрощения последующего изложения обозначим

$$71,4 n_2 R^{0,18-1,5\sqrt{n_2}} = t \quad (43)$$

и

$$K_{0,014}/K_{n_2} = t. \quad (44)$$

Результаты вычислений значений t по формуле (43) при разных значениях n_2 и R приведены в табл. 9. Из нее следует, что отношение модулей расхода существенно зависит от коэффициента шероховатости n_2 и весьма слабо изменяется в зависимости от гидравлического радиуса. Последнее обстоятельство весьма важно для возможности использования величины t для гидравлического расчета труб и каналов при значениях коэффициента шероховатости, отличных от $n = 0,014$.

Совершенно очевидно, что отношения модулей скорости равны отношениям модулей расхода (при одинаковых формах и размерах русел и наполнений в них воды), т. е.

$$W_{0,014}/W_{n_2} = t. \quad (45)$$

ТАБЛИЦА 9
Отношения модулей расходов и скорости при разных коэффициентах шероховатости n

Гидравлический радиус, м	Отношение модулей расхода t при коэффициентах n					
	0,012	0,016	0,018	0,02	0,025	0,03
0,1	0,83	1,17	1,35	1,54	2,04	2,58
0,2	0,84	1,16	1,33	1,50	1,96	2,44
0,4	0,84	1,15	1,31	1,47	1,88	2,30
0,8	0,85	1,14	1,29	1,44	1,81	2,18
1,0	0,86	1,14	1,28	1,43	1,78	2,14

В двух руслах одинакового размера и формы, но имеющих различный коэффициент шероховатости при одинаковых наполнениях и расходах воды в них, отношение уклонов равно:

$$i_{n_1}/i_{n_2} = (K_{n_2}/K_{n_1})^2. \quad (46)$$

При $n_1 = 0,014$

$$i_{0,014}/i_{n_2} = (K_{n_2}/K_{0,014})^2 = 1/t^2, \quad (47)$$

где $i_{0,014}$ — уклон дна русла с коэффициентом шероховатости $n = 0,014$; i_{n_2} — уклон дна русла с коэффициентом шероховатости n_2 .

Уравнения (42) и (45) позволяют решать различные задачи по гидравлическому расчету трубопроводов и каналов, имеющих коэффициенты шероховатости, отличные от $n = 0,014$, по тем же таблицам.

Рассмотрим несколько примеров.

Пример 1. Определить уклон i и скорость v в асбестоцементном трубопроводе $d = 300$ мм при наполнении $h/d = 0,5$, если расход воды в нем равен: $q = 32$ л/с.

Решение. В начале определим уклон $i_{0,014}$ в трубопроводе с коэффициентом шероховатости $n = 0,014$.

Для трубы $d = 300$ мм при $h/d = 0,5$ $K_{0,014} = 454$ л/с $W_{0,014} = 12,9$ л/с (см. прил. 1).

По формуле (31).

$$\sqrt{i_{0,014}} = q/K_{0,014} = 32/454 = 0,0705.$$

Уклон $i_{0,014} = 0,005$.

Уклон асбестоцементного трубопровода определим из соотношения (47). Отношение модулей расходов при $R = 0,25 d = 0,25 \cdot 0,3 = 0,075$ м $t = 0,83$ (см. табл. 9)

$$i_{0,012} = i_{0,014} t^2 = 0,005 \cdot 0,83^2 = 0,0034.$$

Модуль скорости асбестоцементного трубопровода определим по формуле (45)

$$W_{0,012} = W_{0,014}/t = 12,9/0,83 = 15,5 \text{ м/с},$$

а скорость

$$v = W_{0,012} \sqrt{i_{0,012}} = 15,5 \sqrt{0,0034} = 0,9 \text{ м/с}.$$

Она может быть определена и так:

$$v = q/\omega = 8 q/\pi d^2 = \frac{8 \cdot 0,032}{3,14 \cdot 0,3^2} = 0,9 \text{ м/с}.$$

Пример 2. Определить размеры трапецидального канала с $n = 0,02$ для пропуска расхода $q = 750$ л/с.

Решение. Принимаем уклон дна канала $i = 0,003$ (обычно уклон назначается в зависимости от рельефа местности, а после завершения расчета он проверяется с учетом размывающей и незаилающей скоростей).

Модуль расхода равен:

$$K_{0,02} = q/\sqrt{i} = 750/\sqrt{0,003} = 13\,686 \text{ л/с}.$$

В соответствии со значением $n = 0,02$ по табл. 9 определяем $t = 1,5$.

По уравнению (44)

$$K_{0,014} = K_{0,02} t = 13\,686 \cdot 1,5 = 20\,529 \text{ л/с}.$$

По прил. 4 подбираем размеры канала с заложением откосов $m = 1,5$: $b = 0,6$ м, $h/b = 0,82$; $W_{0,014} = 31$ м/с.

Модуль скорости в канале с $n = 0,02$ определим по формуле (45)

$$W_{0,02} = W_{0,014}/t = 31/1,5 = 20,7 \text{ м/с}.$$

Скорость в канале будет равна:

$$v = W_{0,02} \sqrt{i} = 20,7 \sqrt{0,003} = 1,1 \text{ м/с}.$$

На этом можно и завершить расчет. Но произведем проверку расчета.

Глубина потока воды в канале

$$h = b \cdot 0,82 = 0,6 \cdot 0,82 = 0,49 \text{ м}.$$

Живое сечение канала

$$\omega = h(b + mh) = 0,49 (0,6 + 1,5 \cdot 0,49) = 0,65 \text{ м}^2.$$

Смоченный периметр

$$\chi = b + 2\sqrt{1 + m^2}h = 0,6 + 2\sqrt{1 + 1,5^2} \cdot 0,49 = 2,37 \text{ м}.$$

Гидравлический радиус

$$R = \omega/\chi = 0,65/2,37 = 0,27 \text{ м}.$$

По табл. 9 проверяем правильность принятого значения t . Оно близко к истинному значению.

Скорость движения воды равна:

$$v = q/\omega = 0,75/0,65 = 1,1 \text{ м/с}.$$

Она практически равна ранее вычисленной.

2.4. Гидравлический расчет напорных трубопроводов

Основные расчетные зависимости

Если выразить скорость через расход воды и сечение трубопровода, то уравнение (20) представится в следующем виде:

$$h = (8 \lambda / g \pi^2 d^5) l q^2. \quad (48)$$

Обозначим

$$8 \lambda / (g \pi^2 d^5) = A \quad (49)$$

и

$$A l = S \quad (50)$$

Тогда

$$h = Alq^2 = Sq^2. \quad (51)$$

Величину S называют сопротивлением трубопровода, а величину A — удельным сопротивлением, так как $A = S/l$.

Напорные трубопроводы систем водоотведения выполняются преимущественно из железобетонных труб. Для них характерна работа в квадратичной области сопротивления. С достаточной точностью можно считать, что напорные трубопроводы и из других материалов (асбестоцементные, чугунные, стальные) также работают в квадратичной области сопротивления. В этой области коэффициент гидравлического трения λ зависит только от диаметра труб и коэффициента шероховатости (материала и качества изготовления труб). Следовательно, и удельное сопротивление трубопроводов A также зависит от диаметра и материала труб.

Формула (20) с учетом зависимости (15) и $d = 4R$ преобразуется к формуле Шези (2), которая для напорных труб, работающих всегда с полным заполнением сечения, может быть записана так:

$$v = W_n \sqrt{i}, \quad (52)$$

а формула для расхода

$$q = K_n \sqrt{i}. \quad (53)$$

Модули скорости и расхода для рассматриваемого случая равны:

$$W_n = C \sqrt{R} = C \sqrt{d/4};$$

$$K_n = \omega C \sqrt{R} = (\pi d^2/4) C \sqrt{d/4}.$$

Из формулы (53) с учетом зависимости $h = il$ следует

$$h = (1/K_n^2) \cdot l q^2. \quad (54)$$

Сравнение формул (51) и (54) приводит к выводу

$$A = 1/K_n^2. \quad (55)$$

Значения коэффициента шероховатости n для напорных и самотечных труб, выполненных из одинакового материала, практически равны. Поэтому величины удельного сопротивления железобетонных трубопроводов A могут быть вычислены по формуле (55) и значениям K_n , приведенным в табл. 8. Результаты вычислений приведены в табл. 10.

ТАБЛИЦА 10

Значения удельного сопротивления A для q , м³/с ($n=0,014$)

d , мм	A	d , мм	A
50	17 267	700	0,0132
75	1975	800	0,0065
100	427	900	0,00346
125	128	1000	0,00199
150	48,9	1200	0,000748
200	10,54	1400	0,000329
250	3,21	1600	0,000165
300	1,21	2000	0,0000494
350	0,53	2400	0,0000188
400	0,262	3000	0,00000574
450	0,139	3400	0,00000296
500	0,0795	4000	0,00000124
600	0,0310	—	—

Используя значения величин A , приведенных в табл. 10, по уравнению (51) производится расчет напорных трубопроводов.

Формула (22) для расчета коротких трубопроводов также приводится к виду формулы (51)

$$h = S q^2 + \sum \zeta (v^2/2g) \quad (56)$$

и

$$h = S q^2 + S_m q^2. \quad (57)$$

Ее можно представить и так:

$$h = (S + S_m) q^2; \quad (58)$$

$$h = S_c q^2, \quad (59)$$

где S_m — сопротивление, обусловленное местными потерями;
 S_c — сопротивление системы.

В тех случаях, когда необходимо строить характеристики трубопроводов — графики зависимости потерь напора от расхода, — то целесообразно для любого возможного расхода по уравнению (56) определить потерю напора и затем по ее величине — сопротивление системы по формуле

$$S_c = h/q^2.$$

Величина S_c не зависит от расхода (в квадратичной области сопротивления). Полученное значение S_c может использоваться для определения потерь напора по формуле (59) при различных расходах воды, протекающей по системе трубопровод с местными сопротивлениями.

При расчете трубопроводов со значениями коэффициента ше-

роховатости, не равными 0,014, в значениях удельных сопротивлений должна вноситься поправка.

Из зависимостей (55) и (44) следует

$$A_n = A_{0,014} t^2, \quad (60)$$

где $A_{0,014}$ — значения удельного сопротивления трубопровода с коэффициентом шероховатости $n = 0,014$, которые приведены в табл. 10; A_n — то же, с любым произвольным значением n ; t — отношение (44), значения которого приведены в табл. 9.

Для упрощения расчетов вычислены величины t^2 в зависимости от коэффициента шероховатости и диаметра трубопровода (табл. 11).

ТАБЛИЦА 11

d, мм	Величины t^2	
	Величины t^2 при коэффициенте n	
	0,012	0,016
400	0,69	1,37
800	0,71	1,35
1600	0,71	1,32
4000	0,74	1,30

Приблизительно для любого диаметра трубы величина t^2 может быть определена по формуле

$$t^2 = 5,1n^2 \cdot 10^3. \quad (61)$$

Коэффициенты местных сопротивлений

Коэффициенты местных сопротивлений ζ зависят от формы и геометрических размеров местных сопротивлений и числа Рейнольдса потока. Влияние числа Рейнольдса проявляется лишь в некоторых случаях, характеризующихся постепенным изменением величины и направления скорости или малыми размерами проходного отверстия.

Ниже излагаются рекомендации по определению коэффициентов местных сопротивлений, отнесенных к скорости за местным сопротивлением.

Для внезапного расширения трубопровода (рис. 14, а) по формуле Борда

$$\zeta_{\text{вн.р.}} = (\omega_2/\omega_1 - 1)^2. \quad (62)$$

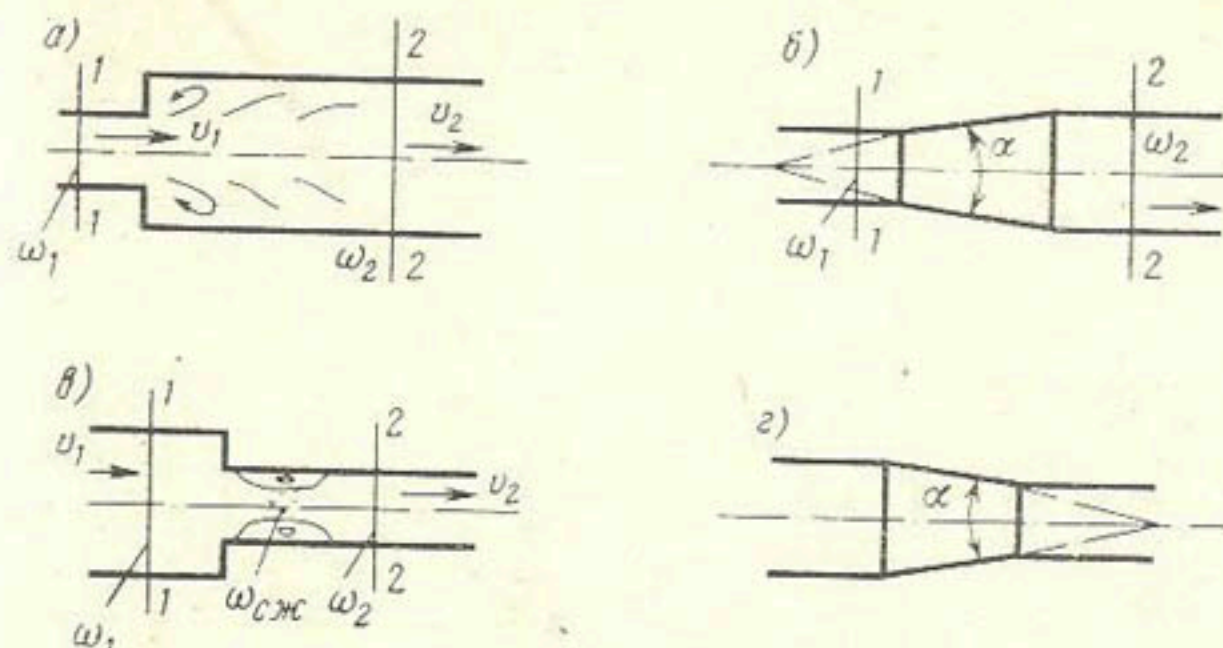


Рис. 14. Местные сопротивления в зависимости от изменения сечения трубопровода

а — внезапное расширение трубопровода; б — постепенное расширение трубопровода; в — внезапное сужение трубопровода; г — постепенное сужение трубопровода

Значения коэффициента $\zeta_{\text{вн.р.}}$ при внезапном расширении трубопровода по формуле (62):

ω_2/ω_1	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$\zeta_{\text{вн.р.}}$	31	64	49	36	25	16	9	4	1	0

Коэффициент местного сопротивления, отнесенный к скорости перед местным сопротивлением:

$$\zeta_{\text{вн.р.}} = (1 - \omega_1/\omega_2)^2. \quad (63)$$

Для постепенного расширения трубопровода (рис. 14, б).

$$\zeta_{\text{п.р.}} = K_{\text{п.р.}} \zeta_{\text{вн.тр.}}, \quad (64)$$

где $K_{\text{п.р.}}$ — коэффициент смягчения, зависящий от угла конусности α .

Значение коэффициента смягчения $K_{\text{п.р.}}$

α , град.	8	10	12	15	20	25
$K_{\text{п.р.}}$	0,14	0,16	0,22	0,30	0,42	0,62

Для внезапного сужения трубопровода (рис. 14, в)

$$\zeta_{\text{вн.с.}} = (1/\varepsilon - 1)^2. \quad (65)$$

где $\varepsilon = \omega_{\text{сж}}/\omega_0$ — коэффициент сжатия струи, величина которого может определяться по приближенной формуле А. Д. Альтшуля:

$$\varepsilon = 0,57 + 0,043/(1,1 - n), \quad (66)$$

где $n = \omega_2/\omega_1$ — степень сжатия потока.

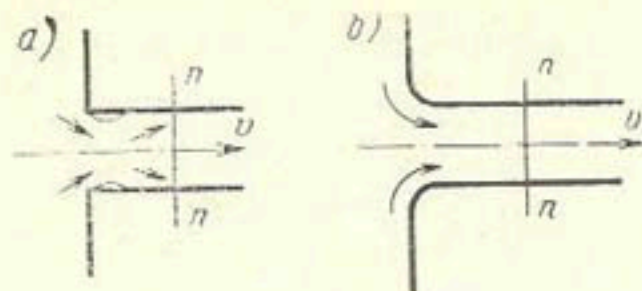


Рис. 15. Схемы входа в трубу
а — с острыми кромками; б —
с закругленными кромками

Рис. 16. Схема
установки диаф-
рагмы
а — при изме-
нении диаметра
трубопровода; б —
на трубопроводе
постоянного ди-
аметра

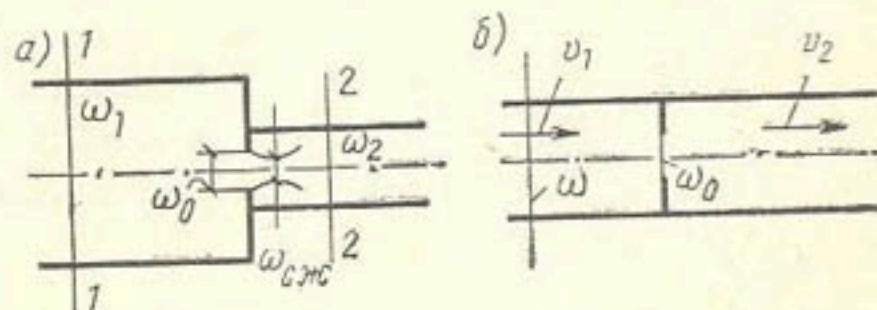
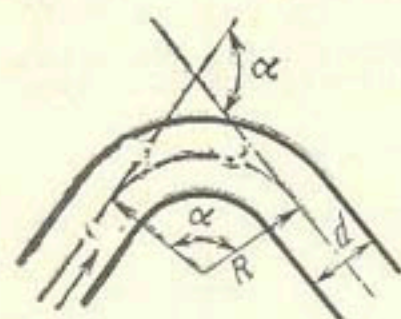


Рис. 17. Схема плавного поворота трубы



Значение коэффициента $\zeta_{\text{вн.с}}$ по формуле (65):

$\zeta_{\text{вн.с}} \dots$	0,41	0,4	0,38	0,36	0,34	0,30	0,27	0,20	0,16	0,10
$n = \omega_2/\omega_1 \dots$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9

Для постепенного сужения трубопровода (рис. 14, з)

$$\zeta_{\text{п.с.}} = K_{\text{п.с.}} \zeta_{\text{вн.с.}} \quad (67)$$

где $K_{\text{п.с.}}$ — коэффициент смягчения, зависящий от угла конусности α

Значение коэффициента $K_{\text{п.с.}}$

α , град.	10	20	40	60	80	100	140
$K_{\text{п.с.}}$	0,4	0,25	0,2	0,2	0,3	0,4	0,6

Для случая «вход в трубу из резервуара» коэффициент местного сопротивления зависит от формы и размера кромок начала трубопровода. При острых кромках $\zeta_{\text{вх}} = 0,5$ (рис. 15, а), при закругленных кромках и плавном входе приближения $\zeta_{\text{вх}} = 0,2$ (рис. 15, б).

Для диафрагмы на цилиндрическом трубопроводе в месте изменения диаметра (рис. 16, а).

$$\zeta_d = (1/n \pm 1/m)^2, \quad (68)$$

где

$$m = \omega_2/\omega_1; \quad n = \omega_0/\omega_1.$$

Для диафрагмы в трубе постоянного диаметра (рис. 16, б)

$$\zeta_d = (1/n \pm 1)^2. \quad (69)$$

Значения ζ_d

$n = \omega_2/\omega_1 \dots$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_d \dots$	234	49,5	18,8	8,8	4,4	2,34	1,24	0,55	0,185	0

Для плавного поворота трубы (колени, отвод) (рис. 17)

$$\zeta_{\text{пов}} = \zeta_{90^\circ} a, \quad (70)$$

где ζ_{90° — коэффициент местного сопротивления при повороте на 90° , который зависит от отношения R/d и коэффициента гидравлического трения λ ; a — коэффициент, зависящий от угла поворота α .

Коэффициент ζ_{90° может определяться по формуле А. Д. Альтшуля

$$\zeta_{90^\circ} = [0,2 + 0,001(100\lambda)^8] \sqrt{d/R} \quad (71)$$

или по табл. 12.

ТАБЛИЦА 12					
Значения коэффициента ζ_{90°					
Вид труб	R/d				
	1	2	4	6	10
Гладкие	0,22	0,14	0,11	0,08	0,11
Шероховатые	0,52	0,28	0,23	0,18	0,20

Коэффициент a при $d < 90^\circ$, по А. Я. Миловичу:

$$a = \sin \alpha. \quad (72)$$

Для ответвлений значения коэффициента местного сопротивления от условий отвода приведены на рис. 18.

Для задвижки (рис. 19) коэффициент местного сопротивления зависит от степени ее открытия $(d - h)/d = S/d$.

Значения коэффициента $\zeta_{\text{зав}}$:

$(d-h)/d \dots$	0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\zeta_{\text{зав}} \dots$	0,0	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,9	97,8

Для задвижки Лудло при полном открытии $\zeta_{\text{зав}} = 0,11 - 0,12$.

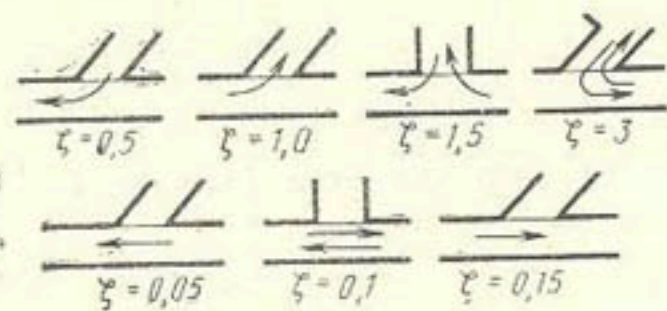


Рис. 18. Схемы ответвлений трубопровода и значения коэффициента местного сопротивления

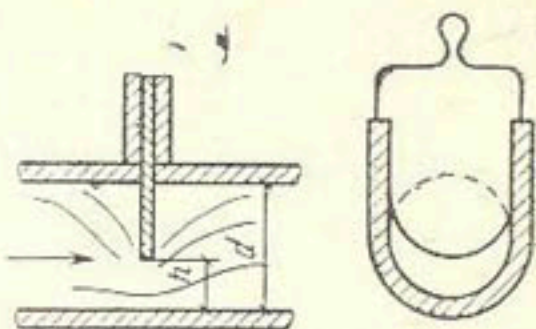


Рис. 19. Схема задвижки

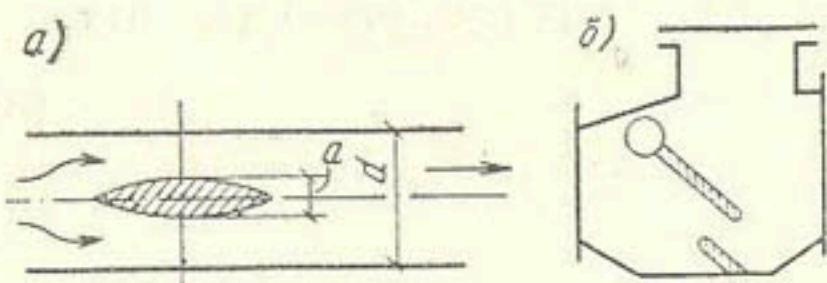


Рис. 20. Схемы дискового клапана а и обратного клапана б

Для вентилей: с прямым шпинделем $\zeta_{вт} = 3-5,5$; с наклонным шпинделем $\zeta_{вт} = 1,4-1,85$.

Для дискового клапана (при полном открытии) на трубе большого диаметра (рис. 20, а) значение коэффициента $\zeta_{д.к.}$ можно приближенно определять по формуле

$$\zeta_{д.к.} = a/d. \quad (73)$$

Для шарнирного (обратного) клапана (рис. 20, б) $\zeta_{ок} = 1,7$ (при полном открытии).

Значения коэффициентов ζ для других местных сопротивлений могут быть найдены в работах [3, 9, 10].

Приведенные значения коэффициентов местных сопротивлений справедливы лишь при расположении местных сопротивлений на расстоянии, большем длины влияния местных сопротивлений, которое может быть определено по формуле

$$l_{вл.} = 0,5 d \zeta / \lambda.$$

Приближенно $l_{вл.} \geq (30-40)d$

Простое суммирование коэффициентов ζ последовательно расположенных сопротивлений дает лишь приближенный результат, который может быть и больше и меньше фактического.

Пример 1. Рассчитать дюкер через реку для пропуска максимального расхода $q = 130$ л/с. Отметка уровня воды в подводящем трубопроводе $z_1 = 81,500$. Допускается подтопление «мокрой» части верхней камеры дюкера на 0,7 м выше отметки уровня воды z_1 .

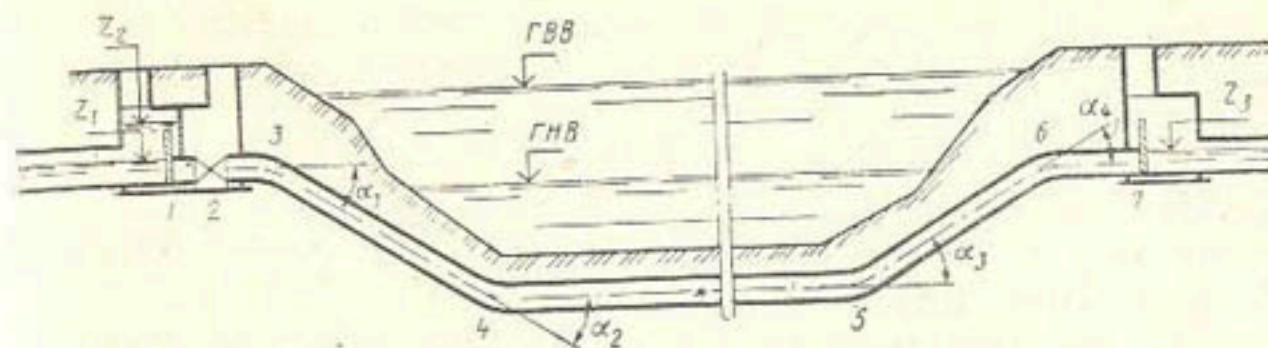


Рис. 21. Схема дюкера через реку

Решение. Предусматриваем две нитки трубопроводов, в каждой из которых расход будет равен:

$$q_1 = q/2 = 130/2 = 65 \text{ л/с.}$$

В соответствии с рекомендациями СНиП [8] принимаем скорость движения воды в трубах $v = 1$ м/с.

Диаметр труб должен быть равен:

$$d = \sqrt{(4q_1)/(\pi v)} = \sqrt{(4 \cdot 0,065)/(3,14 \cdot 1,0)} = 0,288 \text{ м.}$$

Принимаем диаметр труб 300 мм. Скорость в них будет равна:

$$v = (4q)/(\pi d^2) = (4 \cdot 0,065)/(3,14 \cdot 0,3^2) = 0,99 \text{ м/с.}$$

С учетом поперечного сечения русла реки и требований СНиП [8] о прокладке труб проектируется продольный профиль дюкера и устанавливаются некоторые его геометрические размеры (рис. 21). Длина труб $l_{\partial} = 75$ м; углы поворота труб $\alpha_1 = \alpha_2 = 30^\circ$, $\alpha_3 = \alpha_4 = 20^\circ$.

Потери напора определим по формуле (56)

$$h = S q^2 + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}.$$

Для устройства дюкера принимаются стальные трубы с $n = 0,012$. Удельное сопротивление трубопровода определим по формуле (60).

Удельное сопротивление трубопровода с коэффициентом шероховатости $n = 0,014$ определяем по табл. 10. Для трубы $d = 300$ мм оно равно: $A_{0,014} = 1,21$. Величина $t^2 = 0,69$ (см. табл. 11).

С учетом полученных данных удельное сопротивление стального трубопровода

$$A_{0,012} = A_{0,014} t^2 = 1,21 \cdot 0,69 = 0,83.$$

Сопротивление трубопровода по формуле (50) равно:

$$S = A_{0,012} l_{\partial} = 0,83 \cdot 75 = 62,25.$$

Определим теперь величины коэффициентов местных сопротивлений. На каждой нитке трубопровода имеется по семь местных сопротивлений. На схеме дюкера они обозначены номерами от 1 до 7 (рис. 21).

Местное сопротивление 1 — переход от открытого лотка к замкнутой трубе, работающей с полным заполнением. Это местное сопротивление можно рассматривать как внезапное сужение с $\omega_2/\omega_1=0,8$. Коэффициент местного сопротивления $\zeta_{\text{вн.с}}=0,16$ (см. п. 2.4).

Местное сопротивление 2 — задвижка. При полном открытии $\zeta_{\text{запв}}=0$ (см. п. 2.4).

Местные сопротивления 3 и 4 — плавные повороты трубы на угол 30° с $R/d=4$. Коэффициент $\zeta_{90^\circ}=0,23$ (табл. 12).

$$2\zeta_{30}=2\zeta_{90}\sin\alpha=2\cdot 0,23\cdot \sin 30^\circ=2\cdot 0,23\cdot 0,5=0,23$$

[формулы (70) и (72)].

Местные сопротивления 5 и 6 — плавные повороты трубы на угол 20° с $R/d=4$.

$$2\zeta_{20}=2\zeta_{90}\sin\alpha=2\cdot 0,23\cdot \sin 20^\circ=2\cdot 0,23\cdot 0,34=0,16.$$

Местное сопротивление 7 — переход от замкнутой трубы к открытому лотку. Это местное сопротивление можно рассматривать как внезапное расширение с $\omega_1/\omega_2=0,7$. Коэффициент местного сопротивления, отнесенный к скорости в трубе дюкера (к сечению перед местным сопротивлением), определим по формуле Борда (63)

$$\zeta_{\text{вн.р}}=(1-\omega_1/\omega_2)^2=(1-0,7)^2=0,09.$$

Сумма всех коэффициентов местных сопротивлений равна:

$$\Sigma\zeta=\zeta_{\text{вн.с}}+\zeta_{\text{запв}}+2\zeta_{30}+2\zeta_{20}+\zeta_{\text{вн.р}}=0,16+0+0,23+0,16+0,09=0,64.$$

Потери напора в дюкере равны:

$$h=Sq^2+\Sigma\zeta\frac{v^2}{2g}=62,25\cdot 0,065^2+0,64\frac{0,99^2}{2\cdot 9,81}=0,34\text{ м.}$$

Отметка уровня воды в нижней камере дюкера будет равна:

$$Z_3=Z_1-h=81,5-0,34=81,16.$$

Далее с учетом наполнения в трубе можно вычислить отметку самотечной трубы, выходящей из нижней камеры дюкера.

Произведем проверку работы дюкера на пропуск всего расхода по одной нитке (аварийный случай).

Скорость движения воды по одной нитке, как и расход, возрастает в два раза и будет равна:

$$v_{\text{ав}}=2v=2\cdot 0,99=1,98\text{ м/с.}$$

При работе одной нитки произойдет подтопление верхней камеры дюкера и изменятся условия входа воды в трубу дюкера. В этом случае коэффициент местного сопротивления 1 следует принять таким же, как в случае «вход в трубу из резервуара», равным: $\zeta_{\text{вх}}=0,5$.

Сумма всех коэффициентов местных сопротивлений будет равна:

$$\Sigma\zeta=0,5+0+0,23+0,16+0,09=0,98.$$

Потери напора при проходе всего расхода воды по одной нитке будут равны:

$$h_{\text{ав}}=Sq^2+\Sigma\zeta\frac{v^2}{2g}=62,25\cdot 0,13^2+0,98\frac{1,98^2}{2\cdot 9,81}=1,25\text{ м.}$$

Подтопление в верхней камере дюкера составит

$$h_{\text{п}}=1,25-(81,5-81,16)=0,91\text{ м}>0,7\text{ м.}$$

Чтобы обеспечить подтопление равным 0,7 м, отметка уровня воды в нижней камере должна равняться:

$$z_3=z_2-h_{\text{ав}}=z_1+0,7-h_{\text{ав}}=81,5+0,7-1,25=80,950.$$

Следовательно, с учетом этой отметки должна быть пересчитана и отметка лотка трубопровода, отходящего от нижней камеры дюкера.

Пример 2. Рассчитать всасывающие линии и напорные трубопроводы насосной станции, оборудованной тремя насосами марки ФГ 450/22,5, один из которых резервный. Построить характеристики всасывающей линии и напорных водоводов. Длина внешних линий напорных водоводов $l_{\text{в}}=850\text{ м}$.

Решение. Расход воды, подаваемой насосом:

$$q=450\text{ м}^3/\text{ч}=0,125\text{ м}^3/\text{с.}$$

Определим диаметры трубопроводов. Принимаем скорость движения воды во всасывающем трубопроводе $v_{\text{вс}}=1\text{ м/с}$. Тогда диаметр трубопровода

$$d_{\text{вс}}=\sqrt{(4q)/(\pi v_{\text{вс}})}=\sqrt{(4\cdot 0,125)/(3,14\cdot 1,0)}=0,399\text{ м.}$$

Принимаем $d_{\text{вс}}=0,4\text{ м}$, в котором $v_{\text{вс}}=1\text{ м/с}$.

Принимаем скорость движения воды в напорном трубопроводе в пределах насосной станции (на участке от насоса до коллектора) $v_{\text{н}}'=2\text{ м/с}$. Тогда диаметр трубопровода

$$d_{\text{н}}=\sqrt{(4q)/(\pi v_{\text{н}}')}=\sqrt{(4\cdot 0,125)/(3,14\cdot 2,0)}=0,282\text{ м.}$$

Принимаем $d_{\text{н}}=0,25\text{ м}$, скорость в нем равна:

$$v_{\text{н}}=(4q)/(\pi d^2)=(4\cdot 0,125)/(3,14\cdot 0,25^2)=2,55\text{ м/с.}$$

Диаметр коллектора целесообразно принять равным: $d_{\text{к}}=0,3\text{ м}$, скорость в нем равна: при работе одного насоса

$$v_{\text{к}}=\frac{4q}{\pi d^2}=\frac{4\cdot 0,125}{3,14\cdot 0,3^2}=1,77\text{ м/с;}$$

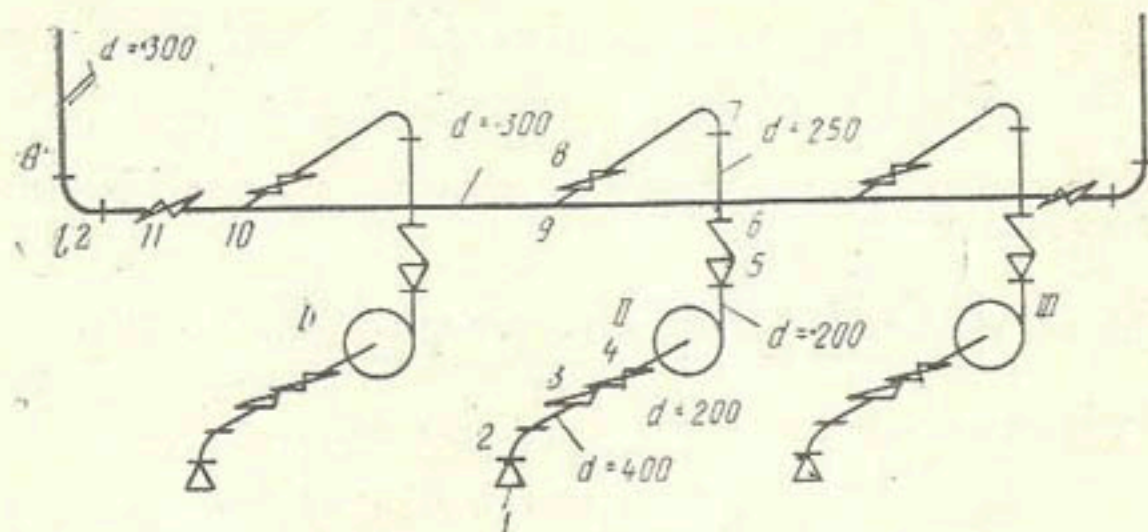


Рис. 22. Схема оборудования и трубопроводов насосной станции при работе двух насосов (приблизленно)

$$v_k = \frac{2 \cdot 4q}{3,14 \cdot 0,3^2} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 0,125}{3,14 \cdot 0,3^2} = 3,54 \text{ м/с.}$$

Скорость движения воды во всасывающем и напорных патрубках, диаметр которых равен: $d_n = 0,2$ м, равна:

$$v_n = \frac{(4q)}{(\pi d^2)} = (4 \cdot 0,125) / (3,14 \cdot 0,2^2) = 3,98 \text{ м/с.}$$

Схема трубопроводов насосной станции представлена на рис. 22. При движении воды по всасывающему трубопроводу пьезометрический напор будет расходоваться на создание скоростного напора во всасывающем патрубке насоса и потери в трубопроводе и фасонных частях. Величина расходуемого напора равна:

$$h_{вс} = \frac{v_n^2}{2g} + (\zeta_1 + \zeta_2) \frac{v_{вс}^2}{2g} + (\zeta_3 + \zeta_4) \frac{v_n^2}{2g} + A_{вс} l_{вс} q^2.$$

Определим значения коэффициентов, входящих в это уравнение.

Местное сопротивление 1 — входной патрубок. Это местное сопротивление можно рассматривать, как «вход в трубу из резервуара» при плавном входе, для которого $\zeta_1 = 0,2$.

Местное сопротивление 2 — колено с $R/d=2$. Для него $\zeta_2 = 0,28$ (табл. 12).

Местное сопротивление 3 — постепенное сужение трубопровода с $d_{вс} = 0,4$ м до $d_n = 0,2$ м с углом конусности $\alpha = 30^\circ$. Степень сужения

$$n = \omega_2 / \omega_1 = d_2^2 / d_1^2 = 0,2^2 / 0,4^2 = 0,25.$$

Из вывода на п. 2.4. $\zeta_{вн.с} = 0,62$.

Коэффициент смягчения $K_{пс} = 0,22$ (см. п. 2.4.)

Коэффициент местного сопротивления определим по формуле

$$(67) \quad \zeta_3 = K_{пс} \zeta_{вн.с} = 0,22 \cdot 0,62 = 0,14.$$

Местное сопротивление 4 — задвижка. При полном открытии задвижки Лудло $\zeta_4 = 0,22$.

В пределах насосной станции применяются стальные трубы с $n = 0,012$. Длина их $l_{вс} = 2$ м. Удельное сопротивление трубопровода $d_{вс} = 400$ мм с $n = 0,014$ равно: $A_{0,014} = 0,262$.

Для стального трубопровода удельное сопротивление определим по формуле (60)

$$A_{вс} = A_{0,014} t^2 = 0,262 \cdot 0,69 = 0,18,$$

где $t^2 = 0,69$ определено по табл. 11.

Потеря напора во всасывающем трубопроводе

$$h_{вс} = \frac{v_n^2}{2g} + (\zeta_1 + \zeta_2) \frac{v_{вс}^2}{2g} + (\zeta_3 + \zeta_4) \frac{v_n^2}{2g} + A l q^2 =$$

$$= \frac{3,98^2}{2 \cdot 9,81} + (0,2 + 0,28) \frac{1,0^2}{2 \cdot 9,81} + (0,14 + 0,22) \frac{3,98^2}{2 \cdot 9,81} + 0,18 \cdot 2 \cdot 0,125^2 = 1,05 \text{ м.}$$

В соответствии с уравнением (51) сопротивление всасывающего трубопровода равно:

$$S_{вс} = h_{вс} / q^2 = 1,05 / 0,125^2 = 67,2.$$

Потеря напора в напорном трубопроводе в пределах насосной станции (от насосного агрегата II до точки А) равна:

$$h_{нап} = (\zeta_5 + \zeta_6 + \zeta_7 + \zeta_8) \frac{v_n^2}{2g} + (\zeta_9 + \zeta_{10} + \zeta_{11} + \zeta_{12}) \frac{v_k^2}{2g} + A_n l_n q^2 + A_k l_k q^2.$$

Приблизненно принимаем, что в начале и в конце трубопровода скоростные напоры одинаковы.

Определим значения коэффициентов, входящих в уравнение.

Местные сопротивления 5 — постепенное расширение трубопровода с $d_n = 0,2$ м до $d_n = 0,25$ м с углом конусности $\alpha = 20^\circ$. Отношение

$$\omega_2 / \omega_1 = d_2^2 / d_1^2 = 0,25^2 / 0,2^2 = 1,56.$$

По выводу в п. 2.4. устанавливаем $\zeta_{вн.пр} = 0,5$. Коэффициент смягчения $K_{пр} = 0,42$.

Коэффициент местного сопротивления определим по формуле (64)

$$\zeta_5 = K_{пр} \cdot \zeta_{вн.пр} = 0,42 \cdot 0,5 = 0,21.$$

Местное сопротивление ζ_6 — обратный клапан, для которого $\zeta_6 = 1,7$

Местное сопротивление ζ_7 — колено с $R/d=2$. Для него $\zeta_7 = 0,28$ (табл. 12).

Местное сопротивление ζ_8 — задвижка, для которой $\zeta_8 = 0,12$.

Местное сопротивление ζ_9 — ответвление, для которого $\zeta_9 = 1,5$ (см. рис. 18).

Местное сопротивление ζ_{10} — ответвление, для которого $\zeta_{10} = 1,0$ (см. рис. 18).

Местное сопротивление ζ_{11} — задвижка, для которой $\zeta_{11} = 0,12$.

Местное сопротивление ζ_{12} — колено с $R/d=2$. Для него $\zeta_{12} = 0,28$ (табл. 12).

Удельное сопротивление стального трубопровода $d_n = 0,25$ м длиной $l_n = 2,5$ м равно:

$$A_n = A_{0,011} l^2 = 3,21 \cdot 0,69 = 2,21.$$

Удельное сопротивление стального трубопровода $d_k = 0,3$ м длиной $l_k = 5$ м равно:

$$A_k = A_{0,011} l^2 = 1,21 \cdot 0,69 = 0,83.$$

Потеря напора в напорном трубопроводе в пределах насосной станции равна:

$$h_n = (\zeta_5 + \zeta_6 + \zeta_7 + \zeta_8) (v_n^2/2g) + (\zeta_9 + \zeta_{10} + \zeta_{11} + \zeta_{12}) (v_k^2/2g) + A_n l_n q^2 + A_k l_k q^2 =$$

$$= (0,21 + 1,7 + 0,28 + 0,12) (2,55^2/2 \cdot 9,81) + (1,5 + 1,0 + 0,12 + 0,28) (1,77^2/2 \cdot 9,81) + 2,21 \cdot 2,5 \cdot 0,125^2 + 0,83 \cdot 5,0 \cdot 0,125^2 = 1,37 \text{ м.}$$

В соответствии с уравнением (51) сопротивление напорного трубопровода в пределах насосной станции равно:

$$S_n = h_n/q^2 = 1,37/0,125^2 = 87,7.$$

Напорные трубопроводы (внешние) предусмотрим из двух ниток асбестоцементных трубопроводов диаметром $d_b = 0,3$ м. При расходе воды по одной нитке $q = 0,125$ м³/с скорость в ней будет равна 1,77 м/с (см. выше).

Удельное сопротивление водовода с $n_k = 0,012$ будет равно:

$$A_b = A_{0,011} l^2 = 1,21 \cdot 0,69 = 0,83$$

(табл. 10, 11), а сопротивление

$$S_b = A_b l_b = 0,83 \cdot 850 = 705,5.$$

По уравнению (59) вычислим потери напора в трубопроводах (табл. 13, 14).

Рис. 23. Характеристики трубопроводов
1 — всасывающего; 2 — всасывающего и напорного внутри насосной станции; 3 — напорного одной нитки (внешнего); 4 — напорного двух ниток (внешнего)

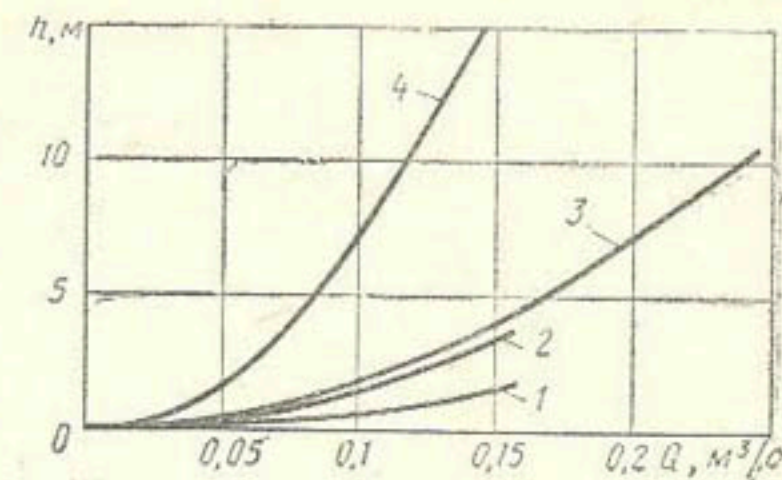


ТАБЛИЦА 13
Потери напора во всасывающем и напорном трубопроводе внутри станции

$q, \text{ м}^3/\text{с}$	q^2	Всасывающий трубопровод		Напорный трубопровод		Суммарные потери напора, м
		$S_{вс}$	$h_{вс}, \text{ м}$	S_n	$h_n, \text{ м}$	
0,04	0,0016	67,2	0,11	87,7	0,14	0,25
0,06	0,0036	67,2	0,24	87,7	0,32	0,56
0,08	0,0064	67,2	0,43	87,7	0,56	0,99
0,10	0,01	67,2	0,67	87,7	0,88	1,55
0,12	0,0144	67,2	0,97	87,7	1,26	2,23
0,14	0,0196	67,2	1,32	87,7	1,72	3,04

ТАБЛИЦА 14
Потери напора в напорном трубопроводе (внешнем) и во всех трубопроводах

$q, \text{ м}^3/\text{с}$	q^2	Напорные трубопроводы		Потери напора в коммуникациях насосной станции	Суммарные потери во всех трубопроводах, м
		S_b	$h_b, \text{ м}$		
0,04	0,0016	705,5	1,13	0,25	1,38
0,06	0,0036	705,5	2,54	0,56	3,1
0,08	0,0064	705,5	4,52	0,99	5,51
0,1	0,01	705,5	7,05	1,55	8,60
0,12	0,0144	705,5	10,16	2,23	12,39
0,14	0,0196	705,5	13,83	3,04	16,87

По результатам вычислений построены характеристики трубопроводов, которые представлены на рис. 23. Кривые 1, 2 и 4 построены по результатам вычислений, представленным в табл. 13 и 14. Кривая 3 — характеристика работы двух трубопроводов построенная по кривой 4 путем увеличения расхода вдвое при постоянных значениях напора (общепринятая методика построения характеристик двух трубопроводов, работающих параллельно).

ПРИЛОЖЕНИЕ

ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЕЙ РАСХОДА Л/С, И СКОРОСТИ, М/С,
ДЛЯ ТРУБ ($\lambda=0,014$)

h/d	Диаметры, мм					
	50		75		100	
	K	W	K	W	K	W
1	7,61	3,9	22,5	5,1	48,4	6,2
0,95	8,18	4,3	24,2	5,6	52,0	6,8
0,9	8,11	4,4	24,0	5,7	51,7	6,9
0,85	7,84	4,4	23,2	5,8	50,0	7,0
0,8	7,44	4,4	22,2	5,8	47,3	7,0
0,75	6,94	4,4	20,5	5,8	44,1	7,0
0,7	6,37	4,3	18,8	5,7	40,5	6,9
0,65	5,76	4,3	17,0	5,6	36,6	6,8
0,6	5,11	4,2	15,1	5,5	32,5	6,6
0,55	4,46	4,0	13,2	5,3	28,4	6,4
0,5	3,81	3,9	11,3	5,1	24,2	6,2
0,45	3,17	3,7	9,38	4,9	20,2	5,9
0,4	2,56	3,5	7,59	4,6	16,3	5,6
0,35	2,0	3,3	5,91	4,3	12,7	5,2
0,3	1,49	3,0	4,41	4,0	9,48	4,8
0,25	1,04	2,7	3,08	3,6	6,63	4,3
0,2	0,67	2,4	1,97	3,1	4,24	3,8
0,15	0,37	2,0	1,09	2,6	2,35	3,2
0,1	0,16	1,6	0,47	2,0	1,01	2,5
0,05	0,04	1,0	0,11	1,3	0,23	1,6

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	125		150		200	
	K	W	K	W	K	W
1	88,3	7,2	143	8,1	308	9,8
0,95	94,9	7,9	154	8,9	331	10,7
0,9	94,1	8,1	153	9,1	328	11,0

Продолжение прил.

h/d	Диаметр, мм					
	125		150		200	
	K	W	K	W	K	W
0,85	91,0	8,2	148	9,2	317	11,2
0,8	86,3	8,2	140	9,2	301	11,2
0,75	80,5	8,1	131	9,2	281	11,1
0,7	73,9	8,0		.1	258	11,0
0,65	66,8	7,9	108	8,9	233	10,8
0,6	59,3	7,7	96,3	8,7	207	10,5
0,55	51,7	7,5	84,0	8,4	180	10,2
0,5	44,2	7,2	71,7	8,1	154	9,8
0,45	36,8	6,9	59,7	7,7	128	9,4
0,4	29,8	6,5	48,3	7,3	104	8,8
0,35	23,2	6,0	37,6	6,8	80,8	8,2
0,3	17,3	5,6	28,1	6,3	60,3	7,6
0,25	12,1	5,0	19,6	5,7	42,1	6,9
0,2	7,7	4,4	12,6	5,0	27,1	6,0
0,15	4,3	3,7	6,7	4,2	15,0	5,1
0,1	1,8	2,9	3,0	3,3	6,4	3,9
0,05	0,4	1,9	0,7	2,1	1,5	2,5

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	250		300		350	
	K	W	K	W	K	W
1	558	11,4	908	12,9	1369	14,2
0,95	600	12,5	976	14,1	1471	15,6
0,9	595	12,8	968	14,5	1459	16,0
0,85	575	13,0	936	14,6	1411	16,2
0,8	545	13,0	888	14,7	1338	16,2
0,75	509	12,9	828	14,6	1249	16,1
0,7	467	12,7	760	14,4	1146	15,9
0,65	422	12,5	687	14,1	1035	15,6

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	250		300		350	
	K	W	K	W	K	W
0,6	375	12,2	610	13,8	920	15,3
0,55	327	11,8	532	13,4	802	14,8
0,5	279	11,4	454	12,9	685	14,2
0,45	232	10,9	378	12,3	570	13,6
0,4	188	10,3	306	11,6	461	12,8
0,35	146	9,6	238	10,8	359	12,0
0,3	109	8,8	178	10,0	268	11,0
0,25	76,4	8,0	124	9,0	187	10,0
0,2	48,9	7,0	79,6	7,9	120	8,7
0,15	27,1	5,9	44,1	6,6	66,5	7,4
0,1	11,7	4,6	19,0	5,2	28,6	5,7
0,05	0,27	2,9	4,4	3,3	6,6	3,7

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	400		450		500	
	K	W	K	W	K	W
1	1954	15,6	2680	16,9	3546	18,1
0,95	2100	17,0	2879	18,5	3883	19,8
0,9	2082	17,5	2856	18,9	3779	20,3
0,85	2013	17,7	2761	19,2	3654	20,5
0,8	1910	17,7	2619	19,2	3466	20,6
0,75	1782	17,6	2444	19,1	3234	20,6
0,7	1636	17,4	2243	18,9	2968	20,2
0,65	1478	17,1	2027	18,5	2682	19,9
0,6	1312	16,7	1800	18,1	2382	19,4
0,55	1144	16,2	1570	17,5	2077	18,8
0,5	977	15,6	1340	16,9	1773	18,1

Продолжение прил.

h/d	Диаметры, мм					
	400		450		500	
	K	W	K	W	K	W
0,45	814	14,8	1116	16,1	1477	17,2
0,4	658	14,0	903	15,2	1195	16,3
0,35	518	13,1	703	14,2	930	15,2
0,3	383	12,1	525	13,1	694	14,0
0,25	267	10,9	367	11,8	485	12,7
0,2	171	9,6	235	10,4	311	11,1
0,15	95,0	8,0	130	8,7	172	9,3
0,1	40,8	6,2	56	6,8	74,1	7,2
0,05	9,4	4,0	12,90	4,3	17	4,7

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	600		700		800	
	K	W	K	W	K	W
1	5766	20,4	8698	22,6	12406	24,6
0,95	6194	22,4	9346	24,8	13320	27,0
0,9	6144	23,0	9268	25,4	13220	27,8
0,85	5940	23,2	8962	25,8	12782	28,0
0,8	5654	23,2	8500	25,8	12124	28,2
0,75	5258	23,2	7932	25,6	11314	28,0
0,7	4826	22,8	7180	25,4	10384	27,6
0,65	4360	22,4	6578	24,8	9382	27,2
0,6	3872	21,8	5842	24,2	8332	26,4
0,55	3376	21,2	5094	23,4	7266	25,6
0,5	2882	20,4	4348	22,6	6202	24,6
0,45	2402	19,4	3624	21,6	5168	23,6
0,4	1942	18,4	2932	20,4	4180	22,2
0,35	1512	17,2	2282	19,0	3256	20,8
0,3	1124	15,8	1702	17,6	2428	19,2
0,25	790	14,2	1190	15,8	1698	17,2

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	600		700		800	
	K	W	K	W	K	W
0,2	504	12,6	762	14	1086	15,2
0,15	280	10,6	422	11,6	602	12,8
0,1	120,6	8,2	181,8	9,0	260	10,0
0,05	27,8	5,2	41,8	5,8	59,	6,4

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	900		1000		1200	
	K	W	K	W	K	W
1	16 938	26,8	22 440	28,6	36 560	32,4
0,95	18 264	29,2	24 120	31,2	33 280	35,4
0,9	18 116	30,0	23 920	32,2	38 960	36,2
0,85	17 516	30,4	23 120	32,6	37 680	36,8
0,8	16 612	30,4	21 920	32,6	35 740	36,8
0,75	15 52	30,2	20 460	32,4	33 340	36,3
0,7	14 230	30,0	18 784	32,0	30 600	36,2
0,65	12 856	29,4	16 970	31,4	27 660	35,6
0,6	11 418	28,6	15 072	30,6	24 560	34,6
0,55	9 956	27,8	13 142	29,6	21 420	33,6
0,5	8 500	26,8	11 220	28,6	18 282	32,4
0,45	7 082	25,6	9 348	27,2	15 232	30,8
0,4	5 728	24,2	7 562	25,8	12 322	29,2
0,35	4 460	22,4	5 888	24,0	9 594	27,2
0,3	3 328	20,8	4 394	22,2	7 160	25,0
0,25	2 338	18,8	3 072	20,0	5 006	22,6

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	900		1000		1200	
	K	W	K	W	K	W
0,2	1 490	16,4	1 966	17,6	3 204	19,8
0,15	826	13,8	1 090	14,8	1 776	16,8
0,1	356	10,8	468	11,4	764	13,0
0,05	81,6	6,8	107,8	7,4	175,6	8,4

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	1400		1500		1600	
	K	W	K	W	K	W
1	55 100	35,8	66 400	37,6	77 891	39,05
0,95	59 200	39,2	71 360	41,2	81 786	42,5
0,9	58 720	40,2	70 780	42,2	81 007	44,0
0,85	56 760	40,8	68 420	42,8	77 112	44,5
0,8	53 840	40,8	66 440	42,8	74 775	44,5
0,75	50 240	40,6	60 560	42,6	70 102	44,5
0,7	46 120	40,0	55 600	42,0	64 650	43,7
0,65	41 660	39,4	50 110	41,4	58 418	42,9
0,6	37 000	38,4	44 600	40,4	51 408	41,7
0,55	32 260	37,2	38 900	39,0	45 177	41,0
0,5	27 540	35,8	33 200	37,6	38 946	39,0
0,45	22 960	34,2	27 660	35,8	32 714	37,0
0,4	18 566	32,2	22 380	34,0	26 483	35,1
0,35	14 456	30,2	17 426	31,6	21 031	32,8
0,3	10 788	27,8	13 002	29,2	15 578	30,4
0,25	7 542	25,0	9 092	26,4	10 905	27,3
0,2	4 826	22,0	5 818	23,2	7 010	24,2
0,15	2 678	18,6	3 228	19,4	4 050	20,3
0,1	1 152	14,4	1 388	15,0	1 791	15,6
0,05	264	9,2	318	9,6	689	10,5

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	2000		2400		2500	
	K	W	K	W	K	W
1	142 340	45.4	230 410	51.0	257 620	52.4
0,95	152 840	49.6	241 930	55.6	276 480	57.4
0,9	151 500	50.8	239 626	57.6	274 060	59.0
0,85	146 720	51.6	228 106	58.1	264 940	59.6
0,8	138 960	51.6	221 194	58.1	251 460	59.8
0,75	129 640	51.2	207 369	58.1	234 480	59.4
0,7	119 020	50.6	191 240	57.1	215 280	58.6
0,65	107 560	49.8	172 808	56.1	194 540	57.6
0,6	95 720	48.6	152 071	54.6	169 840	56.2
0,55	83 340	47.0	133 638	53.6	150 780	54.6
0,5	71 180	45.4	115 205	51.0	128 800	52.4
0,45	58 340	43.2	96 772	48.4	107 400	50.2
0,4	48 020	41.0	78 339	45.9	86 860	47.4
0,35	37 500	38.2	62 211	42.8	67 920	44.4
0,3	27 940	35.2	46 082	39.8	50 580	40.8
0,25	19 348	31.6	32 257	35.7	35 400	36.8
0,2	12 508	28.0	20 737	31.6	22 660	32.4
0,15	6 948	23.6	11 981	26.5	12 546	27.2
0,1	2 986	18.2	5 299	20.4	5 420	21.2
0,05	690	11.8	1 152	13.8	1 248	13.6

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	3000		3400		4000	
	K	W	K	W	K	W
0,85	413 216	67.4	575 032	73.0	888 189	81.4
0,8	400 694	67.4	557 606	73.0	861 276	81.4
0,75	375 651	67.4	522 756	73.0	807 445	81.4
0,7	346 434	66.2	482 097	71.7	744 644	80.0
0,65	313 042	65.0	435 630	70.4	672 871	78.5
0,6	275 477	63.2	383 354	68.5	592 126	76.4
0,55	242 086	62.0	336 887	67.2	520 353	75.0
0,5	208 695	59.1	290 420	64.0	448 580	71.4
0,45	175 304	56.1	243 953	60.8	376 808	67.8
0,4	141 913	53.2	197 496	57.6	305 035	64.3
0,35	112 695	49.6	156 827	53.8	242 233	60.0
0,3	83 478	46.1	116 168	49.9	179 432	55.7
0,25	58 435	41.4	81 318	44.8	125 603	50.0
0,2	37 565	36.6	52 276	39.7	80 744	44.3
0,15	21 704	30.7	30 204	33.3	46 652	37.1
0,1	9 600	23.6	13 359	25.6	20 635	28.6
0,05	2 087	16.0	2 904	17.3	4 486	19.3

Продолжение прил. 1

h/d	Диаметры, мм					
	3000		3400		4000	
	K	W	K	W	K	W
1	417 390	59.1	580 840	64.0	897 161	71.4
0,95	438 260	64.4	609 882	69.8	942 019	77.8
0,9	434 086	66.8	604 074	72.3	933 047	80.7

Ширина каналов, мм

Продолжение прил. 2

h/d	Ширина канала, мм					
	1600		2000		2500	
	K	W	K	W	K	W
1.5	196 200	51	—	—	—	—
1.4	181 000	51	—	—	—	—
1.3	166 100	50	—	—	—	—
1.2	150 300	49	—	—	—	—
1.1	135 800	48	—	—	—	—
1.0	121 000	47	219 000	55	396 100	63
0.9	106 300	46	192 400	53	348 200	62
0.8	91 850	45	166 200	52	300 700	60
0.7	77 870	43	140 500	50	254 100	58
0.6	63 360	41	115 100	48	208 400	56
0.5	50 060	39	90 620	45	164 000	52
0.4	37 030	36	67 040	42	121 400	49
0.3	24 840	32	44 980	37	81 430	43
0.2	13 820	27	25 020	31	45 340	36
0.1	4 820	14	750	22	15 840	25

ЗНАЧЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАДИУСА, М, МОДУЛЕЙ РАСХОДА, Л/С, И СКОРОСТИ, М/С,
ДЛЯ ТРАПЕЦИДАЛЬНЫХ КАНАЛОВ С ОТКОСАМИ $m=1$ ($n=0,014$)

A/b	Ширина каналов по дну, мм															
	200				400				600				800			
	R	W	K	R	W	K	R	W	K	R	W	K	R	W	K	
1,2	0,120	17,58	1846	0,24	27,87	11 733	0,361	36,54	34 640	0,48	44,2	74 647				
1,1	0,112	16,78	1837	0,225	26,70	10 039	0,337	34,91	29 080	0,45	42,3	62 560				
1,0	0,104	15,98	1278	0,209	25,42	8 134	0,313	33,24	23 933	0,42	40,3	51 533				
0,9	0,096	15,2	1040	0,193	24,11	6 606	0,289	31,53	19 422	0,39	38,2	41 627				
0,8	0,088	14,32	825	0,177	22,76	5 235	0,265	29,76	15 416	0,35	36,0	33 192				
0,7	0,080	13,4	638	0,16	21,29	4 045	0,24	27,87	11 928	0,32	33,7	25 736				
0,6	0,071	12,4	476	0,142	19,66	3 028	0,213	25,76	8 935	0,28	31,2	19 181				
0,5	0,062	11,32	340	0,124	17,96	2 155	0,186	23,53	6 353	0,25	28,5	13 675				
0,4	0,053	10,13	227	0,105	16,08	1 672	0,153	21,11	4 264	0,21	25,5	9 107				
0,3	0,042	8,74	136	0,084	13,9	857	0,127	18,26	2 556	0,17	22,1	5 498				
0,2	0,031	7,06	68	0,061	11,23	431	0,092	14,72	1 272	0,12	17,9	2 750				

Подолжение прил. 3

Ширина каналов по дну, мм																
b/b	1000				1200				1400				1600			
	R	W	K	R	W	K	R	W	K	R	W	K	R	W	K	
1,2	0,60	51,2	135 036	0,72	57,6	219 032	0,84	63,8	329 311	0,96	69,6	469 935				
1,1	0,56	48,9	113 051	0,68	55,2	183 264	0,79	61,1	276 602	0,90	66,6	394 331				
1,0	0,52	46,6	93 240	0,63	52,5	151 315	0,73	58,2	228 026	0,84	63,5	324 966				
0,9	0,48	44,2	75 633	0,58	49,9	123 253	0,68	55,2	184 920	0,77	60,3	263 467				
0,8	0,44	41,8	60 134	0,53	47,1	97 644	0,62	52,1	146 401	0,71	56,9	209 998				
0,7	0,40	39,1	46 529	0,48	44,1	75 869	0,56	48,8	113 751	0,64	53,3	162 062				
0,6	0,36	36,2	34 788	0,43	40,8	65 332	0,50	45,2	85 409	0,57	49,3	121 376				
0,5	0,31	33,0	24 772	0,37	37,3	40 327	0,44	41,3	60 755	0,5	45,1	86 650				
0,4	0,26	29,6	16 587	0,32	33,4	26 871	0,37	37,0	40 700	0,42	40,4	58 147				
0,3	0,21	25,6	9 980	0,25	28,9	16 248	0,30	32,0	24 354	0,34	34,9	34 770				
0,2	0,15	20,7	4 958	0,18	23,4	8 129	0,21	25,0	12 140	0,24	28,2	17 295				

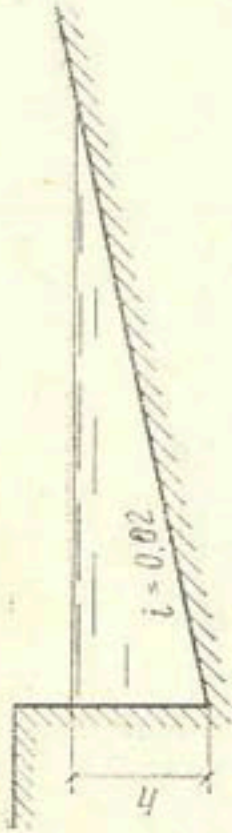
ЗНАЧЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАДИУСА, М, МОДУЛЕЙ РАСХОДА, Л/С, И СКОРОСТИ, М/С,
ДЛЯ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНЫХ КАНАЛОВ С ОТКОСАМИ $m=1,5$ ($n=0,014$)

h/b	Ширина канала по дну, мм											
	200				400				600			
	R	W	K	R	R	W	K	R	R	W	K	K
1.2	0.126	18.16	2433	0.252	28.79	15.460	0.379	37.74	45.665	0.5	45.6	98 148
1.1	0.117	17.28	2022	0.235	27.48	12.833	0.352	35.93	37.726	0.47	43.5	80 910
1.0	0.109	16.48	1648	0.217	26.07	10.428	0.326	34.15	30.735	0.43	41.3	66 032
0.9	0.1	15.56	1316	0.199	24.61	8.343	0.299	32.25	24.574	0.4	39.0	52 690
0.8	0.091	14.57	1026	0.181	23.1	6.468	0.272	30.29	19.143	0.36	36.6	41 358
0.7	0.082	13.58	779	0.163	21.55	4.913	0.244	28.18	14.513	0.33	34.2	31 384
0.6	0.072	12.51	572	0.144	19.84	3.611	0.216	25.99	10.708	0.29	31.5	22 903
0.5	0.062	11.36	398	0.125	18.06	2.528	0.187	23.62	7.440	0.25	28.6	16 038
0.4	0.052	10.11	259	0.105	16.08	1.897	0.157	21.02	4.835	0.21	25.5	10 408
0.3	0.042	8.7	151	0.084	13.81	961	0.125	18.06	2.835	0.17	21.9	6 088
0.2	0.03	7.01	73	0.06	11.12	463	0.091	14.57	1.364	0.12	17.7	2 933

Продолжение табл. 4

h/b	Ширина канала по дну, мм											
	1000				1200				1400			
	R	W	K	R	R	W	K	R	R	W	K	K
1.2	0.63	52.8	177 475	0.76	59.5	288 077	0.88	65.87	433 425	1.01	71.4	614 754
1.1	0.59	50.4	146 548	0.70	56.8	237 992	0.82	62.8	358 816	0.94	68.6	512 293
1.0	0.54	47.8	119 625	0.65	54.0	194 256	0.76	59.7	292 383	0.87	65.1	416 832
0.9	0.50	45.2	95 478	0.60	51.0	155 529	0.7	56.4	234 268	0.80	61.6	332 586
0.8	0.45	42.4	74 712	0.54	47.8	121 539	0.63	53.0	182 217	0.72	57.8	260 678
0.7	0.41	39.6	56 571	0.49	44.6	92 426	0.57	49.4	138 814	0.65	54.0	197 530
0.6	0.36	36.5	41 656	0.43	41.2	67 584	0.50	45.6	102 256	0.58	49.8	145 416
0.5	0.31	33.2	29 024	0.37	37.4	47 124	0.44	41.4	71 294	0.50	45.2	101 360
0.4	0.26	29.5	18 906	0.31	33.3	30 645	0.37	36.9	46 544	0.42	40.3	66 125
0.3	0.21	25.4	11 058	0.25	28.7	18 036	0.29	31.8	27 079	0.34	34.8	38 595
0.2	0.15	20.5	5 325	0.18	23.1	8 709	0.21	25.6	13 051	0.24	28.0	18 584

Рис. 24. Схема треугольного лотка

ЗНАЧЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАДИУСА, М. МОДУЛЕЙ
РАСХОДА, Л/С, СКОРОСТИ, М/С, ДЛЯ ТРЕУГОЛЬНОГО ЛОТКА

h, м		Коэффициент шероховатости, n								Коэффициент шероховатости, n																					
		R, м		0,014				0,018				0,025				R, м		0,014				0,018				0,025					
				W	K	W	K	W	K	W	K	W	K	W	K			W	K	W	K										
0,02	0,0098	3,3	33	2,44	24,4	1,62	16,2	0,07	0,0343	7,62	933	5,64	691	3,74	457	0,03	0,0147	4,33	97	3,21	71,9	2,12	47,5	0,08	0,0392	8,33	1333	6,17	987	4,08	653
0,04	0,0196	5,25	210	3,89	155	2,57	103	0,09	0,0441	9,01	1825	6,67	1352	4,42	895	0,05	0,0245	6,09	381	4,51	282	2,98	187	0,1	0,049	9,67	2418	7,16	1791	4,74	1185
0,06	0,0294	6,88	619	5,1	459	3,37	303																								

КОРНИ КВАДРАТНЫЕ ИЗ УКЛОНОВ

i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$
0,0001	0,0100	0,0016	0,0400	0,0031	0,0557	0,0046	0,0678	0,0061	0,0781	0,0076	0,0872	0,0086	0,0933	0,0099	0,1000
0,0002	0,0141	0,0017	0,0412	0,0032	0,0566	0,0047	0,0686	0,0062	0,0787	0,0077	0,0878	0,0087	0,0938	0,0100	0,1000
0,0003	0,0173	0,0018	0,0424	0,0033	0,0574	0,0048	0,0693	0,0063	0,0794	0,0078	0,0883	0,0088	0,0943	0,0101	0,1000
0,0004	0,0200	0,0019	0,0436	0,0034	0,0583	0,0049	0,0700	0,0064	0,0800	0,0079	0,0889	0,0089	0,0948	0,0102	0,1000
0,0005	0,0224	0,0020	0,0447	0,0035	0,0592	0,0050	0,0707	0,0065	0,0806	0,0080	0,0894	0,0090	0,0953	0,0103	0,1000
0,0006	0,0245	0,0021	0,0458	0,0036	0,0600	0,0051	0,0714	0,0066	0,0812	0,0081	0,0900	0,0091	0,0958	0,0104	0,1000
0,0007	0,0265	0,0022	0,0469	0,0037	0,0608	0,0052	0,0721	0,0067	0,0819	0,0082	0,0906	0,0092	0,0963	0,0105	0,1000
0,0008	0,0283	0,0023	0,0480	0,0038	0,0616	0,0053	0,0728	0,0068	0,0825	0,0083	0,0911	0,0093	0,0968	0,0106	0,1000
0,0009	0,0300	0,0024	0,0490	0,0039	0,0625	0,0054	0,0735	0,0069	0,0831	0,0084	0,0917	0,0094	0,0973	0,0107	0,1000
0,0010	0,0316	0,0025	0,0500	0,0040	0,0632	0,0055	0,0742	0,0070	0,0837	0,0085	0,0922	0,0095	0,0978	0,0108	0,1000
0,0011	0,0332	0,0026	0,0510	0,0041	0,0640	0,0056	0,0748	0,0071	0,0843	0,0086	0,0927	0,0096	0,0983	0,0109	0,1000
0,0012	0,0346	0,0027	0,0520	0,0042	0,0648	0,0057	0,0755	0,0072	0,0849	0,0087	0,0933	0,0097	0,0988	0,0110	0,1000
0,0013	0,0361	0,0028	0,0529	0,0043	0,0656	0,0058	0,0762	0,0073	0,0854	0,0088	0,0938	0,0098	0,0993	0,0111	0,1000
0,0014	0,0374	0,0029	0,0539	0,0044	0,0663	0,0059	0,0768	0,0074	0,0860	0,0089	0,0943	0,0099	0,0998	0,0112	0,1000
0,0015	0,0387	0,0030	0,0548	0,0045	0,0671	0,0060	0,0775	0,0075	0,0865	0,0090	0,0949	0,0100	0,1000	0,0113	0,1000

i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$	i	$\sqrt{i}$
0,0091	0,0954	0,016	0,1265	0,031	0,1760	0,046	0,2145	0,105	0,3240
0,0092	0,0959	0,017	0,1304	0,032	0,1789	0,047	0,2168	0,110	0,3317
0,0093	0,0964	0,018	0,1342	0,033	0,1817	0,048	0,2191	0,115	0,3391
0,0094	0,0970	0,019	0,1378	0,034	0,1844	0,049	0,2215	0,120	0,3464
0,0095	0,0975	0,020	0,1414	0,035	0,1871	0,050	0,2236	0,125	0,3536
0,0096	0,0980	0,021	0,1449	0,036	0,1897	0,055	0,2345	0,130	0,3606
0,0097	0,0985	0,022	0,1483	0,037	0,1924	0,060	0,2449	0,135	0,3674
0,0098	0,0990	0,023	0,1517	0,038	0,1949	0,065	0,2550	0,140	0,3742
0,0099	0,0995	0,024	0,1549	0,039	0,1975	0,070	0,2646	0,145	0,3808
0,0100	0,1000	0,025	0,1581	0,040	0,2000	0,075	0,2739	0,150	0,3873
0,011	0,1049	0,026	0,1612	0,041	0,2025	0,080	0,2828	0,155	0,3945
0,012	0,1095	0,027	0,1643	0,042	0,2049	0,085	0,2915	0,160	0,4000
0,013	0,1140	0,028	0,1673	0,043	0,2074	0,090	0,3000	0,165	0,4062
0,014	0,1183	0,029	0,1703	0,044	0,2098	0,095	0,3082	0,170	0,4123
0,015	0,1225	0,030	0,1732	0,045	0,2121	0,100	0,3162	0,175	0,4183

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления.— М.: Недра. 1970—216 с.
2. Альтшуль А. Д. Основные закономерности равномерного течения воды в каналах//Известия АН СССР ОТН, 1956, № 5, С. 85—91.
3. Альтшуль А. А., Калицун В. И. Гидравлические сопротивления трубопроводов.— М.: Стройиздат, 1964.— 170 с.
4. Альтшуль А. Д., Калицун В. И. О влиянии уклона дна на величину коэффициента Шези//Известия вузов 1961.— № 9,—С. 71—75.
5. Курганов А. М. Закономерности движения воды в дождевой и общесплавной канализации.— М.: Стройиздат, 1982 — 72 с.
6. Лукиных А. А., Лукиных И. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле академика Н. Н. Павловского.— М.: Стройиздат, 1987.
7. Примеры расчетов по гидравлике/А. Д. Альтшуль, В. И. Калицун, Ф. Г. Майрановский, П. П. Пальгунов; под ред. А. Д. Альтшуль.— М.: Стройиздат, 1977.— 255 с.
8. СНиП 2.04.03—85. Канализация, наружные сети и сооружения.
9. Справочник по гидравлическим расчетам/Под. ред. П. Г. Киселева.— М.: «Энергия», 1972.— 312 с.
10. Федоров Н. Ф., Волков Л. Е. Гидравлический расчет канализационных сетей.— Л.: Стройиздат, 1968.— 251 с.
11. Яковлев С. В., Калицун В. И. Механическая очистка сточных вод.— М.: Стройиздат, 1972.— 200 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Основы гидравлического расчета	4
1.1. Особенности движения сточных вод в водоотводящих сетях	4
1.2. Теоретические основы расчета самотечных трубопроводов	6
1.3. Особенности расчета напорных трубопроводов и дюкеров	13
1.4. Формы поперечного сечения труб	14
1.5. Минимальные диаметры труб и оптимальные степени наполнений	16
1.6. Минимальные и максимальные скорости и уклоны	20

Глава 2. Практические приемы гидравлического расчета водоотводящих сетей	26
2.1. Гидравлический расчет самотечных трубопроводов	26
2.2. Оптимальное проектирование самотечных трубопроводов	34
2.3. Расчет самотечных трубопроводов со значениями коэффициента шероховатости $n \neq 0,014$	36
2.4. Гидравлический расчет напорных трубопроводов	39
Приложение 1. Значения модулей расхода, л/с, и скорости, м/с, для труб ($n = 0,014$)	54
Приложение 2. Значения модулей расхода, л/с, и скорости, м/с, для прямоугольных каналов ($n = 0,014$)	62
Приложение 3. Значения гидравлического радиуса, м, модулей расхода, л/с, и скорости, м/с, для трапецеидальных каналов с откосами $m = 1$ ($n = 0,014$)	64
Приложение 4. Значения гидравлического радиуса, м, модулей расхода, л/с, и скорости, м/с, для трапецеидальных каналов с откосами $m = 1,5$ ($n = 0,014$)	66
Приложение 5. Значения гидравлического радиуса, м, модулей расхода, л/с, скорости, м/с, для треугольного лотка	68
Приложение 6. Корни квадратные из уклонов	69

Справочное издание

ВИКТОР ИВАНОВИЧ КАЛИЦУН

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ

Справочное пособие

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией И. В. Соболева
Редактор Л. Д. Дутко
Мл. редактор И. В. Баранова
Технический редактор Т. В. Брагина
Корректор Г. А. Кравченко

ИБ № 4212

Сдано в набор 19.03.87. Подписано в печать 28.07.87. Формат $84 \times 108^{1/32}$. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Бумага тип. № 2. Усл. печ. л. 3,78. Усл. кр.-отт. 3,91. Уч.-изд. л. 3,89. Тираж 29 000. Изд. № АХ-1621. Заказ 159. Цена 20 коп.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а.
Калужское производственное объединение «Полиграфист», 509281,
г. Калуга, пл. Ленина, 5.