А. М. КУРГАНОВ, Н. Ф. ФЕДОРОВ

СПРАВОЧНИК
ПО ГИДРАВЛИЧЕСКИМ РАСЧЕТАМ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И КАНАЛИЗАЦИИ

Ленинград
ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ СТРОЙИЗДАТА
1973

С74
К93
УДК 624.1.001.2 + 624.218](031)

Научный редактор—д-р техн. наук проф. Н. У Койда

Курганов А. М., Федоров Н. Ф.

К93 Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации. Л. Стройиздат (Ленингр. отд-ние), 1973.

408 с. с ил.

Справочник представляет собой сводку основных определений, формул, различного рода коэффициентов, вспомогательных таблиц и графиков, необходимых для гидравлических расчетов систем водоснабжения и канализации.

Для облегчения пользования помещенными в справочнике материалами даются пояснения, а также приводятся примеры расчета с использованием ЭВМ. Особое внимание уделено внедрению в проектную практику новых решений и экспериментальных данных.

Справочник предназначен в качестве пособия при проектировании; рассчитан на инженеров и техников.

© Ленинградское отделение Стройиздата, 1973.

К $\frac{3210-046}{047(01)-73}$ 197—73 С74

ПРЕДИСЛОВИЕ

План развития народного хозяйства страны, принятый в соответствии с Директивами XXIV съезда КПСС, предусматривает огромный масштаб работ в различных отраслях водного хозяйства: ирригации, водоснабжения, энергетики, транспорта. Развитие этих отраслей связано с созданием сложных комплексов сооружений, в процессе разработки которых широко используются гидравлические расчеты и результаты исследований.

Постановлением Верховного Совета СССР «О мерах по дальнейшему улучшению охраны природы и рациональному использованию природных ресурсов» от 21 сентября 1972 г. предусматриваются обширные организационно-технические мероприятия, направленные на предотвращение загрязнения водоемов, строительство водоочистных и других водохозяйственных сооружений, обеспечивающих полное прекращение сброса недостаточно очищенных сточных вод.

В условиях широкого строительства систем водоснабжения и канализации особую актуальность приобретают вопросы их гидравлического расчета с использованием последних достижений науки и техники. Поэтому в настоящем издании, являющемся первым в отечественной литературе специальным справочником по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации, авторы попытались использовать наиболее современные методы расчета и дать сведения о практическом применении их в проектировании и эксплуатации систем водоснабжения и канализации.

Данная книга в основном построена на трудах советских ученых. Ввиду ограниченности объема при составлении ее пришлось оставить в основном только одно решение или одну рекомендуемую формулу, опускать математические выводы, наиболее сложные и относительно редко встречающиеся в практике расчеты, сократить до возможного минимума библиографию.

В конце книги помещены приложения, в которых приведены данные, наиболее необходимые при гидравлических расчетах систем водопровода и канализации. Перечень приложений дан в оглавлении.

Данные о воздухе и некоторых газах приведены вследствие их использования в сооружениях водоснабжения и канализации.

Гидравлический расчет специальных сооружений неразрывно связан с технологическим расчетом. Поскольку привести их расчет в полном объеме не представляется возможным, то поэтому в гл. 12 дан гидравлический расчет (в виде примеров) лишь некоторых основных видов сооружений. Справочник не исключает необходимости пользования специальной литературой, когда это нужно по характеру выполняемой работы.

Авторы выражают благодарность коллективу Ленинградского отделения Союзводоканалпроекта за рецензирование Справочника и доктору техн. наук проф. Н. У. Койде за предоставленные им материалы, использованные при подготовке § 4.10, 4.11, 4.12 и 8.8, и за ценные советы при редактировании рукописи.

Поскольку данный Справочник выходит первым изданием, то все отзывы и пожелания будут приняты авторами с признательностью и учтены при возможном его переиздании. Замечания просьба направлять в Ленинградское отделение Издательства литературы по строительству по адресу: 191011, Ленинград, пл. Островского, 6.

ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Вес	G
Удельный (объемный) вес .	γ
Время	t (τ)
Высота выступов шероховатости .	Δ
Глубина	h
Давление	p
Диаметр	d, D
Длина . . .	l, L
Коэффициент Буссинеска .	α_0
Динамический коэффициент вязкости	η
Кинематический коэффициент вязкости	ν
Коэффициент Дарси	λ
» Кориолиса	α
» расхода	μ
» » водослива	m
» сжатия струи	ε
» скорости	φ
» потерь	ζ
» фильтрации	k
» Шези .	C
» шероховатости .	n
Напор . . .	H
Смоченный периметр	χ
Плотность	ρ
Площадь живого сечения .	ω
Радиус .	r
Гидравлический радиус .	R
Весовой расход	G
Объемный расход	Q
Расход на единицу ширины потока (объемный)	q
Удельная сила трения (касательное напряжение)	τ
Местная скорость	u, ($\bar{u}$)
Средняя скорость потока	v
Скорость распространения возмущени	a
Уклон	I,
Ускорение силы тяжести	g
Расходная характеристика (моду	K
Скоростная характеристика (моду.	W
Число Рейнольдса .	Re
» Фруда .	Fr
Удельная энерги	E
» »	Θ

Примечания. 1. Междунар а единиц СИ (по ГОСТ 9867—61) приведена в приложении 1.

2. Соотношения между единицами в системе МКГСС, СГС и СИ приведены в приложении 3, пр авки для образования десятичных кратных и дольных именования— в приложении 4.

Глава первая

ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ВОДЫ, СТОЧНЫХ ЖИДКОСТЕЙ, РЕАГЕНТОВ И ДРУГИХ ВОДНЫХ РАСТВОРОВ

§ 1.1. СОСТАВ ВОДЫ И СТОЧНЫХ ЖИДКОСТЕЙ

Вода (H_2O) — это химическое соединение, состоящее из 11,11% водорода и 88,89% (по весу) кислорода. Чистая вода представляет собой бесцветную жидкость без запаха и вкуса. Природная вода никогда не бывает совершенно чистой. В ней могут содержаться растворенные вещества и во взвешенном состоянии — твердые частицы песка, глины, остатки растений и животных, а также всевозможные микроорганизмы.

Оценка состава воды производится по физическим, химическим и санитарно-биологическим показателям.

К *физическим показателям* относятся температура воды, содержание в ней взвешенных веществ, цветность, запахи и привкусы.

Наличие в воде взвешенных веществ обусловливает ее мутность. Количество взвешенных веществ выражают в миллиграммах на литр (*мг/л*) и определяют весовым методом.

Прозрачность воды выражается толщиной (*см*) слоя воды, через который еще возможно чтение стандартного шрифта (прозрачность по Снеллену) или различение креста.

Мутность воды является обратной функцией ее прозрачности и определяется путем сравнения с мутностью стандартных растворов или нефелометрами; она выражается в *мг/л* SiO_2.

Прозрачность воды зависит не только от количества содержащихся в ней взвешенных веществ, но также от крупности, формы и цвета частиц взвеси. Связь между весовым содержанием взвешенных веществ в воде и прозрачностью по шрифту или по кресту в каждом конкретном случае может быть представлена графически.

Хозяйственно-питьевая вода должна удовлетворять требованиям ГОСТ 2874—54 (табл. 1.1)

Прозрачность питательной воды для котлов всех типов и параметров должна быть не ниже 50 *см* по шрифту. Предельно допустимое содержание взвеси в воде, направляемой в холодильники металлургических заводов, приведено в табл. 1.2, а в воде для других производств — в табл. 1.3 и 1.4.

Присутствие в воде гуминовых и таниновых веществ создает цветность воды, измеряемую в градусах по платино-кобальтовой шкале. За 1° цветности принимается цветность раствора, содержащего в 1 *л* 2,49 *мг* хлорплатината калия (1 *мг* Pt) и 2 *мг* хлористого кобальта ($CoCl_2 \cdot 6H_2O$).

Характер запаха определяется органолептически. Интенсивность его оценивается по пятибалльной шкале. Для оценки интенсивности запаха указывается разбавление воды, при котором он исчезает.

Таблица 1.1

Требования, предъявляемые к хозяйственно-питьевой воде

Пок	
Температура, °С . . .	0—30
Оптимум температуры, °С	7—11
Мутность, *мг/л*, не более	1
Цветность, *град*, не более . .	15—20 *
Запах и привкус, в баллах, не более	2
Прозрачность по шрифту, *см*, не менее	30
Общая жесткость, *мг-экв/л*, не более	7
Содержание, *мг/л*, не более:	
свинца .	0,1
мышьяка	0,05
фтора	1,5
меди	3,0
цинка	5,0
железа	0,3
Коли-индекс (ко: ечных палочек в 1000 *мл* воды), не более	
Коли-титр (наименьший объем во/ содержащий одну кишечную палочку), *мл*, не менее . . .	300
Содержание остаточного активног лора, *мг/л*:	
не менее .	0,3
не более	0,5
Окисляемость, *мг/* , не более	4,0
Допустимое содерж ние фенола (отсутствие хлорфенольного запаха), *мг/л*	0,001
Активная концентрация водородных ионов—реакция (pH)	6,5—9,5

* Допускается 30 *град*.

Примечание. Вода не должна содержать раз: ядимых невооруженным глазом организмов.

Таблица 1.2

Предельно допустимое содержание взвеси в воде, идущей в холодильники металлургических заводов

Холодильник коробчатого типа	Допустимое содержание взвеси, *мг/л*		Холодильник трубчатого типа	Допустимое содержание взвеси, *мг/л*	
	годичное	в половодье		годичное	в половодье
Фурмы		30	Фурмы, шлаковые и чугунные летки .	50	100
Другие элементы .		60	Другие элементы	100	200

Химический состав воды характеризуется следующими показателями: ионным составом, жесткостью, щелочностью, окисляемостью, активной концентрацией водородных ионов (pH), сухим и прока-

Таблица .3

Требования к качеству технической воды для охлаждения агрегатов промышленных предприятий

	Допустимое содержание, *мг/л*	Прим
Содержание:		В зависимости от типа холодильников
сероводорода .	0,5	—
железа	0,1	—
гипса ($CaSO_4$)	1500—2000	В зависимости от общего содержания в воде сульфатов $MgSO_4$ и Na_2SO_4
Карбонатная жесткость, *мг-экв/л* .	2—7	При температуре нагрева охлаждающей воды 20—50° С и содержании в ней от 10 до 100 *мг/л* свободной CO_2

Таблица 1.4

Требования к качеству технической воды для различных производств

Показатели	Производства						
	бумажное	целлюлозное	вискозное	текстильное (прядильно-ткацкое)	отбельно-красильное	дубление кожи	кожевенное
Мутность, *мг/л* .	2—5	0		5	5	20	10
Цветность, *град* .	30	15		10—12	5—10	10—100	—
Прозрачность по шрифту, *см*					30		
Общая жесткость, *мг-экв/л* . . .	4,3—5,7	0,7	0,2	1,4—2,1	0,2—0,35	1—2,65	
Окисляемость, *мг/л* O_2 . . .	10	6			8—10		
Содержание,							
железа . .		0,2	0,03	0,2	0,1		
марганца .		—	0,03	0,2	0,1		
кремневой кислоты . . .			25				
сероводорода .	—	—	—				
плотного остатка	300	—	100	—	—		
pH	7—7,5	7—7,5	—	7—8,5	7—8,5		

ленным остатком, общим солесодержанием (суммой катионов и анионов) (табл. 1.6 и 1.7), содержанием растворенного кислорода, свободной углекислоты, сероводорода (табл. 1.5), активного хлора.

В состав воды в виде различных химических соединений входят около 50 элементов, однако многие из них содержатся в малых количествах и не оказывают влияния на ее свойства.

Таблица 1.5

Содержание в воде сероводорода (H_2S), гидросульфидных (HS^-) и сульфидных (S^{2-}) ионов в зависимости от pH при $t = 25°$ С (в % от общего количества этих соединений)

Соединение	pH								
			6			8	8,5	9	10
H_2S	99,9	98,9	91,8	52,9		10,1	3,4	1,1	0,1
HS^-	0,1	1,1	8,2	47,1		89,9	96,6	98,89	99,8
S^{2-}								0,01	0,1

Примечание. Концентрации всех соединений сероводорода выражены в H_2S.

Таблица 1.6

Соотношение между различными формами кремневой кислоты в природных водах при разных pH (в мол. %)

Формы кремневой кислоты	pH					
		6		8	9	10
H_2SiO_3	100	100	99	97	77	25
$HSiO_3^-$	0	0	1	3	23	74
SiO_3^{2-}	0	0	0	0	0	

Таблица 1.7

Общее солесодержание в речной воде

Река	Содержание, *мг/л*					
	Ca^{2+}	Mg^{2+}	$Na^+ + K^+$	HCO_3^-	SO_4^{2-}	Cl^-
Нева	8,0	1,2	3,8	27,5	4,5	3,8
Среднее по СССР	16,7	4,4	7,7	59	14,7	8,4
Эльба .	166	47	333	246	346	505

По величине сухого остатка природные воды разделяются на семь групп:

1. Ультрапресные	до 100 *мг/л*
2. Пресные	100—1000 »
3. Слабосоленые .	1000—3000 »
4. Соленые	3000—10 000 »
5. Сильносолены	10 000—50 000 »
6. Рассолы .	50 000—300 000 »
7. Ультрарассолы	> 300 000 »

Наиболее распространены в воде хлориды — соли соляной кислоты и сульфаты — соли серной кислоты. Содержание солей кальция и магния определяет жесткость воды, измеряемую в миллиграмм-эквивалентах на 1 *л* воды (*мг-экв/л*) Для определения жесткости воды количество вещества (*мг/л*), обусловливающего жесткость, делят на его эквивалентный вес (табл. 1.8). Жесткость может быть измерена в градусах (немецких): 1° жесткости соответствует 0,357 *мг-экв/л*, а 1 *мг-экв/л* — 2,8° жесткости.

Химически чистая вода почти не проводит электрического тока. Ее удельная электропроводность при 18° С равна $4{,}3 \cdot 10^{-8}$ *ом*$^{-1} \cdot$ *см*$^{-1}$. Любое увеличение электропроводности воды свидетельствует о загрязнении ее электролитами.

Воды, использованные на бытовые или производственные нужды, в которые при этом попадают дополнительные примеси (загрязнения), изменившие их первоначальный химический состав или физические свойства, а также воды, стекающие с территории населенных мест и промышленных предприятий в результате выпадения атмосферных осадков (табл. 1.9) или поливки улиц, называются сточными.

Сточные воды загрязнены всевозможными примесями органического и минерального происхождения, которые могут находиться в них в виде раствора, коллоидов, суспензий и эмульсий; количество примесей оценивается весовым количеством в единице объема (*мг/л* или *г/л*) — концентрацией.

К растворам относят дисперсную систему, в которой диспергированное вещество доведено до молекулярного раздробления ($<1\ 10^{-7}$ *см*).

Таблица 1.8

Эквивалентные ионы и множители для пересчета миллиграмм-ионов на миллиграмм-эквиваленты

Формула	Эквивалентный вес	Множитель для пересчета *мг* на *мг-экв*	Формула	Эквивалентный вес	Множитель для пересчета *мг* на *мг-экв*
H^+	1,008	0,99206	NO_2^-	46,008	0,02174
K^+	39,100	0,02558			
Na^+	22,997	0,04348	SO_4^{2-}	48,033	0,02082
NH_4^+	18,040	0,05543	HCO_3^-	61,018	0,01639
Li^+	6,940	0,14409	CO_3^{2-}	30,005	0,03333
Ca^{2+}	20,040	0,04990			
Mg^{2+}	12,160	0,08224	PO_4^{3-}	31,658	0,03159
Fe^{2+}	27,925	0,03581	HPO_4^{2-}	47,994	0,02084
Fe^{3+}	18,617	0,05371			
Al^{3+}	8,993	0,11124	$H_2PO_4^-$	96,996	0,01031
Mn^{2+}	27,465	0,03641	S^{2-}	16,033	0,06237
Cl^-	35,457	0,02820	HS^-	33,074	0,03024
Br^-	79,916	0,01251	$HSiO_3^-$	77,098	0,01298
J^-	126,910	0,00788			
NO_3^-	62,008	0,01613	SiO_3^{2-}	38,045	0,02630

Таблица 1.9

Характеристика загрязненности дождевых и талых вод (по Г. Г. Шигорину)

	$БПК_{5}$ отст, *мг/л*	Взвешенные вещества, *мг/л*	Плотный остаток, *мг/л*	
Атмосферные осадки:				
при прохождении воздушного бассейна над городом	10,8		70,8	
при стекании с крыш по водосточным трубам на поверхность двора		283		0,1—250
при поступлении через дворовые дождеприемники в дворовую дождевую сеть .				
Дождевые воды, поступающие с поверхности улиц и тротуаров в уличные дождеприемники	35—69	500—2300 (летучих 30—33%) 1200—3000 (нелетучих ~67%)		10^{-5}—111

Коллоидами или золями называют дисперсную систему с размерами частиц от 10^{-5} до 10^{-7} *см*. Коллоидную систему сточных вод образуют как гидрофильные, так и гидрофобные коллоиды.

Гидрофильные коллоиды образуют студенистые осадки и характеризуются способностью дисперсных частиц связывать молекулы воды, служащей дисперсионной средой. К ним относятся преимущественно органические соединения, обладающие большим молекулярным весом (высокополимерные вещества), — углеводы, целлюлоза, крахмал, белки (альбумин, гемоглобин, казеин, клей), мыла, большинство органических красителей, микроорганизмы и др.

Гидрофобные коллоиды осаждаются в виде порошков или хлопьев и отличаются неспособностью дисперсных частиц связывать молекулы воды, служащей дисперсионной средой. К ним относятся глина, гидраты окиси железа и алюминия, силиций, обезволенный уголь и др.

Дисперсная система с частицами размером более $1\ 10^{-5}$ *см* до 1 *мм* называется суспензией или взвесью.

Эмульсии состоят из двух несмачивающихся (расслаивающихся) жидкостей.

Сточная вода представляет собой отличную от гидросмесей среду со специфическими присущими только ей физическими свойствами, определяемыми содержанием в ней растворенных веществ, коллоидов, суспензий и эмульсий, т. е сточную жидкость следует считать и суспензоидом и эмульсоидом.

Взвешенные вещества сточных вод делятся на оседаемые и неоседаемые. К оседаемым относят вещества, выпадающие на дно сосуда в виде осадка в результате двухчасового отстаивания в лабораторных условиях. Характеристика оседаемых взвешенных веществ может быть получена по кинетике их выпадения в осадок

Количество загрязнений бытовых сточных вод на одного жителя в сутки

	г/сутки		*г/сутки*
Взвешенные вещества	65	Азот аммонийный	
$БПК_5$ осветленной жидкости	35	Фосфаты	
		Хлориды	
$БПК_{полн}$ осветленной жидкости	40	Поверхностно-активные вещества (ПАВ)	2,5

в сосудах Лисенко (емкостью 0,5 или 1 *л*, последний — высотой 28 *см*) или в сосудах ЛИСИ (2 или 3 *л* и высотой 54 *см*).

После сушки выпавшей взвеси при 105° С и взвешивания определяют содержание (в *мг/л*) оседающих веществ. Отношение веса оставшейся золы после прокаливания воздушно-сухого осадка при температуре 600° С к общему весу абсолютно сухого вещества осадка, выраженное в процентах, дает зольность осадка. Потеря при прокаливании определяет количество беззольного вещества.

Общее количество взвешенных веществ в бытовых сточных водах составляет около 65 *г* на одного человека в сутки, из них 60—75% оседаемых с зольностью 20—30% (табл. 1.10).

В качестве *санитарно-бактериологического показателя* воды принят коли-титр или коли индекс, а также общее число содержащихся в воде бактерий. Под воздействием микроорганизмов происходит минерализация, т. е. распад органических соединений до CO_2 и H_2O. Все микроорганизмы делятся на аэробные и анаэробные. Первые развиваются только в присутствии кислорода, анаэробные — в бескислородной среде.

Степень загрязненности воды органическими веществами, содержащимися в растворе в виде неоседающей взвеси и коллоидов, может быть установлена по количеству кислорода, потребляемого на биохимическое окисление этих веществ в аэробном процессе за определенный интервал времени, и может быть оценена биохимической потребностью в кислороде (БПК), выражаемой в миллиграммах на литр. Обычно БПК определяют в пятисуточной пробе ($БПК_5$).

Биохимическая потребность в кислороде не учитывает стойкие органические вещества, не затрагиваемые биохимическим процессом, и часть веществ, идущих на прирост бактерий; поэтому для полной оценки количества органических веществ в сточной воде определяют (кроме БПК) химическое потребление кислорода (ХПК) Для этого испытуемую пробу воды смешивают с химически чистой концентрированной серной кислотой и добавляют йодат калия (KJO_3) или соли хромовой кислоты, отдающие свой кислород для окисления. Окисление ведется при кипячении. Количество кислорода (ХПК), эквивалентное расходу окислителя, выражается в миллиграммах O_2 на 1 *л* анализируемой жидкости. Окисляемость $БПК_{20}$ бытовых сточных вод составляет 86% от ХПК; $БПК_{полн}$ сточных вод молочных предприятий достигает 80—84% от ХПК.

Если в бытовой сточной воде содержится B *мг/л* взвешенных веществ, причем 70—80% из них органических, то при $50 \leqslant B \leqslant 600$ *мг/л* количество коллоидов может быть определено по формуле Н. Ф. Федорова:

$$K = \frac{B}{4{,}17 + 0{,}0022B} \ [мг/л]. \qquad (1.1)$$

Концентрация бытовых (хозяйственно-фекальных) сточных вод зависит от суточной нормы потребления воды человеком и по взвешенным веществам составляет 150—300 *мг/л*.

Пример 1. Анализом установлено, что бытовые сточные воды содержат 200 *мг/л* взвешенных веществ, в том числе 75% органических. Определим количество коллоидов

$$K = \frac{B}{4{,}17 + 0{,}0022B} = \frac{200}{4{,}17 + 0{,}0022 \cdot 200} = 43{,}7 \ мг/л.$$

Производственные сточные воды загрязнены в основном отходами и отбросами производства, отличаясь значительным разнообразием как по количеству, так и по составу в зависимости от технологического процесса.

По проекту СНиП II-Г.6—73, средняя концентрация дождевых вод может приниматься по $БПК_{полн} = 70 \div 80$ *мг/л* и по взвешенным веществам от 150 до 300 *мг/л* в зависимости от степени благоустройства территории.

Вода, подвергшаяся радиационному воздействию, изменяет некоторые свои свойства. Так, под действием излучения при температуре 250—300° С в ней происходят химические реакции: она разлагается на водород и кислород; образуется аммиак и азотная кислота, которая, в свою очередь, разлагается на водород, азот и воду. Мелкая взвесь и растворенные вещества становятся при этом радиоактивными. Радиоактивность может оказать влияние и на анаэробные процессы.

По международному стандарту, предельно допустимый уровень радиоактивности питьевой воды установлен: при альфа-излучении — $1 \cdot 10^{-9}$ *мккюри/л*, а при бета-излучении — $1 \cdot 10^{-8}$ *мккюри/л* (1 *мккюри* $= 10^{-6}$ *кюри* $= 3{,}7 \cdot 10^{4}$ *сек*$^{-1}$).

Основными радиоактивными элементами речной воды являются:

Элемент	K^{40}	Y^{90}	Ra^{22}	Th^{232}
Радиоактивность, *кюри/л*	10^{-12}	$(2 \div 3) \cdot 10^{-13}$	$2{,}8 \cdot 10^{-13}$	$6{,}6 \cdot 10^{-14}$	$2{,}2 \cdot 10^{-14}$

§ 1.2. ПЛОТНОСТЬ И ОБЪЕМНЫЙ ВЕС ВОДЫ, СТОЧНЫХ ЖИДКОСТЕЙ, РЕАГЕНТОВ И ДРУГИХ ВОДНЫХ РАСТВОРОВ

Плотность — отношение массы жидкости к занимаемому ею объему:

$$\rho = \frac{M}{V} = \left[\frac{\text{масса}}{\text{объем}}\right]. \qquad (1.2)$$

В системе МКГСС (технической)

$$[\rho] = \left[\frac{кгс \cdot сек^2}{м^4}\right].$$

В системе СИ

$$[\rho] = \left[\frac{кг}{м^3}\right].$$

Для воды при $t = 4°$ С

$$\rho = 102 \frac{кгс \cdot сек^2}{м^4} = 1000 \; кг/м^3.$$

Объемный (или удельный) вес — отношение веса жидкости к занимаемому ею объему:

$$\gamma = \frac{G}{V} = \left[\frac{\text{вес}}{\text{объем}}\right]; \tag{1.3}$$

$$\gamma = \rho g. \tag{1.4}$$

В системе МКГСС $[\gamma] = \left[\frac{кгс}{м^3}\right]$. *В системе СИ* $[\gamma] = [Н/м^3]$.

Относительный вес δ — безразмерная величина, равная отношению веса жидкости к весу дистиллированной воды, взятой в том же объеме при 4° С. Относительный вес δ зависит от температуры и давления.

В табл. 1.11—1.15 приведены относительные веса пресной и морской воды, осадков сточных вод и водного раствора $Al_2(SO_4)_3$, а также объемный вес снега и льда.

Относительный вес бытовых сточных вод при содержании в них взвешенных веществ в пределах $100 \leqslant B \leqslant 1500$ *мг/л* и около 75% органических веществ может быть определен по формуле Н. Ф. Федорова:

$$\delta = 1{,}0002 + 7{,}4 \cdot 10^{-7} B, \tag{1.5}$$

где B — в *мг/л*.

При увеличении количества органических веществ формула (1.5) может давать отклонения в сторону уменьшения значений δ, а при увеличении количества минеральных веществ, наоборот, — в сторону повышения δ.

Таблица

Относительный вес пресной воды при различных температурах (при атмосферном давлении)

t °С	δ	t °С	δ	t °С	δ	t °С	δ
0	0,99987	26	0,99681	52	0,98715	78	0,97397
2	0,99997	28	0,99626	54	0,98621	80	0,97183
4	1,0000	30	0,99567	56	0,98525	82	0,97057
6	0,99997	32	0,99505	58	0,98425	84	0,96930
8	0,99988	34	0,99440	60	0,98324	86	0,96800
10	0,99973	36	0,99371	62	0,98220	88	0,96668
12	0,99952	38	0,99299	64	0,98113	90	0,96534
14	0,99927	40	0,99224	66	0,98005	92	0,96399
16	0,99897	42	0,99147	68	0,97894	94	0,96261
18	0,99862	44	0,99066	70	0,97781	96	0,96122
20	0,99823	46	0,98983	72	0,97666	98	0,95981
22	0,99780	48	0,98896	74	0,97548	100	0,95838
24	0,99732	50	0,98807	76	0,97429	120	0,94340

Таблица 1.12

Относительный вес морской воды при различных температурах и концентрации солей (при атмосферном давлении)

°С	Содержание соли в промилле (‰)					
		10	15		30	40
−2	—	—	—	1,01604	1,02415	1,03227
0	1,00397	1,00801	1,01204	1,01607	1,02410	1,03216
2	1,00403	1,00804	1,01204	1,01603	1,02400	1,03200
4	1,00403	1,00801	1,01197	1,01593	1,02384	1,03179
6	1,00397	1,00791	1,01185	1,01576	1,02363	1,03153
8	1,00385	1,00776	1,01167	1,01557	1,02338	1,03122
10	1,00367	1,00756	1,01144	1,01532	1,02308	1,03088
12	1,00344	1,00731	1,01117	1,01502	1,02274	1,03049
14	1,00317	1,00701	1,01085	1,01468	1,02236	1,03007
16	1,00285	1,00667	1,01049	1,01430	1,02194	1,02961
18	1,00248	1,00628	1,01008	1,01388	1,02148	1,02912
20	1,00207	1,00586	1,00964	1,01342	1,02098	1,02860
22	1,00162	1,00539	1,00916	1,01292	1,02045	1,02804
24	1,00113	1,00488	1,00863	1,01238	1,01989	1,02745
26	1,00060	1,00434	1,00808	1,01188	1,01930	1,02683
28	1,00003	1,00376	1,00749	1,01121	1,01867	1,02618
30	0,99943	1,00315	1,00686	1,01057	1,01801	1,02550

Таблица 1.13

Относительный вес осадков бытовых сточных вод при различной влажности их и плотности сухого вещества

Влажность осадков, %	Плотность сухого вещества,				
	1,09				
98	1,002	1,004	1,007	1,008	1,010
97	1,003	1,007	1,010	1,013	1,016
96	1,004	1,009	1,013	1,018	1,022
95	1,004	1,010	1,017	1,023	1,027
94	1,006	1,012	1,019	1,027	1,038
93	1,007	1,015	1,023	1,032	1,039
92	1,007	1,017	1,027	1,036	1,044
91	1,008	1,019	1,030	1,040	1,050
90	1,009	1,020	1,034	1,044	1,056
89	1,010	1,023	1,037	1,049	1,062
88	1,010	1,025	1,040	1,054	1,068
87	1,011	1,027	1,043	1,059	1,074
86	1,012	1,029	1,046	1,064	1,080
85	1,013	1,031	1,050	1,069	1,086
84	1,014	1,033	1,054	1,074	1,093
83	1,015	1,035	1,058	1,079	1,099
82	1,016	1,037	1,062	1,084	1,106
81	1,017	1,039	1,065	1,089	1,112
80	1,018	1,041	1,068	1,094	1,118

Удельный вес осадка бытовых сточных вод примерно равен 2,63 *тс/м*³, а объемный вес с учетом пористости — 1,6, а в уплотненном состоянии — 1,4 *тс/м*³.

Таблица 1.14

Объемный вес снега и льда

Ви	Объемный вес, *тс/м*³	Количество примесей, % к весу снега
Свежевыпавший — окученный	0,2	0,3—0,5
Окученный — лежалый	0,3	1,0—1,5
То же, на улицах с инт нием	0,3	1,6—2,0
Снег, сброшенный с крыш	0,4	1,6—1,0
Сок с уличных проездов	0,45	12—15
Лед при 0° С	0,9168	—

Таблица 1.15

Относительный вес водных растворов в зависимости от концентрации $Al_2(SO_4)_3$ при 15° С

Концентрация раствора, %	δ	Концентрация раствора, %	δ
1	1,017	7	1,0768
2	1,027	8	1,087
3	1,037	9	1,0963
4	1,047	10	1,1071
5	1,0569	25	1,257
6	1,067		

Относительный вес цементного теста и растворов зависит от водоцементного отношения (В/Ц):

В/Ц	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
δ	2,052	1,857	1,80	1,72	1,64

Относительный вес глинистых растворов зависит от содержания твердых частиц:

Содержание частиц,	13,4	15,7	19,6	26,3	38,0
δ	1,07	1,10	1,12	1,19	1,32

В приложениях 5 и 6 приведены плотность и вязкость жидкостей и газов, применяемых при очистке воды.

§ 1.3. СЖИМАЕМОСТЬ

Сжимаемость — способность жидкости обратимым образом изменять свой объем под действием всестороннего внешнего давления.

Сжимаемость характеризуется коэффициентом объемного сжатия

$$\beta_p = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\Delta\rho}{\Delta p} = -\frac{\Delta V}{V \Delta p}. \qquad (1.6)$$

Величина, обратная коэффициенту объемного сжатия, называется модулем объемной упругости жидкости

$$E_{ж} = \frac{1}{\beta_p} = \rho \frac{\Delta p}{\Delta \rho}. \qquad (1.7)$$

Модуль объемной упругости существенно зависит от газосодержания в жидкости:

$$\frac{E_0}{E} = 1 + \varphi_0 \frac{p_a E_0}{p^2} = 1 + \varphi_{вес} \frac{\gamma R T E_0}{p^2} =$$

$$= 1 + \varphi_{вес} \frac{\gamma}{\gamma_{возд}} \cdot \frac{p_a E_0}{p^2}, \qquad (1.8)$$

где φ_0 и $\varphi_{вес}$ — объемное и весовое содержания нерастворенного газа в жидкости;

p — давление в жидкости;

p_a — атмосферное давление;

E_0 — модуль объемной упругости чистой жидкости, не содержащей нерастворенный газ.

Модули объемной упругости воды приведены в табл. 1.16; отношения E_0/E для воды с воздухом — в табл. 1.17

Таблица 1.16

Модули объемной упругости воды $E_в$, кгс/м²

	Давление p				
					80
0	1,89	1,90	1,92	1,95	1,98
5	1,93	1,95	1,97	2,01	2,07
10	1,95	1,97	2,01	2,05	2,12
15	1,97	2,00	2,03	2,09	2,17
20	1,98	2,02	2,06	2,12	2,21

Таблица 1.17

Отношения E_0/E для воды с воздухом

φ_0, %	Давление p, кгс/см²			
		5	10	20
0,1	6	1,8	1,2	1,05
0,5	26	5	2	1,25
1,0	51	9	3	1,50
1,5	76	13	4	1,75

Средние значения коэффициента объемного сжатия воды при обычной температуре в зависимости от давления:

1—500 *кгс/см²*	$4{,}85 \cdot 10^{-5}$ *см²/кгс*
1000—1500 »	$3{,}65 \cdot 10^{-5}$ »
2500—3000 »	$2{,}66 \cdot 10^{-5}$

Пример 2. При гидравлическом испытании участка трубопровода диаметром d 400 *мм* и длиной $l = 200$ *м* давление воды в трубе было повышено до 30 *кгс/см²*. Через час давление снизилось до 20 *кгс/см²*. Сколько воды вытекло через неплотности?

Если принять коэффициент объемного сж воды $\beta_p = 5 \cdot 10^{-5}$ *см²/кгс*, изменение ее объема составит:

$$\Delta V = -\beta_p V \Delta p.$$

Объем

$$V = \frac{\pi d^2}{4} l = 25{,}12 \text{ м}^3.$$

Измен

$$-\Delta p = 30 - 20 = 10 \text{ кгс/см}^2.$$

Количество вытекшей через неплотности воды

$$\Delta V = \frac{10 \cdot 2512 \cdot 10^4}{2 \cdot 10^5} = 12\,560 \text{ см}^3 = 12{,}56 \text{ л}.$$

Тепловое расширение — изменение объема тел при нагревании.

Величина теплового расширения характеризуется объемным коэффициентом температурного расширения β_t, который равен приращению единицы объема тела при нагревании на 1° С:

$$\beta_t = \frac{\Delta V}{V \Delta t} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\Delta \rho}{\Delta t}. \qquad (1.9)$$

Значения коэффициента температурного расширения воды приведены в табл. 1.18.

В обычных условиях коэффициент температурного расширения льда $\beta_t = 50{,}7 \cdot 10^{-6}$ 1/*град* (при —10 — 0° С)

Таблица 1.18

Значения коэффициента температурного расширения воды, 10^6 1/*град*

Давление p, *кгс/см²*	t °С				
	1—10	10—20		60—70	90—100
1	14	150	422	556	719
10	43	165	422	548	714
20	72	183	426	539	—
50	149	236	429	523	6 61
90	229	294	437	514	6 21

Пример 3. В отопительный котел в течение часа поступает 50 $м^3$ воды при температуре 70° С. Сколько кубометров воды будет выходить из котла, если нагревание ее производится до 90° С, а коэффициент температурного расширения воды $\beta_t = 0{,}00064$ $1/град$?

Увеличение расхода составит:

$$\Delta Q = \beta_t Q_н \Delta t = 0{,}00064 \cdot 50 \cdot 20 = 0{,}64 \ м^3/ч.$$

Расход воды

$$Q_1 = Q + \Delta Q = 50 + 0{,}64 = 50{,}64 \ м^3/ч.$$

§ 1.4. ВЯЗКОСТЬ

Вязкость — свойство жидкости оказывать сопротивление относительному движению (сдвигу) частиц жидкости.

Вязкость оценивается динамическим коэффициентом вязкости η — коэффициентом пропорциональности, входящим в выражение закона трения Ньютона:

$$\tau = \eta \frac{du}{dn}, \tag{1.10}$$

где τ — касательное напряжение на элементарной площадке, лежащей на поверхности соприкасающихся слоев движущейся жидкости;

du/dn — производная скорости по норм к рассматриваемым слоям жидкости.

В системе МКГСС

$$[\eta] = \left[\frac{кгс \cdot сек}{м^2}\right].$$

В системе СИ

$$[\eta] = \left[\frac{\text{сила} \cdot \text{время}}{\text{площадь}}\right] = \left[\frac{Н \cdot сек}{м^2}\right] = [Па \cdot сек].$$

Отношение динамического коэффициента вязкости к плотности жидкости называется кинематическим коэффициентом вязкости:

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} = \left[\frac{\text{площадь}}{\text{время}}\right].$$

В качестве единицы измерения ν обычно принимают *стокс* ($1\ ст = 1\ см^2/сек$) или *сантистокс* ($1\ сст = 1\ мм^2/сек$) Нередко коэффициент вязкости η измеряется в *пуазах* (*пз*) или *сантипуазах* (*спз*) ($1\ пз = 100\ спз = 0{,}1$ Па·*сек* $= 0{,}0102\ кгс \cdot сек/м^2$)

Зависимость вязкости жидкости от температуры может быть выражена формулой В. А. Бахарева:

$$\eta = \eta_0 \left[e^{-a(t-t_0)} + b(t-t_0)^2 e^{-c(t-t_0)}\right] \tag{1.12}$$

Значения входящих в (1.12) коэффициентов представлены в табл. 1.19.

Таблица 1.19

Значения коэффициентов η_0, a, b, c, t_0 в (1.12)

		$10^3 a$, 1/град	$10^6 b$, $(1/град)^2$	$10^3 c$, 1/град	Начало отсчета t_0, °С
Вода					0
Ртуть					—38,87
Трансформаторное масло		65			0
Четыреххлористый углерод	1,99	17	20	4	—23,8
Бензол	0,9	17,5	815	21,3	0
Метиловый спирт .	0,808	16,5	478	21	0
Этиловый спирт . .	1,773	20	677	23,5	0
Пропиловый спирт	3,883	30	4380	29	0
Нормальный гептан	3,85	34	230	20	—90,0
Гексан	—	23	54,5	13,6	—95,3
Хлористый натрий	1,6	5	2,9	0,57	+804
Азотнокислый натрий . . .	2,92	5	56	14,6	+308
Уксусная к	1,285	18	132	20	+16,7
Октан	—	23	12	17,3	+56,8

Для чистой пресной воды зависим сть вязкости от температуры жет быть выражена по формуле

$$\nu = \frac{0{,}01775}{1 + 0{,}0337t + 0{,}000221t^2} \approx \nu_0 (1 + 0{,}0158t)^{-2} \; [ст], \qquad (1.13)$$

где t — температура, °С;

ν_0 — вязкость воды при 0° С, равная 0,0179 *ст* (табл. 1.20).

Жидкость, в которой взвешено большое количество мелких твердых частиц, будет обладать эффективной вязкостью η, отличной от вязкости основной жидкости η_0:

$$\eta = \eta_0 (1 + 2{,}5c + 98c^{1{,}5}), \qquad (1.14)$$

Таблица 1.20

Значения коэффициента вязкости воды при различных температурах

t °С	η,		t °С	η,	
0	1,79	1,79	26	0,87	0,88
2	1,67	1,67	28	0,84	0,84
4	1,57	1,57	30	0,80	0,80
6	1,47	1,47	35	0,72	0,73
8	1,39	1,39	40	0,65	0,66
10	1,31	1,31	45	0,60	0,60
12	1,24	1,24	50	0,55	0,56
14	1,17	1,18	55	0,51	0,51
16	1,12	1,12	60	0,48	0,48
18	1,06	1,06	70	0,41	0,41
20	1,01	1,01	80	0,37	0,37
22	0,96	0,96	90	0,32	0,33
24	0,92	0,92	100	0,27	0,28

где c — консистенция гидросмеси, т. е. долевое содержание в ней твердых материалов: отношение мутности смеси к удельному весу мелкодисперсной фазы.

Кинематическая вязкость водного потока, насыщенного взвешенными частицами (60% частиц размером менее 0,05 *мм* и 0,5% — более 0,25 *мм*), увеличивается в зависимости от содержания взвеси B (в *г/л*) на:

1,0	1,05	1,11	1,18	1,32	1,48	1,95	2,82	4.46	8,9	56
B = 3,16	10	31,6	100	250	316	400	500	630	800	1000

Практически вязкость взвешенного шлама водопроводных отстойников составляет 1,1—1,3 *сст*.

Вязкость бытовых сточных вод, содержащих $B \leqslant 600$ *мг/л* взвешенных веществ, из которых 70—80% — органические, при температуре t от 2 до 25° С может быть определена по формуле Н. Ф. Федорова:

$$\nu = \nu_в + 0{,}0002Bt^{-2}\ [сст], \qquad (1.15)$$

где $\nu_в$ — кинематический коэффициент вязкости пресной воды.

В табл. 1.21 приведены данные о кинематической вязкости бытовых сточных вод, вычисленные по (1.15), а в табл. 1.22 — значения коэффициента динамической вязкости некоторых растворов.

Таблица 1.21

Приближенные значения коэффициента кинематической вязкости бытовых сточных вод в *сст* (*мм*^{2}/*сек*)

t °С	Количество взвешенных веществ, *мг/л*					
	100	200	300	400		600
2	2,17	2,67	3,17	3,67	,17	4,67
3	1,83	2,05	2,27	2,49	2,71	2,93
4	1,68	1,80	1,92	2,04	2,16	2,28
5	1,60	1,68	1,76	1,84	1,92	2,00
6	1,52	1,58	1,63	1,69	1,74	1,80
7	1,46	1,50	1,54	1,58	1,62	1,67
8	1,42	1,45	1,48	1,51	1,54	1,58
9	1,37	1,40	1,42	1,45	1,47	1,49
10	1,33	1,35	1,37	1,39	1,41	1,43
11	1,29	1,30	1,32	1,34	1,35	1,37
12	1,25	1,27	1,28	1,30	1,31	1,32
13	1,22	1,23	1,25	1,26	1,27	1,28
14	1,18	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23
15	1,15	1,16	1,17	1,18	1,18	1,19
16	1,12	1,13	1,13	1,14	1,15	1,16
17	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12	1,13
18	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,10
19	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06
20	1,02	1,02	1,02	1,03	1,04	1,04
21	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02
22	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,98
23	0,94	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96
24	0,92	0,93	0,93	0,93	0,94	0,94
25	0,90	0,91	0,91	0,91	0,92	0,92

Таблица 1.22

Значения коэффициента динамической вязкости некоторых растворов в *спз* (10^3 Н · *сек*/*м*^{2})

t °C	Хлористый натрий	Сернокислый натрий	Сернокислый калий	Щавелевая кислота
	Количество растворенного вещества, *г*/100 *см*^{3}			
	25,695	11,120	10,962	8,552
20	1,835	1,410	1,136	1,193
30	1,471	1,124	0,934	0,951
40	1,211	0,922	0,771	0,780
50	1,020	0,822	0,648	0,654
60	0,877	0,735	0,571	0,561
70	0,767	0,659	0,501	0,489
80	0,681	—	—	0,430
90	0,634	—	0,403	0,382

Пример 4. Определим вязкость бытовых сточных вод, если по данным физико-химического анализа они содержат 500 *мг*/*л* взвешенных веществ, из которых около 70% — органических. Температура сточных вод 10° С. По (1.15),

$$\nu_{ст} = \nu_в + 0{,}0002 \cdot 500 \cdot 10^{-2} = 0{,}01306 + 0{,}001 = 0{,}0141 \ см^2/сек.$$

Осадки сточных вод при определенных условиях, в случае их тонкодисперсности, в состоянии покоя приобретают студнеобразную структуру и называются гелями. Для нарушения структуры геля нужно приложить некоторое начальное усилие. Гели, как и другие дисперсные системы, — цементные, глинистые и меловые растворы, многие парафинистые нефти вблизи температуры их застывания, некоторые смазочные масла при отрицательных температурах, разнообразные коллоидные растворы (например, белок, крахмал, клей); нефтяные эмульсии (смеси с водой), суспензии (шламы, гидроторф, озерный ил, бумажная масса), битумы, молочные продукты и т. д. — относятся к аномальным (или структурным) жидкостям.

Наиболее полно деформационное поведение аномальных жидкостей характеризуется формулой Шведова — Бингама:

$$\tau = \tau_0 + \eta_* \frac{du}{dn}, \qquad (1.16)$$

τ — касательное напряжение;

τ_0 — начальное напряжение сдвига, после достижения которого жидкость приходит в движение;

η_* — коэффициент структурной вязкости.

Величина τ_0 в сильной степени зависит от времени нахождения аномальной жидкости в покое. Обычно под начальным напряжением понимают динамическое напряжение, проявляющееся при движении.

Вязкость аномальных жидкостей, входящую в формулу Ньютона (1.10), называют пластической (или кажущейся) вязкостью.

Для цементного раствора

$$\eta_* = 1{,}2\left[1 + 1{,}49\left(\frac{В}{Ц}\right)^{-5{,}77}\right] [спз], \qquad (1.17)$$

где В/Ц — водоцементное отношение.

Начальный сдвиг зависит от В/Ц и составляет:

В/Ц	0,5	0.6	0,7
τ_0, *кгс/.*	3,29	1,04	0,254

Для морского ила с влажностью 83,3% и $t = 18{,}4°$ С коэффициент $\eta_* = 0{,}364$ *пз* и $\tau_0 = 1{,}48$ *кгс/м*^{2}.

Вязкость некоторых растворов приведена в табл. 1.23.

Зависимость вязкости и динамического сопротивления сдвига осадка сточных вод от влажности представлена в табл. 1.24 (по Ю. М. Ласкову)

Плотность и вязкость некоторых жидкост газов приведены в приложениях 5 и 6.

Таблица 1.23

Вязкость некоторых растворов

Раствор	η_*,	
Цементный (тесто)	3	13—14,5
Известковый (тесто)	3,6—4	17—22
Глиняный (тесто) .	5—5,5	33—40
Цементно-песчаный:		
1 1	3,2	
1 3.	2,1—2,2	
Известково-песчаный 1	2,8—3,3	
Смешанный:		
1 1 6.	2,4—2,6	7,5—10
1 1 2.	?,2	15

Таблица 1.24

Зависимость вязкости и динамического сопротивления сдвигу осадка сточных вод от влажности

Влажность осадка, %	Структурная вязкость, *спз*	Динамическое сопротивление сдвигу, *кгс/м*^{2}
90—91	45—40	1,0—0,76
92—93	35—30	0,5—0,36
94—95	25—23	0,3—0,25
96—97	21—20	0,23—0,2

§ 1.5. ВОЗДУХО- И ГАЗОСОДЕРЖАНИЕ

В воде обычно содержатся растворенные газы: кислород, азот, углекислота, сероводород, метан и т. д. Количество газа, растворенного в воде, зависит от ее температуры, парциального давления газа p_* и концентрации в ней солей. Под парциальным давлением понимают часть общего давления в газовой смеси, обусловленную данным газом.

Для определения парциального давления воздуха нужно из общего давления газов над водой вычесть давление водяного пара при данной температуре (см. табл. 2.2).

Таблица 1.25

Значения коэффициентов Бунзена и Сеченова для воды и растворов NaCl при различных температурах и парциальном давлении газа 760 *мм рт. ст.*

t °C	Азот		Кислород		Углекислый газ		Метан	
	$\alpha \cdot 10^3$, *мл/л*	k	$\alpha \cdot 10^3$, *мл/л*	k	$\alpha \cdot 10^3$, *мл/л*	k	$\alpha \cdot 10^3$, *мл/л*	k
0			48,9	0,180	1713	0,122/0,113 *		
5	—	—	42,9	0,168	1432	0,117/0,108	48,7	0,172
10	19,5	0,160	38,5	0,160	1195	0,112/0,105	42,1	0,159
15	17,4	0,148	34,2	0,156	1005	0,107/0,1	37,2	0,148
20	16,0	0,137	30,8	0,149	870	0,101/0,096	33,3	0,140
25	14,8	0,129	28,2	0,145	757	0,1/0,092	30,1	0,133
30	13,8	0,121	26,3	0,139	665	0,093	27,5	0,127
35	12,8	0,117	—	—	593	0,092	25,3	0,122
40	12,2	0,113	—		527	0,091	23,9	0,118
45	11,5	0,109	—		475	0,090	22,7	0,114
50	11,3	0,106			434	0,090	21,7	0,111
60	10,8	0,106			—	—	20,2	0,106
70	10,6	0,106				—	19,2	0,102

* В числителе — для растворов солей концентрации от 0,5 до знаменателе — для растворов солей концентрации от 2 до 5,4 *г-экв/л*.

Таблица 1.26

Растворимость газов в воде при их парциальном давлении 760 *мм рт. ст.* (в *г/л* раствора)

	Температура воды, °C							
	0	10	20	30	40	60	80	100
CO_2	3,37	2,31	1,72	1,32	1,05	0,72	0,55	—
O_2	$698 \cdot 10^{-4}$	$543 \cdot 10^{-4}$	$443 \cdot 10^{-4}$	$372 \cdot 10^{-4}$	$329 \cdot 10^{-4}$	$278 \cdot 10^{-4}$	$251 \cdot 10^{-4}$	$242 \cdot 10^{-4}$
H_2S	7,10	5,16	3	3,09	2.52	1,82	1.39	1,23
CH_4	$398 \cdot 10^{-4}$	$299 \cdot 10^{-4}$	$236 \cdot 10^{-4}$	$197 \cdot 10^{-4}$	$169 \cdot 10^{-4}$	$140 \cdot 10^{-4}$	$127 \cdot 10^{-4}$	$122 \cdot 10^{-4}$
Cl_2	14,6	9,8	7,16	—	4,51	3,24	2,19	0
NH_3	876	679	526	—	—	307	—	—
SO_2	228	162	112,9	—	54,1	—		—
O_3	1,42	1,04	—	0,45	—	—		—
N		$244 \cdot 10^{-4}$	$200 \cdot 10^{-4}$	$172 \cdot 10^{-4}$	$152 \cdot 10^{-4}$	$135 \cdot 10^{-4}$		

Согласно закону Генри — Дальтона, растворимость газа в жидкости прямо пропорциональна его парциальному давлению.

Растворимость газа обычно выражается коэффициентом Бунзена α, т. е. объемом газа в миллилитрах (при 0° С и 760 *мм рт ст.*), растворенного в 1 *мл* растворителя при данной температуре и давлении этого газа над жидкостью 760 *мм рт. ст.* (табл. 1.25).

Умножая коэффициент Бунзена α на объемный вес газа при 0° С, получим количество растворенного газа в весовых единицах при данном давлении (табл. 1.26).

Весовое количество растворенного газа изменяется пропорционально давлению жидкости, оставаясь по объему практически неизменным.

Растворимость газов в растворах солей уменьшается с увеличением концентрации соли согласно уравнению Сеченова:

$$N' = N \cdot 10^{-kn}, \qquad (1.18)$$

где N' и N — содержание газа в минерализованной и чистой воде;

n — концентрация соли в растворе, выраженная в эквивалентной форме (*мг-экв/л*);

k — коэффициент Сеченова (высаливания), зависящий от природы газа и растворенной соли, температуры и давления.

В табл. 1.27 и 1.28 приведены пределы насыщения воды кислородом и растворимость хлора в воде.

Таблица 1.27

Предел насыщения воды кислородом (*мг/л*) при давлении воздуха 760 *мм рт. ст.*

Вид воды	*t* °С						
	0		10		20		30
Пресная вода	14,6	12,8	11,3	10,2	9,2	8,4	7,6
Морская вода	11,3	10,0	9,0	8,1	7,4	6,7	6,1

Таблица 1.28

Растворимость хлора в воде при различных температурах и давлении

Давление, *мм рт. ст.*	Содержание хлора (/л) при температуре воды, °С						
	0	10		30		50	90
200	4,3	3,3	2,7	2,3	2,1	1,8	1,4
500	—	6,9	5,3	4,3	3,6	3,1	2,2
750		9,65	7,3	5,8	4,8	4	2,8
1000		—	9	7,3	5,9	5	3,3
2000		—	17	13	10,2	8,4	5,2

Таблица 1.29

Растворимость воздуха в воде (в $см^3$ на 1000 $см^3$ воды при давлении 760 *мм* и 0 °С)

	t °С						
	0						
Кислород	10,19	8,9	7,9	7,0		5,8	
Азот, аргон и т. д. . .	19,0	16,8	15,0	13,5		11,3	
Содержание кислорода в растворенном воздухе по объему), % .	34,9		34,5	34,2	34,0	33,8	33,6

Парциальное давление кислорода в воздухе составляет 152 *мм рт ст.*, а двуокиси углерода (CO_2) — 0,2 *мм рт. ст.*

Растворимость воздуха в воде представлена в табл. 1 29.

§ 1.6. ПОВЕРХНОСТНОЕ НАТЯЖЕНИЕ

В поверхностных слоях на границе любых двух соприкасающихся тел сосредоточен избыток энергии — так называемая поверхностная энергия, пропорциональная величине поверхности. Избыток свободной энергии на 1 $см^2$ поверхностного слоя называется поверхностным натяжением и возникает за счет работы, затрачиваемой на образование 1 $см^2$ поверхностного слоя. Поэтому поверхность жидкости как бы образована пленкой, стремящейся сократиться.

Поверхностное натяжение можно рассматривать и как силу, действующую на единицу длины линии, ограничивающей поверхность, перпендикулярно к ней и по касательной к поверхности, в сторону ее сокращения.

С поверхностным натяжением связан ряд физических поверхностных явлений:

смачивание как результат молекулярного взаимодействия между жидкостью и твердым телом, вследствие чего поверхностная энергия системы уменьшается;

образование небольших капель и мыльных пузырей шарообразной формы, при которой величина поверхностной энергии или свободной поверхности минимальна;

сцепление (когезия) и прилипание (адгезия);

распыление жидкости и конденсация.

С изменением состава поверхностного слоя, сопровождающимся уменьшением поверхностной энергии, связана адсорбция. Это используется, например, при флотации, для повышения устойчивости дисперсных систем и др.

Поверхностное натяжение является фактором, характеризующим процесс флотации, т. е. способности дисперсных частиц всплывать вместе с пузырьками воздуха.

Так, поверхностное натяжение сточных вод мясокомбинатов в пределах 6—6,6 *гс/м* является наиболее благоприятным для процесса флотации. При $\sigma > 6{,}7$ *гс/м* процесс флотации затихает, а при $\sigma = 5{,}6$ *гс/м* наблюдается бурное пенообразование.

Таблица 1.30

Поверхностное натяжение раствора неионогенных ПАВ (*гс/м*)

Вещество	Концентрация раствора,				Теоретическая потребность в кислороде, *г/г*	Молекулярный вес
	0,01					
ОП-7	5,2	3,8	3,26	3,06	2,25	613
ОП-10	5,4	4,0	3,56	3,36	2,26	789
Проксанол	—	—	—	—	1,97	4543
Нафтенокс-10	5,5	3,8	—	3,36	1,87	641
Нафтенокс-16	5,8	4,0	—	3,57	2,46	905
Нафтенокс-20	5,7	4,0	—	3,67	1,83	1081

Зависимость поверхностного натяжения от температуры может быть представлена в виде:

$$\sigma = \sigma_0 - \beta t, \qquad (1.19)$$

где σ_0 — поверхностное натяжение при соприкосновении с воздухом при $t = 0°$ С (для воды $\sigma_0 = 7{,}73$ *гс/м*; $\beta = 1{,}55 \cdot 10^{-4}$ *гс/м·град*).

Для масла и нефтей $\sigma = 2{,}7 \div 3{,}3$, для ртути — 44, для мыльной воды — 4,6, для глицерина — 6,6, для аммиака — 4,3 *гс/м*.

При растворении какого-либо вещества в жидкости ее поверхностное натяжение, как правило, изменяется. Вещества, вызывающие резкое понижение поверхностного натяжения, называются поверхностно-активными — ПАВ (табл. 1.30); они широко применяются при флотации, изготовлении различных эмульсий и т. д.

Например, для водного раствора, содержащего 60 *г* пропилового спирта в 1 *л*, поверхностное натяжение равно 4,24, а для чистой воды — 7,35 *гс/м*.

Органические вещества (например, жирные кислоты, спирты, мыла, протеины, кетоны) весьма значительно понижают поверхностное натяжение воды. Вещества, *понижающие* поверхностное натяжение, адсорбируются поверхностным слоем, т. е. сосредоточиваются в нем в большей концентрации, чем в остальном объеме раствора, и тем самым еще сильнее снижают поверхностное натяжение. Вещества же, *повышающие* поверхностное натяжение (например, неорганические соли), обладают отрицательной адсорбцией, т. е. в поверхностном слое концентрируются меньше, чем в объеме раствора; поэтому влияние их на поверхностное натяжение незначительно.

Глава вторая

ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ

§ 2.1. АБСОЛЮТНОЕ И МАНОМЕТРИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЯ

Абсолютное, или полное, давление представляет собой силу, действующую по нормали к поверхности тела и отнесенную к единице площади этой поверхности.

Давление, избыточное над поверхностным (p_0), называют избыточным ($p_{изб}$). Давление, избыточное над атмосферным ($p_а$), называют манометрическим ($p_м$). Недостаток давления до атмосферного называется вакуумметрическим давлением или просто вакуумом ($p_{вак}$). Эти давления связаны с абсолютным, или полным (p), давлением следующими зависимостями:

$$p = p_0 + p_{изб} = p_а + p_м; \tag{2.1}$$

$$p = p_а - p_{вак}. \tag{2.2}$$

Гидростатическое давление выражается: в технической системе — в *кгс/см²* или *кгс/м²*, в системе СИ — в паскалях (1 Па = 1 Н/*м²*); оно может быть выражено также высотой столба жидкости, при этом 1 Па = 0,102 *кгс/м²* = 0,102 *мм вод. ст* = = 0,0075 *мм рт ст*

Атмосферное давление называют также барометрическим давлением.

В табл. 2.1 указаны значения давления воздуха на разных высотах, причем за плоскость отсчета высот принят уровень моря, и для этого уровня приняты: температура $t = 15°$ С, плотность $\rho_0 = 0{,}125$ *кгс·сек²/м⁴*.

Для тропосферы (до 11 000 давление изменяется по закону

$$p = p_0\left(1 - \frac{h}{44\,300}\right)^{5{,}256} \tag{2.3}$$

где h выражено в метрах.

Таблица 2.1

Некоторые величины стандартной атмосферы (СА)

Геометрическая высота, *км*	Барометрическое давление, *кгс/см²*	Температ °С	Относительная плотность, ρ/ρ_0	Кинематический коэффициент вязкости, *сст*
0	1,03		1,00000	14,607
1	0,915		0,90751	15,312
2	0,81		0,82171	17,146
3	0,715		0,74237	18,624
4	0,628		0,66901	20,271
5	0,55		0,60127	22,103

Таблица 2.2

Зависимость давления парообразования (насыщения) от температуры для воды

t °C		10	20	30		50	60	70	80	90	100
p_s/γ, *м вод. ст.*	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	2,02	3,17	4,82	7,14	10,33

Максимальное значение вакуума соответствует абсолютному давлению, равному давлению парообразования p_s (табл. 2.2), определяемому для воды по формуле

$$p_s = p_a (t/t_a)^4 = (0{,}01t\ °C)^4\ [кгс/см^2]. \qquad (2.4)$$

§ 2.2. ИЗМЕРЕНИЕ ДАВЛЕНИЙ

Манометрическое давление измеряется манометрами или пьезометрами, вакуум — вакуумметрами. Приборы, измеряющие давление и вакуум, называются мановакуумметрами.

В жидкостных приборах (рис. 2.1) измеряемое давление уравновешивается давлением столба жидкости. При этом для измерения малых давлений или разрежений применяются жидкостные микроманометры с наклонной трубкой. Наклонное положение трубки повышает точность измерения, так как при одном и том же давлении и разности уровней h длина столба жидкости в трубке l увеличивается при уменьшении угла наклона к горизонтали.

В пружинных манометрах в качестве чувствительного элемента используют различные пружины и мембраны.

Наиболее точными приборами для измерения давления являются поршневые манометры.

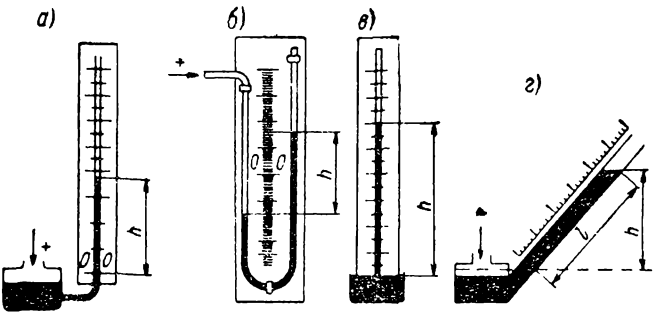


Рис. 2.1. Схемы жидкостных манометрических приборов

а — однотрубный манометр; *б* — U-образный двухтрубный манометр; *в* — ртутный барометр; *г* — микроманометр с наклонной трубкой

§ 2.3. ДАВЛЕНИЕ ЖИДКОСТИ НА ПЛОСКИЕ ФИГУРЫ

Сила давления жидкости на плоскую стенку равна произведению площади фигуры ω на гидростатическое давление p_C в ее центре тяжести (рис. 2.2):

$$P = p_C\omega = \gamma h_C\omega, \tag{2.5}$$

где h_C — глубина погружения центра тяжести площади фигуры под свободную поверхность.

Точка приложения силы P (точка $Ц$) называется центром давления.

Местоположение точки $Ц$ определяется координатами

$$y_Ц = y_C + \frac{J_0}{\omega y_C} \tag{2.6}$$

$$h_Ц = h_C + \frac{J_0 \sin^2\theta}{h_C\omega}, \tag{2.7}$$

$$x_Ц = \frac{\int_\omega yx\, d\omega}{y_C\omega}, \tag{2.8}$$

где J_0 — момент инерции площади ω относительно горизонтальной оси OO, лежащей в плоскости фигуры и проходящей через ее центр тяжести;

θ — угол наклона боковой стенки к горизонту.

Если ω имеет правильную форму и ее осью симметрии служит линия NN (рис. 2.2), то центр давления лежит на этой оси и определяется одной координатой $y_Ц$.

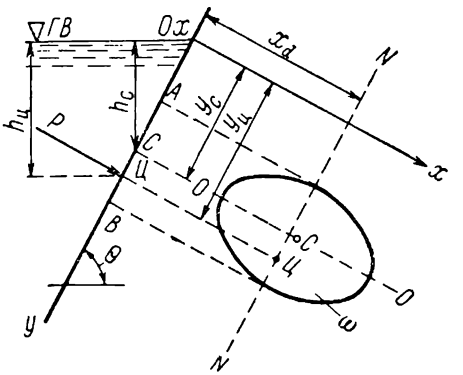
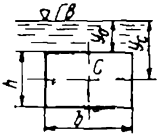
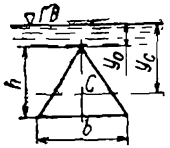
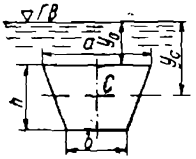
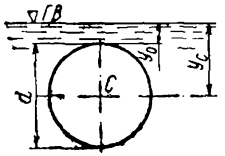
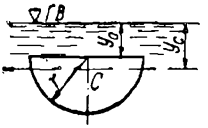


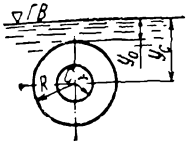
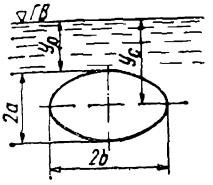
Рис. 2.2. Расчетная схема давления жидкости на плоскую фигуру

Таблица 2.3

Моменты инерции J_0 (относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести C), координаты центра тяжести y_C, центра давления $y_D = y_C + e$ и площади ω нескольких плоских фигур

Вид фигуры, обозначения		y_C	ω	
1	2	3	4	5
	$\frac{bh^3}{12}$	$y_0 + \frac{h}{2}$		$\frac{h}{6}$
	$\frac{bh^3}{36}$	$y_0 + \frac{2}{3}h$	$\frac{bh}{2}$	$\frac{h}{12}$
	$\frac{h^3(a^2+4ab+b^2)}{36(a+b)}$	$y_0 + \frac{h(a+2b)}{3(a+b)}$	$\frac{h(a+b)}{2}$	$\frac{h}{6}\,\frac{a^2+1ab+b^2}{(a+b)(a+2b)}$
	$\frac{\pi d^4}{64}$	$y_0 + \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{d}{8}$
	$\frac{9\pi^2-64}{72\pi}r^4$	$y_0 + \frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{2}$	

Продолжение табл. 2.3

Вид фигуры, обозначения		y_C	ω	e при $y_0=0$
1	2	3	4	5
	$\frac{\pi(R^4-r^4)}{4}$	y_0+R	$\pi(R^2-r^2)$	$\frac{R^2+r^2}{4R}$
	$\frac{\pi a^3 b}{4}$	y_0+a	πab	$\frac{a}{4}$

Если учитывать давление внешней среды на свободную поверхность p_0, передаваемое жидкостью на фигуру, то сила полного давления

$$= (p_0 + \gamma h_C)\,\omega. \qquad (2.9)$$

Фигуру, находящуюся на глубине y_0 от свободной поверхности (табл. 2.3), можно свести к случаю, когда верхняя кромка фигуры совпадает с поверхностью жидкости, заменив давление слоя жидкости выше этого горизонта давлением внешней среды. Положения центра давления относительно центра тяжести ($y_Ц - y_C = e$) для этого случая при $\theta = 90°$ приведены в графе 5 табл. 2.3 ($y_C = h_C$, $y_0 = h_0$).

Момент силы давления жидкости относительно горизонтальной проходящей через центр тяжести фигуры, равен γJ_0.

Графическое изображение изменения гидростатического давления в зависимости от глубины вдоль какой-либо плоской стенки называется эпюрой давления (рис. 2.3). Объем эпюры давления равен силе давления жидкости на данную стенку.

Распределение n ригелей плоского щитового затвора (рис. 2.3) из условия равенства давления, приходящегося на каждый ригель, отвечает формуле

$$\frac{h_i}{H} = \frac{2}{3}\cdot\frac{1}{\sqrt{n+m}}\left[(i+m)^{1,5} - (i+m-1)^{1,5}\right], \qquad (2.10)$$

где $n/m = (H/h_0)^2 - 1$;

n — число ригелей;

i — порядковый номер;

h_0 — расстояние первого ригеля от уровня воды

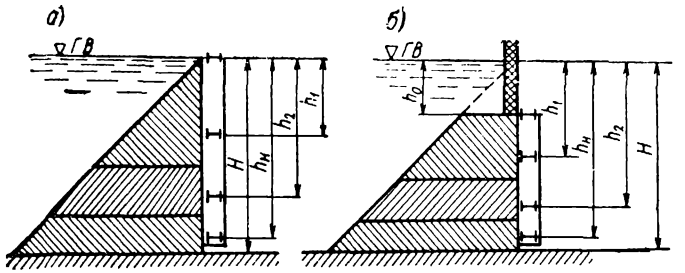


Рис. 2.3. Эпюра давления. К размещению ригелей в плоских щитах

а — верх щита совпадает со свободной поверхностью; *б* — верх щита находится на глубине h_0 от свободной поверхности

Пример 1 Трубопровод диаметром $d = 0{,}7$ *м* перекрыт круглым дроссельным затвором (рис. 2.4), вращающимся на горизонтальной оси. Слева от затвора трубопровод заполнен водой ($\gamma_в = 1000$ *кгс/м*^{3}) под манометрическим давлением $p_м = 2{,}5$ *кгс/см*^{2}. Какой момент нужно приложить к оси затвора, чтобы он не открывался под действием давления воды?

Манометрическое давление равномерно распределяется по площади затвора, его результирующая проходит через его ось и, следовательно, момента не дает. Момент создает давление от жидкости, находящейся в трубопроводе на глубине $h_Ц$. Сила этого давления

$$P = \gamma h_C \omega = \gamma \frac{\pi d^3}{8} = 135 \text{ кгс}$$

Центр давления данной силы находится ниже оси вращения на расстоянии

$$e = h_Ц - h_C = \frac{J_0 \sin^2 \theta}{h_C \omega} = \frac{d}{8} = 0{,}0375 \text{ м},$$

а ее

$$M = Pe = \gamma \frac{\pi d^4}{64} = 135 \cdot 0{,}0375 = 11{,}8 \text{ кгс} \cdot м.$$

§ 2.4. ДАВЛЕНИЕ ЖИДКОСТИ НА КРИВОЛИНЕЙНЫЕ ПОВЕРХНОСТИ

Сила давления жидкости на криволинейную поверхность

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}, \tag{2.11}$$

где P_x, P_y, P_z — проекции силы P на координатные оси Ox, Oy, Oz.

При направлении оси Oz по вертикали, проекции силы P по координатным осям равны:

$$P_x = \gamma h_{Cx} \omega_x, \tag{2.12}$$

$$P_y = \gamma h_{Cy} \omega_y, \tag{2.13}$$

$$P_z = \gamma W, \tag{2.14}$$

где ω_x и ω_y — площади проекций поверхности S на плоскости, нормальные осям Ox и Oy.

h_{Cx} и h_{Cy} — глубины погружения центров тяжести площадей ω_x и ω_y;

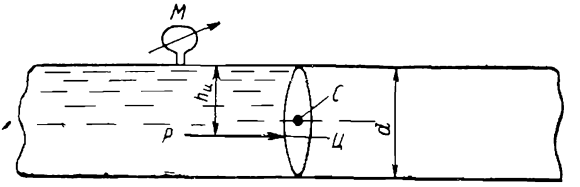


Рис. 2.4. К определению момента действия силы давления жидкости на дроссельный затвор

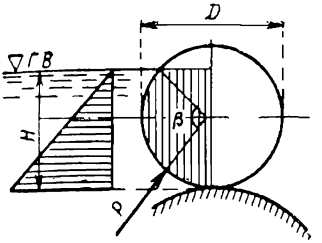


Рис. 2.5. К расчету давления на вальцовый затвор

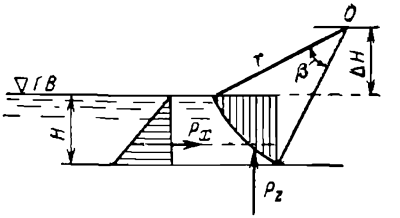


Рис. 2.6. К расчету давления на сегментный затвор

W — объем вертикального столба, опирающегося на заданную поверхность S и ограниченного сверху плоскостью свободной поверхности, — объем тела давления;

γW — вес жидкости в объеме тела давления.

Направление силы P определяется косинусами углов α, β и γ, образуемых направлением P с осями Ox, Oy и Oz:

$$\cos\alpha = \frac{P_x}{P}; \quad \cos\beta = \frac{P_y}{P}; \quad \cos\gamma = \frac{P_z}{P}. \tag{2.15}$$

Если криволинейная поверхность цилиндрическая, с постоянным радиусом кривизны, то сила P будет проходить через центр радиуса кривизны этой поверхности.

Вальцовый затвор (рис. 2.5). Горизонтальная составляющая силы давления на ширину затвора b

$$P_x = \gamma \frac{bH^2}{2}; \tag{2.16}$$

вертикальная составляющая

$$P_z = \gamma \frac{bD^2}{8}\left[\frac{\pi\beta}{180^\circ} + \left(2\frac{H}{D} - 1\right)\cos(\beta - 90^\circ)\right] =$$

$$= 0{,}125\gamma D^2\left[\frac{\pi\beta}{180^\circ} + 2\frac{H}{D}\left(2\frac{H}{D} - 1\right)\sqrt{\frac{D}{H} - 1}\right] = f\left(\frac{H}{D}\right)\gamma D^2, \tag{2.17}$$

а угол наклона силы P к горизонтальной линии $\alpha = \operatorname{arctg}(2fD^2/H^2)$,

где f (H/D)=0,393	0,0767	0,0265
при H/D=1,0	0,25	0,125
α=38° 10′	65° 50′	73° 35′

Сегментный затвор (рис. 2.6). Горизонтальная составляющая

$$P_x = \gamma b \frac{H^2}{2}, \tag{2.18}$$

где b — ширина затвора, а вертикальная составляющая

$$P_z = \frac{\gamma b}{2}\left[\pi r^2 \frac{\beta}{180^\circ} - \Delta H\sqrt{r^2 - \Delta H^2} - (H - \Delta H)\sqrt{r^2 - (H - \Delta H^2)}\right]; \tag{2.19}$$

здесь ΔH берется со знаком «плюс», если центр вращения O находится выше горизонта воды, и со знаком «минус», если — ниже.

При $r = H$ $(\beta = 90^\circ)$

$$P_z = \frac{1}{4}\gamma\pi H^2 b, \tag{2.20}$$

$$P = 0{,}931\gamma b H^2; \tag{2.21}$$

угол наклона силы P к горизонту

$$\alpha = \arccos\frac{P_z}{P} = 32^\circ 30'. \tag{2.22}$$

Пример 2. Определить толщину стенок δ напорного стального трубопровода (D = 0,7 *м*), подводящего воду из горного водохранилища, расположенного на высоте 180 *м* над наливом воды в резервуар, если допускаемое напряжение стенок на разрыв $\sigma_{доп}$=1600 *кгс/см*^{2}. Определить также усилие в колене такого трубопровода при угле поворота β = 60°

Трубопровод будет разрываться по диаметральной плоскости под действием силы давления на проекцию цилиндрической поверхности:

$$P_{разр} = pDl.$$

Приравнивая разрывающую силу силе сопротивления материала стенки, равной $2\delta l\sigma_{доп}$, получим:

$$\delta = \frac{pDl}{2l\sigma_{доп}} = \frac{0{,}001 \cdot 18\,000 \cdot 70}{2 \cdot 1600} \approx 0{,}4\ см = 4$$

С учетом запаса на коррозию, неточности отливки и тому подобных факторов толщину стенок увеличивают на 3—5 *мм*.

Болты фланцев или опоры трубопроводов следует рассчитывать на действие сил гидростатического давления, приложенных в центрах сечений до и после поворота и действующих по направлению осей трубопровода. Равнодействующая этих сил

$$R = p\frac{\pi D^2}{2}\sin\frac{\beta}{2} = 0{,}001 \cdot 18\,000 \cdot \frac{\pi \cdot 4900}{2} \cdot 0{,}5 = 69\,200\ кгс.$$

§ 2.5. ПЛАВАНИЕ ТЕЛ

На тело, погруженное в жидкость, действует выталкивающая сила, называемая архимедовой силой $P_в$; она направлена вверх и равна весу вытесненной телом жидкости. Объем жидкости W, вытесненной плавающим телом, называется объемным

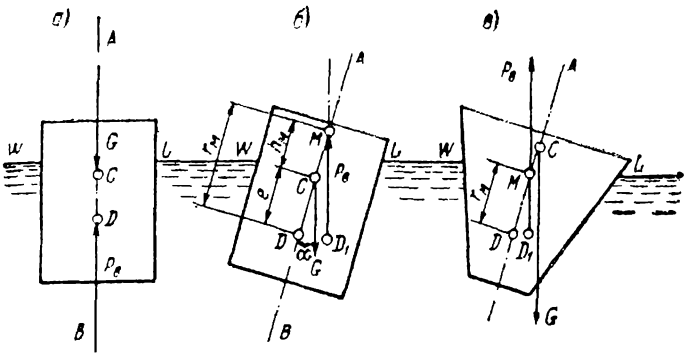


Рис. 2.7. К расчету плавания тел

а — равновесное положение тела; *б* — остойчивое положение; *в* — неустойчивое положение

водоизмещением. Если вес тела $G > P_в$, тело тонет. При $G = P_в$ тело плавает в погруженном состоянии. Если $G < P_в$, тело всплывает на поверхность жидкости.

Линия пересечения плоскости свободной поверхности жидкости с боковой поверхностью плавающего тела (в равновесном положении) называется ватерлинией. Площадь сечения тела плоскостью свободной поверхности (в равновесном положении ограничена ватерлинией) называется площадью плоскости плавания.

Линия, проходящая через центр водоизмещения D (или центр давления) при равновесии тела и центр тяжести плавающего тела C, называется осью плавания (рис. 2.7, *а*).

Точка M пересечения оси плавания с вертикалью, проведенной через центр водоизмещения D_1 при крене тела на угол α, называется метацентром (рис. 2.7, *б*).

На рис. 2.7 символом e обозначен эксцентриситет, $h_м$ — метацентрическая высота, $r_м$ — метацентрический радиус.

Метацентрический радиус может быть вычислен по формуле

$$r_м = \frac{J}{W}, \tag{2.23}$$

где J — момент инерции площади плоскости плавания относительно горизонтальной продольной оси, проходящей через центр тяжести этой площади.

Метацентрическая высота

$$h_м = r_м - e = \frac{J}{W} - e. \tag{2.24}$$

Если $h_м > 0$ или $r_м > e$, то плавающее тело обладает остойчивостью, т. е. возвращается в состояние равновесия после получения крена. При $h_м < 0$ и $r_м < e$ равновесие тела неустойчивое.

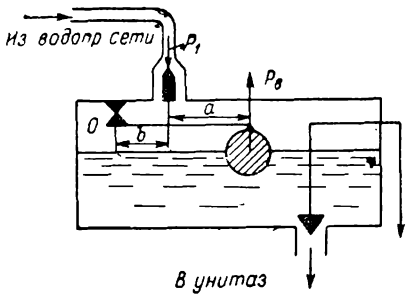


Рис. 2.8. Схема сливного бачка унитаза

Пример 3. Вода под давлением $p = 0{,}3$ *кгс/см*^{2} подводится к сливному бачку унитаза по трубе диаметром 12 *мм* (рис. 2.8). Шаровой поплавок весом 100 *гс* и игла, перекрывающая доступ воды из сети, укреплены на рычаге, поворачивающемся в шарнире *O*. Определить, при каком соотношения плеч $a:b$ игла перекрывает отверстие подводящего водопровода, чтобы поплавок диаметром $D = 10$ *см* был погружен в воду наполовину (трением шарнира, весом рычага и поплавка пренебрегаем).

Сила, действующая на запорную иглу,

$$P_1 = p\frac{\pi d^2}{4} = 0{,}3\,\frac{\pi}{4}\cdot 1{,}2^2 = 0{,}34 \text{ кгс}.$$

Выталкивающая поплавок (архимедова) сила

$$P_в = 0{,}5\gamma\frac{\pi D^3}{6} = \frac{\pi}{12} = 0{,}262 \text{ кгс}.$$

Из равенства моментов сил P_1 и $P_в$ относительно точки O $[P_в(a+b) = P_1 b]$ найдем:

$$\frac{a}{b} = \frac{P_1}{P_в} - 1 = 1{,}3 - 1 = 0{,}3.$$

Пример 4. Прямоугольный понтон в форме ящика с размерами $\times\, b = 6 \times 2$ *м* без груза имеет осадку $h_0 = 0{,}15$ *м*. Определить вес груза и остойчивость понтона, если центр тяжести понтона с грузом расположен на высоте $h_Ц = 0{,}7$ *м* над его дном и осадка составляет $h = 0{,}8$ *м*.

Собственный вес понтона будет равен весу воды, вытесненной им понтоном:

$$G = \gamma l b h_0 = 1 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 0{,}15 = 1{,}8 \text{ т}.$$

Подъемная сила для понтона с грузом

$$P_г = \gamma l b h = 1 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 0{,}8 = 9{,}6 \text{ т}.$$

Вес груза

$$G_{гр} = P_г - G = 9{,}6 - 1{,}8 = 7{,}8 \text{ т}.$$

Для определения остойчивости понтона находим величину метацентрического радиуса:

$$r = \frac{I}{V} = \frac{lb^3}{12lbh} = \frac{4}{9{,}6} = 0{,}417 \text{ м}.$$

Центр водоизмещения (точка *D*) расположен на высоте $h/2 = 0{,}4$ *м*. Величина эксцентриситета равна

$$e = h_Ц - \frac{h}{2} = 0{,}7 - 0{,}4 = 0{,}3 \text{ м}.$$

Так как $r = 0{,}417 > e = 0{,}3$ *м*, то понтон будет остойчив.

Глава третья

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

§ 3.1. УРАВНЕНИЕ БЕРНУЛЛИ, УСЛОВИЯ ЕГО ПРИМЕНЕНИЯ

Уравнение Бернулли выражает закон сохранения энергии для потока реальной жидкости:

$$E_1 = E_2 + h_w, \tag{3.1}$$

где E_1 и E_2 — удельная энергия потока в начальном и конечном сечениях, т. е. механическая энергия потока, отнесенная к его весовому расходу;

h_w — энергия, потерянная на пути движения потока от сечения *1—1* до сечения *2—2*.

Если движение жидкости равномерное или близкое к равномерному (медленно изменяющееся), когда живое сечение можно принять плоским, перпендикулярным осевой линии и пренебречь составляющими скорости в этой плоскости сечения, то давление в живом сечении распределяется по гидростатическому закону:

$z + \frac{p}{\gamma} = \text{idem}$ во всех точках живого сечения.

В данном случае (3.1) примет вид, широко применяемый в расчетах:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_w; \tag{3.2}$$

здесь z — высота любой точки в живом сечении потока относительно плоскости сравнения (рис. 3.1);

p/γ — приведенная или пьезометрическая высота гидродинамического давления (абсолютного или манометрического) в этой же точке, для которой взят отсчет z;

$\alpha v^2/2g$ — скоростной напор;

α — коэффициент Кориолиса.

Индексы *1* относятся к параметрам потока в сечении *1—1*, а индексы 2 — в сечении *2—2*.

Величина коэффициента α зависит от распределения скорости по сечению и определяется по формуле

$$\alpha = \frac{\int_\omega u^3 \, d\omega}{v^3 \omega} \approx 1 + 3 \frac{\int_\omega (u - v)^2 \, d\omega}{v^2 \omega}, \tag{3.3}$$

где u — местная скорость (скорость в любой точке) живого сечения;

v — средняя скорость потока.

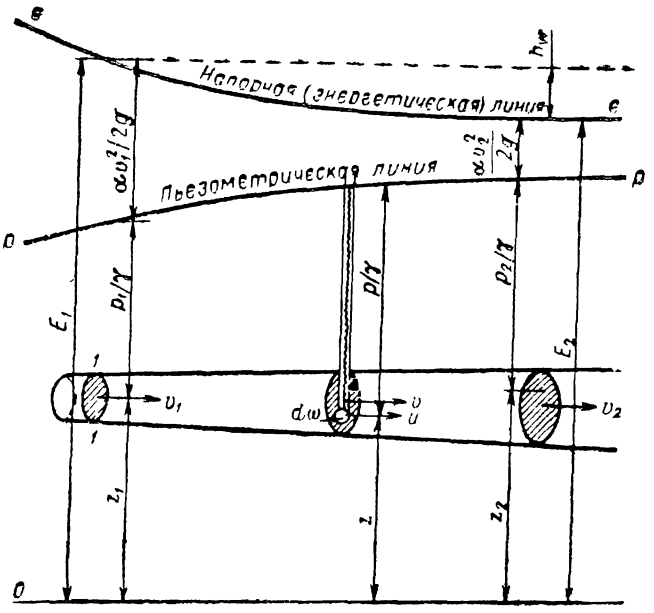


Рис. 3.1. Геометрическая интерпретация уравнения Бернулли.

Обычно принимают $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$.

При ламинарном движении в трубе круглого или эллипсоидного сечения $\alpha = 2$, в щели $\alpha = 1{,}55$, в трубе с сечением в форме равностороннего треугольника $\alpha = 2{,}3$.

При турбулентном движении α мало отличается от единицы, при логарифмическом законе распределения скоростей в трубе

$$\alpha = 1 + \frac{3}{8} \cdot \frac{\lambda}{\varkappa^2} \left[\left(\ln \frac{r_0}{y_v} \right)^2 - 3 \ln \frac{r_0}{y_v} + 3{,}5 \right], \qquad (3.4)$$

где r_0 — внутренний радиус трубы;

y_v — расстояние от стенки трубы до точек, в которых местные скорости равны средней скорости;

$\varkappa$ — постоянный коэффициент пропорциональности;

λ — гидравлический коэффициент трения.

При степенно́м законе распределения скоростей, предложенном А. М. Кургановым:

$$u = u_{\text{макс}} \left(1 - \frac{r^2}{r_0^2} \right)^{1{,}3\sqrt{\lambda}} \qquad (3.5)$$

где $u_{\text{макс}}$ — максимальная скорость на оси трубы, выражение для α имеет вид:

$$\alpha = (1 + 1{,}3\sqrt{\lambda})^3 (1 + 3{,}9\sqrt{\lambda})^{-1}.$$

Линия, соединяющая вершины вертикальных отрезков, построенных в ряде живых сечений потока и равных гидродинамическому напору:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g},$$

называется напорной (энергетической) линией (на рис. 3.1 линия *ее*).

Геометрическое место вершин вертикальных отрезков, построенных в ряде живых сечений потока и равных пьезометрическому напору:

$$H_p = z + \frac{p}{\gamma},$$

представляет собой пьезометрическую линию (на рис. 3.1 линия *pp*).

Напорная линия всегда падает, а пьезометрическая линия может опускаться и подниматься (по направлению потока).

§ 3.2. РЕЖИМЫ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ

При вычислении потерь напора надо различать два режима движения потока жидкости — ламинарный и турбулентный.

Для определения режимов движения жидкости используется безразмерное число Рейнольдса

$$\mathrm{Re} = \frac{ul}{\nu}, \qquad (3.7)$$

где u — характерная скорость потока;

l — характерный поперечный линейный размер потока;

ν — кинематический коэффициент вязкости.

За характерную скорость обычно принимают среднюю скорость потока v, за характерный линейный размер — гидравлический радиус R или гидравлический диаметр $d_г = 4R$ потока, а для круглых сечений — диаметр трубы.

Смена режимов движения происходит при критических числах Рейнольдса — $\mathrm{Re}_{кр}$.

Если движение было ламинарным, то с увеличением чисел Рейнольдса при начальном критическом числе Рейнольдса $\mathrm{Re}_{кр1}$ в потоке возникают отдельные области турбулентного режима, которые разрастаются, исчезают и снова появляются. При конечном критическом числе Рейнольдса $\mathrm{Re}_{кр2}$ во всем потоке устанавливается турбулентный режим движения.

Критерием режимов движения служат неравенства:

$\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр1}$ — ламинарный режим движения; (3.8)

$\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{кр2}$ — турбулентный режим движения; (3.9)

$\mathrm{Re}_{кр1} < \mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр}$ — область перемежающейся турбулентности. (3.9а)

Числа $\mathrm{Re}_{кр}$ зависят от шероховатости стенок и от формы сечения канала. На основании опытов в круглых трубах можно считать:

$$\mathrm{Re}_{кр\,1} = \frac{64}{\lambda_т} = 900 \div 1600; \quad \mathrm{Re}_{кр\,2} = 2600 \div 3600, \qquad (3.10)$$

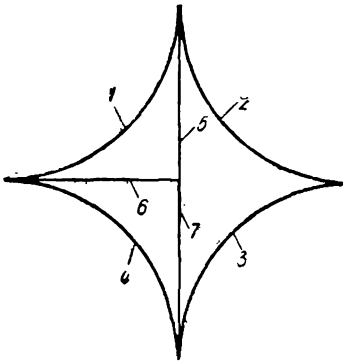


Рис. 3.2. Сечения, образованные трубами в плотной упаковке

причем бо́льшие значения относятся к трубам с относительной гладкостью $d/\Delta_э > 150$.

При смене режимов движения и $Re < Re_{кр}$ сопротивление трубопроводов практически незначительно отклоняется от закономерностей, соответствующих ламинарному движению. В таком случае число Рейнольдса, при превышении которого сопротивление трубопровода существенно отклоняется от закономерностей ламинарного движения, называют критическим числом Рейнольдса. Можно принять:

$$Re_{кр} = \sqrt{Re_{кр\,1} Re_{кр\,2}}. \quad (3.11)$$

Для круглоцилиндрических труб с относительной гладкостью $d/\Delta_э \geqslant 150$ можно принять $Re_{кр} = 2000$;

для гибких шлангов $Re_{кр} = 1600$;

для прямоугольных каналов с гладкими стенками $Re_{кр} = 1800$;

для сечения, образованного поверхностями *1—5—6* (рис. 3.2), $Re_{кр} = 1100$;

для сечения, образованного поверхностями *2—3—7—5*, $Re_{кр} = 1000$;

для сечения, образованного поверхностями *1—2—3—4*, $Re_{кр} = 900$;

для межтрубного сечения, образованного четырьмя трубами с шагом $s = 1{,}34\,d$ и прямоугольным корпусом, $Re_{кр} = 2000$;

при движении нефтяных эмульсий по трубопроводам $Re_{кр} = 3200 \div 3500$.

В криволинейных каналах под действием инерционной центробежной силы появляются вторичные течения. При небольшой скорости движения жидкости в криволинейном канале силы вязкости препятствуют возникновению вторичных течений и поток имеет ламинарный характер. При

$$Re > 11{,}6 \sqrt{\frac{2R_п}{d}}, \quad (3.12)$$

где $R_п$ — средний радиус изгиба канала, возникают вторичные течения.

После возникновения вторичных течений частицы жидкости описывают несимметричные относительно оси канала винтовые траектории, но отдельные струйки не перемешиваются друг с другом; это ламинарный режим с макровихрями. Вторичные течения задерживают возникновение турбулентности.

Можно считать, что в змеевиках смена режимов движения происходит при

$$Re_{кр} = Re^0_{кр}\left[1 + 16{,}46\left(\frac{d}{2R_п}\right)^{0{,}68}\right], \quad (3.13)$$

где $Re^0_{кр}$ — критическое число Рейнольдса в прямолинейной трубе.

В трубах, вращающихся вокруг своей оси с угловой скоростью ω,

$$\mathrm{Re}_{кр} = 2300 + 7{,}16\,\mathrm{Re}^{0{,}78}_{окр}. \qquad (3.14)$$

где $\mathrm{Re}_{окр} = \omega_1 d/\nu$;

ω_1 — окружная скорость внутренней поверхности трубы.

В радиально расположенных трубах, ось вращения которых перпендикулярна оси трубы, переход ламинарного течения в турбулентное, согласно рекомендациям В. В. Мальцева, происходит при

$$\mathrm{Re}_{кр} = \mathrm{Re}^0_{кр}\left[1 + \left(\frac{\omega_2}{v_{кр}}\sqrt{\frac{d}{R_{ср}}}\right)^2\right], \qquad (3.15)$$

где $\mathrm{Re}^0_{кр}$ — критическое число Рейнольдса в неподвижной трубе;

$v_{кр}$ — средняя скорость движения жидкости, соответствующая $\mathrm{Re}^0_{кр}$;

ω_2 — окружная скорость на наружном конце трубы;

$R_{ср}$ — средний радиус вращения трубы.

Пример 1. По напорному трубопроводу диаметром 200 *мм* протекает сточная вода, имеющая концентрацию взвешенных веществ 500 *мг/л* и температуру 10° С, со скоростью 0,6 *м/сек*. Определить, какой режим движения воды будет в трубопроводе.

По табл. 1.21 находим, $\nu = 0{,}0141$ *см²/сек*. Определяем число Рейнольдса:

$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{\nu} = \frac{60 \cdot 20}{0{,}0141} = 85\,000 > \mathrm{Re}_{кр};$$

следовательно, режим движения сточных вод турбулентный.

§ 3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТЕРЬ НАПОРА

Потери напора, выраженные в уравнении Бернулли членом h_{w_1} делят на два вида:

а) потери, пропорциональные длине потока и обусловленные силами трения между жидкостью и стенками трубопровода, называемые потерями напора по длине $h_д$;

б) потери, сосредоточенные на коротких участках потока и обусловленные изменением скорости потока по величине или по направлению, называемые местными потерями напора $h_м$.

Потери напора по длине обычно определяют по формуле Дарси:

$$h_д = \lambda \frac{l}{d_г} \cdot \frac{v^2}{2g} = \zeta_д \frac{v^2}{2g}, \qquad (3.16)$$

где l — длина участка трубы, на котором определяются потери $h_д$;

$d_г$ — гидравлический диаметр трубы или канала, равный $d_г = 4R = 4\omega/\chi$ (для круглоцилиндрической трубы $d_г = d$);

λ — коэффициент гидравлического трения, определяемый теоретическим или опытным путем;

v — средняя скорость потока;

$\zeta_д$ — коэффициент сопротивления по длине:

$$\zeta_д = \frac{\lambda l}{d_г}. \qquad (3.17)$$

Потери напора по длине выражают также через расход по степенным формулам (4.51)—(4.55) или по формуле

$$h_д = AlQ^2 = sQ^2, \tag{3.18}$$

а также через модуль расхода или коэффициент Шези:

$$h_д = \frac{Q^2 l}{\omega^2 C^2 R} = \frac{Q^2}{K^2} l, \tag{3.19}$$

где A — удельное сопротивление, т. е. сопротивление на единицу длины трубы;

s — сопротивление участка трубы длиной l;

K — модуль расхода:

$$K = \omega C \sqrt{R}, \tag{3.20}$$

ω и R — площадь и гидравлический радиус живого сечения потока;

C — коэффициент Шези.

Значения удельного сопротивления A, модуля расхода K и коэффициента гидравлического трения λ связаны между собой соотношением

$$A = \frac{1}{K^2} = \frac{\lambda}{2g\omega^2 d_г}. \tag{3.21}$$

Местные потери напора выражаются по формуле Вейсбаха:

$$h_м = \zeta_м \frac{v^2}{2g}, \tag{3.22}$$

где $\zeta_м$ — коэффициент местного сопротивления, отнесенный к тому сечению потока, протекающего через местное сопротивление, в котором берется средняя скорость v.

Потери напора h_w равны сумме потерь напора по длине и всех местных потерь напора:

$$h_w = \sum h_д + \sum h_м = \zeta_с \frac{v_m^2}{2g}, \tag{3.23}$$

где $\zeta_с$ — коэффициент сопротивления системы:

$$\zeta_с = \sum_{i=1}^{k} \zeta_д \left(\frac{\omega_m}{\omega_i}\right)^2 + \sum_{i=1}^{n} \zeta_м \left(\frac{\omega_m}{\omega_i}\right)^2 \tag{3.24}$$

i — номер участка или местного сопротивления;

k — число участков;

n — число местных сопротивлений;

m — номер участка, которому соответствует скоростной напор $v_m^2/2g$ в (3.23).

Если величина $\sum h_м$ мала по сравнению с величиной $\sum h_д$ и составляет

$$\sum h_м < (0{,}1 \div 0{,}05) \sum h_д, \tag{3.25}$$

такие трубы рассчитывают как гидравлически «длинные» и принимают

$$h_w = 1{,}05 \sum h_д. \qquad (3.26)$$

Для водопроводных труб диаметром до 200—500 *мм* «длинный» трубопровод получается, когда его длина более 200—1000 *м*.

В «коротких» трубопроводах, помимо потерь напора по длине учитывают также местные потери напора $\sum h_м$.

§ 3.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ λ И C

I. При ламинарном режиме движения, т. е. при $\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр}$,

$$\lambda = \frac{B}{\mathrm{Re}}, \qquad (3.27)$$

где $\mathrm{Re} = vd_г/\nu$;

B — постоянная величина, зависящая от формы сечения трубопровода (табл. 3.1); для круглых труб $B = 64$.

II. При турбулентном режиме движения λ зависит от чисел Рейнольдса и относительной шероховатости стенок трубы $\Delta_э/d$. Различают три области сопротивления:

Таблица 3.1

Значения параметра B, входящего в (3.27), для некоторых сечений каналов

Форма сечения канала	B
Круглое, лотковое или овоидальное	64,0
Квадратное или прямоугольный лоток с заполнением $h=0{,}5b$	56,7
Прямоугольная труба со сторонами $2a \times 2b$ или прямоугольный лоток шириной b заполнен на глубину h при:	
$a/b=0{,}5$ ($h=b$ или $b=4h$)	61,8
$a/b=0{,}2$ ($b=10h$ или $h=2{,}5b$)	76,1
$a/b=0{,}1$ ($b=20h$ или $h=5b$)	84,7
$a/b=0{,}05$ ($b=40h$ или $h=10b$)	90,0
Кольцевое сечение между концентрическими трубами радиусов r_1 и r_2 при:	
$r_2/r_1 > 0{,}3$	96,0
$r_2/r_1=0{,}1$	89,5
$r_2/r_1=0{,}01$	81,5
Прямоугольный треугольник, очерченный по радиусу круга (*1—5—6* на рис. 3,2)	28,24
Равнобедренный треугольник (*2—3—7* на рис. 3,2) с двумя сторонами, очерченными по радиусам круга, или четырехугольник, образованный плотным пучком (*1—2—3—4* на рис. 3,2) из четырех труб	26,0
Эллипсоидное сечение с соотношением осей эллипса	
$a/b=0{,}5$	67,8
$a/b=0{,}3$	71,0
$a/b=0{,}1$	72,6
Канал параболического сечения	
$h'b=0{,}5$	91,0
$h/b=0{,}25$	64,0
$h/b \to 0$	62,4
Канал треугольного с	
$h'b=0{,}5$	57,0
$h/b=0{,}25$ или $h=b$	53,5

область гладкого сопротивления, или гидравлически гладких труб, где $\lambda = f_1(\mathrm{Re})$;

переходную область шероховатых труб, когда $\lambda = f_2(\mathrm{Re}, \Delta/d)$;

область квадратичного сопротивления, в которой $\lambda = f_3(\Delta/d)$.

Естественная шероховатость характеризуется средней высотой выступов неровностей на стенке, численностью и распределением этих выступов на единице площади и их формой. Поскольку количественный учет всех этих факторов затруднителен, то в экспериментальных исследованиях и расчетных зависимостях пользуются фиктивной — так называемой эквивалентной шероховатостью $\Delta_э$.

Эквивалентная шероховатость — это воображаемая равномерная зернистая шероховатость с такой высотой (диаметром) зерен ($\Delta_э = d_э$), при которой в области квадратичного сопротивления (где λ зависит только от шероховатости и не зависит от Re) значение коэффициента λ равно его значению при естественной шероховатости.

Для получения $\Delta_э$ по экспериментальным данным часто используется такая формула:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = c \lg \frac{ad}{\Delta_э} = c \lg \frac{d}{\Delta_э} + b, \qquad (3.28)$$

где

по Прандтлю — Никурадзе,	$c=2{,}0$	$a=3{,}7$	$b=1{,}14$
» А. Д. Альтшулю	$c=1{,}8$	$a=10$	$b=1{,}80$
» А. В. Теплову	$c=1{,}8$	$a=8{,}24$	$b=1{,}65$

Численные значения эквивалентной шероховатости $\Delta_э$, найденные по формуле (3.28), по Прандтлю — Никурадзе, для различных труб приводятся в приложении 7.

При значениях $\Delta_э$, взятых из приложения 7, величину λ можно определить по графику (рис. 3.3), по формуле Кольбрука — Уайта:

$$\lambda = \left[-2 \lg \left(\frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{\Delta_э}{3{,}7d}\right)\right]^{-2} \qquad (3.29)$$

или по более простой формуле А. Д. Альтшуля:

$$\lambda = 0{,}11 \left(\frac{\Delta_э}{d} + \frac{68}{\mathrm{Re}}\right)^{0{,}25} \qquad (3.30)$$

При этом после подстановки λ по (3.29) в формулу Дарси (3.16) среднюю скорость удобно выражать такой зависимостью:

$$v = -2\sqrt{2g\,dI} \lg \left(\frac{\Delta_э}{3{,}7d} + \frac{2{,}51\nu}{d\sqrt{2g\,dI}}\right), \qquad (3.31)$$

где I — гидравлический уклон, равный h_w/l.

При $\mathrm{Re}\frac{\Delta_э}{d} < 10$ формула (3.30) переходит в формулу Блазиуса для гидравлически гладких труб:

$$\lambda = \frac{0{,}316}{\mathrm{Re}^{0{,}25}}, \qquad (3.32)$$

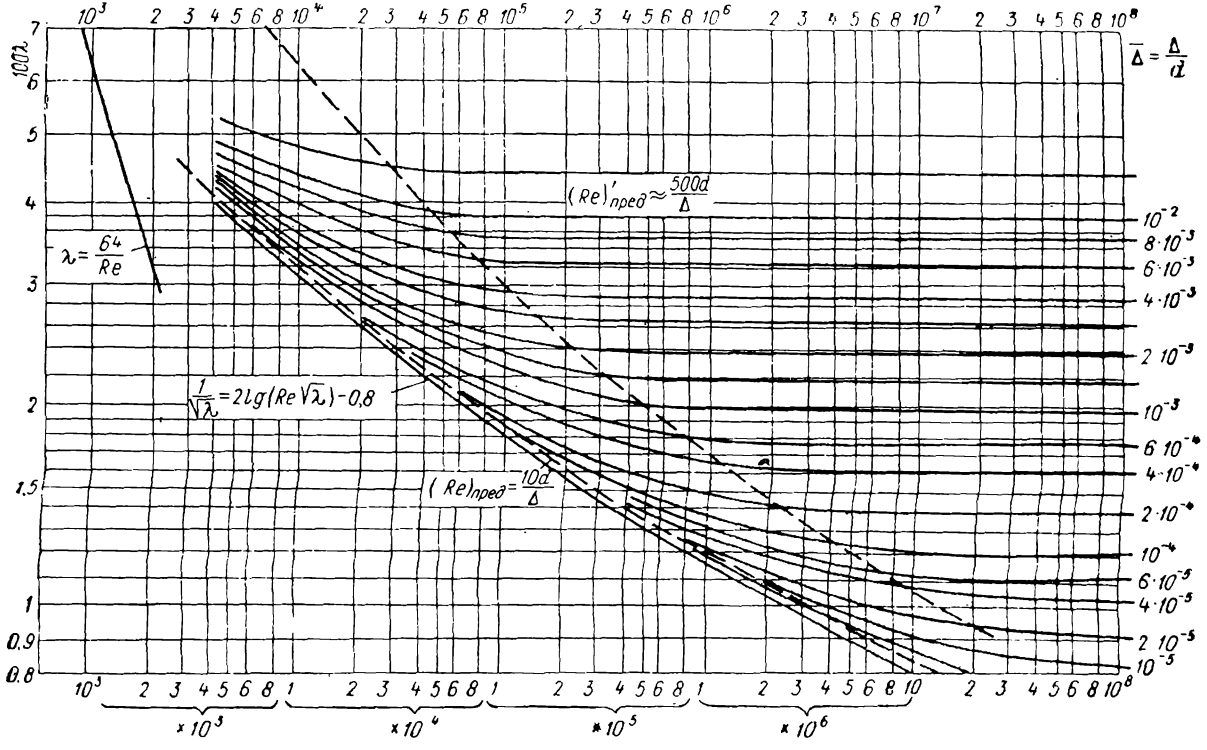


Рис. 3.3. Зависимость $\lambda = f(\mathrm{Re}, \Delta_э/d)$. По оси абсцисс — Re

а при $\mathrm{Re}\frac{\Delta_э}{d} > 500$ — в формулу Шифринсона для вполне шероховатых труб:

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{\Delta_э}{d}\right)^{0{,}25} \tag{3.33}$$

По исследованиям Ф. А. Шевелева, при турбулентном режиме:

для новых стальных труб с учетом увеличения сопротивления в 1,15 раз из-за различия их укладки в лабораторных и производственных условиях и в 1,18 раз за счет стыков

$$\lambda = \left(\frac{1{,}1\ м}{10^8 d} + \frac{5{,}8}{10^3\,\mathrm{Re}}\right)^{0{,}226} = \frac{0{,}0159}{d^{0{,}226}}\left(1 + \frac{0{,}684}{v}\right)^{0{,}226} \tag{3.34}$$

для новых чугунных труб с учетом увеличения сопротивления в 1,15 раз вследствие отличия качества их укладки в производственных условиях от лабораторных

$$\lambda = \left(\frac{32{,}7\ м}{10^8 d} + \frac{5{,}95}{10\,\mathrm{Re}}\right)^{0{,}284} = \frac{0{,}0144}{d^{0{,}284}}\left(1 + \frac{2{,}36}{v}\right)^{0{,}284} \tag{3.35}$$

для неновых стальных и чугунных водопроводных труб при $v \geqslant 1{,}2$ *м/сек*

$$\lambda = \left(\frac{2{,}56\ м}{10^6 d}\right)^{0{,}3} = \frac{0{,}021}{d^{0{,}3}}, \tag{3.36}$$

а при $v < 1{,}2$ *м/сек*

$$\lambda = \left(\frac{1{,}5\ м}{10^6 d} + \frac{1}{\mathrm{Re}}\right)^{0{,}3} = \frac{0{,}0179}{d^{0{,}3}}\left(1 + \frac{0{,}867}{v}\right)^{0{,}3} \tag{3.37}$$

для асбестоцементных труб

$$\lambda = \left(\frac{5{,}05\ м}{10^{11} d} + \frac{1{,}365}{10^4\,\mathrm{Re}}\right)^{0{,}19} = \frac{0{,}011}{d^{0{,}19}}\left(1 + \frac{3{,}51}{v}\right)^{0{,}19} \tag{3.38}$$

для пластмассовых труб с учетом коэффициента 1,15 на различие качества укладки труб в лабораторных и производственных условиях и влияния стыков

$$\lambda = \frac{0{,}288}{\mathrm{Re}^{0{,}226}} = \frac{0{,}01344}{(dv)^{0{,}226}}. \tag{3.39}$$

В этих формулах d — расчетный внутренний диаметр трубы, *м*; v — средняя скорость движения воды, *м/сек*; вязкость принята $\nu = 1{,}3 \cdot 10^{-6}$ *м²/сек*, что соответствует температуре воды 10° С.

А. С. Цейтлин рекомендует определять коэффициент гидравлического трения по следующим формулам:

в керамических трубах:

а) при скоростях $v \leqslant 2{,}7$ *м/сек*, т. е. в доквадратичной области сопротивления,

$$\lambda = \left(0{,}95 + \frac{0{,}15}{v}\right)\frac{0{,}011}{d^{0{,}25}}; \tag{3.40}$$

Таблица 3.2

Значения $\lambda_{кв}$, $A_{кв}$ и $K_{кв}$ для области квадратичного сопротивления

Условный проход d_y, мм	Расчетный внутренний диаметр d, мм	$\lambda_{кв}$ по (3,36)	$A_{кв}$ по (3,43), $(сек/м^3)^2$	$K_{кв}$ по (3,43), $л/сек$	$\frac{A_{кв}}{A_l} = \frac{\lambda_{кв}}{\lambda_l}$ по (3,46) или (3,47)
			Трубы стальные водогазопроводные (ГОСТ 3262—62)		
6	5,2	0,1015	$22{,}11 \cdot 10^8$	0,0213	4,34
8	8,1	0,0885	$21.1 \cdot 10^7$	0,0689	3,08
10	11,6	0,079	$31{,}43 \cdot 10^6$	0,179	2,8
15	14,7	0,074	$89.66 \cdot 10^5$	0,334	2,26
20	20,2	0,0655	$16{,}6 \cdot 10^5$	0,774	2,01
25	26.1	0,0614	$42.78 \cdot 10^4$	1.531	1,87
32	34,9	0,0575	91 720	3,3	1,75
40	40,0	0,055	44 480	4.98	1,7
50	52,0	0,051	11 (80	9.5	1,61
70	66.5	0.047	3 039	18.28	1,55
80	79,5	0.045	1 167	29,2	1,51
90	92,3	0,043	529,4	43,5	1,47
100	104,0	0,041	281.3	59,6	1,46
125	130,0	0,039	86,22	107,8	1,42
150	155,0	0,037	33,94	171,7	1,39
			Трубы стальные электросварные (ГОСТ 10 704—63)		
	64	0.048	3 686	16,19	1,56
	70	0,047	2 292	20,85	1,53
	83	0,044	929,4	32,81	1,49
	95	0,042	454.3	46.9	1,48
	114	0,040	172,9	76.3	1,44
	133	0,038	76.36	114,5	1,42
	138	0,036	39,65	180,1	1,39
	170	0,035	20,79	189.5	1,38
	209	0,034	6,959	378.3	1,35
	260	0,031	2,187	679	1,32
	311	0,0284	0.8466	1 089	1,28
	363	0.028	0,3731	1 637	1,27
	414	0,0268	0.1859	2 268	1,25
50	464	0,0258	$9\,928 \cdot 10^{-5}$	3 165	1,24
500	516	0,025	$5\,784 \cdot 10^{-5}$	4 160	1,23
600	616	0,024	$2\,262 \cdot 10^{-5}$	6 649	1,22
700	706	0,023	$1\,098 \cdot 10^{-5}$	9 570	1,20
800	804	0,022	$5\,514 \cdot 10^{-6}$	13 490	1,19
900	904	0,0218	$2\,962 \cdot 10^{-6}$	18 370	1,18
1 000	1 004	0,021	$1\,699 \cdot 10^{-6}$	28 240	1,17
1 200	1 202	0,0198	$6\,543 \cdot 10^{-7}$	39 010	1,16
1 400	1 400	0,019	$2\,916 \cdot 10^{-7}$	58 500	1,15
1 500	1 503	0,0186	$2\,023 \cdot 10^{-7}$	70 400	1,14
1 600	1 600	0,018	$1\,437 \cdot 10^{-7}$	83 350	1,13
			Трубы чугунные напорные (ГОСТ 5525—61 и 9583—61)		
			Класс ЛА		
50	51,6	0,0309	11 540	9,32	1,20
80	82,6	0,044	953,4	32,4	1,15
100	102	0,041	311,7	56,5	1,13
125	127,2	0,0388	96.72	101,8	1,12
150	152,4	0,036	37,11	164	1,09
200	202,6	0,033	8.092	352	1,09
250	253	0,032	2,528	62	1,09
300	304,4	0,02	0,9485	1 027	1,08

Продолжение табл. 3.2

Условный проход d_y, *мм*	Расчетный внутренний диаметр d, *мм*	$\lambda_{кв}$ по (3.36)	$A_{кв}$ по (3.43), $(сек/м^3)^2$	$K_{кв}$ по (3.43), *л/сек*	$\frac{A_{кв}}{A_1} = \frac{\lambda_{кв}}{\lambda_1}$ по (3.46) или (3.47)
			Класс А		
350	352,4	0,029	0,4365	1 512	1,05
400	401,4	0,028	0,2189	2 140	1,05
450	450,6	0,027	0,1186	2 910	1,05
500	500,8	0,026	$6778 \cdot 10^{-5}$	3 840	1,04
600	600,2	0,025	$2596 \cdot 10^{-5}$	6 220	1,04
700	699,4	0,023	$1154 \cdot 10^{-5}$	9 320	1,04
800	799,8	0,022	$5669 \cdot 10^{-6}$	13 300	1,04
900	899,2	0,022	$3047 \cdot 10^{-6}$	18 170	1,04
1 000	998,4	0,021	$1750 \cdot 10^{-6}$	24 000	1,03
1 200	1199,2	0,020	$6625 \cdot 10^{-7}$	38 900	1,03

Примечание. Для стальных и чугунных труб диаметром менее 300 *мм* расчетный диаметр принят на 1 *мм* меньше за счет коррозии или отложений.

Таблица 3.3

Поправочные коэффициенты k и n к значениям $\lambda_{кв}$, $A_{кв}$ и $K_{кв}$ при $v < 1{,}2$ *м/сек* в неновых стальных и чугунных трубах

	Скорость v, *м/сек*										
	0,2	0,3	0,4		0,6	0,7	0,8	0,9	1,0		
k	1,41	1,28	1,20	1,15	1,115	1,085	1,06	1,04	1,03	1,015	1,0
n	0,84	0,88	0,91	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98	0,985	0,99	1,0

б) при скоростях $v > 2{,}7$ *м/сек*, т. е. в квадратичной области,

$$\lambda = \frac{0{,}011}{d^{0{,}25}}; \tag{3.41}$$

в стеклянных трубах

$$\lambda = \left(1 + \frac{0{,}235}{v}\right)\frac{0{,}0085}{d^{0{,}25}}. \tag{3.42}$$

Для удобства пользования формулами (3.34)—(3.42) приведены табл. 3.2—3.8.

При пользовании табл. 3.2—3.8 необходимо иметь в виду следующее:

1. Значения удельного сопротивления A, модуля расхода K и коэффициента трения связаны между собой соотношением

$$A = \frac{8\lambda}{g\pi^2 d^5} = \frac{1}{K^2}. \tag{3.43}$$

2. Значения λ, A и K для неновых стальных и чугунных труб вычисляются по формулам

$$\lambda = k\lambda_{кв}, \quad A = kA_{кв}, \quad K = nK_{кв}, \tag{3.44}$$

где $\lambda_{кв}$, $A_{кв}$ и $K_{кв}$ берутся из табл. 3.2, а k и n для соответствующих труб — из табл. 3.3.

3. Значения λ, A и K для новых стальных и чугунных труб, для асбестоцементных, пластмассовых, керамических и стеклянных труб вычисляются по формулам

$$\lambda = k\lambda_1, \quad A = kA_1, \quad K = nK_1, \tag{3.45}$$

где λ_1, A_1 и K_1 вычислены по соответствующим формулам при $v = 1$ *м/сек* и берутся из табл. 3.2, 3.4—3.7, а k и n — из табл. 3.8,

Таблица 3.4

Значения λ_1, A_1 и K_1 при $v = 1$ *м/сек* в асбестоцементных трубах (ГОСТ 539—65)

Условный проход d_y, *мм*	Внутренний диаметр d, *мм*	λ_1 по (3.38)	A_1 по (3.43), $(сек/м^3)^2$	K_1 по (3.43), *л/сек*
		Трубы ВТ3, ВТ6, ВТ9		
50	50	0,0259	6851	12,1
75	75	0,024	835,3	34,7
100	100	0,0227	187,7	73,2
125	119	0,0219	76,08	114,8
150	141	0,0213	31,55	178
200	189	0,02	6,898	381
250	235	0,0193	2,227	670
300	279	0,0186	0,914	1 047
350	322	0,0182	0,4342	1 520
400	368	0,0177	0,2171	2 150
500	456	0,017	$7\,138 \cdot 10^{-5}$	3 740
600	—	0,0163	$2\,123 \cdot 10^{-5}$	6 860
700		0,0157	$9\,536 \cdot 10^{-6}$	10 250
800		0,0153	$477 \cdot 10^{-5}$	14 500
900		0,015	$2\,588 \cdot 10^{-6}$	19 670
1 000		0,0146	$1\,498 \cdot 10^{-6}$	25 800
		Трубы ВТ12		
150	135	0,0362	39,54	158,7
200	181	0,034	8,632	340
250	228	0,0307	2,605	665
300	270	0,0318	1,083	963
350	312	0,0327	0,5115	1 390
400	356	0,0322	0,2579	1 969
500	441	0,032	0,08489	3 438

Таблица 3.5

Значения λ_1, A_1 и K_1 при $v = 1$ м/сек в пластмассовых трубах (МРТУ 6-05-917—67)

Условный проход d_y, мм	Наружный диаметр, мм	Внутренний диаметр d, мм		A_1, (сек/л^2)	K_1, л/сек
		Трубы тяжелого типа Т (до 10 кгс/см^2)			
	16	14	0,0353	$1212 \cdot 10^4$	0,288
	20	18	0,0333	$2695 \cdot 10^3$	0,61
	25	22,7	0,0316	$576 \cdot 10^2$	1,149
	32	29,1	0,0299	$2048 \cdot 10^2$	2,22
	40	36,3	0,0284	65 350	3,9
	50	45,4	0,0270	20 230	7,05
50	63	57,2	0,0257	6 051	12,4
60	75	68,1	0,0247	2 431	20,3
80	90	81,8	0,0237	926,9	32,79
100	110	100	0,0226	323,9	55,9
125	140	127,2	0,0214	92,47	103,9
150	160	145,4	0,0208	45,91	148,2
		Трубы среднего типа С (до 6 кгс/см^2)			
200			0,0191	5,069	445
		Трубы среднелегкого типа СЛ (до 4 кгс/см^2)			
250	280	269,2	0,0181	1,308	871
300	315	302,8	0,0176	0,7082	1183

Таблица 3.6

Значения λ_1, A_1 и K_1 при $v = 1$ м/сек в керамических трубах

	Внутренний диаметр d,						
	50			150	200		300
A_1 (сек/м^3)^2	6936	816	183	21,8	4,8	1,49	0,571
K по (3.43), /сек .	12	35	74	214	456	820	1320
λ по (3.40) . .	0,0256	0,0232	0,0215	0,0194	0,0181	0,0171	0,0163

причем в табл. 3.2, в последней графе, даны отношения $A_{кв}/A_1$ или $\lambda_{кв}/\lambda_1$, вычисленные для новых стальных труб по зависимости

$$A_1 = 0{,}851 d^{0{,}074} A_{кв}, \tag{3.46}$$

а для новых чугунных труб по зависимости

$$A_1 = 0{,}97 d^{0{,}016} A_{кв}. \tag{3.47}$$

В отличие от жестких трубопроводов, в мягких рукавах диаметр и шероховатость их стенок изменяются под воздействием внутреннего давления. Поэтому потери напора в них удобно определять по формуле (3.18) через удельное сопротивление A (табл. 3.9).

Таблица 3.7

Значения λ_1, A_1 и K_1 при $v = 1$ *м/сек* в стеклянных трубах

Условный диаметр, дюйм	Средний внутренний диаметр d, *мм*	λ_1 по (3.42)	A по (3.43), (*сек*/*м*³)²	K_1
По ГОСТ 8894—58				
1½	36	0,0242	33 300	5,49
2	56,5	0,0215	3 080	18,35
3	79	0,0198	500	42,7
4	105	0,0184	120	90,9
По РВТУ 33—60				
	11,5	—	—	—
	20	0,0279	720 000	1,175
	26	0,0261	182 000	2,34
	30	0,0252	86 500	3,4
	35,5	0,0244	36 000	5,26
	42	0,0231	14 700	8,27
	48	0,0224	7 300	11,7

Согласно исследованиям ВОДГЕО, коэффициент трения λ для армированных рукавов (со спиралью, омываемой водой) в зависимости от их диаметра составляет:

Условный диаметр рукава, *мм*	65				
λ	0,055	0,060	0,080	0,090	0,095

Для гладких неармированных рукавов коэффициент трения вычисляется по формуле

$$\lambda = \frac{0{,}44}{\mathrm{Re}^{0{,}265}}. \tag{3.48}$$

Для гладких армированных резиновых рукавов диаметром 100 *мм* λ изменяется в пределах от 0,02 до 0,05 (при давлениях от 1,25 до 3,5 *ат.и* и Re от 25 000 до 600 000).

В табл. 3.10 приведены удельные сопротивления для всасывающих армированных рукавов со спиралью, омываемой водой (расчетная формула $i = AQ^2$), и для гладких резиновых неармированных шлангов (расчетная формула $i = A'Q^{1{,}735}$), при Q в $м^3/ч$.

При расчете канализационных сетей для определения коэффициента λ рекомендуется формула Н. Ф. Федорова:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left(\frac{\Delta_2}{3{,}42d_\text{г}} + \frac{a_2}{\mathrm{Re}}\right), \tag{3.49}$$

где $d_\text{г}$ — гидравлический диаметр, равный $4R$;

Re — число Рейнольдса, вычисленное через гидравлический диаметр как $vd_\text{г}/\nu$;

Δ_2 — эквивалентная абсолютная шероховатость по шкале Н. Ф. Федорова;

a_2 — безразмерный коэффициент, учитывающий характер распределения шероховатости труб и структуру потока жидкости со взвесью.

Таблица 3.8

Поправочные коэффициенты k и n к значениям λ_1, A_1 и K_1 для различных труб

v, м/сек	Для новых стальных труб		Для новых чугунных труб		Для асбестоцементных труб		Для пластмассовых труб		Для керамических труб	Для стеклянных труб
	k	n	k	n	k	n	k	n	k	k
0,2	1,244	0,895	1,462	0,826	1,308	0,879	1,439	0,834	1,55	1,76
0,3	1,163	0,926	1,317	0,874	1,217	0,906	1,313	0,873	1,32	1,44
0,4	1,113	0,950	1,226	0,903	1,158	0,929	1,230	0,902	1,20	1,29
0,5	1,081	0,961	1,163	0,925	1,115	0,946	1,170	0,924	1,13	1,19
0,6	1,057	0,972	1,115	0,932	1,082	0,961	1,123	0,941	1,09	1,13
0,7	1,039	0,982	1,078	0,964	1,056	0,974	1,084	0,958	1,058	1,08
0,8	1,021	0,989	1,047	0,976	1,034	0,983	1,052	0,974	1,034	1,05
0,9	1,011	0,994	1,021	0,988	1,016	0,988	1,024	0,987	1,015	1,02
1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
1,2	0,986	1,010	0,965	1,016	0,974	1,014	0,960	1,025	0,977	0,968
1,4	0,972	1,014	0,938	1,031	0,953	1,024	0,926	1,039	0,961	0,946
1,6	0,965	1,016	0,917	1,046	0,936	1,034	0,899	1,051	0,950	0,929
1,8	0,958	1,025	0,899	1,051	0,922	1,037	0,876	1,068	0,940	0,915
2,0	0,951	1,026	0,884	1,064	0,910	1,049	0,855	1,082	0,932	0,905
2,2	0,946	1,027	0,871	1,069	0,900	1,051	0,837	1,094	0,926	0,900
2,4	0,941	1,030	0,861	1,077	0,891	1,059	0,821	1,103	0,920	0,890
2,6	0,937	1,031	0,851	1,082	0,883	1,064	0,806	1,110	0,916	0,883
2,8	0,934	1,035	0,843	1,089	0,876	1,068	0,792	1,123	0,910	0,878
3,0	0,932	1,035	0,836	1,094	0,870	1,072	0,780	1,131	0,910	0,873

Таблица 3.9

Значения $A \cdot 10^4$ в $(сек/л)^2$ для некоторых пожарных (выкидных) рукавов
Расчетная формула $i = AQ^2$; Q — в $л/сек$

рукава	Номинальный диаметр, *мм*			
		66		89
Резиновые рукава, прорезиненные рукава с толстой резиновой прокладкой и гладкой внутренней поверхностью	46,7	12,0	5,4	—
Обычные прорезиненные рукава . .	67,7	17,2	7,7	1,9
Непрорезиненные рукава (льняные)	120,0	38,5	15,0	—

Значения Δ_2 и a_2, входящих в (3.49), даны в табл. 3.11.

В табл. 3.12 приведены значения λ_i, вычисленные для труб, указанных в табл. 3.11, при $v/\nu = 0{,}71\ 10^6\ 1/м$ (если $\nu = 1{,}41\ 10^{-6}\ м^2/сек$, то $v = 1\ м/сек$), а в табл. 3.13 — поправочные коэффициенты к λ_i при v/ν, отличных от $7{,}1\ 10^5\ 1/м$ в v раз.

Таблица 3.10

Значения A для всасывающих рукавов и резиновых шлангов

Условный диаметр d_y, *мм*	A, $(ч/м^3)^2$	A', $(ч/м^3)^{1{,}735}$
25	0,807	0,97
32	0,232	0,312
38	0,101	0,108
50	0,0204	0,0328
66	0,00905	0,00873

Таблица 3.11

Значения Δ_2 и a_2 для труб из разных материалов в (3.49)

Материал труб	a_2	Δ_2, *мм*
Керамические	85	1,0
Бетонные и железобетонные . .	100	1,5
Асбестоцементные	70	0,6
Чугунные	80	1,0
Стальные	80	0,8
Каналы:		
из бута, тесаного камня	150	6,0
кирпичные	110	3,0
бетонные и железобетонные (изготовленные на месте в опалубке) . . .	120	3,0
бетонные и железобетонные, гладко затертые цементной штукатуркой	70	0,8

Таблица 3.12

Значения λ_i, подсчитанные по формуле Н. Ф. Федорова для разных значений Δ_2 и a_2, а также значения A и K для $d \leqslant 600$ мм при $\Delta_2 = 1{,}35$ и для $d > 600$ мм при $\Delta_2 = 2$ мм при $v = 1$ м/сек $(\nu = 1{,}41 \cdot 10^{-6}$ м^2/сек$)$

d, мм	λ_2 при $\Delta_2 = 0{,}6$ мм и $a_2 = 73$	λ_3 при $\Delta_2 = 0{,}8$ мм и $a_2 = 79$	λ_4 при $\Delta_2 = 1$ мм и $a_2 = 83$	При мм и $a_2 = 90$			λ_6 при $\Delta_2 = 2$ мм и $a_2 = 100$
				λ_5	A, $(сек/м^3)^2$	K,	
150	0,0337	0,0362	0,0382	0,0416	36	167	0,0470
200	0,0307	0,0329	0,0348	0,0376	9,6	322	0,0422
250	0,0289	0,0307	0,0322	0,0348	2,96	581	0,0390
300	0,0273	0,0291	0,0307	0,0329	1,16	927	0,0367
350	0,0260	0,0278	0,0292	0,0314	$4{,}95 \cdot 10^{-1}$	1420	0,0348
400	0,0250	0,0267	0,0281	0,0301	$24 \cdot 10^{-2}$	2040	0,0334
450	0,0244	0,0258	0,0272	0,0291	$13 \cdot 10^{-2}$	2770	0,0323
500	0,0236	0,0250	0,0263	0,0282	$7{,}34 \cdot 10^{-2}$	3690	0,0311
550	0,0232	0,0245	0,0258	0,0275	$4{,}49 \cdot 10^{-2}$	4710	0,0303
600	0,0226	0,0238	0,2500	0,0267	$2{,}79 \cdot 10^{-2}$	6000	0,0294
700	0,0218	0,0229	0,0240	0,0257	$1{,}38 \cdot 10^{-2}$	8500	0,0282
800	0,0210	0,0222	0,0232	0,0248	$6{,}81 \cdot 10^{-3}$	$121 \cdot 10^2$	0,0270
900	0,0203	0,0215	0,0225	0,0240	$3{,}6 \cdot 10^{-3}$	$167 \cdot 10^2$	0,0260
1000	0,0198	0,0210	0,0219	0,0234	$2{,}09 \cdot 10^{-3}$	$218 \cdot 10^2$	0,0255
1200	0,0190	0,0200	0,0208	0,0222	$6{,}5 \cdot 10^{-4}$	$392 \cdot 10^2$	0,0241
1400	0,0184	0,0193	0,0202	0,0214	$3{,}56 \cdot 10^{-4}$	$529 \cdot 10^2$	0,0232
1600	0,0178	0,0186	0,0195	0,0207	$1{,}76 \cdot 10^{-4}$	$752 \cdot 10^2$	0,0224

Примечание. При изменении d от 150 до 1600 мм отношени λ_2/λ_6 изменяется от 0,717 до 0,795; $\lambda_3/\lambda_6 = 0{,}77 \div 0{,}832$, $\lambda_4/\lambda_6 = 0{,}813 \div 0{,}871$, $\lambda_5/\lambda_6 = 0{,}87 \div 0{,}924$.

Таблица 3.13

Поправочные коэффициенты λ/λ_1 к значениям λ_1, вычисленные по формуле Н. Ф. Федорова при $v = 1$ *м/сек* для $d = 150 \div 1600$ *мм*

Δ_1, *мм*	*v*, *м/сек*				
	0,6	0,8	1,2	1,5	2,0
0,6	0,93—0,95	0,972—0,98	1,02—1,014	1,04—1,03	1,06—1,05
2,0	0,95—0,97	0,98—0,99	1,01	1,025—1,017	1,04—1,03

Таблица 3.14

Значения λ, вычисленные по различным формулам

d, *мм*	*м/сек*	Значения λ, вычисленные по формулам			
		Прандтля Никурадзе	Ф. Шевелева	Н. Ф. Федорова	Н. Н. Павловского
	0,5		0,0400	0,0415	0,041
	1,0		0,0356	0,0416	0,041
	5,0		0,0302	0,0390	0,041
	0,5	0,0378	0,0302	0,0327	0,0302
	1,0	0,0378	0,0270	0,0308	0,0302
	5,0	0,0378	0,0230	0,0294	0,0302
	0,5	0,0282	0,0246	0,0266	0,0245
	1,0	0,0282	0,0218	0,0253	0,0245
	5,0	0,0282	0,0186	0,0241	0,0245

При гидротранспорте по стальным трубам коэффициент трения λ вычисляется по (6.21) и (6.22).

Пример 2. Определить коэффициент гидравлического трения λ для бетонных труб диаметром 200, 500 и 1000 *мм* при одинаковой шероховатости; $v = 0{,}5$; 1; 5 *м/сек*; $\Delta_э = 2$ *мм*; $a_2 = 100$; $n = 0{,}014$; $\nu = 0{,}0139$ *см²/сек*.

Данные всех расчетов по формулам Прандтля — Никурадзе, Ф. А. Шевелева, Н. Ф. Федорова и Н. Н. Павловского сведены в табл. 3.14.

Из табл. 3.14 видно, что значения коэффициента гидравлического трения λ, вычисленны по различным формулам, отличаются друг от друга.

СНиП рекомендуют рассчитывать водопроводные трубы по формулам Ф. А. Шевелева, а канализационные — по формулам Н. Ф. Федорова.

Коэффициент Шези C связан с коэффициентом гидравлического трения зависимостью

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}. \tag{3.50}$$

В квадратичной области сопротивления коэффициент Шези C определяется по формуле Н. Н. Павловского:

$$C = \frac{1}{n} R^y \sqrt{м/сек}, \tag{3.51}$$

где R — гидравлический радиус, *м*;
n — коэффициент шероховатости;

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\,(\sqrt{n} - 0{,}10). \qquad (3.52)$$

На практике обычно применяется одна из следующих упрощенных форм выражения (3.52):

$$y = 1{,}5\sqrt{n} \quad \text{при} \quad R < 1\ м; \qquad (3.53)$$

$$y = 1{,}3\sqrt{n} \quad \text{при} \quad R > 1\ м. \qquad (3.54)$$

При $y = 1/6$ получаем формулу Маннинга, а при $y = 1/5$ — формулу Форхгеймера.

Типичные значения n приведены в приложении 8.

Для определения C во всех областях сопротивления турбулентного течения может быть использована формула А. Д. Альтшуля:

$$C = 25\left[\frac{R}{(80n)^6 + 0{,}025/\sqrt{Ri}}\right]^{1/6} = 25\left[\frac{R}{\Delta_э + 0{,}025/\sqrt{Ri}}\right]^{1/6}, \qquad (3.55)$$

где R и $\Delta_э$ — гидравлический радиус и эквивалентная шероховатость, *мм*.

§ 3.5. МЕСТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ В ТРУБОПРОВОДАХ И АРМАТУРЕ

1. Внезапное расширение. Потери при внезапном расширении поперечного сечения (рис. 3.4, *а*) трубы могут быть вычислены по формуле

$$h_{в.\,р} = \alpha_1 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \zeta_{в.\,р1}\frac{v_1^2}{2g} = \zeta_{в.\,р2}\frac{v_2^2}{2g}, \qquad (3.56)$$

где коэффициент сопротивления $\zeta_{в.\,р1}$, отнесенный к скорости v_1,

$$\zeta_{в.\,р1} = \alpha_1\left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2, \qquad (3.57)$$

а коэффициент сопротивления $\zeta_{в.\,р2}$, отнесенный к скорости v_2,

$$\zeta_{в.\,р2} = \alpha_1\left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2; \qquad (3.58)$$

α_1 — коэффициент кинетической энергии в узком сечении потока.

2. Выход из трубы в резервуар больших размеров (рис. 3.4, *б*). Если резервуар имеет большие размеры, то, принимая в формуле Борда (3.56) $v_2 = 0$, коэффициент сопротивления выхода, отнесенный к скорости в трубопроводе,

$$\zeta_{вых} = \alpha. \qquad (3.59)$$

3. Потери в диафрагме (рис. 3.5). Потери в диафрагме обусловлены главным образом расширением потока после сжатого сечения. Выражая коэффициент сжатия струи по формуле А. Д. Альтшуля:

$$\varepsilon = \frac{\omega_{сж}}{\omega_д} = 0{,}57 + \frac{0{,}043}{1{,}1 - \omega_д/\omega_1}, \qquad (3.60)$$

где $\omega_{сж}$ и $\omega_д$ — площади сжатого сечения и диафрагмы.

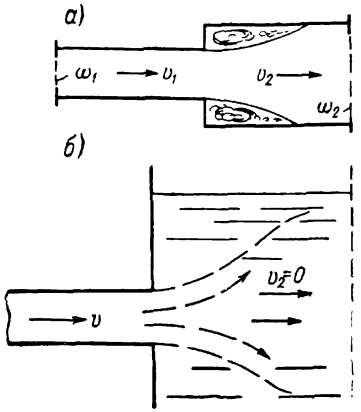
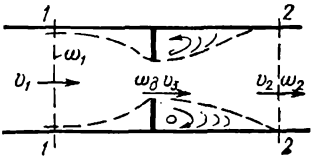


Рис. 3.4. Схема внезапного расширения (*а*) и выход из трубы в резервуар (*б*)

Рис. 3.5. Схема диафрагмы



Коэффициенты сопротивления, отнесенные в формуле Вейсбаха (3.22) к скоростям течения в сечении диафрагмы v_3, перед диафрагмой v_1 и за диафрагмой v_2, соответственно равны:

$$\zeta_{д2}=\left(\frac{\omega_2}{\varepsilon\omega_д}-1\right)^2=\left(1{,}75\,\frac{\omega_2}{\omega_д}\cdot\frac{1{,}1-\omega_д/\omega_1}{1{,}175-\omega_д/\omega_1}-1\right)^2, \quad (3.61)$$

или

$$\zeta_{д2}=\zeta_{д3}\left(\frac{\omega_д}{\omega_2}\right)^2=\zeta_{д1}\left(\frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 \quad (3.62)$$

Таблица 3.15

Значения коэффициентов потерь и местных сопротивлений для диафрагм, сопел, сопел Вентури и труб Вентури

Тип сужающего устройства	Коэффициенты	$\omega_д/\omega_1$						
		0,1	0,2		0,4	0,5	0,6	0,8
Диафрагма	ε	0,613	0,618	0,623	0,631	0,642	0,656	0,713
	ζ_2	235	49,2	18,8	8,8	4,4	2,34	0,55
	$\Phi_{пот}$	0,88	0,79	0,68	0,57	0,5	0,41	—
Сопло	$\Phi_{пот}$	0,86	0,72	0,58	0,44	0,30	0,16	—
	ζ	90	17	6	2,5	1,2	0,6	—
Сопло Вентури	$\Phi_{пот}$	0,215	0,175	0,143	0,118	0,09	0,07	—
	ζ	22	4,5	1,7	0,8	0,4	0,22	—
Двойное сопло Вентури	$\Phi_{пот}$	0,125	0,081	0,07	0,064		—	—
	ζ	12,7	2,03	0,75	0,36		—	—
Труба Вентури	$\Phi_{пот}$	0,13	0,10	0,08	0,06	0,04	0,03	—
	ζ	16	3,2	1,2	0,5	0,24	0,12	—

Потери напора $h_{пот}$, вызываемые диафрагмами, соплами, соплами Вентури, могут быть определены через разность h пьезометрических напоров.

В табл. 3.15 представлены ε и ζ_2, вычисленные по (3.60) и (3.61) при $\omega_1 = \omega_2$, а также коэффициенты потерь $\varphi_{пот} = h_{пот}/h$ и коэффициенты местных сопротивлений (отнесенные к скорости v_1) для водомеров с сужающими устройствами

4. Вход в трубу. Коэффициент сопротивления для входа в трубу через диафрагму из резервуара значительных размеров, согласно (3.61) и (3.62), при $\omega_д/\omega_1 = 0$

$$\zeta_{вх} = \left(\frac{\omega_2}{0{,}611\omega_д} - 1\right)^2 \qquad (3.63)$$

Коэффициент сопротивления входа потока в прямую трубу зависит от относительной толщины $\delta_1/d_г$ стенки входной кромки трубы и относительного расстояния $b/d_г$ от обреза трубы до стенки, в которую она заделана (рис. 3.6).

Максимальное значение коэффициента сопротивления прямого входного участка при совершенно острой кромке ($\delta_1/d_г \approx 0$) и удалении обреза трубы от стенки, в которую она заделана, на $b \geqslant 0{,}5\,d_г$ равно единице.

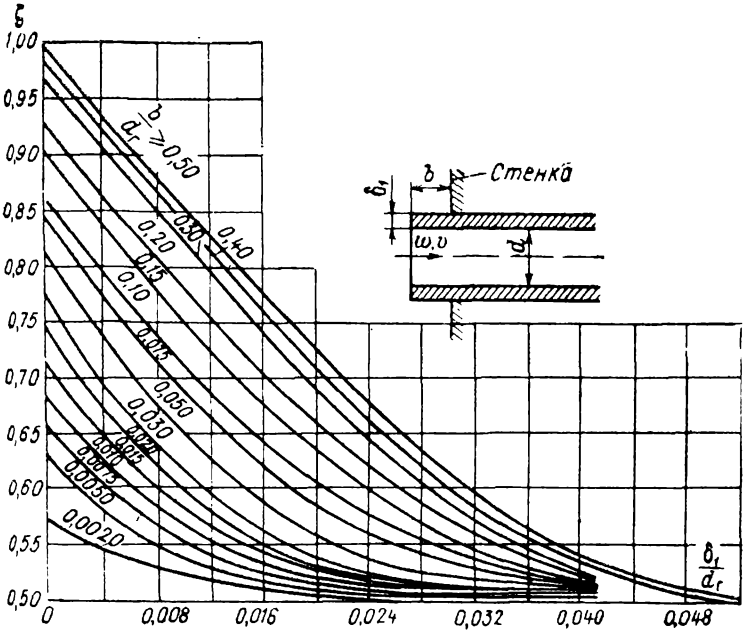


Рис. 3.6. Значения коэффициента сопротивления входа в трубу
$d_г$ — гидравлический диаметр, равный для круглой трубы d

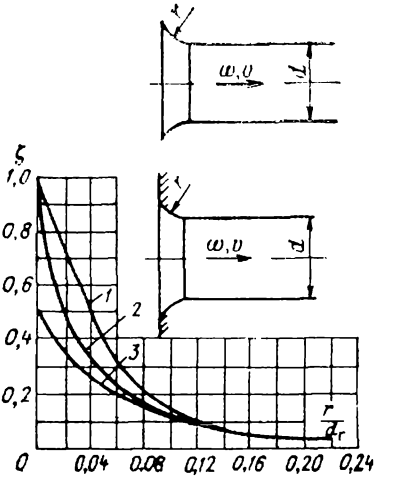


Рис. 3.7. Значения коэффициента сопротивления плавного входа, очерченного по дуге круга

1 — без торцевой стенки (не точеный); *2* — без торцевой стенки (точеный); *3* — с торцевой стенкой (не точеный)

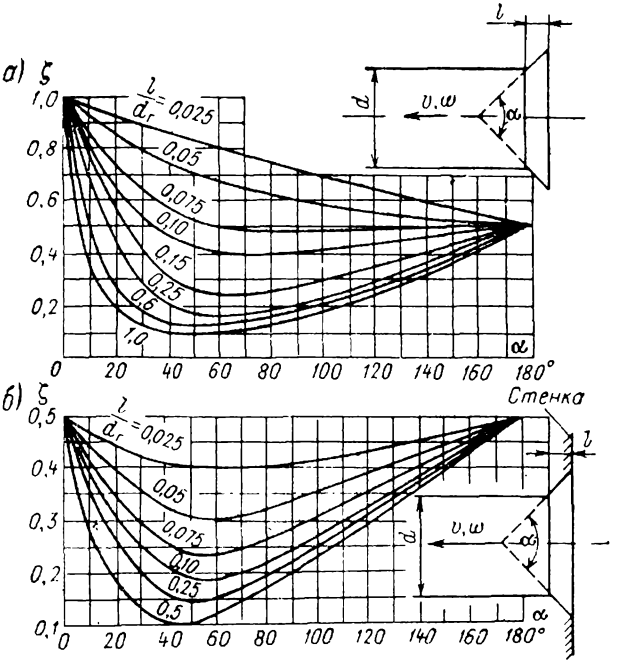


Рис. 3.8. Значения коэффициента сопротивления конического входа

б — с входом со стенкой

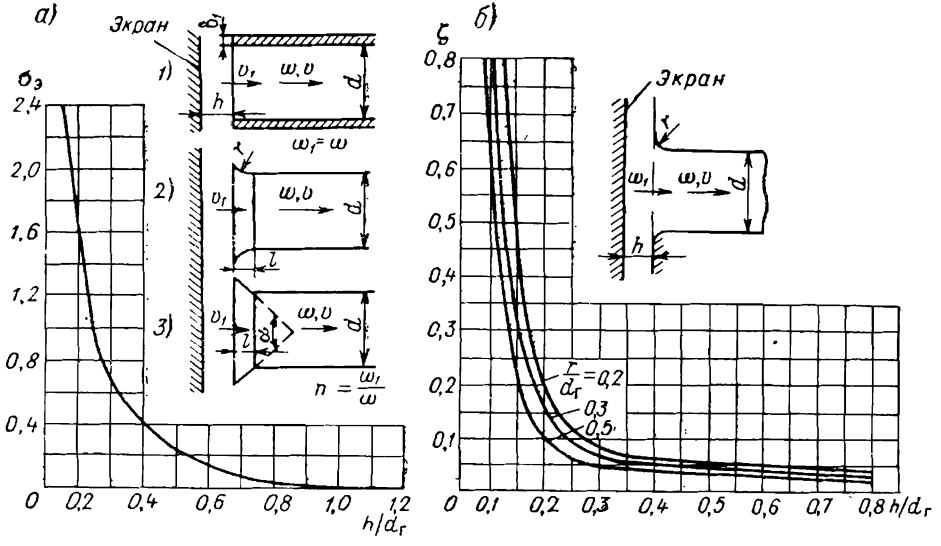


Рис. 3.9. К учету влияния экрана: *а* — на коэффициент сопротивления входа; *б* — на коэффициент сопротивления плавных входов с плоской торцевой стенкой и с экраном

Минимальное значение коэффициента сопротивления $\zeta_{вх}=0{,}5$ будет при утолщении входной кромки до $\delta_1 \geqslant 0{,}05\,d_г$ или при заделке обреза трубы заподлицо со стенкой ($b/d_г = 0$).

Малое сопротивление создается при плавном входе, очерченном по дуге круга (рис. 3.7), или коническом входе (рис. 3.8).

Если перед входным участком (не заделанным в стенку) установлена стенка (или экран), то коэффициент сопротивления может быть определен по следующей формуле, предложенной И. Е. Идельчиком:

$$\zeta = \zeta_{вх} + \sigma_э \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 \qquad (3.64)$$

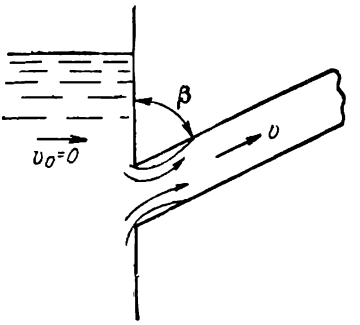


Рис. 3.10. Схема входа под углом к торцевой стенке

где $\zeta_{вх}$ — коэффициент, учитывающий влияние формы входной кромки и определяемый по графикам на рис. 3.6—3.8;

$\sigma_э$ — коэффициент, учитывающий влияние экрана и определяемый по графику на рис. 3.9, *а*.

Коэффициент сопротивления плавных коллекторов, заделанных заподлицо со стенкой, при наличии экрана определяется по графику $\zeta = f(h/d_г; r/d_г)$ (рис. 3.9, *б*).

При заделке входного участка в торцевую стенку под углом β (рис. 3.10) коэффициент сопротивления определяется по формуле Вейсбаха:

$$\zeta_{вх} = 0{,}5 + 0{,}3\cos\beta + 0{,}2\cos^2\beta. \qquad (3.65)$$

Коэффициент сопротивления входа зависит от вида заделки трубы в торцевой стенке (рис. 3.11).

5. Внезапное сужение (рис. 3.12). Коэффициент сопротивления внезапного сужения, отнесенный к скорости v_2, выражается зависимостью

$$\zeta_{в.с} = \zeta_{вх}\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right), \qquad (3.66)$$

где $\zeta_{вх}$ берется по данным п. 4 в зависимости от условий входа (рис. 3.6, 3.7 и 3.8). Так, например, если кромка входа тупая, то $\zeta_{вх} = 0{,}5$; если она срезана под углом α, то $\zeta_{вх}$ определяется по графику $\zeta_{вх} = f(\alpha; l/d)$ (рис. 3.8, *б*).

6. Конфузоры (рис. 3.13, *а*). Коэффициент сопротивления конфузора, отнесенный к скорости v_2, определяется, как для внезапного сужения со срезанной под углом α кромкой входа:

$$\zeta_к = f(\alpha; l/d)\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right) + \zeta_{тр}, \qquad (3.67)$$

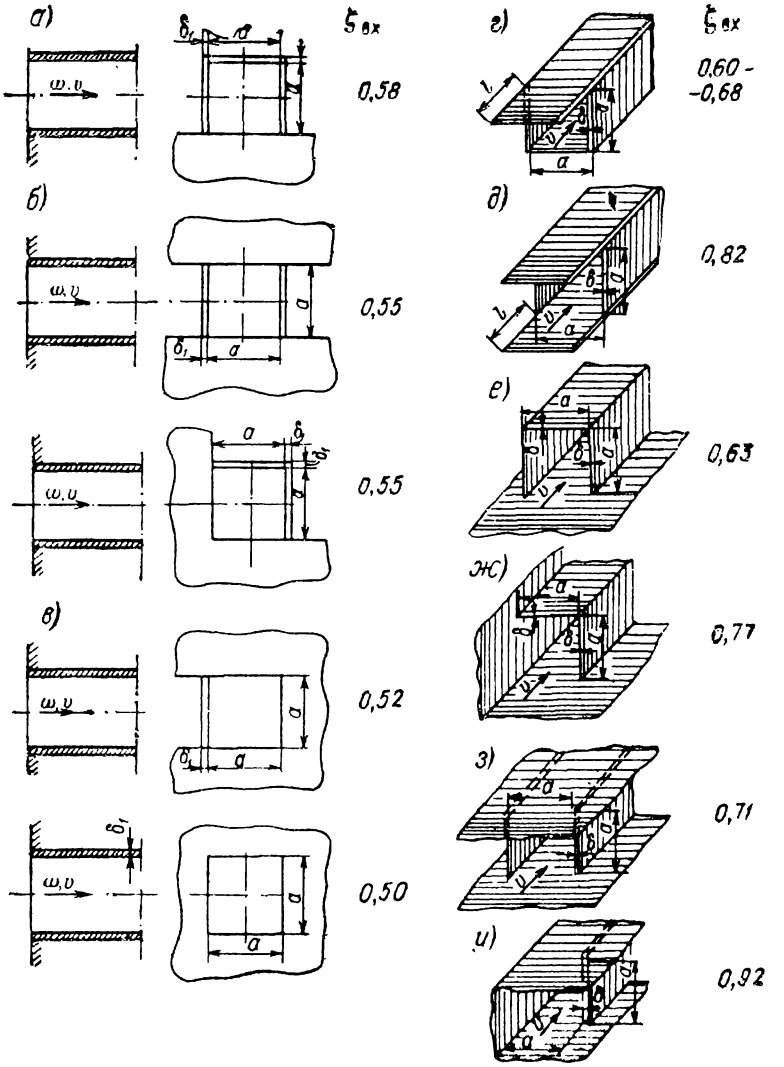


Рис. 3.11. Схемы различных заделок в торцевой стенке прямых входов и их коэффициенты сопротивления при толщине входной кромки $\delta = (0{,}03 \div 0{,}04)\,a$, где a — длина стороны квадратного сечения трубы, когда торцевая стенка установлена: *а* — с одной стороны трубы; *б* — с двух сторон; *в* — с трех сторон, *г* — вход в трубу оборудован козырьком длиной $l \leqslant 0{,}5a$ с одной стороны; *д* — с двух сторон; *е* — труба расположена на стенке; *ж* — в двугранном углу; *з* — труба заделана между двумя стенками; *и* — между тремя стенками

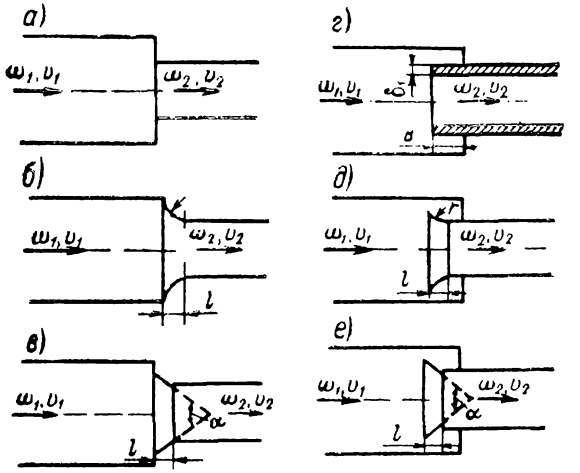


Рис. 3.12. Схемы внезапных сужений трубопроводов
а — кромка входа тупая; *б* — кромка входа закруглена; *в* — кромка входа срезана под углом; *г*, *д* и *е* — то же, что *а*, *б* и *в*, только входное сечение выдвинуто относительно торцевой стенки вперед

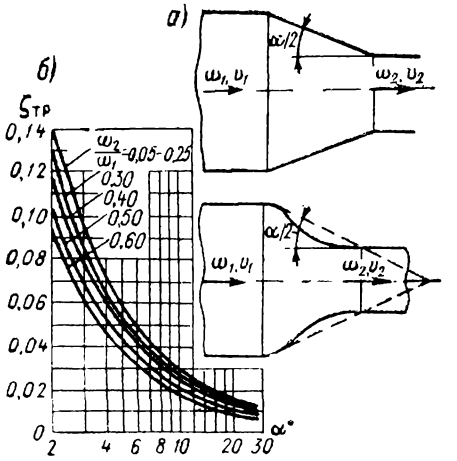


Рис. 3.13. Схемы конфузоров (*а*) и график для расчета коэффициента сопротивления трения в диффузорах и конфузорах (*б*)

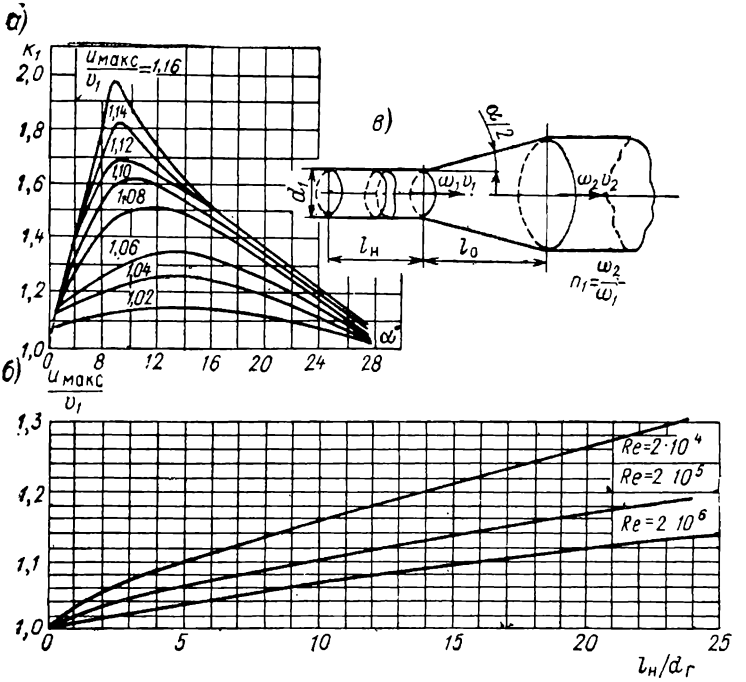


Рис. 3.14. График для определения коэффициента k_1, входящего в (3.69)

а — зависимость k_1 от $u_{макс}/v_1$ и α; *б* — зависимость $u_{макс}/v_1$ от $l_н/d_г$ и Re; *в* — схема диффузора

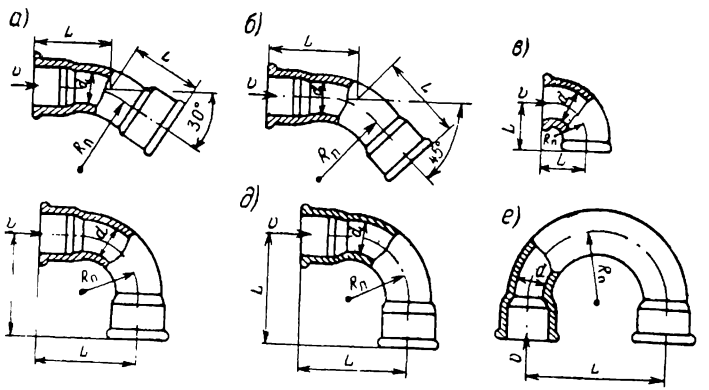


Рис. 3.15. Схемы стандартных чугунных отводов на резьбе

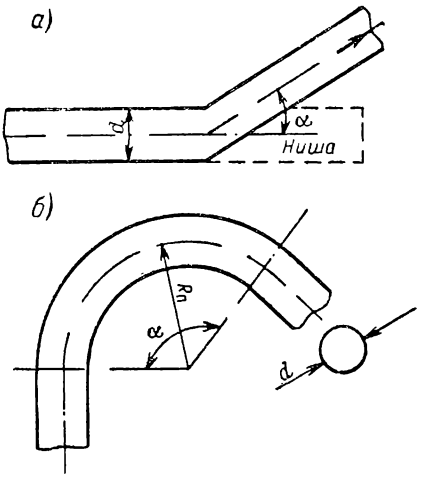


Рис. 3.16. Расчетные схемы
а — колена; б — поворота

где $f(\alpha;\ l/d)$ — определяется по графику на рис. 3.8, *б*;

$\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления трению, выражаемый формулой

$$\zeta_{тр} = \frac{\lambda}{8 \sin \alpha/2}\left[1 - \left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2\right]; \qquad (3.68)$$

для криволинейного конфузора $\zeta_к \approx \zeta_{тр}$.

Значения $\zeta_{тр}$ при $\lambda = 0{,}02$ приведены на рис. 3.13, *б*.

7. Диффузоры (рис. 3.14). Коэффициент сопротивления диффузора, отнесенный к скорости перед ним, определяется по формуле

$$\zeta_{диф} = k_1 \varphi_р \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 + \zeta_{тр}, \qquad (3.69)$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения скоростей на входе в диффузор, определяемый по графику (рис. 3.14) в зависимости от α для различных $u_{макс}/v$;

$u_{м\ с}/v$ — отношение, определяемое в зависимости от относительной длины начального прямого участка $l_н/d$ при различных числах Рейнольдса $(vd_г/\nu)$;

$\varphi_р$ — коэффициент полноты удара, вычисляемый при $\alpha = 0 \div 40°$ по формуле И. Е. Идельчика.

$$\varphi_р = k_2 (\lg \alpha/2)^{1{,}25}; \qquad (3.70)$$

$k_2 = 3{,}2$ — для конических и плоских диффузоров;

$k_2 = 4{,}0$ — для квадратных диффузоров;

$\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления трения, выражаемый (3.68).

Оптимальный угол расширения для конического диффузора

$$\alpha_{опт} = 0{,}43\left(\frac{\lambda}{k_1} \cdot \frac{\omega_2 + \omega_1}{\omega_2 - \omega_1}\right)^{4/9}. \qquad (3.71)$$

8. **Сварные стыки.** Коэффициенты сопротивления сварных стыков зависят от технологии сварки и могут быть определены по данным табл. 3.16.

Таблица 3.16

Значения $\zeta_{ст}$ для различных видов сварных стыков

Виды стыков	Диаметр трубы, *мм*							
		300	400	500		700	800	900
С подкладными кольцами ($\delta = 5$ *мм*)	0,06	0,03	0,018	0,013	0,009	0,007	0,006	0,005
Электродуговые и контактные ($\Delta_э = 3$ *мм*) .	0,026	0,0135	0,009	0,006	0,004	0,0028	0,0023	0,002

Таблица 3.17

Значения ζ для чугунных отводов на резьбе

Схема по рис. 3.15	Угол отвода		Диаметр *d*, дюйм			
а	30°	*L*,	30			66
		ζ		0,52	0,32	0,19
б		*L*,	36	52	68	81
		ζ			0,27	0,23
в	90° (угольни					65
		ζ	2,19	1,98	1,60	1,07
г	90° $R_п/d = 1{,}36 \div 1{,}67$			63	85	98
		ζ		0,80		0,58
	90° $R_п/d = 2 \div 2{,}13$	*L*, *мм*				140
				0,53		
в		*L*, *мм*	38			
					0,65	

Таблица 3.18

Значения ζ для колена с острыми кромками на повороте (см. рис. 3.16, *а*)

							110	130	150	180
$\zeta_к$	0,125	0,155	0,318	0,555		1,19	1,87	2,60	3,2	3,6

9. **Отводы.** Коэффициенты сопротивления стандартных чугунных отводов на резьбе (рис. 3.15), отнесенные к скорости v, могут быть взяты из табл. 3.17, с острыми кромками на повороте (рис. 3.16, *а*) — из табл. 3.18.

Для колена с нишей коэффициент сопротивления на 20% больше, чем для колена без ниши.

10. **Повороты (рис. 3.16, *б*).** При повороте потока на угол α коленом круглого сечения коэффициент сопротивления можно найти по выражению

$$\zeta_п = \left[2000\lambda^{2,5} + 0{,}105\left(\frac{d}{R_п}\right)^{2,5}\right]\frac{\alpha}{90°}. \qquad (3.72)$$

Для сварного колена, состоящего из пяти-шести звеньев, коэффициент сопротивления определяют по формуле А. В. Панченко:

$$\zeta_{с.к} = 0{,}008\alpha^{0,75}\left(\frac{d}{R_п}\right)^{0,6} \qquad (3.73)$$

где $d/R_п$ — отношение диаметра трубы к радиусу закругления.

В табл. 3.19 даны коэффициенты сопротивления для угольников. Для змеевиков при $Re < Re_{кр}$ и $30 \leqslant Re\sqrt{d/2R_п} \leqslant 2000$

$$\zeta = \frac{B}{Re}\left(0{,}556 + 0{,}0969\sqrt{Re\sqrt{d/2R_п}}\right). \qquad (3.74)$$

При $Re > Re_{кр}$

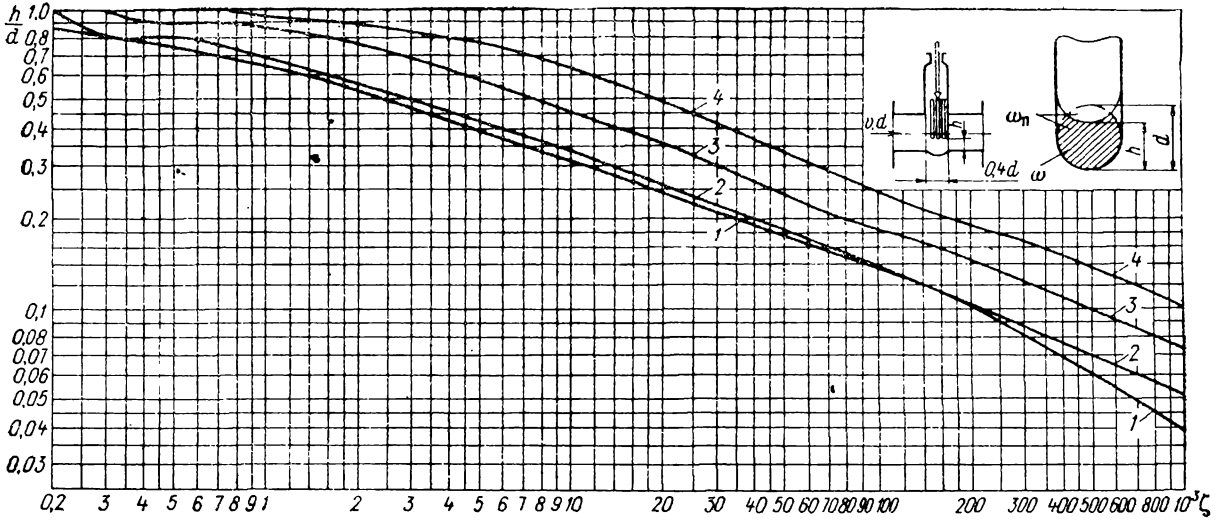
$$\zeta = \lambda\left(1 + 0{,}123\,Re^{1/4}\sqrt{d/2R_п}\right). \qquad (3.75)$$

11. **Задвижки.** Значения коэффициентов сопротивления в зависимости от степени открытия h/d для простых задвижек и задвижек Лудло даны в табл. 3.20, а для задвижек типа «Москва» и чугунных параллельных задвижек — на рис. 3.17

Таблица 3.19

Значения ζ для угольников

$d_{вн}$, *мм*	$R_п/d$	ζ	$d_{вн}$, *мм*	$R_п/d$	ζ	$d_{вн}$, *мм*	$R_п/d$	ζ



Ри 3.17. Зависимость коэффициентов сопротивления задвижки „Москва“ и параллельной чугунной задвижки от степени их открытия

1 — чугунная параллельная задвижка шириной $0{,}4d$ при $d/d_т = 1{,}0$; *2* — то же, при $d/d_т = 1{,}25$; *3* — то же, при $d/d_т = 1{,}5$; движка „Москва“; d — диаметр прохода задвижки; $d_т$ — диаметр трубопровода

Таблица 3.20

Значения ζ для простых задвижек и задвижек Лудло

	h/d										
	0,1	0,125	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Простая движка:											
в цилиндрической трубе		97,8	35		4,6	2,06	0,98	0,44	0,17	0,06	0,05
в прямоугольной трубе	193		44,5	17,8	8,12	4,02	2,03	0,95	0,39	0,09	
Задвижка Лудло			46	22	12	5,3	2,8	1,5	0,8	0,3	0,15

Для суженных задвижек (в пределах $d_2/d_1 = 0{,}06 \div 0{,}8$)

$$\zeta = (5 \div 6{,}25)\,\mathrm{tg}\,\alpha/2\,(\omega_2/\omega_1 - 1)^2,$$

где α — центральный угол конусности.

Площадь открытия задвижки в зависимости от степени открытия может быть выражена формулой

$$\frac{\omega}{\omega_п} = 1{,}25\left(\frac{h}{d}\right) - 0{,}25\left(\frac{h}{d}\right)^4 \qquad (3.76)$$

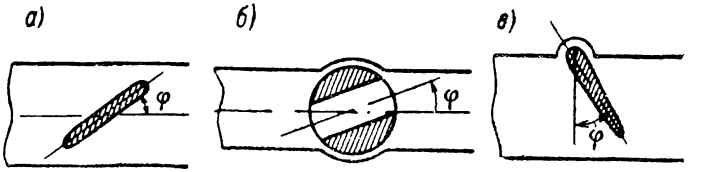
где $\omega_п$ — площадь при полностью открытой задвижке.

12. Дроссельный затвор (рис. 3.18, *а*), пробковый кран (рис. 3.18, *б*) и захлопка (рис. 3.18, *в*). Значения коэффициентов сопротивления в зависимости от угла поворота φ, показанного на схемах (рис. 3.18), приведены в табл. 3.21, а для конусного крана — на рис. 3.19.

Коэффициент сопротивления круглого дроссельного клапана

$$\zeta = \left(\frac{0{,}43 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}\right)^2 \qquad (3.77)$$

13. Вентиль с косым затвором (рис. 3.20). В табл. 3.22 даны коэффициенты сопротивления, отнесенные к скорости v, для двух диаметров d = 38 и 200 *мм*.



3.18. Расчетные схемы
затвора; *б* — пробкового крана;

Таблица 3.21

Значения ζ для дроссельного затвора, пробкового крана и захлопки

Параметры	Угол φ, *град*													
		10						40		50			65	70
	Дроссель в цилиндрической трубе													
		0,52	0,90			3,91		10,8		32,6				
	Дроссель в прямоугольной трубе													
$\omega/\omega_п$	0,91			0,66				0,36		0,23		0,13	0,09	0,06
ζ	0,28			1,34				9,3		24,9		77,4	158	368
	Пробковый кран в цилиндрической трубе													
$\omega/\omega_п$	0,93						0,44		,27	0,19	0,11			
ζ	0,05						11,2		1,0	95,3	275			
	Пробковый кран в прямоугольной трубе													
$\omega/\omega_п$		0,85		0,69			0,46	,38	0,31	0,25		0,14	82°	
ζ		0,29		1,56			9,68	,3	31,2	52,6		206		
	Захлопка													
ζ			90	62		30	20		9,5	6,6	4,6			

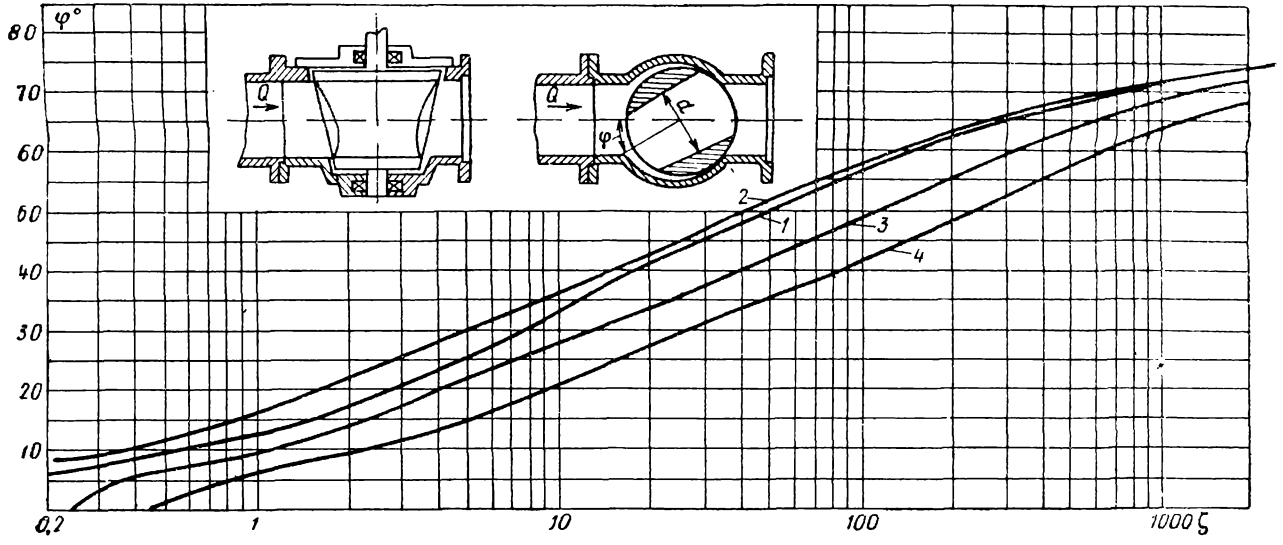


Рис. 3.19. Зависимость коэффициентов сопротивления конусного крана (угол конусности 13° 40′) вместе с конфузорно-диффузорным переходом (угол конфузора 40°, угол диффузора 7°), отнесенных к скорости в трубопроводе диаметром $d_т$

1 — $d_т/d=1{,}0$, за краном нет трубопровода; *2* — $d_т/d=1{,}0$, за краном имеется трубопровод; *3* — $d_т/d=1{,}25$, за краном имеется трубопровод; *4* — $d_т/d=1{,}5$, за краном имеется трубопровод; $d_т$ — диаметр трубопровода

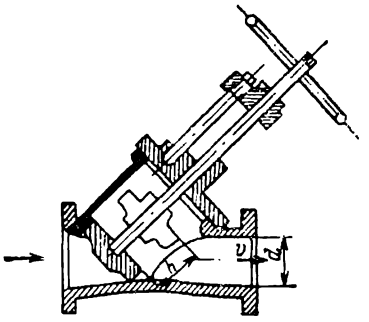


Рис. 3.20. Вентиль с косым затвором

14. Шаровые затворы (рис. 3.21). Имеют клапаны (ротор) сферический или выполненный с ребрами жесткости и двусторонним уплотнением (схема *а*), с односторонним уплотнением (схема *б*) или в виде поворотной трубы с ребрами жесткости, но без уплотнения (схема *в*) Коэффициенты сопротивления приведены на рис 3.21.

15. Сегментные затворы (рис. 3.22). По кинематике и конструкции они являются сочетанием шарового затвора и задвижки с очкообразным клапаном, т. е. клапаном, имеющим кольцо с внутренним диаметром *d*. Коэффициенты сопротивления приведены на рис. 3 22.

16. Вальцовые затворы (рис. 3.23). Они имеют по два вальца диаметром $d_в$, выполняющие роль клапана затвора. В каждом из вальцов сделана выемка такой формы, что в положении полного открытия между вальцами образуется свободный цилиндрический проход диаметром *d*. Коэффициенты сопротивления приведены на рис. 3.23.

17. Цилиндрические затворы. Цилиндрический затвор с упорным конусом (рис. 3.24, *а*) и выпускной трубой диаметром $D > d$ (где d — диаметр напорной трубы затвора) обладает сравнительно бо́льшим коэффициентом сопротивления (табл. 3.23), чем подобный же затвор с присоединенным к нему обтекателем (рис. 3.24, *б* и табл. 3.24).

18. Другие типы запорных устройств. Значения коэффициентов сопротивлений их приведены в табл. 3.25.

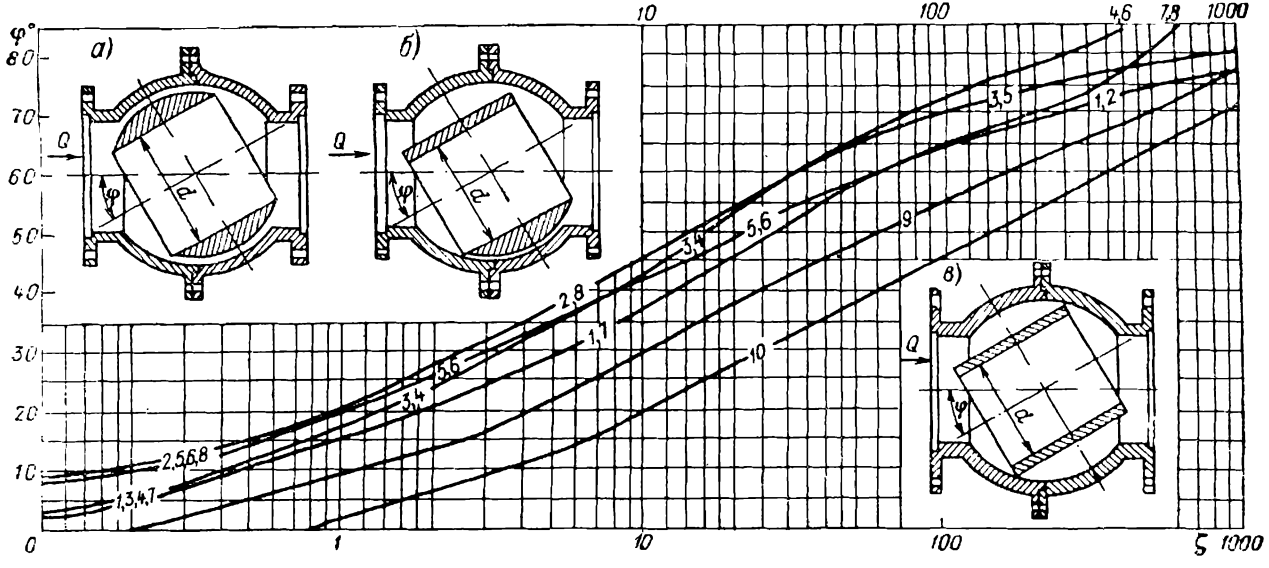
Коэффициенты сопротивления, отнесенные к проходному сечению $\omega_{пр}$, при $Re_{пр} > 10^2$ для углового регулирующего клапана ≈ 1, а для двухседельного регулирующего клапана изменяются 2,5 до 0,8 при изменении $\omega_{пр}/\omega_{ус}$ от 0,734 до 0,065 ($\omega_{усл}$ — лощадь сечения условного прохода)

19. Клапаны (рис. 3.25). Коэффициенты сопротивления клапанов, отнесенные к скоростям на подходе к ним, можно определять по формулам Баха:

Таблица 3.22

Значения ζ для прямоточного вентиля

	l/d								
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0		
ζ для $d=38$ *мм*	1,4	2,6	2,0	1,7	1,5	1,3	1,1	0,95	0,85
ζ для $d=200$ *мм*	5,8	3,2	2,0	1,4	1,0	0,8	0,5	0,40	0,3



3.21. Схемы и коэффициенты сопротивления шарового затвора вместе с конфузорно-диффузорным переходом (угол конфузора 40°, угол диффузора 7°), отнесенные к скорости в трубопроводе диаметром $d_т$

ые *1—8* при $d_т/d=1$: *1* — клапан с двусторонним уплотнением, за затвором нет трубопровода; *2* — клапан тот же, за затвором ово; *3* — клапан с односторонним уплотнением, за затвором нет трубопровода; *4* — условия те же, поток обратный; *5* — клапан за затвором трубопровод; *6* — условия те же, поток обратный; *7* — сферический клапан, за затвором нет трубопровода; *8* — клапан тот же, за затвором трубопровод; *9* — условия те же, при $d_т/d=1{,}25$; *10* — условия те же, при $d_т/d=1{,}5$

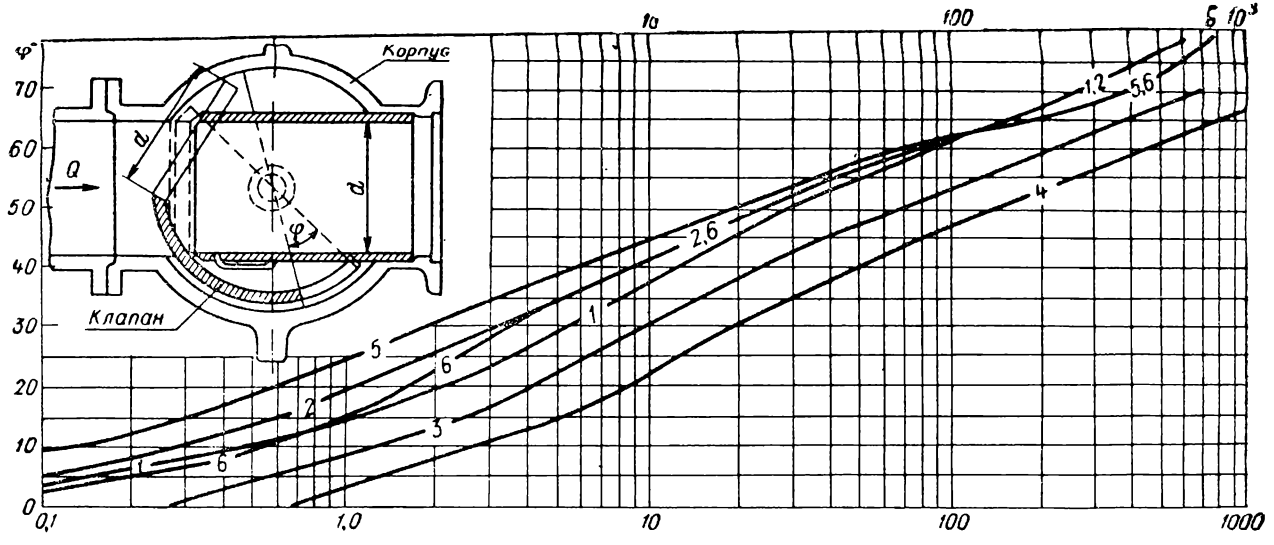


Рис. 3.22. Схема и коэффициенты сопротивления сегментного затвора вместе с конфузорно-диффузорным переходом (угол конфузора 40°, угол диффузора 7°), отнесенные к скорости в трубопроводе диаметром $d_т$

$1 - d_т/d = 1{,}0$, поток прямой, затвором нет трубопровода; $2 - d_т/d = 1{,}0$, поток прямой, за затвором имеется трубопровод; $3 - d_т/d = 1{,}25$, поток прямой, затвором имеется трубопровод; $4 - d_т/d = 1{,}5$, поток прямой, за затвором имеется трубопровод; $5 - d_т/d = 1{,}0$, поток обратный, затвором имеется трубопровод; $6 - d_т/d = 1{,}0$, поток обратный, за затвором нет трубопровода

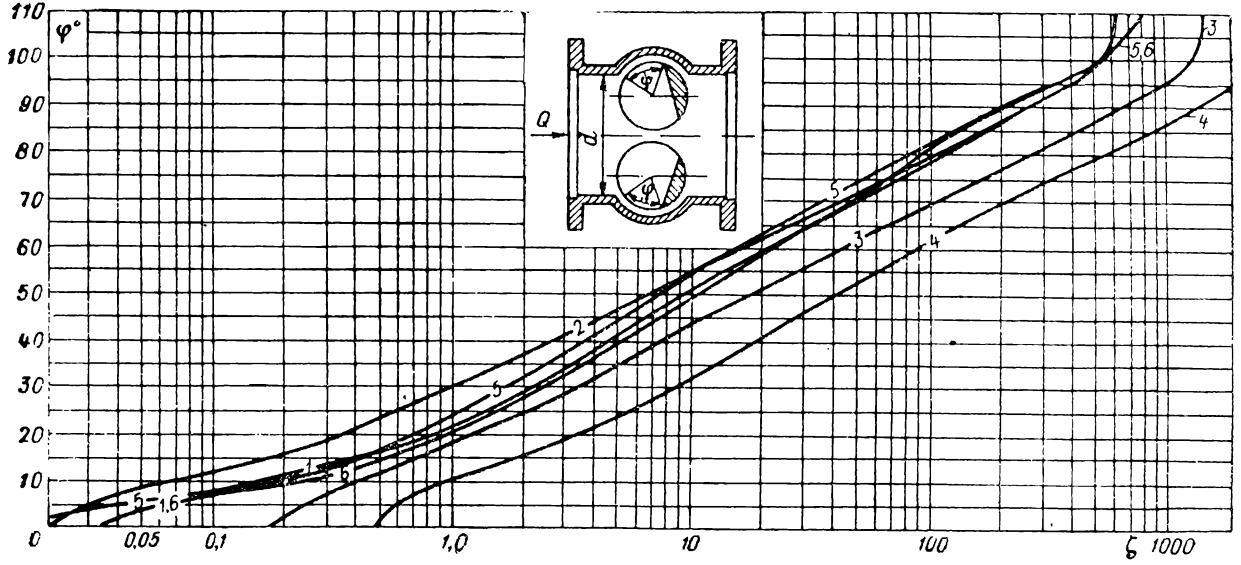


Рис. 3.23. Схема и коэффициенты сопротивления вальцового затвора вместе с конфузорно-диффузорным переходом (угол конфузора 40°, угол диффузора 7°), отнесенные к скорости в трубопроводе диаметром $d_т$. Обозначения см. рис. 3.22.

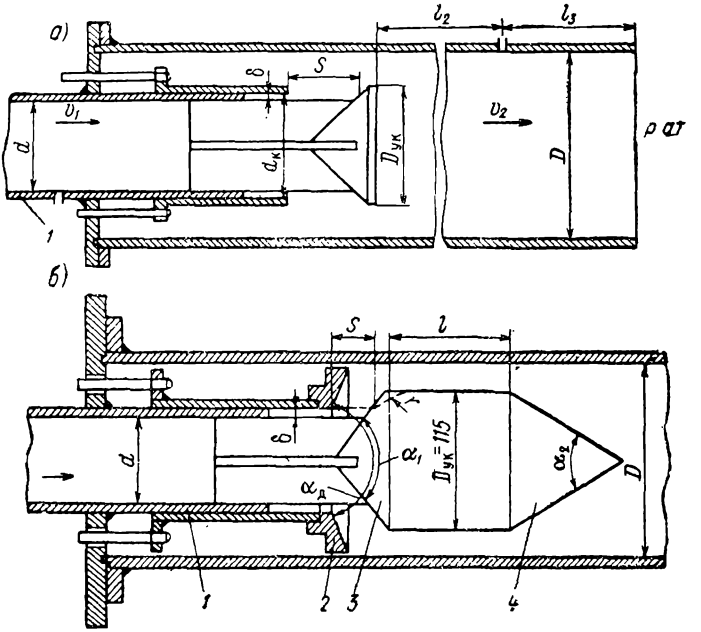


Рис. 3.24. Цилиндрический затвор в напорной трубе *1*
а – с упорным конусом и выпускной трубой; *б* – с обтекателем *4* за упорным конусом *3* и блендой *2* на клапане

а) для тарельчатого (рис. 3.25, *а*)

$$\zeta = 0{,}55 + 4\left(\frac{b}{d} - 0{,}1\right) + 0{,}155\left(\frac{d}{h}\right)^2 \qquad (3.78)$$

б) для конусного (рис. 3.25, *в*)

$$\zeta = 0{,}6 + 0{,}15\left(\frac{d}{h}\right)^2 \qquad (3.79)$$

в) для тарельчатого с нижним направлением (рис. 3.25, *б*)

$$\zeta = \left(10{,}7 - 11{,}4\frac{\omega}{\omega_0}\right)\left[0{,}55 + 4\left(\frac{b}{d} - 0{,}1\right)\right] + \\ + 1{,}73\left(\frac{d}{h}\cdot\frac{d}{\pi d - is}\right)^2 \qquad (3.80)$$

где i — число ребер;
s — ширина ребра;
ω — истинная площадь прохода ($\omega/\omega_0 = 0{,}8 \div 0{,}87$);
г) для конусного (рис. 3.25, *г*) и шарового (рис. 3.25, *д*)

$$\zeta = (2{,}7 \div 2{,}6) - 0{,}8\left(\frac{d}{h}\right) + 0{,}14\left(\frac{d}{h}\right)^2. \qquad (3.81)$$

Таблица 3.23

Значения ζ при различных относительных открытиях s/d цилиндрического затвора с углом упорного конуса α и выпускной трубой за ним диаметром D

$\alpha = 120°$

D/d	s/d									
			0.3			0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1,5	8,98	3,80	,50	2,01	1,83	1,750	1,710	1,68	1,681	1,63
1,75	9,34	3,74	2,09	1,50	1,26	1,126	1,067	1,03	1,011	0,99
2,0	11,03	3,78	1,97	1,30	1,16	1,035	0,970	0,935	0,905	0,885
2,5	11,87	3,82	2,02	1,44	1,19	1,050	0,973	0,93	0,920	0,89
3,0	12,34	3,84	2,26	1,60	1,27	1,129	1,030	0,99	0,960	0,95
∞	13,30	4,45	2,38	1,71	1,41	1,250	1,170	1,139	1,085	1, 6

$\alpha = 90°$

D/d	s/d							
					0.6			0,75
1,5	1,81	1,62		1,40	1,35	1,29	1,23	1,160
1,75	1,55	1,26		1,04	0,95	0,90	0,86	0,834
2,0	1,53	1,19		1,035	0,96	0,91	0,88	0,840
2,5	1,58	1,34		1,12	1,03	0,98	0,94	0,918
3,0	1,66	1,44		1,18	1,09	1,04	0,99	0,980
∞	2,08	1,78		1,43	1,337	1,26	1,22	1,190

20. Обратный клапан (рис. 3.26, *а*) и всасывающий клапан с сеткой (рис. 3.26, *б*). Коэффициенты сопротивления их, отнесенные к скорости v, даны в табл. 3.26.

Клапаны обратные, поворотные, многодисковые, фланцевые ($D_y = 800$ и 1000 *мм*) имеют коэффициент сопротивления $\zeta = 1{,}8$.

21. Тройники (рис. 3.27, *а*). Потери напора для отделяющегося потока $h_б$, направляющегося в ответвление, приближенно можно выразить следующей формулой:

$$h_б = \frac{\left(v_0^2 - 2v_0 v_б \cos\alpha + k_б v_б^2\right)}{2g} = \zeta_б \frac{v_б^2}{2g}, \qquad (3.82)$$

где $k_б$ — условный коэффициент, принимаемый:

для стандартных тройников $k_б = 1{,}2$;

для сварных с $d_0 = d_п$ и $\alpha = 90° - k_б = 0{,}3$;

при $d_б \leqslant 0{,}7 d_0$ коэффициент $k_б = 0{,}85$.

Для тройников типа $\omega_0 = \omega_б + \omega_п$ значения $k_б$ принимаются в зависимости от угла α:

α	15°	30°	45°	60°	90°
$k_б$	0,96	0,84	0,61	0,36	0

Таблица 3.24

Значения ζ для цилиндрических затворов с различными диаметрами *D* выпускной трубы и различной формой обтекаемого тела

Формы обтекаемого тела	*D*/*d*	*l*/*D*									
		0,1	0,2	0,3			0,6	0,7	0,8	0,9	
$\alpha_1=90°$ $\alpha_2=30°$	1,5	13,02	3,10	1,01	0,505	0,39	0,345	0,325	0,32	0,315	0,315
	1,75	13,80	3,08	1,45	0,85	0,59	0,47	0,41	0,37	0,36	0,35
	2,0	9,42	3,50	1,50	1,01	0,76	0,63	0,58	0,55	0,32	0,51
	2,5	11,87	4,31	2,17	1,44	1,10	0,93	0,84	0,78	0,76	0,76
	3,0	15,99	4,92	2,51	1,66	1,28	1,11	1,00	0,94	0,89	0,86
Закругленный упорный конус с обтекателем: $\alpha_1=120°$ $\alpha_2=30°$	1,5	—	—		0,75	0,61	0,54	0,50	0,475		—
	1,75	—	—		0,97	0,79	0,685	0,61	0,61		—
	2,0	—	—		1,175	0,95	0,83	0,77	0,74		—
	2,5	—	—		1,375	1,12	0,985	0,91	0,885		—
	3,0	—	—		1,495	1,225	1,08	1,00	0,96		—
$\alpha_1=90°$ $\alpha_2=60°$	2,0				1,05	0,81	0,67	0,60	0,55		—
	2,5				1,49	1,12	0,95	0,86	0,80		—
	3,0				1,66	1,2	1,10	0,99	0,915		—
$\alpha_1=60°$ $\alpha_2=30°$	1,5				1,025	0,60	0,41	0,34	0,30		
	1,75				1,59	1,01	0,5	0,53	0,45		
	2,0				1,875	1,25	0,875	0,74	0,64		
	2,5				2,4	1,48	1,2	1,00	0,89		

Таблица 3.25

Значения ζ для некоторых типов запорных устройств

Тип запорного устройства	Условный проход, *мм*	Расчетный диаметр, *мм*	Степень открытия	ζ
Вентиль 15ч18к, ГОСТ 11465—65		13		6,1
То же		27		8,1
Вентиль 15Б1, ГОСТ		13		21,9
То же		27		26,2
Вентиль ВВДМ15-160, ГОСТ 5761—56				28,4
То же				29,3
» »				30,0
» »				32,2
» »				17,5
» »				19,0
» »				23,8
» »				37,0
Кран проходной пробковый муфтовый 11Б55				1,5
То же				2,8

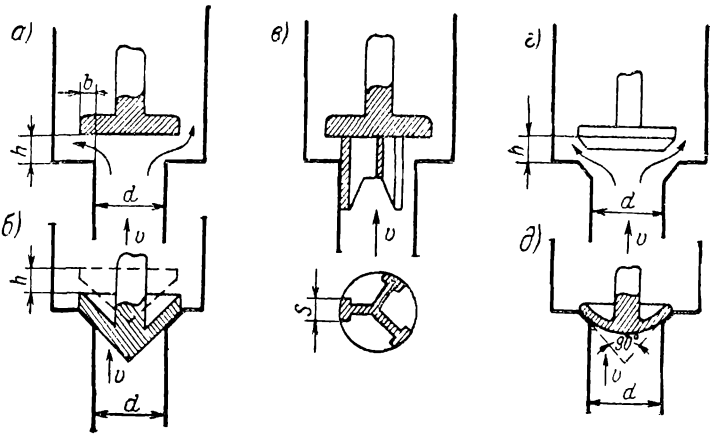


Рис. 3.25. Схемы клапанов

а — тарельчатого; *б* — тарельчатого с нижним направляющим; *в* и *г* — конусного; *д* — шарового

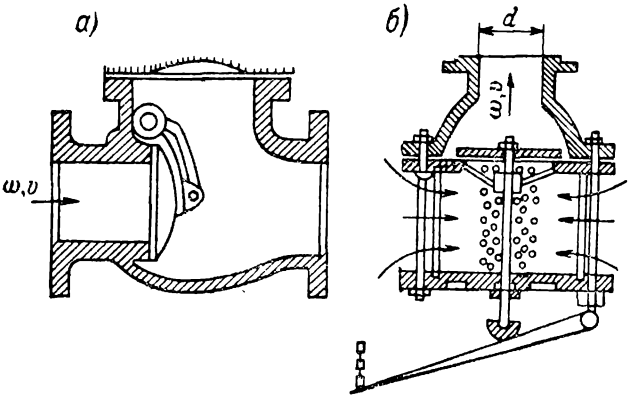


Рис. 3.26. Обратный клапан (*а*) и всасывающий клапан с сеткой (*б*)

Чтобы определить потери напора для проходного потока при разделении в тройнике, можно воспользоваться формулой

$$h_{\text{п}} = \tau \frac{(v_0 - v_{\text{п}})^2}{2g} + \zeta_{\text{доп}} \frac{v_{\text{п}}^2}{2g} = \zeta_{\text{п}} \frac{v_{\text{п}}^2}{2g}, \qquad (3.83)$$

где τ — коэффициент смягчения удара;

$\zeta_{\text{доп}}$ — коэффициент, учитывающий дополнительные потери, обусловленные конструкцией тройников (сварочными наплывами в сварных тройниках, стеснением сечений концами труб в стандартных тройниках и т. д.).

Таблица 3.26

Значения ζ для обратного ($\zeta_{о.к}$) и всасывающего ($\zeta_{в.к}$) клапанов

	d, мм						
	40		100	200	300	500	750
$\zeta_{о.к}$		1.		1.9	2,1	2,5	2,9
$\zeta_{в.к}$		8,5		4,7	3,7	2,5	1,6

Таблица 3.27

Значения $\zeta_п$ при разделении потоков, относящиеся к части общего расхода, движущейся параллельно направлению скорости суммарного потока, при $d_0 = d_п$ и $\alpha = 90°$

Тип фасонной части	$Q_б/Q_0$									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Стандартные тройники	0,7	0,7	0,8	0,9	1,2	1,7	3,0	6,1	16,7	82
Стандартные крестовины	0,9	0,9	0,9	0,9	1,2	1,7	3,0	6,1	16,7	82
Сварные тройники	0,2	0,2	0,2	0,3	0,4	0,6	1,0	2,1	5,8	28

Указанные коэффициенты принимаются:

крестовин $\tau=0{,}35$ и $\zeta_{доп}=0$
и $\zeta_{доп}=0{,}7$
и $\zeta_{доп}=0{,}9$

В табл. 3.27 и 3.28 даны значения коэффициентов сопротивления на проход ($\zeta_п$) и в ответвлении ($\zeta_б$), входящих в формулу Вейсбаха (3.22) и отнесенных к удельным кинетическим энергиям потоков в соответствующих ответвлениях.

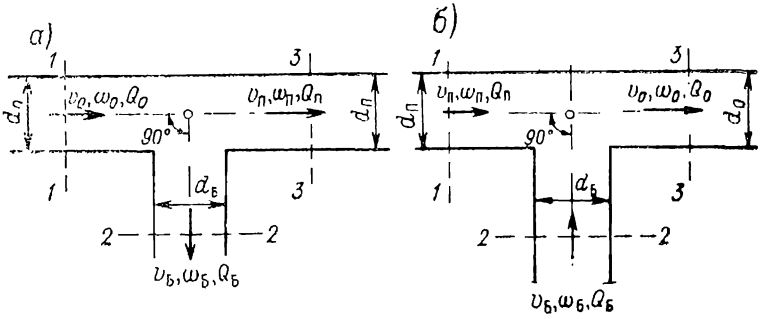


Рис. 3.27. Схема тройника
а — с отделением расхода; *б* — с присоединением расхода

Таблица 3.28

Значения $\zeta_б$ при разделении потоков, учитывающего потери напора частичного расхода, движущегося под углом 90° к суммарному потоку, при $d_0 = d_п$

$d_б/d_0$	$Q_б/Q_0$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,40	101 100	26 25	12,3 11,4	7,5 6,6	5,2 4,3	4,0 3,1	3,2 2,3	2,8 1,9	2,4 1,5	2,2 1,3
	59 58	15,7 14,8	7,7 6,8	4,9 4,0	3,5 2,6	2,8 2,1	2,4 1,7	2,1 1,6	1,9 1,2	1,8 1,1
	36 35	10,0 9,1	5,1 4,2	3,4 2,5	2,5 1,7	2,2 1,5	1,9 1,3	1,8 1,2	1,6 1,1	1,6 1,0
	20,2 19,9	6,0 5,7	3,3 3,0	2,4 2,1	1,9 1,6	1,7 1,4	1,6 1,3	1,5 1,2	1,4 1,1	1,3 1,0
	14,2 13,9	4,4 4,1	2,7 2,3	2,0 1,7	1,7 1,4	1,6 1,2	1,5 1,1	1,4 1,0	1,4 1,0	1,3 1,0
	7,5 7,1	2,8 2,4	1,9 1,6	1,6 1,3	1,5 1,1	1,4 1,0	1,3 1,0	1,3 1,0	1,2 0,9	1,2 0,9
	3,8 3,4	1,8 1,5	1,5 1,2	1,4 1,0	1,3 1,0	1,3 1,0	1,3 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9
	2,0 1,7	1,5 1,1	1,3 1,0	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9
	1,4 1,0	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9	1,2 0,9

Примечание. В числителе — для стандартного, в знаменателе — для сварного тройника.

Таблица 3.29

Значения $\zeta_п$ при слиянии потоков, отнесенные к удельной кинетической энергии потока в прямом проходе, при $d_0 = d_п$ и $\alpha = 90°$

		$Q_б/Q_0$									
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Сварной	несимметричный	0,2	0,5	0,8	1,4	2,3	3,6	5,9	10,6	25	99	∞
	симметричный	∞	193	42	17	9,2	5,8	4,1	3,2	2,7	2,4	2,2
Стандартный	несимметричный	0,7	0,8	0,9	1,0	1,4	2,2	3,6	6,7	16	73	∞
	симметричный	∞	80	21,5	11	7	[illegible]	3,9	3,3	2,8	2,5	2,3

В формулах (3.82) и (3.83) обозначены:

v_0, $v_п$, $v_б$ — средние скорости до разделения потока и после разделения в прямом проходе и в боковом ответвлении;

Q_0, $Q_п$, $Q_б$ — расходы потока до разделения и после разделения в прямом проходе и в боковом ответвлении;

α — угол ответвления тройника.

Потери напора при слиянии потоков (рис. 3.27 б) для расхода, присоединяемого из ответвления, приближенно составят:

$$h_{\text{пр. б}} = \left(v_0^2 + v_б^2 - 2\frac{\omega_п}{\omega_0}v_п^2 - 2\frac{\omega_б}{\omega_0}v_б^2\cos\alpha\right)/2g, \qquad (3.84)$$

а для расхода в прямом проходе:

$$h_{\text{пр. п}} = \left(v_0^2 + v_п^2 - 2\frac{\omega_п}{\omega_0}v_п^2 - 2\frac{\omega_б}{\omega_0}v_б^2\cos\alpha\right)/2g, \qquad (3.85)$$

где $\omega_п$, $\omega_б$ и ω_0 — живые сечения потоков до слияния расходов в прямом проходе, в боковом ответвлении после слияния;

$v_п$, $v_б$ и v_0 — средние скорости в указанных живых сечениях.

Коэффициенты сопротивления на проход ($\zeta_п$) и в ответвлении ($\zeta_б$), входящие в формулу Вейсбаха (3.22) и отнесенные к соответствующим скоростным напорам, даны в табл. 3.29 и 3.30.

22. Сборники конденсата. Они имеют коэффициенты сопротивления ориентировочно от 2 до 0,5.

23. Внутренние водостоки зданий (рис. 3.28). Коэффициенты сопротивления их приведены в табл. 3.31.

Таблица 3.30

Значения $\zeta_б$ при слиянии потоков, отнесенные к скоростному напору в ответвлении, при $d_0 = d_п$ и $\alpha = 90°$

$d_б/d_0$	$Q_б/Q_0$							
	0,1		0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
1,0	$\frac{-65}{-47}$	$\frac{-10}{-3,8}$	$\frac{-2,6}{+1,6}$	$\frac{1,0}{2,8}$	$\frac{2,0}{2,8}$	$\frac{2,3}{2,7}$	$\frac{2,3}{2,1}$	$\frac{2,3}{1,7}$
0,875	$\frac{-45}{-27}$	$\frac{-6,8}{-1,7}$	$\frac{-1,3}{+1,5}$	$\frac{1,0}{2,1}$	$\frac{1,7}{2,1}$	$\frac{2,0}{2,0}$	$\frac{2,1}{1,7}$	$\frac{2,2}{1,5}$
0,77	$\frac{-27}{-16}$	$\frac{-4,5}{-0,6}$	$\frac{0,0}{1,4}$	$\frac{1,0}{1,8}$	$\frac{1,4}{1,8}$	$\frac{1,8}{1,7}$	$\frac{1,9}{1,5}$	$\frac{2,0}{1,3}$
0,66	$\frac{-15}{-8,1}$	$\frac{-1,3}{-0,2}$	$\frac{0,6}{1,2}$	$\frac{1,0}{1,5}$	$\frac{1,2}{1,5}$	$\frac{1,6}{1,4}$	$\frac{1,7}{1,3}$	$\frac{1,7}{1,2}$
0,60	$\frac{-9}{-5,1}$	$\frac{0,3}{0,5}$	$\frac{0,8}{1,2}$	$\frac{1,0}{1,3}$	$\frac{1,1}{1,3}$	$\frac{1,3}{1,3}$	$\frac{1,4}{1,2}$	$\frac{1,5}{1,2}$
0,5	$\frac{-4,2}{-2}$	$\frac{0,4}{0,7}$	$\frac{0,9}{1,1}$	$\frac{1,0}{1,2}$	$\frac{1,1}{1,2}$	$\frac{1,2}{1,1}$	$\frac{1,3}{1,1}$	$\frac{1,3}{1,1}$
0,4	$\frac{-1,6}{-0,2}$	$\frac{0,5}{0,9}$	$\frac{0,9}{1,0}$	$\frac{1,0}{1,1}$	$\frac{1,1}{1,1}$	$\frac{1,2}{1,1}$	$\frac{1,2}{1,0}$	$\frac{1,2}{1,0}$
⩽0,3	$\frac{-0,4}{+0,6}$	$\frac{0,6}{1,0}$	$\frac{0,9}{1,0}$	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,1}{1,0}$	$\frac{1,1}{1,0}$	$\frac{1,1}{1,0}$	$\frac{1,1}{1,0}$

Примечание. В числителе — для , в знаменателе — для рного тройника.

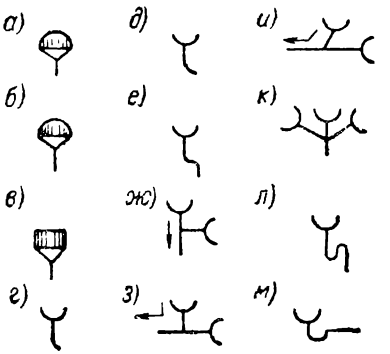


Рис. 3.28. Схемы деталей внутренних водостоков зданий

24. Насадки. Потери напора в насадках определяют по формуле

$$h_н = sQ^2; \qquad (3.86)$$

здесь Q выражено в *л/сек*, h — в *м*.

Значения сопротивлений s приведены в табл. 3.32.

25. Байпасы и гасители гидравлического удара. Коэффициент сопротивления байпаса ζ при условии $d_{байп}/d_{тр} = 0{,}2$ определяется как сумма следующих сопротивлений:

вход в байпас	0,6
выход из байпаса	1,4
два сварных колена 0,26×1,5×2	0,8
затвор	0,2
Итого	ζ=3,0

Таблица 3.31

Значения местных ζ для фасонных частей внутренних водостоков зданий

Схема на рис. 3,28	Тип фасонной части	ζ
а	Воронка водосточная для не за[illegible] их водой кровель с колпаком диаметром 250 *мм*	1,6
б	То же, с колпаком 360 *мм*	1,5
в	Воронка водосточная для зали[illegible] кровель с колпаком диаметром 36[illegible] *мм*	1,6
	Отвод 90° чугунный канал[illegible]ционный водяный	0,65
д	Отвод 135°	0,45
е	Отступ чугунный канализационный	1,0
ж	Тройник прямой или косой «на проход»	0,25
з	Тройник прямой «на поворот»	0,9
и	Тройник косой 45° «на поворот»	0,8
к	Крестовина косая	1,2
л	Затвор гидравлический чугунный	1,5
м	То же, стальной сварной	2,0
	Выпуск (в колодец или от	1,0

Таблица 3.32

Значения s для насадок по (3.86)

	s, $м\ (сек/л)^2$
Пожарные нас	
19 *мм*	
22 »	
25 »	
28 »	
32 »	
35 »	
Спринклеры в виде насадки шпиндельного типа с держателем (применяемые в биофильтрах), диаметром отверстия:	
12,7 *мм*	$456 \cdot 10^{-5}$
14,3 »	$304 \cdot 10^{-5}$
15,9	$191 \cdot 10^{-5}$
17,5	$123 \cdot 10^{-5}$
19,0	$796 \cdot 10^{-6}$
20,6	$516 \cdot 10^{-6}$
22,2	$314 \cdot 10^{-6}$
23,8	$241 \cdot 10^{-6}$
25,4 »	$172 \cdot 10^{-6}$
Спринклеры с металл диаметром отверстия 12,7 *мм*	5,95
Спринклеры СП-52 с диаметром отверстия 11,5 *мм*	5,92
Дренчеры лопаточного и розеточного типов с диаметр отверстия 10 *мм*	17,24
То же, с диаметром отверстия 7 *мм*	82,6
Брызгальные насадки (тангенциальные сопла):	
бутылочного типа при напоре 3—7 *м*:	
$d_1 \times d_2 = 20 \times 10$	17,7—14
$d_1 \times d_2 = 32 \times 16$	1,65—2,14
$d_1 \times d_2 = 50 \times 25$	0,5—0,56
$d_1 \times d_2 = 50 \times 30$	0,28—0,33
эвольвентного типа при напоре 5—10 *м*:	
$d_1 \times d_2 = 19 \times 10$	51—40
$d_1 \times d_2 = 50 \times 25$	0,96—0,91
$d_1 \times d_2 = 100 \times 50$	0 063—0,068

Примечание. d_1 — диаметр входа; d_2 — диаметр

Таблица 3.33

Гидравлические сопротивления байпасов

	$d_{байп}$,						
	80	100	125	150	200	250	300
$s = h/Q^2$,	6100	2480	10_0	490		63,5	30,6
$d_{обр.}$ *мм*	400	{ 500 / 600 }		860	10 0		

Таблица 3.34

Гидравлические сопротивления гасителей

	$d_{тр}$, мм			
	300—700	800—900	1000	1200
Количество гасителей, шт.		2	1	2
$d_{гас}$, мм		200	350	350
$s=h/Q^2$,	10?	25,8	11,1	2,8

Гидравлические сопротивления байпасов разных диаметров, определенные исходя из $\zeta = 3$, приведены в табл. 3.33. В той же таблице указаны диаметры обратных клапанов (по каталогу Главармалита), имеющих патрубки для присоединения байпасов соответствующих диаметров.

Коэффициент гидравлического сопротивления гасителя, согласно данным УкрВОДГЕО, равен двум. Рекомендуемое УкрВОДГЕО количество и диаметры гасителей для водоводов разного диаметра, а также их общее гидравлическое сопротивление приведены в табл. 3.34.

26. **Водомеры.** В табл. 3.35 и 3.36 представлены данные о водомерах и потерях напора в них.

27. **Пожарные гидранты.** Для определения потерь напора по (3.86) в табл. 3.37 указаны значения сопротивлений s.

28. **Клапаны противопожарных систем.** Потери напора в контрольно-сигнальных клапанах и в клапанах группового действия определяют по (3.86) при значениях s, взятых из табл. 3.38.

Таблица 3.35

Данные о крыльчатых водомерах с вертикальной осью вертушки

Показатели	Калибр во;								
	10—13		20	3.	4(	50	60	80	100
Характерный расход (при потере напора в водомере 10 *м вод. ст.*), *м³/ч*				10,0	20	30	40	50	100
Допустимая нагрузка при работе 24 *ч* в сутки, *м³/ч* . .	0,3	0,5	0,8	1,7	3,3	5,3	7,0	8,6	17,0
Временная допустимая нагрузка, *м³/ч*	1,0		2,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	50,0
Наименьшая допустимая нагрузка, *м³/ч*	0,00	,15	0,25	0,5	1,0				
Величина сопротивления s для определения потерь напора по формуле $h=sQ^2$, где Q — расход в *л/сек*, h — в *м*	32	14,4	5,1	1,3	0,32	0,144	0,081	0,052	0,013
Коэффициент ζ	3,93	8,8	10,0	12,7	10,0	—	—	—	—

Таблица 3.36

Данные о водомерах с горизонтальной осью вертушки

Показатели	Калибр мм					
	50	80	100	150	200	250
Характерный расход (при потере напора в водомере 10 *м вод. ст.*), *м³/ч*		250		600	1700	2600
Допустимая нагрузка при работе 24 *ч* в сутки, *м³/ч*	13	46		158		416
Временная допустимая нагрузка, *м³/ч*	22	80	140			820
Наименьшая допустимая нагрузка, *м³/ч*	3,5	6,0	11,0	15,0		50
Величина сопротивления *s* для определения потерь напора по формуле $h=sQ^2$ в *сек²/м⁵*	$26{,}5\cdot10^3$	2070	675	130	45,3	19,4
Коэффициент ζ	2,0	1,62	0,82	0,80	0,88	0,92

Таблица 3.37

Значения *s* для гидрантов и колонок в *сек²/м⁵*

Характер сопротивлений		Гидрант и колонка ленинградского типа	Гидрант и колонка московского типа	
			подземный гидрант	надземный гидрант
На один штуцер	гидрант		1 600	—
	колонка		10 000	—
	гидрант + колонка		12 000	14 000
На два штуцера	гидрант	36 000	1 600	—
	колонка	21 000	3 500	—
	гидрант + колонка	53 000	5 100	6 300

Таблица 3.38

Значения *s* для контрольно-сигнальных клапанов

Тип клапана	Диаметр, *мм*	Сопротивление, *сек²/м⁵*
Водяной:		
ВС-150	150	869
ВС-100	100	3020
Воздушно-водяной:		
ВВ-150	150	2080
ВВ-100	100	7260
Воздушный (ВС-150)	150	1600
Группового действия	65	48000
	100	6340
	150	1400

29. Фильтры. Сетчатые фильтры являются своеобразным местным сопротивлением, поэтому потери напора потока обычно вычисляют по формуле Вейсбаха:

$$h_ф = \zeta \frac{v_c^2}{2g} = \zeta \frac{Q^2}{2gA^2\omega^2}, \tag{3.87}$$

где v_c — средняя скорость в ячейках сетки;
ω — общая площадь фильтра;
A — коэффициент скважности, равный отношению площади сечения всех ячеек сетки ко всей площади фильтра;
ζ — коэффициент сопротивления сетки, равный, по Ю. М. Кузьмину,

$$\zeta^{-0,5} = 0,14 + 0,71 \lg (\mathrm{Re}\sqrt{\zeta}); \tag{3.88}$$

$$\mathrm{Re} = \frac{Q}{2\pi n \nu \omega}, \tag{3.89}$$

n — число проволок в единице длины сетки.
По А. Д. Альтшулю и Н. С. Краснову,

$$\zeta = \frac{21,8A^{5/2}}{\mathrm{Re}\left(\lg \cos \frac{\pi}{2} A\right)} + \left(\frac{1,1 - A}{1,2 - 1,56A + 0,46A^2} - A\right)^2 \tag{3.90}$$

где

$$\mathrm{Re} = \frac{Qa}{\omega\nu}; \tag{3.91}$$

a — размер стороны квадратной ячейки сетки.
При протекании через сетку расхода жидкости Q в течение времени t, с весовой концентрацией c твердых частиц размером более размера ячейки (A/n) коэффициент скважности уменьшится в k раз:

$$k = 1 - 0,8 \frac{cQtn}{\gamma_1 A^2 \omega}, \tag{3.92}$$

где γ_1 — осредненный объемный вес твердой фазы.

Пример 3. Определить потери напора в сетке с $n = 1$ на 1 *мм* и $A = 0,48$ к концу цикла фильтрования $t = 13$ *сек* при следующих данных: производительность фильтра $Q = 500$ *м³/ч*, площадь фильтра $\omega = 1$ *м²*, допустимый максимальный размер твердых частиц в очищенной воде 0,5 *мм*, содержание в воде твердых включений объемным весом $\gamma_1 = 2$ *гс/см³*, размером более 0,5 *мм* — $c = 0,2$ *г/л*. Вязкость воды 1 *сст*.

$$\mathrm{Re} = \frac{1,4 \cdot 10^5}{2\pi \cdot 10 \cdot 0,01 \cdot 10^4} = 22,3.$$

Из (3.88) $\zeta = 0,843$. Потери в сетке при протекании чистой воды были бы, по (3.87), равны $h_{ф.ч} = 0,37$ *см вод. ст*. Согласно (3.92), $k = 1 - 0,63 = 0,37$. Вследствие загрязнения сетки потери возрастут в $1/k^2 = 7,3$ раза и составят $h_ф = 2,7$ *см вод. ст*.

Для водозаборных сооружений широко применяют вращающиеся водоочистные сетки. Опытные данные К. Ф. Химицкого показали, что коэффициент сопротивления таких сеток $\zeta_{дв}$ возрастает

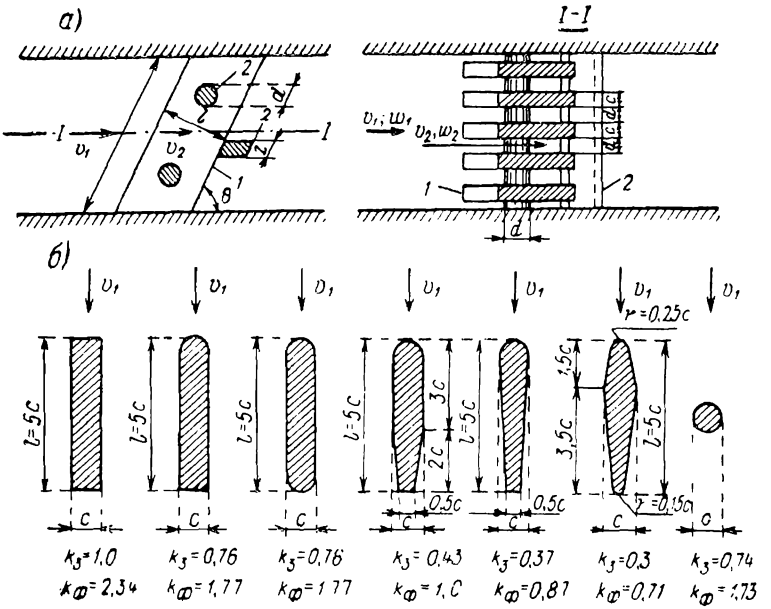


Рис. 3.29. Схема решетки

а — продольное вертикальное и горизонтальное сечения решетки; *б* — формы поперечных сечений стержней решетки и соответствующие им коэффициенты k_3 к (3.95) и k_Φ к (3.98)

1 — стержень решетки; *2* — каркас

пропорционально отношению скоростей движения сетки и скорости движения воды в ней v_c.

$$\frac{\zeta_{дв}}{\zeta} = 1 + 0{,}6\,\frac{v_{дв}}{v_c}. \qquad (3.93)$$

Если скорость потока во вращающихся малогабаритных сетках $v_c = 0{,}25 \div 1$ *м/сек*, а скорость вращения достигает $v_{дв} = 1$ *м/сек*, то коэффициент сопротивления сетки при ее вращении увеличивается на 60—240% по сравнению с неподвижной сеткой.

30. Решетки (рис. 3.29). Потери напора в решетках определяются по формуле

$$h_р = \zeta_р \frac{v_1^2}{2g} = \zeta_р \frac{Q^2}{2g\omega_1^2}, \qquad (3.94)$$

где ω_1 — площадь живого сечения потока перед решеткой;

v_1 — средняя скорость перед решеткой;

$\zeta_р$ — коэффициент сопротивления решетки:

$$\zeta_р = k_1 k_2 k_3 \zeta' \sin\theta; \qquad (3.95)$$

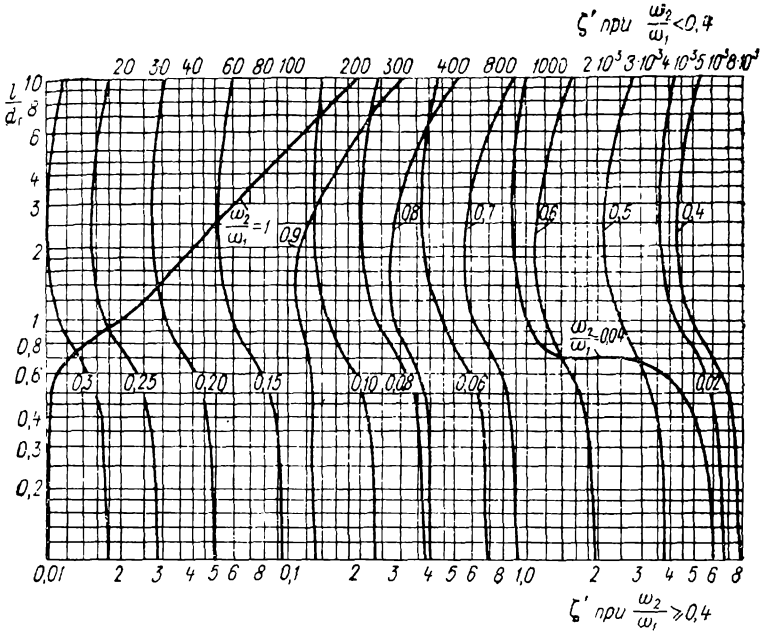


Рис. 3.30. Зависимость коэффициента ζ' в (3.95) от отношения ширины стержней решетки к гидравлическому диаметру отверстия в решетке $(l/d_г)$ при разных отношениях полной площади решетки в свету к площади живого сечения перед решеткой (ω_2/ω_1)

θ — угол наклона стержней к горизонту;

ζ' — коэффициент, зависящий от отношения полной площади решетки в свету ω_2 к площади живого сечения перед решеткой ω_1 (ω_2/ω_1) и от отношения ширины стержней решетки l к гидравлическому диаметру отверстия в решетке $d_г$ $(l/d_г)$ (рис. 3.30); при этом

$$d_г = 4\frac{\omega_2}{\chi},$$

χ — смоченный периметр отверстий;

k_1 — коэффициент засорения, принимаемый:

а) при машинной очистке решетки $k_1 = 1{,}1 \div 1{,}3$;

б) при ручной очистке решетки $k_1 = 1{,}5 \div 2$;

k_2 — коэффициент стеснения решетки дополнительным каркасом:

$$k_2 = \left(\frac{L}{L+A}\right)^2 \qquad (3.96)$$

L — высота решетки в свету;

A — суммарная высота поперечных элементов:

$$A = n_1 d + n_2 z; \qquad (3.97)$$

n_1 — количество распорно-связных горизонтальных элементов высотой d;

n_2 — количество промежуточных опорных балок высотой z;

k_3 — коэффициент формы поперечного сечения стержней (рис. 3.29, *б*).

При $l = 5c$ и $a > c$ коэффициент $\zeta_р$ можно определять по формуле Киршмера:

$$\zeta_р = k_1 k_2 k_ф \, (c/a)^{4/3} \sin \theta, \qquad (3.98)$$

где k_1, k_2 и θ — то же, что в формуле (3.95);

a — ширина просвета между стержнями;

c — толщина стержня;

$k_ф$ — коэффициент формы поперечного сечения стержней решетки (рис. 3.29, *б*).

Пример 4. Для сокращения времени полного смешения раствора коагулянта с обрабатываемой водой М. Г. Нураевым предложен вибрационный смеситель, состоящий из вибрирующих пластинок, установленных в трубопроводе на пути подаваемого реагента. При толщине прямоугольных пластинок $c = 10$ *мм*, длине $l = 5c = 50$ *мм* и ширине просвета между ними $a = 35$ *мм* по формуле (3.98) имеем:

$$\zeta_р = 2{,}34 \, (10/35)^{4/3} = 2{,}34 \cdot 0.19 = 0{,}45.$$

Если скорость в трубопроводе на подходе к колеблющимся пластинкам $v_1 = 2$ *м/сек*, то, по (3.94), потери напора в этой решетке пластинок составят:

$$h_р = 0{,}45 \frac{2^2}{19{,}62} = 0{,}09 \approx 0{,}1 \text{ м}.$$

§ 3.6. ЗАВИСИМОСТЬ КОЭФФИЦИЕНТОВ МЕСТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ОТ ЧИСЕЛ РЕЙНОЛЬДСА

При движении жидкости с малыми числами Рейнольдса коэффициенты местных сопротивлений зависят не только от геометрических характеристик каждого местного сопротивления, но и от чисел Рейнольдса. Для ориентировочной оценки этого влияния может служить формула А. Д. Альтшуля:

$$\zeta = \zeta_{кв} + \frac{B}{\mathrm{Re}}, \qquad (3.99)$$

где $\zeta_{кв}$ — коэффициент сопротивления в автомодельной по числам Рейнольдса области течения (табл. 3.39);

B — эмпирический коэффициент (табл. 3.39);

Re — число Рейнольдса, отнесенное к сечению трубопровода.

§ 3.7. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ МЕСТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ

Принцип наложения потерь, т. е. независимого суммирования величин отдельных местных сопротивлений, пригоден в том случае, когда сопротивления расположены на взаимных расстояниях, превышающих длину их влияния.

1. По данным В. Н. Карева, при П- и Z-образном соединении колен взаимное их влияние перестает проявляться при относительной длине прямого участка $l/d > 10 \div 12$. В этом случае суммарный коэффициент сопротивления становится равным сумме коэффициентов двух взаимно изолированных колен.

Таблица 3.39

Значения B и $\zeta_{кв}$ для некоторых местных сопротивлений

	B	$\zeta_{кв}$
Внезапное расширение	30	1,0
Пробочный кран	150	0,4
Вентиль обыкновенный	3 000—5 000	2,5—5,0
» Косва	900	2,5
» угловой	400	0,8
Шаровой клапан	5 000	45
Угольник 90°	400	1,4
» 135°	690	0,4
Колено 90°	130	0,2
Тройник	150	0,3
Поворот трубы на 90°, $R_п/d=2$	380	0,45
Колено фланцевое стандартное:		
$\alpha=90°$, $R_п/d=2,6$	2 200	0,3
$\alpha=90°$, $R_п/d=1,8$	540	0,15
$\alpha=180°$, $R_п/d=2$	3 000	1,7
$\alpha=180°$, $R_п/d=1,5$	1 800	0,4
Колено стандартное сварное, $\alpha=90°$	3 500	0,1
U-образный участок трубопровода	3 000	2,4
Компенсатор П-образный:		
$d=50$ мм	7 000	1,3
$d=100$ »	5 000	0,8
Регулирующий клапан ВО $d=50$ мм и $d=80$ мм	13 000	1,1
Задвижка, $n=1$	75	0,15
» $n=0,75$	350	0,2
» $n=0,50$	1 300	2
» $n=0,25$	3 000	20
Диафрагма, $n=0,64$	70	1
» $n=0,49$	120	7
» $n=0,16$	500	70
» $n=0,05$	3 200	800
Конфузор	6 000	—
Конусный вентиль со смещенными осями подводящей и отводящей частей при степени открытия:		
$n=1,0$	250	4
$n=2/3$	400	6
$n=1/3$	1 600	12
Конусный вентиль с резкой 90° при степени открытия:		
$n=1$	100	1,8
$n=2/3$	160	2,5
$n=1/3$	1 200	9
Пробочный кр		
$\beta=0°$	150	1,68
$\beta=10°$	318	3,2
$\beta=20°$	430	6,8
$\beta=30°$	695	18,5
$\beta=40°$	1 680	49
$\beta=45°$	4 500	126

Примечания: 1. ткрытие диафрагмы — отношение диафрагмы трубы.

2. Для арматуры при полном открытии и отсутствии необходимых о величине B можно приближенно принимать $B \approx 500\,\zeta_{кв}$.

. При турбулентном ре е ζ почти не зависит от Re.

2. При последовательном соединении нескольких отводов в форме так называемых калачей, уток и скоб непосредственное суммирование значений ζ возможно лишь при наличии между отдельными отводами прямолинейных вставок с длиной $l \geqslant d$ (d — диаметр отвода). Когда же $l < d$, то к значениям $\Sigma\zeta$ необходимо вводить поправочный коэффициент $k_{\text{п}}$. Если направления изгиба потока в последующем и предыдущем отводах совпадают (калач), то $k_{\text{п}} = 0{,}7$; если же эти направления противоположны (утка, скоба), то $k_{\text{п}} = 1{,}5$.

3. По рекомендациям Ю. А. Скобельцына и П. В. Хомутова, коэффициент сопротивления запорного устройства расположенного ниже по течению от однотипного на расстоянии $0 < l/d \leqslant 60$, уменьшается в $k_{\text{п}}$ раз. При этом для всех указанных в табл. 3.25 вентилей, кроме прямоточных,

$$k_{\text{п}} = 0{,}85 + 0{,}005 l/d - 417 \cdot 10^{-7} (l/d)^2, \qquad (3.100)$$

а для прямоточн

$$k_{\text{п}} = 0{,}20 + 0{,}0267 l/d - 222 \cdot 10^{-6} (l/d)^2. \qquad (3.101)$$

Глава четвертая

РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНОЙ И НАПОРНОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТЕЙ

§ 4.1. РАСЧЕТ САМОТЕЧНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Трубопровод, по которому из реки, озера или другого водоема вода поступает в береговой колодец, наиболее часто бывает самотечным (рис. 4.1) Гидравлический расчет его производится как «короткого» трубопровода, т. е. общие потери напора (h_w) в нем выражаются суммой потерь напора по длине ($h_д$) и на местное сопротивление ($h_м$).

Действующий напор H, т. е. разность уровней воды в водоеме и в приемном отделении берегового колодца, расходуется на потери напора в трубе h_w:

$$H = h_w = h_д + \sum h_м. \qquad (4.1)$$

К местным сопротивлениям обычно относятся: сопротивления на вход вместе с решеткой и выход; повороты или колена; задвижка, находящаяся в конце трубопровода.

Выражая линейные потери по формуле Дарси, а местные — по формуле Вейсбаха через соответствующие коэффициенты сопротивлений и скоростной напор в трубе, будем иметь:

$$H = \left(\lambda \frac{l}{d} + \zeta_{вх} + \sum \zeta_{к.д} + \zeta_з + \zeta_{вых}\right) \frac{v^2}{2g} = \zeta_с \frac{Q^2}{2g\omega^2} = s_с Q^2, \qquad (4.2)$$

где Q — расход воды в трубопроводе;

ω — площадь поперечного сечения трубопровода;

$\zeta_с$ — коэффициент сопротивления системы:

$$\zeta_с = \lambda \frac{l}{d} + \zeta_{вх} + \sum \zeta_{к.д} + \zeta_з + \zeta_{вых} = \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_м; \qquad (4.3)$$

s — сопротивление трубопровода:

$$s_с = \frac{\zeta_с}{2g\omega^2}. \qquad (4.4)$$

Количество самотечных линий определяется расчетом, но их не должно быть менее двух. Они рассчитываются на пропуск наибольшего расчетного расхода воды при наинизшем расчетном горизонте ее в водоеме, при одновременной работе всех линий, и проверяются на пропуск указанного расхода при выключении одной линии на ремонт или для промывки.

1 Если Q и H заданы, то диаметр трубопровода определяется подбором следующим образом.

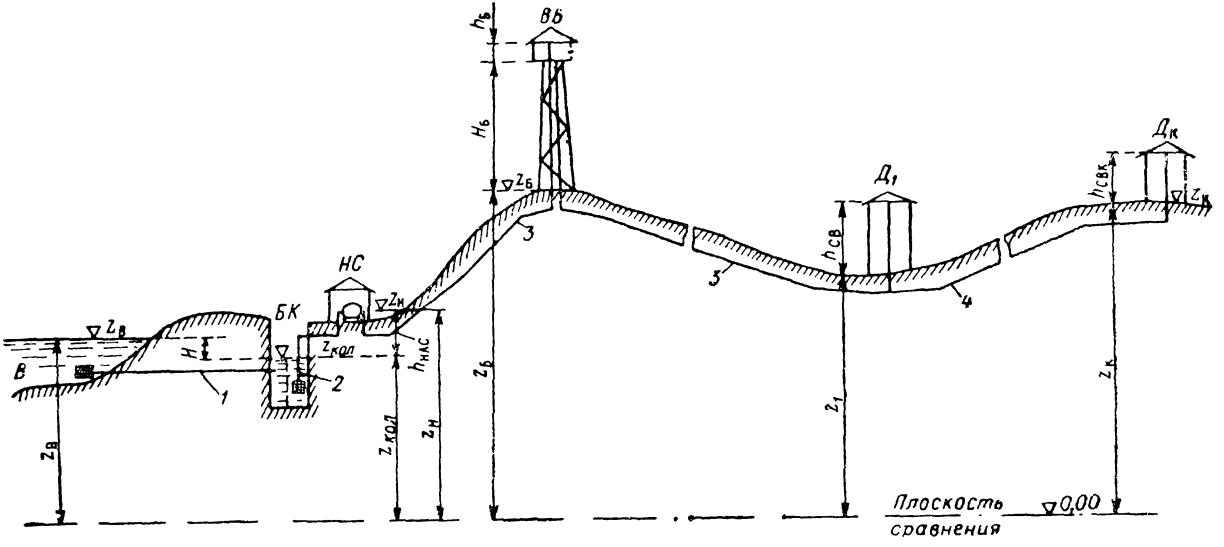


Рис. 4.1. Принципиальная схема водоснабжения (без очистных сооружений)

В — водоем (река, озеро); *БК* — береговой колодец; *НС* — насосная станция; *ВБ* — водонапорная башня; $Д_i$ — потребитель (дома)
1 — самотечная линия; *2* — всасывающая линия; *3* — водовод; *4* — разводящая сеть

Таблица 4.1

Форма для расчета диаметра трубопровода

d, мм	ω, дм²	v, сек		$\lambda\frac{l}{d}$	$\Sigma\zeta_м$		s_c, м(сек/л)²	$s_{c.тр}$, м(сек/л)²
	2				6		8	9

Вы ляется, согласно (4.2), требуемая величина

$$s_{c.тр} = \left(\frac{\zeta_c}{2g\omega^2}\right)_{тр} = \frac{H}{Q^2} \qquad (4.5)$$

и подбирается в соответствии с сортаментом труб диаметр d так, чтобы значение s_c, вычисленное по (4.3) и (4.4) при этом диаметре, было ближайшим меньшим к значению $s_{c.тр}$.

Обычно задаются любым по ГОСТ значением d и вычисляют s_c. Если значение s_c окажется больше $s_{c.тр}$, то надо идти на увеличение диаметра, в противном случае — на уменьшение. Как правило, в ГОСТ нет такого диаметра, для которого s_c было бы равно $s_{c.тр}$. Поэтому $s_{c\,тр}$ надо захватить в «вилку» значениями s_c, вычисленными для двух соседних стандартных диаметров по ГОСТ, который дает ближайшее меньшее значение s_c к $s_{c.тр}$.

Все подсчеты по подбору диаметра рекомендуется вести по форме, представленной в табл. 4.1.

Напор, подсчитанный по (4.2) при заданном расходе и значении $s_{c\,р}$, соответствующем расчетному диаметру, окажется меньше заданного.

Чтобы точно обеспечить заданный напор, нужно увеличить сопротивление задвижки, уменьшив степень ее открытия.

Степень открытия задвижки (h/d) находится по экспериментальным данным $\zeta_з = f(h/d)$ — см. п. 11 § 3.5. Коэффициент сопротивления задвижки $\zeta_з$ определяется из равенства

$$\zeta_з = \frac{2g\omega_р^2 H}{Q^2} - \zeta_{c.р} = \frac{2g\omega_р^2 H}{Q^2} - \left(\lambda\frac{l}{d} + \zeta_{вх} + \sum\zeta_{ко} + \zeta_{вых}\right)_р, \qquad (4.6)$$

где индекс «р» относится к параметрам трубопровода, соответствующим расчетному диаметру $d_р$.

Оценку диаметра трубы можно произвести по зависимости

$$d = \left(0{,}00171\,\frac{Q^2 l}{H}\right)^{1/5{,}3} [м],$$

где Q выражено в $м^3/сек$, l и H — в метрах.

2. Если задан только расход, а диаметр и напор требуется определить, то диаметр самотечных линий (при нормальной их работе)

рассчитывают на скорость движения в них воды не менее 0,7—0,9 *м/сек*, и лишь при малой загрязненности воды в водоеме скорость можно уменьшить до 0,6 *м/сек*.

Из уравнения неразрывности течения определяют площадь сечения, а затем и диаметр трубопровода:

$$d = \frac{4}{\pi}\sqrt{\frac{Q}{v}}. \qquad (4.7)$$

Напор определяют по (4.2).

Уровень воды во всасывающем отделении берегового колодца будет ниже уровня воды в приемном отделении на величину потерь напора в сетке, разделяющей отделения.

Потери напора при проходе воды через сетку принимают:

а) для плоских сеток

$$h_c = 0{,}1 \div 0{,}15 \text{ м}; \qquad (4.8)$$

б) для вращающихся сеток

$$h_c = 0{,}15 \div 0{,}3 \qquad (4.9)$$

Пример 1. Определить диаметр самотечного чугунного трубопровода, который должен пропускать расход $Q = 120$ *л/сек* при длине $l = 100$ *м*, напоре $H = 2{,}5$ *м*. Согласно (4.5),

$$\zeta_{c.\,тр} = \frac{25}{120^2} = 0{,}00174 \text{ сек}^2/\text{дм}^5.$$

Для $d = 250$ *мм* — $s_c = 0{,}00314$ *сек*^{2}/*дм*^{5}, а для $d = 300$ *мм* — $s_c = 0{,}0013$ *сек*^{2}/*дм*^{5}. Принимаем $d_р = 300$ *мм*, для которого $\zeta_{c.\,р} = 12{,}7$, при этом потребный напор $H_{тр} = 1{,}87$ *м*. Чтобы обеспечить напор $H = 2{,}5$ *м*, задвижка должна иметь сопротивление $\zeta_з = 17 - 12{,}7 = 4{,}3$.

Для смыва осадка крупностью δ (в *м*) в трубопроводе диаметром d (в *м*) скорость должна быть не менее

$$v_{см} \geqslant A\,(\delta d)^{0{,}5}\ [\text{м/сек}],$$

где A — параметр, имеющий следующие значения при скоростях:

неразмывающей	1,7
начала трогания наносов	2,5
» общего движения наносов	5
» взвешивания со дна	15

§ 4.2. РАСЧЕТ ДЮКЕРОВ И СИФОНОВ

Дюкер — напорный трубопровод, прокладываемый под руслом реки или канала, по склонам и дну глубоких долин и оврагов, под дорогами и т. п. (рис. 4.2).

Гидравлический расчет дюкера производится по (4.7) по заданной скорости течения воды в трубе v, которую выбирают на основе технико-экономических подсчетов и исходя из условия незаиляемости дюкера. Обычно принимают скорость порядка 1—2 *м/сек*.

Величина потерь напора h_w в дюкере определяется, как для короткого напорного трубопровода, по (4.1). При этом учитываются все местные потери — на вход, в решетках, на повороты, на выход и потери по длине труб.

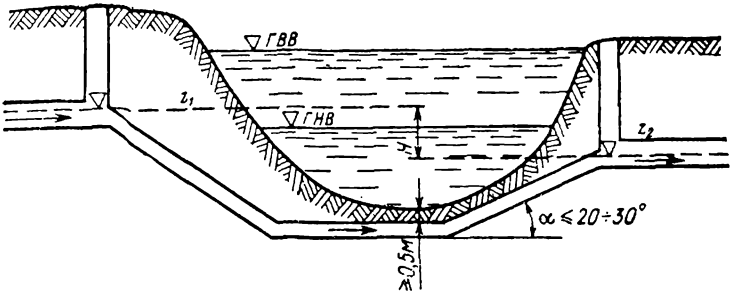


Рис. 4.2. Схема дюкера

При проектировании дюкеров их количество не должно быть меньше двух.

Сифонным трубопроводом или сифоном называют трубопровод, соединяющий два резервуара или колодца и частично расположенный выше уровня воды в резервуаре, который его питает (рис. 4.3).

Сифонный трубопровод может работать только при условии его предварительной «зарядки», т. е. предварительного заполнения жидкостью.

Разность уровней воды в резервуарах равна сумме всех потерь напора в сифонном трубопроводе, вычисленных по формуле (4.1).

В сечениях сифонного трубопровода, расположенных выше пьезометрической линии, образуется вакуум:

$$h_{\text{вак}} = \Delta z + (1 + \zeta')\frac{v^2}{2g}, \qquad (4.10)$$

где Δz — превышение рассматриваемого сечения сифона над горизонтом воды в питающем резервуаре;

ζ' — коэффициент сопротивления сифона от входа только до рассматриваемого сечения.

Вследствие разрежения воздух, растворенный в жидкости, выделяется в виде пузырьков и скапливается вверху сифона, заполняя частично сечение трубопровода и затрудняя движение жидкости.

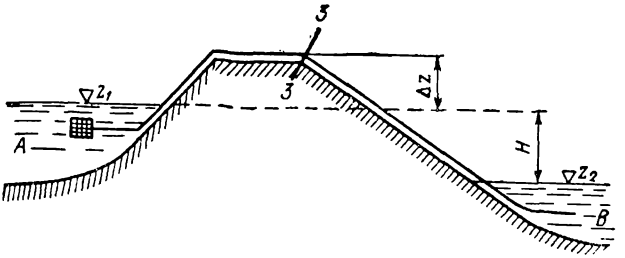


Рис. 4.3. Схема сифона

Наибольшая величина вакуума будет в наиболее высоком и удаленном от входа сечении (на рис. 4.3 — в сечении *3—3*):

$$h_{\text{вак. макс}} = \Delta z_{\text{макс}} + \left(1 + \zeta_3'\right)\frac{v^2}{2g}, \qquad (4.11)$$

где ζ_3' — коэффициент сопротивления сифона до сечения *3—3*:

$$\zeta_3' = \zeta_{\text{вх}} + 3\zeta_{\text{кол}} + \lambda\frac{l_{0-3}}{d}.$$

Сифон может нормально работать при условии

$$h_{\text{вак. макс}} \leqslant h_{\text{вак. доп}}, \qquad (4.12)$$

где $h_{\text{вак. доп}}$ — допустимый вакуум, определяемый невозможностью образования разрыва турбулентной струи (характеризуемой пульсацией давления), равный 6—7 *м вод. ст.* при нормальной температуре воды.

Пример 2. Определить расход воды, поступающей по сифонному трубопроводу $d = 200$ *мм* и $l = 100$ *м* из водоема *A* в водоем *B*, если разность уровней воды в колодцах $H = 1$ *м* (рис. 4.3). Ось сифонного трубопровода в сечении *3—3* расположена на $\Delta z = 3$ *м* выше уровня воды в водоеме *A*. Определить вакуум в сечении *3—3* сифонного трубопровода, считая участок $l_3 = 60$ *м*.

Принимая по табл. 3.2 $\lambda = 0{,}033$ и по данным § 3.5 $\zeta_{\text{вх}} = 0{,}5$, $\zeta_{\text{кол}} = 0{,}35$, $\zeta_{\text{вых}} = 1$, получим:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1}{0{,}033 \cdot 100/0{,}2 + 0{,}5 + 4 \cdot 0{,}35 + 1}} = 1 \text{ м/сек};$$

$$Q = v\omega = 1\,\frac{\pi \cdot 0{,}04}{4} = 31{,}4 \text{ л/сек}.$$

По (4.11) находим величину вакуума:

$$h_{\text{вак } 3} = 3 + (1 + 0{,}033 \cdot 60/0{,}2 + 0{,}5 + 3 \cdot 0{,}35)\,\frac{1}{19{,}62} = 3{,}61 \text{ м вод. ст.}$$

§ 4.3. РАСЧЕТ ВОДОСТОЧНЫХ СИСТЕМ В ЗДАНИЯХ

Вода с крыши через водосточную воронку по водосточной системе поступает в наружную сеть дождевой канализации или в лоток отмостки у здания.

Гидравлический расчет водосточных систем следует производить при максимальном стоке с крыши.

При небольших расходах (от 0 до Q_1) воронка работает как кольцевой водослив (рис. 4.4) и величина расхода определяется зависимостью

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gh}, \qquad (4.13)$$

где h — высота столба воды перед воронкой;

ω — площадь рабочего сечения воронки;

μ — коэффициент расхода, зависящий от конструкции водосточной воронки.

При увеличении расхода кольцевой поток, движущийся по стенкам трубы, периодически смыкается, образуя сплошной поток водовоздушной смеси в стояке. При $Q_1 < Q < Q_{\text{макс}}$ небольшим приращениям величины h соответствует значительное приращение расхода.

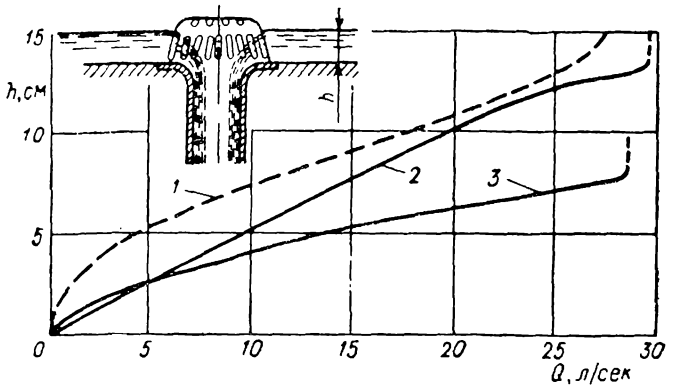


Рис. 4.4. Графические характеристики работы водосточных воронок различного типа

1 — Моспроекта; *2* — Промстройпроекта; *3* — НИИ санитари (с куполом диаметром 250 *мм*)

При достижении слоя воды перед воронкой некоторой критической величины, зависящей от диаметра трубопровода и конструкции колпака воронки, поступление воздуха в систему прекращается и она работает как напорная. При этом наступает максимальный расход $Q_{макс}$ и дальнейшее увеличение высоты слоя воды на крыше практически не приводит к увеличению расхода:

$$H_р = \left(\lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_м\right) \frac{v^2}{2g} = \left(Al + \frac{\sum \zeta_м}{2g\omega^2}\right) Q^2_{макс}, \qquad (4.14)$$

где $H_р$ — напор, равный разности отметок кровли в месте установки воронки и устья стояка или оси отводной линии.

Расход $Q_{макс}$ должен быть больше расчетного расхода $Q_р$ дождевой воды, поступающей в водосточную воронку с прилегающего участка кровли, в k_1 раз.

Можно, наоборот, при расчетном расходе $Q_р$ вычислить по (4.14) максимальный напор $H_{макс}$ и сопоставить его с расчетным $H_р$. При этом $H_р$ должен быть больше $H_{макс}$ в k_2 раз; в противном случае необходимо увеличить диаметр труб стояков и отводных линий или уменьшить водосборную площадь, приходящуюся на воронку.

Значения коэффициентов запаса k_1 k_2 примерно следующие:

для зданий с пластмассовыми, асбестоцементными чугунными трубами . $k_1=1{,}1$ $k_2=1{,}2$

для промышленных предприятий при н ных выбросов . $k_1=1{,}2$ $k_2=1{,}45$

для зданий, переполнение водосточных систем в которых может п ичинить значительный материальный ущерб . $k_1=1{,}4$ $k_2=2{,}0$

Пример 3. Рассчитать водосточну с одной воронкой на стояке, если расчетный расход $Q_р=10$ *л/сек*, отметок кровли и вы ска $H_р=12$ *м*, линия выпуска $l=11$. , диаметр трубы

патрубка воронки 100 *мм*. Сумма коэффициентов сопротивления водосточной воронки, двух отступов, колена и выпуска (см. § 3.5) равна:

$$\Sigma \zeta_{\text{м}} = 1{,}5 + 2 \cdot 1 + 0{,}65 + 1 = 5{,}15.$$

Из формулы (4.14)

$$Q_{\text{макс}} = \sqrt{\frac{12}{0{,}000365 \cdot 26 + 5{,}15 \cdot 0{,}00083}} = \sqrt{\frac{12}{0{,}01377}} = 29{,}6 \text{ } л/сек.$$

Отношение расходов $k_1 = 29{,}6/10 = 2{,}96$ вполне достаточно. Принимать диаметр труб меньше приведенного не рекомендуется.

Расчетные расходы дождевой воды, поступающие в один стояк, при которых исключается возможность возникновения гидравлических ударов и вибрации трубопроводов, по исследованиям М. А. Гурвица, не должны превышать следующих значений:

$Q_{\text{р}}$, *л/сек*	1,3	4,5	9,5	19,5	35
Диаметр стояка, *мм*	50	80	100		150

§ 4.4. РАСЧЕТ ВСАСЫВАЮЩИХ ТРУБОПРОВОДОВ

Всасывающей линией называется труба, по которой насос засасывает жидкость из бассейна или колодца. Во всасывающей трубе давление может оказаться меньше атмосферного (вакуум).

Наибольшая величина вакуума будет перед входом жидкости в рабочую полость насоса:

$$h_{\text{вак}} = h_{\text{п}} + (\alpha + \zeta_{\text{с}}) \frac{v_{\text{вс}}^2}{2g}, \tag{4.15}$$

где $h_{\text{п}}$ — высота расположения оси насоса относительно горизонта воды в бассейне (геометрическая высота всасывания);

$v_{\text{ис}}$ — средняя скорость во всасывающем трубопроводе;

$\zeta_{\text{с}}$ — коэффициент сопротивления всасывающего трубопровода, определяемый по (4.3).

Обычно в каталогах насосного оборудования приводятся допустимые вакуумметрические высоты всасывания $h_{\text{вак. доп}}$ для воды с температурой до 20° С при атмосферном давлении над уровнем свободной поверхности воды в приемном резервуаре (5—6 *м вод. ст.*).

При перекачке горячей воды или жидкости, по своим свойствам отличной от воды с $t = 20°$ С, а также при расположении насосной установки на некоторой высоте над уровнем моря, вакуумметрическая высота всасывания

$$h_{\text{вак}} = h_{\text{вак}}^{\text{кат}} + \frac{p_{\text{а}} - p_s}{\gamma} - 0{,}76 \text{ } м \text{ } вод. \text{ } ст., \tag{4.16}$$

где p_s — давление парообразования (см. § 2.1).

Допустимая высота расположения насоса может быть вычислена по уравнению

$$h_{\text{н. доп}} = \frac{p_{\text{а}} - p_s}{\gamma} - \varphi \Delta H_{\text{мин}} - h_{w\,\text{вс}} - \frac{v^2}{2g}, \tag{4.17}$$

где φ — коэффициент запаса, равный 1,1—1,3;
$\Delta H_{мин}$ — минимальный избыточный напор всасывания, определяемый по формуле С. С. Руднева:

$$\Delta H_{мин} = 10\left(\frac{n\sqrt{Q}}{C}\right)^{4/3}; \qquad (4.18)$$

n — число оборотов рабочего колеса насоса в 1 *мин*;
Q — производительность насоса, *м³/сек*;
C — коэффициент, зависящий от конструктивных особенностей насоса:

для тихоходных насосов	$C = 600 \div 800$
» нормальных »	$C = 900 \div 1000$
» быстроходных »	$C = 1100 \div 1300$

Значения p_a и p_s берутся по табл. 2.1 и 2.2.

Величина вакуума, вычисленная по (4.16), может оказаться отрицательной (например, при температуре воды более 60° С). Величина $h_{п.доп}$ по (4.17) может получиться тоже отрицательной; в этом случае насос приходится располагать ниже горизонта воды в колодце.

Скорость во всасывающем трубопроводе при диаметрах меньше 250 *мм* обычно принимают равной 1—1,2 *м/сек*, а при диаметрах больше 250 *мм* — 1,2—1,6 *м/сек*.

Пример 4. Определить наибольшую возможную высоту расположения оси насоса $h_н$ над уровнем воды в колодце при следующих данных: $d = 200$ *мм*; $l = 6$ *м*; $Q = 30$ *л/сек*; $h_{вак} = 6$ *м вод. ст.* Всасывающая труба чугунная (по табл. 3.2, $\lambda = 0{,}026$), оснащена сеткой с обратным клапаном ($\zeta_{заб} = 5{,}2$), имеется поворот на 90° ($\zeta_п = 0{,}21$); коэффициенты приняты по данным § 3.5.

По (4.15) получаем:

$$h_н \leqslant h_{вак} - (\alpha + \zeta_с)\frac{v^2}{2g} = 6 - (1{,}1 + 6{,}19)\cdot 0{,}046 = 5{,}66\ м.$$

§ 4.5. РАСЧЕТ ПЕРФОРИРОВАННЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

В механических, ионитовых и сорбционных фильтрах, в реактивных оросителях биофильтров, при распределении воды по коридорному осветлителю, в распределительных системах промывной воды фильтров, в рассеивающих выпусках и других подобных сооружениях применяются перфорированные (дырчатые) трубопроводы.

Изменение количества движения за единицу времени на участке потока с переменным по пути расходом в случае либо только присоединения, либо только отделения расхода между сечениями *1—1* и *2—2* в проекции на ось движения может быть записано так:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_0 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_0 v_2^2}{2g} + h_д + \frac{1}{g}\int_1^2 \frac{\alpha_0 v - \alpha_б v_x}{\omega}\, dQ, \qquad (4.19)$$

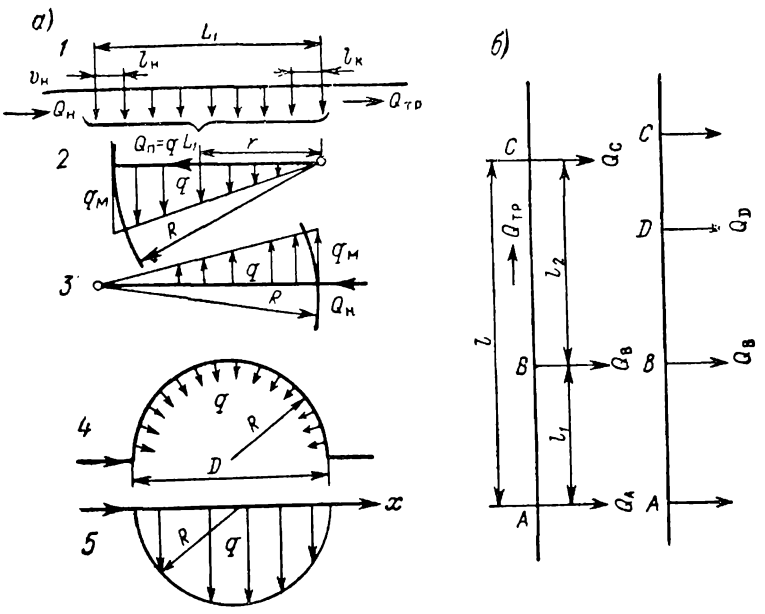


Рис. 4.5. Расчетные схемы

а — пять характерных схем распределения воды перфорированными трубопроводами; *б* — к сокращению числа расчетных участков (расходы из точек *B* и *D* переносятся в узловые точки *A* и *C*)

где v — средняя скорость движения основного потока;

v_x — проекция скорости движения присоединяемой (или отделяющейся) массы на направление движения основного потока;

$\alpha_о$ и $\alpha_б$ — коэффициенты Буссинеска основного потока и присоединяемого или отделяемого;

ω — площадь живого сечения основного потока.

При отделении расхода обычно принимают $\alpha_о = \alpha_б = 1{,}0$ и $v_x = v$. В осветлителях, фильтрах и некоторых других сооружениях встречаются следующие характерные схемы распределения воды (рис. 4.5):

1) с параллельно расположенными дырчатыми трубами, когда величина удельного расхода q по длине распределителя постоянна;

2) с радиально расположенными дырчатыми трубами при движении потока в направлении от центра к периферии сооружения круглой формы радиусом R, когда величина удельного расхода увеличивается от нуля до $q_м = \frac{2\pi}{n} wR$ по линейному закону:

$$q = q_м \frac{r}{R}, \qquad (4.20)$$

где n — число дырчатых труб в сооружении;

w — расход воды, приходящийся на единицу площади сооружения;

3) с также радиально расположенными трубами, но при движении потока от периферии к центру сооружения, когда удельный расход уменьшается от $q_м$ до нуля;

4) с дырчатой трубой, расположенной по окружности (кольцевой), когда потери напора по длине увеличиваются, вследствие циркуляции жидкости в плоскости живого сечения потока, в $c_ц$ раз;

5) с коллектором с нормальными ответвлениями, когда величина удельного расхода по длине коллектора, расположенного в сооружении прямоугольной формы, постоянна, а в сооружении круглой формы изменяется по закону

$$q = 2w\sqrt{2Rx - x^2}, \tag{4.21}$$

где x — расстояние от начального сечения коллектора.

При $q = \text{const}$ и $Q_н = qL$ (при распределении воды по первой схеме или по пятой для коллектора в прямоугольном сооружении) давление вдоль распределительной трубы изменяется по зависимости

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{p_н}{\gamma} - \frac{\lambda_н B x}{3d}\left(3 - 3\frac{x}{L} + \frac{x^2}{L^2}\right)\frac{v_н^2}{2g} + \frac{x}{L}\left(2 - \frac{x}{L}\right)\frac{v_н^2}{2g}, \tag{4.22}$$

где $L = L_1 + 0{,}5(l_н + l_к)$;

L_1 — расстояние между крайними отверстиями;

$l_н$ и $l_к$ — расстояния между двумя первыми и последними отверстиями;

$\lambda_н$ — коэффициент гидравлического трения в начальном сечении;

B — поправка на непостоянство коэффициента λ вдоль распределителя, равная:

при гладком сопротивлении

$$B = 1 + 0{,}1\frac{x}{L}; \tag{4.23}$$

для переходной области сопротивления при $10 \leqslant v_н\Delta_э/\nu \leqslant 500$

$$B = 1 + 0{,}05\frac{x}{L}\left(2{,}8 - \lg\frac{v_н\Delta_э}{\nu}\right). \tag{4.24}$$

Перед последним отверстием давление

$$\frac{p_к}{\gamma} = \frac{p_н}{\gamma} + \frac{v_н^2}{2g} - \frac{\lambda_н BL}{3d}\cdot\frac{v_н^2}{2g}. \tag{4.25}$$

Длину дырчатой трубы, при которой потери напора полностью компенсируются восстановлением напора за счет уменьшения скоростей при раздаче расхода по пути, называют критической — $L_{кр}$.

Величина $L_{кр}$ при транзитном расходе ($Q_{тр} = 0$) может быть определена из уравнения

$$L_{кр} = \frac{3d}{\lambda}\cdot\frac{1}{1 + 0{,}5n^{-2}}. \tag{4.26}$$

Таблица 4.2

Значения $L_{кр}$ (в *м*) дырчатой трубы при $v_р = 1$ *м/сек* и $n \gg 5$

	d, *мм*									Материал трубы
	50	75	100	150	200	250	300	400	500	
λ	0,0495	0,0454	0,0413	0,0372	0,0351	0,0319	0,0292	0,0276	0,0258	Стальные Электросварные
$L_{кр}$	3,88	5,49	8,29	12,71	17,89	24,5	32,0	44,9	60,1	
λ	0,0524		0,0422	0,0372	0,034	0,033	0,0307	0,0288	0,0268	Чугунны
$L_{кр}$	2,96		7,26	12,38	17,84	23,0	29,7	41,8	56,9	
λ	0,0259	0,024	0,0227	0,0213	0,02	0,0193	0,0186	0,0177	0,017	Асбестоцементны
$L_{кр}$	5,79	9,36	13,21	19,79	28,4	35,0	44,9	62,4	80,6	
λ	0,0256	0,0232	0,0215	0,0191	0,0181	0,0171	0,0163			Керамические
$L_{кр}$	5,76	9,7	13,92	23,2	33,2	43,8	55,2			

Для ламинарного потока

$$L_{кр} = \frac{\mathrm{Re}_н d}{32}, \quad (4.27)$$

где $\mathrm{Re}_н$ — число Рейнольдса перед распределением.

В табл. 4.2 приведены значения $L_{кр}$ для разных труб при расчетной скорости $v_р = \beta v_н = 1$ *м/сек* и количестве отверстий $n \gg 5$ (при $n = 3$, $n = 2$ и $n = 1$ приведенную в таблице величину можно умножить соответственно на 0,945; 0,89 и 0,67), где $v_н$ — средняя скорость перед распределением потока, а β — см. § 4.6.

Дырчатые трубопроводы, длина которых $L < L_{кр}$, называют предельно короткими трубопроводами. Пьезометрический напор у них в конце больше, чем в начале.

Пьезометрический напор достигает минимального значения $\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_{мин}$ на расстоянии

$$l_э = \frac{Q_н L}{Q_п} - \frac{2d}{\lambda} = \frac{Q_{тр} + Q_п}{Q_п} L - \frac{2d}{\lambda}, \quad (4.28)$$

где $Q_{тр}$ — транзитный расход на участке распределения путевого расхода $Q_п$.

Изменением величины пьезометрического напора по длине дырчатой трубы обусловливается неравномерность распределения воды дырчатыми трубами.

При распределении воды кольцевой (по диаметру $D = 2R$) дырчатой трубой диаметром d по четвертой схеме коэффициент $\lambda_н$ в (4.22) и (4.25) увеличивается, согласно исследованиям А. И. Егорова, в $c_ц$ раз:

$$c_ц = 1 + 917\left(\frac{d}{D}\right)^{2,14}. \quad (4.29)$$

При распределении воды по второй схеме давление вдоль трубы изменяется по зависимости

$$\frac{p}{\gamma}=\frac{p_{\text{н}}}{\gamma}-\frac{\lambda}{d}\cdot\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}\left(1-\frac{2}{3}\cdot\frac{r^2}{R^2}+\frac{1}{5}\cdot\frac{r^4}{R^4}\right)r+\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}\cdot\frac{r^2}{R^2}\left(2-\frac{r^2}{R^2}\right). \tag{4.30}$$

Давление в конце трубы

$$\frac{p_{\text{к}}}{\gamma}=\frac{p_{\text{н}}}{\gamma}+\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}-\frac{8}{15}\cdot\frac{\lambda R}{d}\cdot\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}. \tag{4.31}$$

При распределении воды по третьей схеме

$$\frac{p}{\gamma}=\frac{p_{\text{н}}}{\gamma}-\frac{\lambda}{5}\cdot\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}\cdot\frac{R}{d}\left(1-\frac{r^5}{R^5}\right)+\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}\left(1-\frac{r^4}{R^4}\right); \tag{4.32}$$

$$\frac{p_{\text{к}}}{\gamma}=\frac{p_{\text{н}}}{\gamma}+\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}-\frac{\lambda}{5}\cdot\frac{R}{d}\cdot\frac{v_{\text{н}}^2}{2g} \tag{4.33}$$

При распределении воды по пятой схеме давление изменяется так:

$$\frac{p}{\gamma}=\frac{p_{\text{н}}}{\gamma}+\frac{v_{\text{н}}^2}{2g}\psi_1-\frac{\lambda}{d}\cdot\frac{v_{\text{н}}^2 D}{2g}\psi_2, \tag{4.34}$$

где при $x\leqslant 0{,}07D$

$$\psi_1=0 \quad \text{и} \quad \psi_2\approx\frac{x}{D};$$

при $0{,}07<x/D\leqslant 0{,}93$

$$\psi_1=\left(1{,}0814-1{,}16\,\frac{x}{D}\right)^2$$

$$\psi_2\approx 0{,}357-0{,}287\left(1{,}0814-1{,}16\,\frac{x}{D}\right)^3$$

при $0{,}93<x/D\leqslant 1{,}0$

$$\psi_1=1{,}0 \quad \text{и} \quad \psi_2\approx 0{,}357.$$

В этих формулах давление p является избыточным над давлением среды, окружающей распределительный трубопровод с наружной стороны.

Расход через отверстие площадью ω_0 определяется по формуле

$$q_0=ql=\mu\omega_0\sqrt{2g\frac{p}{\gamma}}, \tag{4.35}$$

где l — шаг между отверстиями. Коэффициент расхода при этом А. И. Егоровым представлен в виде:

$$\mu=0{,}9-0{,}17\,\text{Re}_*^{0{,}408}\,\delta_*^{-0{,}503}, \tag{4.36}$$

где

$$\mathrm{Re}_* = \frac{\mathrm{Re}_\text{п}}{\mathrm{Re}_\text{с}} = \frac{v}{v_\text{с}} \cdot \frac{d}{d_\text{о}}; \quad \delta_* = \frac{\delta}{d_\text{о}};$$

$\mathrm{Re}_\text{п}$ — число Рейнольдса для потока;
$\mathrm{Re}_\text{с}$ — число Рейнольдса для струи;
v — средняя скорость движения жидкости в сечении трубы;
δ — толщина стенки трубы;
$d_\text{о}$ — диаметр отверстия.

По исследованиям Н. А. Горкина, коэффициент расхода при истечении струй из щелей по длине трубы описывается следующим уравнением:

$$\mu = 0{,}97 - 0{,}0031\,\mathrm{Re}_* - (0{,}1 - 0{,}00035\,\mathrm{Re}_*)\,\varphi^2 - (0{,}027 - 0{,}00027\,\mathrm{Re}_*)\,\omega_*, \quad (4.37)$$

где φ — угол наклона щели к оси трубы в радианах;

$\omega_* = \frac{\omega_\text{щ}}{\omega} n$ — щелистость трубы;

$\omega_\text{щ}$ и ω — площади сечений щели и трубы;
n — число щелей на 1 $м$ трубы;

$$\mathrm{Re}_* = \frac{v}{v_\text{с}} \cdot \frac{d\,(a+b)}{2ab}; \quad (4.38)$$

a и b — ширина и длина щели.

В случае поступления воды через щель в стенке сборника круглого сечения, с учетом угла ее наклона,

$$\mu = 1 - 0{,}005\,\mathrm{Re}_* - 0{,}115\sqrt{\varphi} - (0{,}125 - 0{,}0004\,\mathrm{Re}_*)\,\omega_*^{0{,}5}. \quad (4.39)$$

Коэффициент расхода для продольных щелей при сборе воды выражается в зависимости от удельной скважности сборника в виде:

$$\mu = 1 - 0{,}005\,\mathrm{Re}_* - 0{,}125\sqrt{\omega_*}. \quad (4.40)$$

Пример 5. Коллектор из стальной водогазопроводной трубы внутренним диаметром $d = 131$ *мм* (условный проход $d_\text{у} = 125$ *мм*) расположен в верхней части осадкоуплотнителя (осветлитель коридорного типа с взвешенным осадком) для сбора осветленной воды. Длина осадкоуплотнителя, а следовательно, и щелевого участка коллектора $L = 4$ *м*. Общий расход воды, поступающей в коллектор, $Q = 8$ *л/сек*. Определим коэффициенты расхода щели длиной $b = 100$ *мм* и шириной $a = 1{,}5$ *мм*.

Примем среднюю скорость входа в щель $v_\text{с} = 0{,}3$ *м/сек*. Площадь щелей на 1 *м* коллектора

$$n\omega_\text{щ} = \frac{Q}{Lv_\text{с}}$$

и щелистость трубы

$$\omega_* = \frac{4Q}{L\pi d^2 v_\text{с}} = \frac{v_\text{к}}{Lv_\text{с}} = \frac{0{,}592}{4 \cdot 0{,}3} = 0{,}5.$$

Скорости потока в начале трубы $v_\text{н} = 0$, в конце коллектора $v_\text{к} = 0{,}592$ *м/сек*. Следовательно, по (4.38), $\mathrm{Re}_{*\text{н}} = 0$ и

$$\mathrm{Re}_{*\text{к}} = \frac{0{,}592}{0{,}3} \cdot \frac{131\,(100 + 1{,}5)}{2 \cdot 1{,}5 \cdot 100} = 87{,}6.$$

По (4.40), коэффициент расхода в начале щелевого сборника

$$\mu_\text{н} = 1 - 0{,}125\sqrt{0{,}5} = 0{,}9,$$

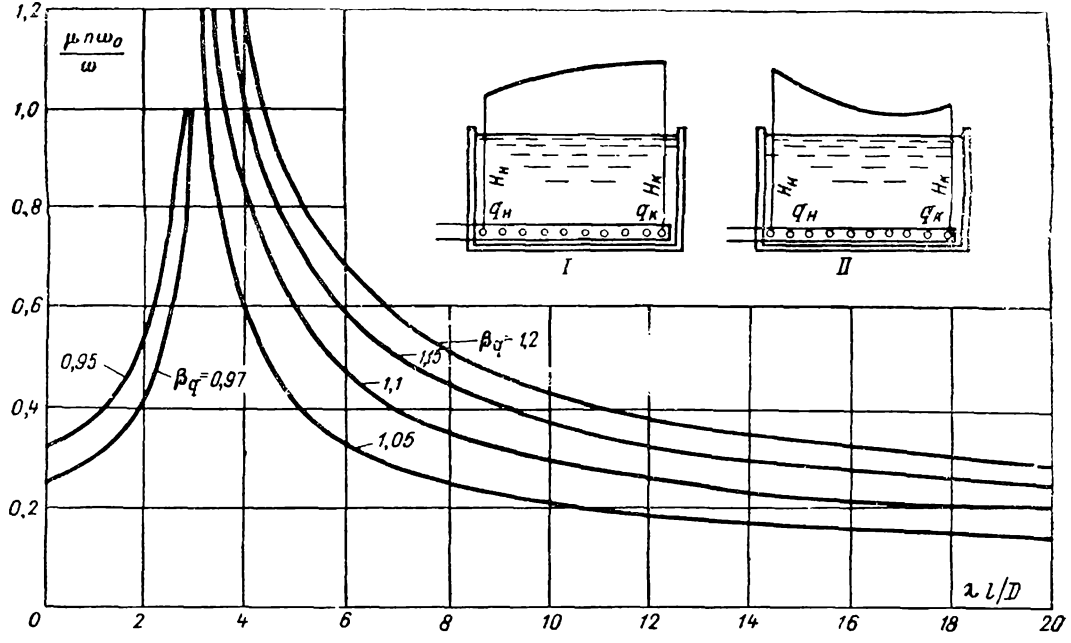


Рис. 4.6. Степень неравномерности распределения расхода по (4.42) со схемами изменения пьезометрического напора по длине распределительных труб

I — короткая дырчатая распределительная труба; *II* — длинная дырчатая распределительная труба

а в конце

$$\mu_к = 1 - 0{,}005 \cdot 87{,}6 - 0{,}125\sqrt{0{,}5} = 0{,}47.$$

Если в том же коллекторе щели расположить под углом 45° к его оси и среднюю скорость входа струи в щель принять $v_c = 1{,}48$ *м/сек*, то, по (4.39), $\mu_н = 0{,}898$ и $\mu_к = 0{,}804$.

Струи вытекают из отверстия в стенке распределителя под острым углом, т. е. имеют две составляющие скорости — по оси распределителя v_x и нормальную к ней по оси отверстия v_c.

А. И. Егоров на основании опытов предлагает:

$$v_x = v\cos(1{,}15\delta_{*рад}) = v\cos(\delta_* \cdot 66°). \qquad (4.41)$$

При $\delta_* > 1{,}36$ скорость $v_x = 0$.

При изменении давления вдоль дырчатых труб, по (4.22), (4.30), (4.32) и (4.34), и постоянном шаге отверстий одинакового диаметра не обеспечивается, согласно (4.35), требуемый схемами 1—5 закон распределения расхода. Этот закон достигается путем изменения шага или диаметра отверстий по длине коллектора или по длине его ответвлений.

Степень неравномерности распределения расходов дырчатой трубой с постоянным шагом n отверстий одинаковой площади ω_0 и неизменным μ составляет (рис. 4.6 по А. М. Курганову):

$$\beta_q = \frac{q_н}{q_к} = \sqrt{\frac{1 + e\left(\frac{\mu n\omega_0}{\omega}\right)^2\left(\frac{3n-2}{4n}\cdot\frac{\lambda L_1}{d} - 2\right)}{1 - e\left(\frac{\mu n\omega_0}{\omega}\right)^2\left(\frac{\lambda L_1}{4d} - 1\right)}}, \qquad (4.42)$$

где

при $0 \leqslant 1/\beta_q \leqslant 1$ $\quad e = 0{,}2 + 0{,}13/\beta_q$;

при $0 \leqslant \beta_q \leqslant 1$ $\quad e = 0{,}533 - 0{,}2\beta_q$.

§ 4.6. РАСЧЕТ ПОТЕРЬ НАПОРА В СЕТИ С РАСПРЕДЕЛЕННЫМ ПО ЕЕ ДЛИНЕ РАСХОДОМ

При проектировании сетей водоснабжения или канализации принимают условную схему распределения воды в сети: крупные расходы сосредоточивают в соответствующих точках сети, а остальной расход предполагается равномерно распределенным по длине сети с удельным расходом q.

Потери напора $h_д$ на участке L распределения расхода $Q_п$ можно выразить по формуле Дарси (3.16) через расчетный расход $Q_р$:

$$h_д = \lambda\frac{L}{d}\cdot\frac{Q_р^2}{2g\omega^2} = ALQ_р^2 = A'LQ_р^m, \qquad (4.43)$$

где

$$Q_р = Q_{тр} + \beta Q_п; \qquad (4.44)$$

$Q_{тр}$ — транзитный расход, т. е. расход, проходящий транзитом на участке L;

$Q_п$ — путевой расход, т. е. расход, распределенный ($Q_п = qL$) на участке L.

Коэффициент β зависит от способа отбора расхода $Q_п$ и от закона гидравлических сопротивлений на трение по длине.

При равномерном распределении расхода с интенсивностью q

$$\beta = \left\{ \frac{1}{m+1} \left[\left(\frac{Q_{тр}}{Q_п} + 1 \right)^{m+1} - \left(\frac{Q_{тр}}{Q_п} \right)^{m+1} \right] \right\}^{1/m} - \frac{Q_{тр}}{Q_п}, \quad (4.45)$$

m — показатель степени в законе сопротивлений $I = A'Q^m$.

При квадратичном законе сопротивлений ($m = 2$) величина β изменяется от 0,577 при $Q_{тр} = 0$ до 0,5 при $Q_{тр} > 3Q_п$; в гидравлически гладких трубах при $m = 1{,}75$ (по Блазиусу) — от 0,555 до 0,5 и при ламинарном движении ($m = 1{,}0$) величина $\beta = 0{,}5$.

Относительная ошибка в исчислении потери напора $\delta h_д$ вследствие несоответствия принятого значения β действительному составит

$$\delta h_д = \frac{m\beta Q_п}{Q_{тр} + \beta Q_п} \delta\beta, \quad (4.46)$$

$\delta\beta$ — относительная ошибка величины β.

Если принять $\beta = 0{,}5$, то максимальная ошибка в 35% будет при $Q_{тр} = 0$ и квадратичном законе сопротивления, который фактически не может быть обеспечен при первом условии; при $Q_{тр} > Q_п$ относительная ошибка составит уже 4%.

При распределении расхода трубопроводом через n точек отбора, расположенных на одинаковом расстоянии l друг от друга, коэффициент β зависит при квадратичном сопротивлении от соотношения $Q_{тр}/Q_п$ и от числа n точек отбора воды на участке L:

$$\beta = \sqrt{\left(\frac{Q_{тр}}{Q_п} \right)^2 + N_1 \frac{Q_{тр}}{Q_п} + N_2} - \frac{Q_{тр}}{Q_п}, \quad (4.47)$$

где $N_1 = 1$ и $N_2 = \frac{1}{6}\left(2 - \frac{1}{n}\right)$,

если участок L от первой до последней точки отбора считать равным $L = (n-1)l$;

$$N_1 = \left(1 + \frac{1}{n}\right) \quad \text{и} \quad N_2 = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{1}{n}\right)\left(2 + \frac{1}{n}\right),$$

если участок L будет равным $L = nl$, начинаясь на расстоянии l до первой точки отбора и заканчиваясь последней точкой отбора;

$$N_1 = 1 \quad \text{и} \quad N_2 = \frac{1}{6}\left(2 + \frac{1}{n^2}\right)$$

при симметричном расположении n точек отбора на участке $L = nl$, т. е. расчетный участок начинается до первой точки отбора и заканчивается за последней точкой отбора на расстоянии $l/2$.

В табл. 4.3 даны значения коэффициента β в зависимости от отношения $Q_п/(Q_{тр} + Q_п)$ и числа точек отбора воды n для последнего случая.

Величина коэффициента β при гидравлически гладком сопротивлении меньше, чем при квадратичном сопротивлении, максимум на 5%; при ламинарном движении $\beta = 0{,}5$.

Таблица 4.3

Значения β при квадратичном законе сопротивления в цилиндрическом трубопроводе

$\frac{Q_{тр}}{Q_п}$	$\frac{Q_п}{Q_{тр}+Q_п}$	n						
		1	2	5	10	20	50	∞
4	0,2	0,525	0,515	0,505	0,500	0,500	0,500	0,500
1	0,5	0,580	0,560	0,540	0,532	0,532	0,532	0,530
0,43	0,7	0,626	0,586	0,560	0,551	0,548	0,548	0,545
0	1,0	0,707	0,615	0,607	0,592	0,585	0,580	0,578

Чтобы сократить число расчетных участков при подсчете потерь напора, некоторые сосредоточенные расходы между узловыми точками можно перенести в узловые точки. Так, если на участке l трубопровода между узлами A и C проходит транзитный расход $Q_{тр}$ и, кроме того, в точке B, находящейся на расстоянии l_1 от узла A, сосредоточена нагрузка $Q_в$, то этот расход, умноженный на коэффициент β', можно перенести в узел C, а другую его часть, равную $(1-\beta')Q_в$, перенести в узел A (рис. 4.5, *б*). Получаемые при этом значения β' при различных l_1/l и $Q_{тр}/Q_в$ даны в табл. 4.4.

Таким же путем решается задача, если на участке AC имеются два сосредоточенных расхода: в точках B и D (рис. 4.5, *б*). Сначала расход из точки B переносится с соответствующими коэффициентами, согласно табл. 4.4, в точки A и D, а затем из точки D — в точки A и C.

Условие оптимального распределения потоков воды в водосборном коллекторе с двусторонним отбором (или подводом) воды аналогично условию равновесия плоской системы параллельных сил в статике.

Таблица 4.4

Значения β′ при квадратичном законе сопротивления

$\frac{Q_{тр}}{Q_в}$								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,0	0,316	0,447	0,548	0,632	0,707	0,775	0,837	0,891	0,949
0,1	0,261	0,400	0,492	0,600	0,681	0,754	0,822	0,885	0,944
0,2	0,224	0,366	0,478	0,575	0,660	0,738	0,810	0,877	0,940
0,3	0,200	0,340	0,455	0,554	0,643	0,725	0,800	0,870	0,937
0,5	0,171	0,306	0,422	0,525	0,618	0,704	0,785	0,860	0,932
0,7	0,154	0,285	0,410	0,504	0,600	0,689	0,773	0,852	0,928
1,0	0,140	0,265	0,378	0,483	0,581	0,673	0,761	0,844	0,924
1,5	0,128	0,246	0,357	0,462	0,562	0,656	0,747	0,835	0,919
2,0	0,121	0,236	0,345	0,449	0,550	0,646	0,739	0,828	0,915
3,0	0,114	0,225	0,332	0,435	0,535	0,633	0,730	0,820	0,911
5,0	0,111	0,215	0,320	0,422	0,523	0,621	0,718	0,814	0,908
10,0	0,105	0,208	0,312	0,411	0,513	0,611	0,710	0,807	0,904

§ 4.7. ВЫБОР ДИАМЕТРОВ ТРУБ, РАБОТАЮЩИХ ПОД НАПОРОМ, С УЧЕТОМ ЭКОНОМИЧЕСКОГО ФАКТОРА

Выбор диаметров труб внешних водопроводных сетей и канализационных напорных труб следует производить с учетом требований экономичности водоводов, сети и всего комплекса сооружений, непосредственно связанных с сетью, и в первую очередь — насосных станций.

Экономически наивыгоднейшими будут те диаметры, при которых оказываются наименьшими затраты средств на строительство и эксплуатацию водоводов, сети и указанного комплекса сооружений за принятый расчетный период.

Для каждого диаметра, при определенных условиях строительства и эксплуатации, характеризуемых так называемым экономическим фактором $Э$, существует «предельный» расход, при котором он оказывается экономически равноценным следующему диаметру по сортаменту.

Величину предельного расхода определяют по формуле

$$Q_{\text{пред}} = \left(\frac{b}{\beta}\right)^{\frac{1}{n+1}} \left(\frac{d_2^{\alpha} - d_1^{\alpha}}{d_1^{-m} - d_2^{-m}}\right)^{\frac{1}{n+1}} \tag{4.48}$$

где d_1 и d_2 — меньший и бо́льший смежные диаметры по сортаменту;

α, β, b и m — составляющие экономического фактора

$$Э = \frac{m\beta}{\alpha b}; \tag{4.49}$$

b и α — коэффициент и показатель степени в (4.50), определяющей стоимость строительства единицы длины трубопровода диаметром d:

$$c = b_0 + bd^{\alpha}; \tag{4.50}$$

n и m — показатели степени в (4.51), определяющей гидравлический уклон в трубопроводе диаметром d при пропуске по нему расхода воды Q:

$$I = k\frac{Q^n}{d^m}; \tag{4.51}$$

$$\beta = 86 \cdot 10^3 \frac{\sigma\gamma_э k}{\eta\left(R + T^{-1}\right)}, \tag{4.52}$$

где σ — стоимость электроэнергии, *руб./квт·ч*;

$\gamma_э$ — коэффициент неравномерности расходования энергии, зависящий от коэффициента неравномерности потребления и подачи воды;

η — к. п. д. насосных агрегатов, подающих воду;

T — срок окупаемости в годах;

R — сумма амортизационных отчислений, включая затраты на капитальный ремонт, и отчислений на текущий ремонт в процентах от строительной стоимости данной линии;

k — коэффициент.

Таблица 4.5

Значения коэффициентов и показателей степеней в (4.48)—(4.52), зависящие от материала труб

Материал труб		k	m		R	b	b_0
Стальные	1,9	0,00179	5,1	1,4	4,6	53	6,9
Чугунные	1,9	0,00179	5,1	1,6	3,3	107	8,4
Асбестоцементны	1,85	0,00118	4,89	1,95	7,3	78	11
Пластмассовые	1,774	0,001052	4,774	1,95	4,6	150	9

При подаче сточной жидкости с концентрацией взвешенных веществ B и вязкостью $\nu_{ст}$, согласно исследованиям Е. А. Прегера и А. И. Кораблева,

$$k = k_{ст} B^x \nu_{ст}^y; \tag{4.53}$$

здесь $x = 0{,}077$; для стальных, чугунных и железобетонных труб $y = 0{,}017$, $m = 4{,}83$, $n = 1{,}83$, $k_{ст} = 0{,}0125$, а для асбестоцементных труб $y = 0{,}027$, $m = 4{,}73$, $n = 1{,}73$ и $k_{ст} = 0{,}0271$.

Стоимость электроэнергии определяется по тарифу, установленному для данного района (в настоящее время лежит в пределах 1—4 коп. за 1 *квт·ч*).

Значения коэффициента b и показателя α зависят от условий строительства; в табл. 4.5 даны их средние значения. Срок окупаемости T для систем водоснабжения обычно принимают равным семи годам. Коэффициенты полезного действия η и неравномерности энергии $\gamma_э$ в среднем можно считать равными 0,7

Значения n, k и m можно принимать для стальных и чугунных труб по степенной формуле М. М. Андриашева:

$$I = 0{,}00179 \frac{Q^{1,9}}{d^{5,1}}, \tag{4.54}$$

аппроксимирующей (3.36) и (3.37). По (4.54) можно определять приближенное значение I как для переходной ($v < 1{,}2$ *м/сек*), так и для квадратичной ($v > 1{,}2$ *м/сек*) областей.

Значения n, k и m, приведенные в табл. 4.5, для асбестоцементных труб соответствуют степенной формуле Н. Н. Абрамова:

$$I = 0{,}00118 \frac{Q^{1,85}}{d^{4,89}}, \tag{4.55}$$

аппроксимирующей формулу (3.38). В (4.54) и (4.55) расход берется в $м^3/сек$, а диаметр — в метрах.

Таким образом, значения предельных расходов для определения сортамента труб зависят от экономического фактора $Э$.

При современных стоимостях строительства и тарифах на электроэнергию можно принимать следующие средние значения экономического фактора $Э$:

для Сибири и Урала (большая глубина за. ния труб, тельно дешевая электроэнергия)	0,5
для центральных и западных районов Европейской части СССР	0,75
для южных районов (небольшая глубина заложения труб, относительно дорогая электроэнергия)	1,0

Таблица 4.6

Предельные экономические расходы, скорости и уклоны для стальных труб (ГОСТ 10704—63)

Условный проход d_y, мм	Экономический фактор								
	$Э=0{,}5$			$Э=0{,}75$			$Э=1{,}0$		
	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$
50	3,6	1,12	48,4	3,1	0,96	36,6	2,9	0,90	32,4
60	4,7	1,22	50,6	4,1	1,07	39,3	3,8	0,99	34,1
75	6,6	1,22	40,5	5,8	1,07	31,8	5,2	0,96	26,0
80	9,3	1,31	39,3	8,1	1,14	30,1	7,3	1,03	24,8
100	13,4	1,32	31,5	11,7	1,15	24,1	10,6	1,04	20,0
125	19,0	1,37	27,6	16,6	1,19	21,0	15,1	1,09	17,7
150	25,0	1,28	19,2	21,8	1,12	14,8	19,8	1,02	12,4
175	33,4	1,48	23,3	29,2	1,30	17,7	26,5	1,17	14,7
200	53,0	1,54	19,5	46,0	1,34	14,7	42,0	1,22	12,3
250	82,0	1,54	14,7	71,0	1,34	11,0	65,0	1,22	9,24
300	118	1,55	11,8	103	1,35	9,0	93,0	1,22	7,32
350	161	1,56	9,67	140	1,35	7,31	128	1,24	6,11
400	211	1,56	8,27	184	1,36	6,29	167	1,24	5,18
450	268	1,57	7,13	234	1,37	5,43	213	1,26	4,60
500	360	1,72	7,49	315	1,50	5,70	286	1,37	4,73
600	507	1,70	5,80	443	1,49	4,45	402	1,36	3,66
700	676	1,74	5,00	591	1,51	3,82	537	1,37	3,16
800	888	1,75	4,35	776	1,53	3,32	705	1,38	2,74
900	1130	1,76	3,78	987	1,54	2,90	897	1,40	2,40
1000	1528	1,93	3,97	1335	1,68	3,05	1213	1,53	2,50
1200	2197	1,94	3,17	1919	1,69	2,41	1744	1,53	1,98
1400	2810	1,82	2,30	2455	1,60	1,76	2231	1,45	1,45
1500	3248	1,84	2,13	2838	1,61	1,63	2578	1,46	1,35
1600	7050	3,50	—	6180	3,08	—	5620	2,80	—

В табл. 4.6—4.9 приведены величины предельных расходов, определенные при указанных выше значениях $Э$ и значениях α, m и n для труб из различных материалов. При этом для области экономически выгодных диаметров при $Э = 0{,}75$ даются значения $1000i$ и v (рис. 4.7 и 4.8).

При значениях $Э_ф$, отличающихся от указанных, для выбора диаметра труб по данным табл. 4.6—4.9 при $Э = 0{,}75$ надо предварительно определить приближенное значение приведенного расхода $Q_{пр}$:

$$Q_{пр} = Q\sqrt[3]{\frac{Э_ф}{Э}} = 1{,}1\sqrt[3]{Э_ф}\,Q, \qquad (4.56)$$

где Q — расход воды, транспортируемой по данной линии;

$Э_ф$ — значение экономического фактора для рассматриваемых условий;

$Э$ — значение экономического фактора для условий, которым отвечает используемая таблица предельных расходов.

По приведенным расходам, пользуясь таблицей предельных расходов, выбирают соответствующие сортаментные диаметры.

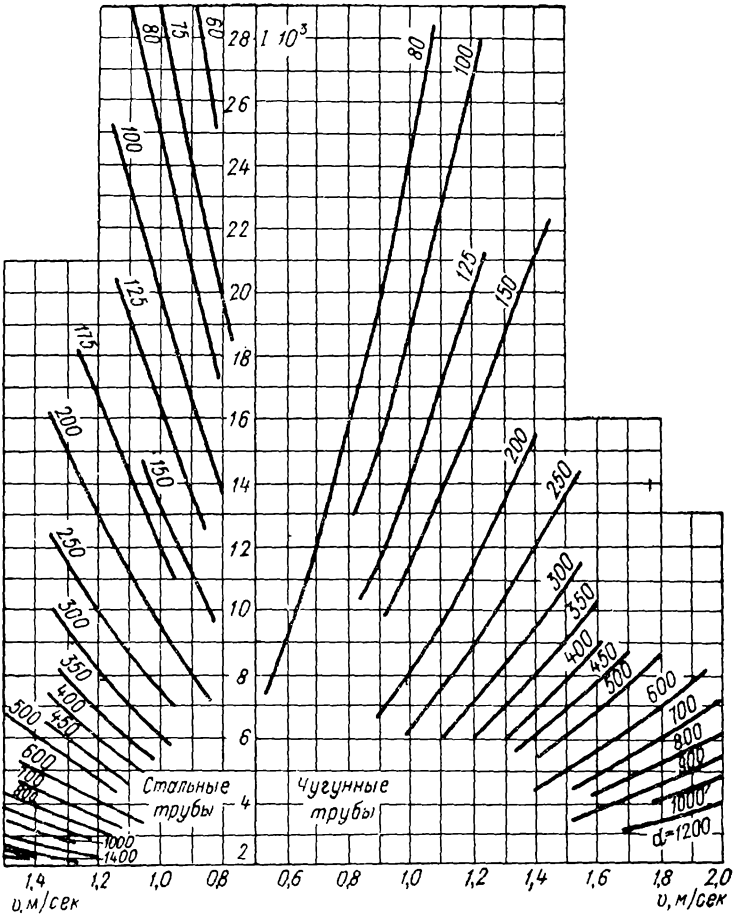


Рис. 4.7. Зависимость между уклонами трения и средними скоростями в стальных и чугунных трубах в области выгодного их использования

Если решается вопрос о прокладке дополнительной нитки к существующей линии или об увеличении числа ниток проектируемого водовода, то предельный расход определяется по формуле

$$Q_{\text{пред}} = \left\{ \frac{\beta^{-1} d_1^m \left(b_0 + b d_2^{\alpha}\right)}{1 - \left[\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^{\frac{m}{n+1}} + \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^{\frac{m}{n(n+1)}} \right]^{-(n+1)}} \right\}^{\frac{1}{n+1}} \qquad (4.$$

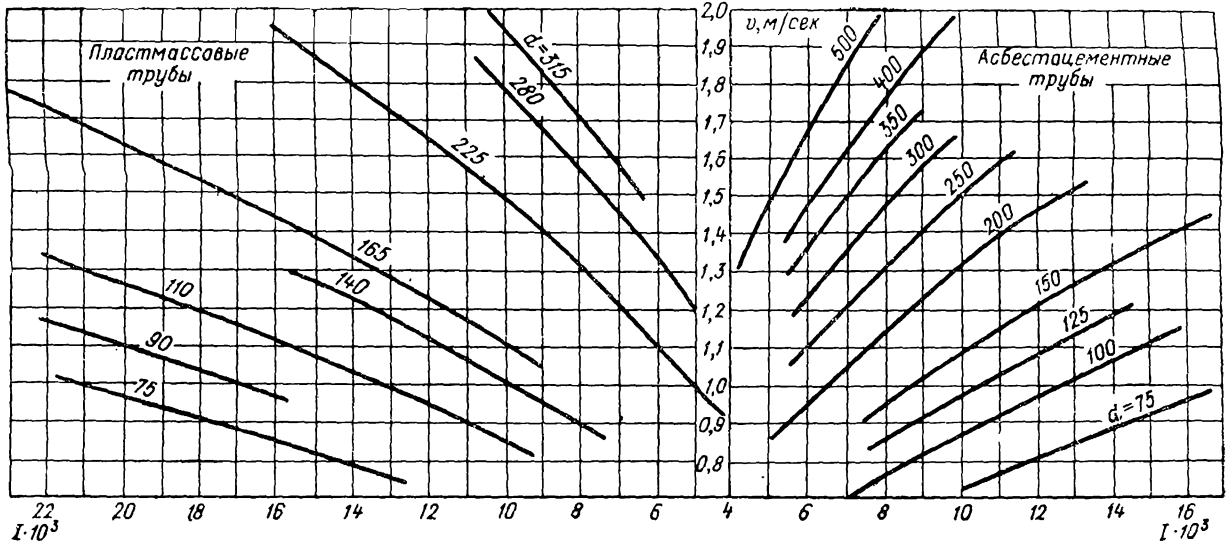


Рис. 4.8. Зависимость между уклонами трения и средними скоростями в асбестоцементных и пластмассовых трубах в области выгодного их использования

Таблица 4.7

Предельные экономические расходы, скорости и уклоны для чугунных труб (ГОСТ 5525—61 и ГОСТ 9583—61)

Условный проход d_y, мм	Экономический фактор								
	$Э=0{,}5$			$Э=0{,}75$			$Э=1{,}0$		
	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$
50	2,74	1,31	84,7	2,5		72,4		1,05	57,0
80	6,4	1,19	39,2	5,7		31,6		0,95	25,7
100	10,6 / 7,5	1,30 / 0,95	35,4	9,4	1,15	27,8	8,4	1,03	22,5
125	16,8 / 10,95	1,33 / 0,9	27,1	15,0	1,18	21,9	13,3		17,3
150	28,3 / 21	1,56 / 1,19	29,7	25,3	1,40	23,8	22,	1,23	17,8
200	51,2 / 35,3	1,58 / 1,13	21,5	45,8	1,42		40,6		13,6
250	82,2 / 56,8	1,63 / 1,16	17,1	73,5	1,46	13,6	65,3	1,29	10,8
300	121 / 85,8	1,66 / 1,21	13,9	108	1,48		96,0		8,74
350	167 / 122,4	1,71 / 1,27	12,1	149	1,53	9,69		1,35	7,60
400	220 / 166	1,74 / 1,32	10,6	197	1,56	8,50		1,39	6,71
450	286 / 215	1,79 / 1,35	9,70	254	1,59	7,65			6,11
500	394 / 305	2,00 / 1,55	10,5	352	1,79	8,40		1,60	6,66
600	581 / 455	2,05 / 1,61	8,73	518	1,83	7,0	461	1,63	5,51
700	808 / 670	2,11 / 1,74	7,53	722	1,87	6,0	642	1,67	4,76
800	1080 / 883	2,15 / 1,76	6,61	966	1,92	5,28	857		4,16
900	1396 / 1150	2,19 / 1,81	5,97	1250	1,97	4,76	1110	1,75	3,75
1000	1930 / 1630	2,46 / 2,08	6,51	1725	2,20	5,17	1532	1,96	4,09
1200	4690	4,15	—	4100	3,63	—	3730	3,30	

Примечание. В знаменателе при $Э=0{,}5$ приведены предельные расходы при подаче сточной жидкости с концентрацией взвешенных веществ 250 г/м³. При этом для труб диаметром до 250 мм расходы определены исходя из величины незаиляющей скорости.

Таблица 4.8

Предельные экономические расходы, скорости и уклоны для асбестоцементных труб ВТ3, ВТ6, ВТ9 (ГОСТ 539—65)

Условный проход d_y, мм	Экономический фактор								
	$Э=0{,}5$			$Э=0{,}75$			$Э=1{,}0$		
	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$
50	2,4	1,22	38,3	2,2	1,12	32,6	2,0	1,02	27,3
	5,7 / 4,32	1,28	25,1	5,2	1,18	22,0	4,8	1,08	19,0
	10,1 / 6,45	1,29 / 0,82	18,4	9,1		15,2	8,4	1,08	
	15,2 / 9,53	1,37 / 0,86	16,8	13,8		14,0		1,15	12,0
	26,1 / 18,5	1,67 / 1,18	20,0	23,6	1,50	16,4	21,8	1,39	14,3
	48,7 / 0,8	1,75 / 1,1	15,1	44,0	1,57	42,5	40,7	1,46	10,8
250	78,2 / 45,3	1,80 / 1,04	12,5	71,0	1,64	10,5	65,3	1,50	8,93
	114 / 62,4	1,86 / 1,02	10,9	103	1,68	9,0	95,6	1,57	7,83
350	160 / 88	1,96 / 1,08	10,1	144		8,31	133	1,63	7,16
	240 / 136	2,25 / 1,28	11,2	217	2,05	9,28	201	1,88	8,04
	560 / 231	3,43 / 1,41	—	505	3,09		465	2,85	13,5

Примечание. В знаменателе при $Э=0{,}5$ и $\alpha=2$ приведены предельные расходы и скорости при подаче сточной жидкости с концентрацией взвешенных веществ 250 г/м³. При этом для труб диаметром до 300 мм расходы определены исходя из величины незаиляющей скорости.

где d_1 — диаметр существующего трубопровода (проложенного в одну нитку);

d_2 — диаметр дополнительно прокладываемого трубопровода (второй нитки).

При $d_1 = d_2 = d$ формула (4.57) упрощается и принимает вид:

$$Q_{пред} = \left[\frac{\beta^{-1} d^m (b_0 + b d^{\alpha})}{1 - 0{,}5^{n+1}}\right]^{\frac{1}{n+1}} \qquad (4.58)$$

область гладкого сопротивления, или гидравлически гладких труб, где $\lambda = f_1(\mathrm{Re})$;

переходную область шероховатых труб, когда $\lambda = f_2(\mathrm{Re}, \Delta/d)$;

область квадратичного сопротивления, в которой $\lambda = f_3(\Delta/d)$.

Естественная шероховатость характеризуется средней высотой выступов неровностей на стенке, численностью и распределением этих выступов на единице площади и их формой. Поскольку количественный учет всех этих факторов затруднителен, то в экспериментальных исследованиях и расчетных зависимостях пользуются фиктивной — так называемой эквивалентной шероховатостью $\Delta_э$.

Эквивалентная шероховатость — это воображаемая равномерная зернистая шероховатость с такой высотой (диаметром) зерен ($\Delta_э = d_э$), при которой в области квадратичного сопротивления (где λ зависит только от шероховатости и не зависит от Re) значение коэффициента λ равно его значению при естественной шероховатости.

Для получения $\Delta_э$ по экспериментальным данным часто используется такая формула:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = c \lg \frac{ad}{\Delta_э} = c \lg \frac{d}{\Delta_э} + b, \qquad (3.28)$$

где

по Прандтлю — Никурадзе,	$c=2{,}0$	$a=3{,}7$	$b=1{,}14$
» А. Д. Альтшулю	$c=1{,}8$	$a=10$	$b=1{,}80$
» А. В. Теплову	$c=1{,}8$	$a=8{,}24$	$b=1{,}65$

Численные значения эквивалентной шероховатости $\Delta_э$, найденные по формуле (3.28), по Прандтлю — Никурадзе, для различных труб приводятся в приложении 7.

При значениях $\Delta_э$, взятых из приложения 7, величину λ можно определить по графику (рис. 3.3), по формуле Кольбрука — Уайта:

$$\lambda = \left[-2 \lg \left(\frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{\Delta_э}{3{,}7d}\right)\right]^{-2} \qquad (3.29)$$

или по более простой формуле А. Д. Альтшуля:

$$\lambda = 0{,}11 \left(\frac{\Delta_э}{d} + \frac{68}{\mathrm{Re}}\right)^{0{,}25} \qquad (3.30)$$

При этом после подстановки λ по (3.29) в формулу Дарси (3.16) среднюю скорость удобно выражать такой зависимостью:

$$v = -2\sqrt{2g\,dI} \lg \left(\frac{\Delta_э}{3{,}7d} + \frac{2{,}51\nu}{d\sqrt{2g\,dI}}\right), \qquad (3.31)$$

где I — гидравлический уклон, равный h_w/l.

При $\mathrm{Re}\frac{\Delta_э}{d} < 10$ формула (3.30) переходит в формулу Блазиуса для гидравлически гладких труб:

$$\lambda = \frac{0{,}316}{\mathrm{Re}^{0{,}25}}, \qquad (3.32)$$

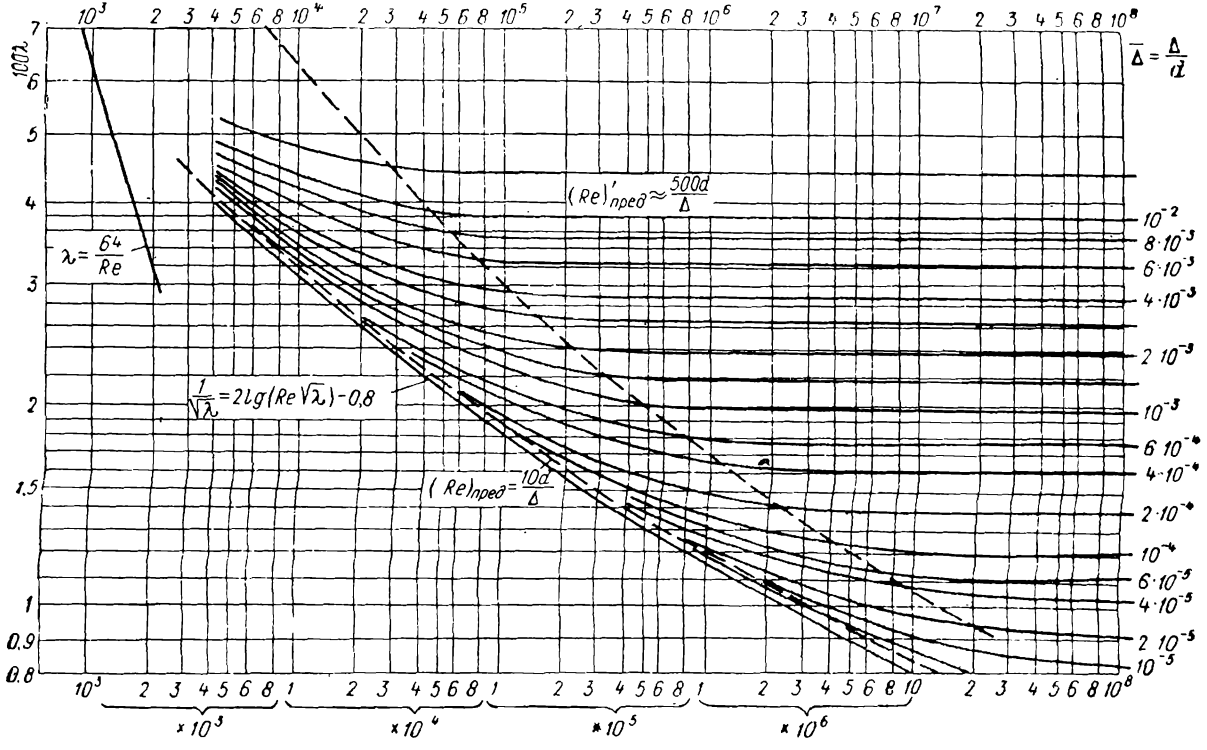


Рис. 3.3. Зависимость $\lambda = f(\mathrm{Re}, \Delta_э/d)$. По оси абсцисс — Re

Таблица 4.7

Предельные экономические расходы, скорости и уклоны для чугунных труб (ГОСТ 5525—61 и ГОСТ 9583—61)

Условный проход d_y, мм	Экономический фактор								
	$Э=0{,}5$			$Э=0{,}75$			$Э=1{,}0$		
	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$
50	2,74	1,31	84,7	2,5		72,4		1,05	57,0
80	6,4	1,19	39,2	5,7		31,6		0,95	25,7
100	10,6 / 7,5	1,30 / 0,95	35,4	9,4	1,15	27,8	8,4	1,03	22,5
125	16,8 / 10,95	1,33 / 0,9	27,1	15,0	1,18	21,9	13,3		17,3
150	28,3 / 21	1,56 / 1,19	29,7	25,3	1,40	23,8	22,	1,23	17,8
200	51,2 / 35,3	1,58 / 1,13	21,5	45,8	1,42		40,6		13,6
250	82,2 / 56,8	1,63 / 1,16	17,1	73,5	1,46	13,6	65,3	1,29	10,8
300	121 / 85,8	1,66 / 1,21	13,9	108	1,48		96,0		8,74
350	167 / 122,4	1,71 / 1,27	12,1	149	1,53	9,69		1,35	7,60
400	220 / 166	1,74 / 1,32	10,6	197	1,56	8,50		1,39	6,71
450	286 / 215	1,79 / 1,35	9,70	254	1,59	7,65			6,11
500	394 / 305	2,00 / 1,55	10,5	352	1,79	8,40		1,60	6,66
600	581 / 455	2,05 / 1,61	8,73	518	1,83	7,0	461	1,63	5,51
700	808 / 670	2,11 / 1,74	7,53	722	1,87	6,0	642	1,67	4,76
800	1080 / 883	2,15 / 1,76	6,61	966	1,92	5,28	857		4,16
900	1396 / 1150	2,19 / 1,81	5,97	1250	1,97	4,76	1110	1,75	3,75
1000	1930 / 1630	2,46 / 2,08	6,51	1725	2,20	5,17	1532	1,96	4,09
1200	4690	4,15	—	4100	3,63	—	3730	3,30	

Примечание. В знаменателе при $Э=0{,}5$ приведены предельные расходы при подаче сточной жидкости с концентрацией взвешенных веществ 250 г/м³. При этом для труб диаметром до 250 мм расходы определены исходя из величины незаиляющей скорости.

Таблица 4.8

Предельные экономические расходы, скорости и уклоны для асбестоцементных труб ВТ3, ВТ6, ВТ9 (ГОСТ 539—65)

Условный проход d_y, мм	Экономический фактор								
	$Э=0{,}5$			$Э=0{,}75$			$Э=1{,}0$		
	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$
50	2,4	1,22	38,3	2,2	1,12	32,6	2,0	1,02	27,3
	5,7 / 4,32	1,28	25,1	5,2	1,18	22,0	4,8	1,08	19,0
	10,1 / 6,45	1,29 / 0,82	18,4	9,1		15,2	8,4	1,08	
	15,2 / 9,53	1,37 / 0,86	16,8	13,8		14,0		1,15	12,0
	26,1 / 18,5	1,67 / 1,18	20,0	23,6	1,50	16,4	21,8	1,39	14,3
	48,7 / 0,8	1,75 / 1,1	15,1	44,0	1,57	42,5	40,7	1,46	10,8
250	78,2 / 45,3	1,80 / 1,04	12,5	71,0	1,64	10,5	65,3	1,50	8,93
	114 / 62,4	1,86 / 1,02	10,9	103	1,68	9,0	95,6	1,57	7,83
350	160 / 88	1,96 / 1,08	10,1	144		8,31	133	1,63	7,16
	240 / 136	2,25 / 1,28	11,2	217	2,05	9,28	201	1,88	8,04
	560 / 231	3,43 / 1,41	—	505	3,09		465	2,85	13,5

Примечание. В знаменателе при $Э=0{,}5$ и $\alpha=2$ приведены предельные расходы и скорости при подаче сточной жидкости с концентрацией взвешенных веществ 250 г/м³. При этом для труб диаметром до 300 мм расходы определены исходя из величины незаиляющей скорости.

где d_1 — диаметр существующего трубопровода (проложенного в одну нитку);

d_2 — диаметр дополнительно прокладываемого трубопровода (второй нитки).

При $d_1 = d_2 = d$ формула (4.57) упрощается и принимает вид:

$$Q_{пред} = \left[\frac{\beta^{-1} d^m (b_0 + b d^{\alpha})}{1 - 0{,}5^{n+1}}\right]^{\frac{1}{n+1}} \qquad (4.58)$$

Таблица 4.9

Предельные экономические расходы, скорости и уклоны для пластмассовых труб

Наружный диаметр, мм	Условный проход d_y, мм	Экономический фактор								
		$\Theta=0.5$			$\Theta=0,75$			$\Theta=1,0$		
		Q, л/сек	v, м/сек	$1000i$	Q, л/сек	v, м/сек		Q, л/сек	v, /сек	
63	50	2,4	1,16	33,8	2,1	1,01	26.6	1,8	0,87	20,3
75	60	4,0	1,36	36,3	3,1	1,05	23,1	2,8	0,95	19,3
90	70	5,9	1,39	30,0	5,1	1,20	23,2	4,5	1,06	18,5
110	100	10,0	1,57	29,3	8,7	1,37	22,9	7,6	1,19	18,0
140	125	16,9	1,65	23,7	13,8	1,35	16,5	12,1	1,18	13.1
160	150	30,0	2,23	34,5	25,9	1,92	26,8	22,7	1,7i	21.0
225	200	70,3	2,24	20,9	61,0	1,95	16,2	53,4	1,72	12,9
280	250	113	2,15	14,0	97,7	1,87	10,9	85,6	1,62	8,58
315	300	279	4,21	—	241	3,64	—	211	3,18	—

§ 4.8. РАСЧЕТ РАЗВЕТВЛЕННЫХ (ТУПИКОВЫХ) СЕТЕЙ

В результате подготовительной работы становятся (рис. 4.9) известны:

а) трассировка сети;

б) длины отдельных участков сети, т. е. линий между узловыми точками: l_{1-2}, l_{2-6} и т. д.;

в) расходы воды, забираемые в узловых точках сети: Q_2, Q_3, Q_4 и т. д.;

г) расход q, забираемый с 1 *пог. м* длины того или иного участка трубопровода (см. трубопровод *2—6* или *3—5*);

д) геодезические отметки поверхности Земли в узловых точках: $z_б$, z_1, , $z_к$;

е) свободные напоры в концевых точках сети: $h_{св4}$, $h_{св5}$, $h_{св7}$ д. (табл. 4.10).

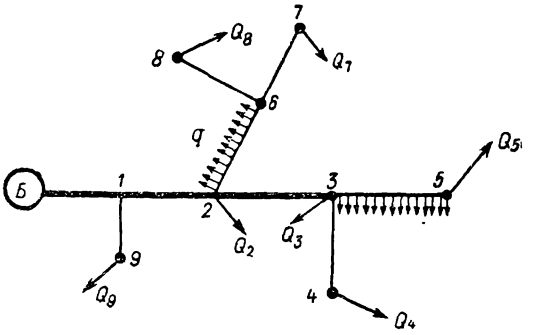


Рис. 4.9. Схема разветвленной (тупиковой) сети

Таблица 4.10

Минимальный свободный напор в наружной сети хозяйственно-питьевого водопровода

	Количество этажей					
	1	2	3	4	5	6
Минимальный свободный напор, *м*	10		16	20		28

Примечания. При большей этажности каждый этаж личивается на 4 *м*.

2. Свободный напор в у водоразборных должен быть не менее 10 *м*.

3. Для отдельных высоких зданий или группы их, расположенных на повышенных отметках, допускается для увеличения напора устройство местных станций подкачек.

В результате гидравлического расчета определяются диаметры труб, а также высота водонапорной башни, обеспечивающей подачу заданных расходов воды в заданные точки сети, и потребный напор насосов второго подъема.

Порядок расчета следующий:

А) устанавливаются расчетные расходы для отдельных участков сети;

Б) выбирается магистраль и выполняется ее расчет;

В) производится выбор и расчет сложных ответвлений;

Г) осуществляется выбор и расчет простых ответвлений.

А. Установление расчетных расходов. Расчетные расходы устанавливаются для определения диаметров труб и потерь напора на всех участках сети.

Расчетный расход для какого-либо участка сети равен сумме всех расходов, забираемых из сети в конце и ниже (по течению) этого участка.

Если на каком-либо участке длиной l имеется равномерно распределенный по длине «путевой» расход $Q_п$ интенсивностью q, то он заменяется эквивалентным по потерям расходом, равным $\beta Q_п = \beta ql$ и сосредоточенным в конце рассматриваемого участка. Так, например, расчетные расходы для участков *2—3* и *2—6* (рис. 4.9) будут:

$$Q_{2-3} = Q_4 + Q_5 + ql_{2-5} + Q_3;$$

$$Q_{2-6} = Q_7 + Q_8 + \beta ql_{2-6}.$$

На участке *2—3* нет распределенного расхода, и поэтому расчетный расход равен сумме всех расходов, идущих транзитом от узла *2* к узлу *3* через весь участок.

На участке *2—6* происходит равномерная отдача по длине «путевого» расхода $Q_{п2-6} = ql_{2-6}$, и поэтому при определении расчетного расхода этот расход с коэффициентом β условно отнесен к концу данного участка и просуммирован как узловой с остальными расходами, идущими транзитом от узла *2* к узлу *6* через весь

ўча́сток. Для упрощения расчетов часто принимают $\beta = 0{,}5$. При $\beta = 0{,}5$ расход ql распределяется поровну между крайними узлами (правило М. М. Андрияшева).

Б. Выбор магистрали сети и ее расчет. В качестве магистрали намечается линия трубопровода, начинающаяся от водонапорной башни и заканчивающаяся в одной из концевых точек тупиковой сети: наиболее нагруженная расходами, самая длинная, характеризуемая максимальными пьезометрическими напорами, благодаря чему от магистральной сети можно подать расход в любую концевую точку ответвления с необходимым свободным напором.

При неизвестной высоте водонапорной башни расчет магистрали производится по таблицам предельных расходов следующим образом:

1. По расчетным расходам из таблиц предельных расходов (табл. 4.6—4.9) выбираются диаметры трубопроводов для каждого участка магистрали.

2. Для принятых диаметров определяются для соответствующих расчетных расходов средние скорости v и гидравлические уклоны I. Затем для каждого участка магистрали вычисляются общие потери напора

$$h_w = 1{,}05Il. \tag{4.59}$$

3. Пьезометрический напор или отметка пьезометрической линии в любом сечении трубопровода определяется как отметка пьезометрической линии в конце магистрали $\nabla_к = (z + h_{св})_к$ плюс потери напора на всех участках от конца трубопровода до рассматриваемого сечения.

4. Высота водонапорной башни определяется по формуле

$$H_б = (h_{св} + z)_к + \sum_{к}^{б} h_w - z_б, \tag{4.60}$$

где $z_б$ — геодезическая отметка поверхности Земли на предполагаемом месте установки башни;

$z_к$ — геодезическая отметка поверхности Земли в конечном пункте магистрали.

В схемах с пневматическими установками высоте башни ($H_б$) будет соответствовать пьезометрическая высота минимального давления ($p_{мин}$) сжатого воздуха в закрытом баке.

Если высота водонапорной башни задана, то расчет магистрали сети производится, как сложного ответвления.

Все вычисления удобнее всего свести в табл. 4.11.

В. Расчет сложных ответвлений. Ответвления — это трубопроводы, отходящие от магистрали. При гидравлическом расчете их делят на простые и сложные. Простые ответвления состоят из одного, а сложные — из двух и более участков трубопровода. Линия сложного ответвления выбирается исходя из тех же условий, что и магистраль.

Расчет сложных ответвлений, равно как и расчет магистрали при заданной высоте водонапорной башни, производится по так называемому среднему гидравлическому уклону в следующем порядке.

1. После установления расчетных расходов и выбора линии сложного ответвления определяют допустимые потери напора $h_{w\,доп}$ и средний гидравлический уклон $I_{ср}$:

$$h_{w\,доп} = (h + z)_н - (h + z)_к, \tag{4.61}$$

$$I_{ср} = \frac{0{,}95 h_{w\,доп}}{\sum_к^н l}, \tag{4.62}$$

где $(h + z)_н$ и $(h + z)_к$ — пьезометрические напоры в начале и в конце сложного ответвления;

$\sum_к^н l$ — сумма длин всех участков сложного ответвления.

2. По таблицам Ф. А. Шевелева для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных и пластмассовых водопроводных труб согласно расчетным данным на каждом участке находят гидравлические уклоны — ближайшие бо́льшие ($I^* > I_{ср}$) и меньшие ($I^{**} < I_{ср}$) среднего и соответствующие им диаметры d^* и d^{**} ($d^* < d^{**}$). Затем по формуле (4.59) вычисляют соответствующие им значения h_w.

Все вычисления сводят в табл. 4.12.

3. Рассматривают различные комбинации найденных сортаментных диаметров. Например, 1-й вариант: d_1^*, d_2^{**}, d_3^*, d_4^{**} и т. д.; 2-й вариант: d_1^*, d_2^*, d_3^* d_4^* и т. д.

Если число отдельных участков магистрали равно n, то число возможных комбинаций (вариантов) будет 2^n Из этого числа технически возможных вариантов нужно отобрать только те комбинации диаметров, для которых выполняется основное условие:

$$\sum_к^н h_w \leqslant h_{w\,доп}, \tag{4.63}$$

где $\sum_к^н h_w$ — сумма потерь напора для всех участков магистрали.

4. Из отобранных вариантов останавливаются на том (по экономическим соображениям), для которого вес трубопровода, а следовательно, и стоимость оказываются минимальными.

Предпочтение следует отдать варианту, при котором средние скорости по длине трубопровода более равномерны.

Г. Расчет простых ответвлений. При расчете простых ответвлений сначала вычисляют по (4.61) допустимые потери напора $h_{w\,доп}$, а затем по (4.59) — требуемый гидравлический уклон $I_{тр}$.

По таблицам Ф. А. Шевелева при расчетном расходе в данном ответвлении определяют ближайший меньший к $I_{тр}$ уклон и соответствующий ему расчетный диаметр.

Фактический свободный напор в конце ответвления не должен быть меньше заданного.

Пример 6. Рассчитаем сеть, представленную на рис. 4.9, при следующих исходных данных:

Данные по узлам

Наименование показателей	Уз.									
	Б		*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*
Геодезические отметки z_i, *м*	30	23	21	20	17	19	19	18	18	22
Расходы Q_i, *л/сек*			10	45	40	32	—	16	35	60
Свободные напоры $h_{св\ i}$, *м*			6	16	10	16	—	16	10	12

Данные по участкам

Наименование показат	Между узлами								
	Б—1	*1—2*	*2—3*	*3—4*	*3—5*	*2—6*	*6—7*	*6—8*	*1—9*
Расстояние l_i, *км*			0,7	0,9	1,5	1,8	1,2	0,8	2,0
Расчетные расходы для участков сети $Q_р$, *л/сек*	318	258	135	40	62	87	16	35	60

На участках *2—6* и *3—5* удельный расход $q = 0{,}04$ *л/сек* на 1 *пог. м*.

1. За магистраль принимаем линию *Б—1—2—3—5*. По табл. 4.7 при $Э = 0{,}75$ находим диаметры на всех участках магистрали. Все вычисления сводим в табл. 4.11.

2. Высота водонапорной башни (или минимальное давление сжатого воздуха в пневмоустановке) должна быть равна

$$H_б = 77{,}61 - 30 = 47{,}61\ м.$$

3. За сложное ответвление линию *2—6—8*. (4.61) и (4.62) имеем:

$$h_{w\ доп} = 57{,}28 - (18 + 10) = 29{,}28\ м;$$

$$I_{ср} = \frac{0{,}95 \cdot 29{,}28}{1800 + 800} = 0{,}0107.$$

Найденные по таблицам Ф. А. Шевелева значения I^*, d^* и I^{**}, d^{**} сведем в табл. 4.12.

Таблица 4.11

Расчет магистрали

Номера участков	$Q_р$, *л/сек*	d, *мм*	v, *м/сек*		l, *м*	h_w по (4.59), *м*	Отметки пьезометрической линии в конце участка, *м* $\nabla_i = z + h_i$
Б—1	318	500	1,62	0,00686	1100	7,93	69,68
1—2	258	450	1,62	0,00789	1500	12,4	57,28
2—3	135	350	1,28	0,00959	700	6,98	50,3
3—5	62	250	1,23	0,00972	1500	15,3	35,0

Таблица 4.12

Расчет сложного ответвления

Номера участков		$Q_р$, л/сек		$I^{**} < I_{ср}$			$I^{*} > I_{ср}$		
					d^{**}, мм	h_w^{**}, м		d^{*}, мм	h_w^{*}, м
	1800 800	87 35	0,0107 0,0107	0,00720 0,00102	300 200	13,6 8,7	0,0191 0,0454	250 150	36,0 38,1

Из возможных вариантов: а) $d_{2-6}=300$ мм, $d_{6-8}=200$ мм; б) $d_{2-6}=300$ мм, $d_{6-8}=150$ мм; в) $d_{2-6}=250$ мм, $d_{6-8}=200$ мм; г) $d_{2-6}=250$ мм, $d_{6-8}=150$ мм условию (4.63) удовлетворяет только первая комбинация диаметров; их мы и принимаем за расчетные. При этом заметим, что они оказались в области экономически выгодных диаметров.

4. Участки *6—7*, *1—9* и *3—4* рассчитываются как простые ответвления.

На участке *6—7* имеем:

$$h_{w\,доп}=(57,28+13,6)-(18+16)=36,88\ м;$$

$$I_{доп}=\frac{36,88\cdot 0,95}{1200}=0,0291;\quad d=125\ мм:\quad I=0,0248;$$

$$h_w=31,3\ м;\quad h_{св.\,факт}=70,88-(18+31,3)=21,58\ м>16\ м.$$

На участке *1—9* имеем:

$$h_{w\,доп}=69,68-(22+12)=35,68\ м;$$

$$I_{доп}=\frac{0,95\cdot 35,68}{2000}=0,017;\quad d=250\ мм;\quad I=0,00913;$$

$$h_w=19,2\ м;\quad h_{св.\,факт}=69,68-(22+19,2)=28,48\ м>12\ м.$$

На участке *3—4* имеем:

$$h_{w\,доп}=50,3-(17+10)=23,3\ м;$$

$$I_{доп}=\frac{0,95\cdot 23,3}{900}=0,0246;\quad d=200\ мм;\quad I=0,0131;$$

$$h_w=12,4\ м;\quad h_{св.\,факт}=50,3-(17+12,4)=20,9\ м>10\ м.$$

Выбор диаметров труб по экономическому фактору обладает тем недостатком, что не учитывает взаимного влияния участков. Более совершенными методами технико-экономического расчета разветвленных сетей являются методы Л. Ф. Мошнина и Гийона.

§ 4.9. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЬЦЕВЫХ СЕТЕЙ

Гидравлический расчет кольцевой сети (рис. 4.10) обычно производят в следующем порядке.

1. Определяют путевые расходы на всех участках сети и приводят их к узловым расходам.

2. При незаданных диаметрах труб предварительно намечают желательное направление потоков воды по отдельным линиям сети, соответствующее принципу подачи по кратчайшему пути транзитных расходов для питания удаленных районов, а также взаимозаменяе-

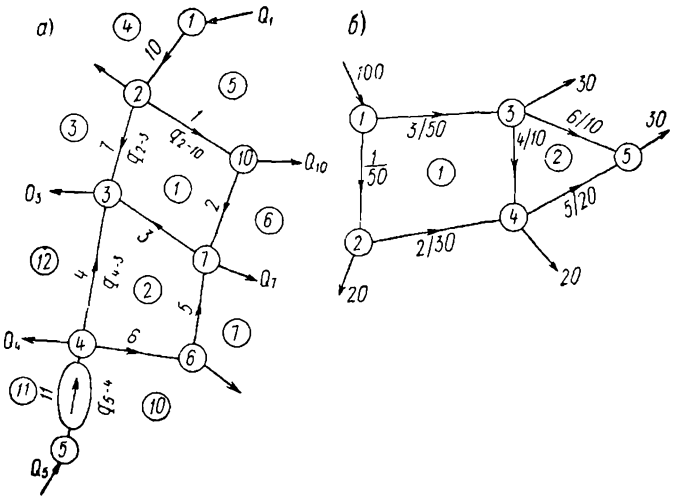


Рис. 4.10. Расчетная схема водопроводной сети
а — общий вид; *б* — к примеру расчета

мость отдельных участков при аварии. По принятым расходам линий назначают диаметры труб, исходя из технико-экономических соображений.

3. При заданных диаметрах труб задаются предварительным распределением узловых расходов между участками.

В обоих случаях в конечном итоге участковые расходы в первом приближении оказываются известными.

При любом принятом распределении потоков воды по сети количество воды, притекающей к какому-либо узлу сети, должно быть равно количеству воды, отходящей от этого узла (включая и отбор воды в узле), т. е. для каждого узла должно быть соблюдено условие баланса расходов:

$$\sum_{r \in k_j} q_{rj} - Q_j = 0, \tag{4.64}$$

где j — рассматриваемый узел;
Q_j — вытекающий из узла расход;
q_{rj} — расходы по примыкающим к узлу j участкам;
r — узел, имеющий общий с узлом j участок;
k_j — множество узлов, имеющих общий с узлом j участок.

В уравнении (4.64)

$$q_{rj} = -q_{jr}. \tag{4.65}$$

Например, для узла 3 сети, показанной на рис. 4.10, *б*, уравнение (4.64) имеет вид (здесь $j = 3$; $r = 1$; 4 и 5):

$$q_{13} - q_{34} - q_{35} - Q_3 = 0,$$

или

$$q_{13} + q_{43} + q_{53} - Q_3 = 0.$$

В (4.64) число неизвестных участковых расходов равно числу участков t, а число таких уравнений равно числу узлов n без одного. Недостающие $t-n+1$ уравнений ($m=t-n+1$ — число колец) имеют вид:

$$\sum_{rb\in E_k} h_{rb}=\sum(\operatorname{sign} q_{rb})\, s_{rb}q_{rb}^2=0, \qquad (4.66)$$

где E_k — множество участков rb, образующих k-е кольцо;

$\operatorname{sign} q_{rb}$ — (+1) или (—1) в зависимости от того, совпадает направление расхода q_{rb} с направлением обхода кольца или нет;

s — сопротивление участка, равное произведению удельного сопротивления на длину участка.

Уравнения (4.66) представляют собой равенства нулю алгебраических сумм потерь напора по кольцам сети.

Так как первоначально принятые значения участковых расходов, вообще говоря, не удовлетворяют (4.66), то эти расходы должны быть исправлены. Участковые расходы корректируют с помощью «увязочных» расходов:

$$\Delta q_k=-\frac{\Delta h_k}{2\sum\limits_{rb\in E_k} s_{rb}\,|q_{rb}|}, \qquad (4.67)$$

где Δh_k — левая часть уравнения (4.66).

Новые значения участковых расходов получаются равными:

$$q_{rb}^{(i+1)}=q_{rb}^{(i)}+\Delta q_k-\Delta q_j, \qquad (4.68)$$

где Δq_j — увязочные расходы смежных колец, границей между которыми является участок rb; знак q_{rb} назначается при обходе k-го кольца.

Полученные участковые расходы приходится уточнять неоднократно, пока невязки Δh_k не окажутся малыми по модулю.

Расчеты удобно свести в таблицу.

Пример 7. Требуется произвести гидравлический расчет кольцевой сети, показанной на рис. 4.10, *б*. Предварительные значения участковых расходов выписаны в знаменателях дробей, написанных против участков. Трубы чугунные.

В табл. 4.13 переписывают номера участков по принадлежности их к кольцам (графы 1 и 2), длины, диаметры и соответствующие удельные сопротивления (графы 3—5), а затем подсчитывают сопротивления участков $s=Al$ (графа 6). Эта часть таблицы сохраняется неизменной до конца вычислений. В графу 7 переписывают предварительные значения участковых расходов, которыми заполняются графы 8 и 9; в последней потери подсчитываются по

$$h_{rb}=(\operatorname{sign} q_{rb})\, s_{rb}q_{rb}^2. \qquad (4.69)$$

Для каждого кольца суммируют данные граф 8 и 9; сумма чисел последней дает невязку по кольцу Δh. При малых по модулю невязках расчет можно закончить. В противном случае следует подсчитать по формуле (4.67) увязочные расходы и записать их в графы 10 и 11. Для рассматриваемого примера

$$\Delta q_1=\frac{-3{,}25}{2\cdot 0{,}4608}\approx 3{,}5\ л/сек;\quad \Delta q_2=\frac{-1{,}71}{2\cdot 0{,}3565}\approx 1{,}5\ л/сек.$$

Для участков, являющихся границами между кольцами, выписывают по два увязочных расхода; в примере такой участок имеет номер 4.

Результаты расчета кольцево

Номера колец	Номера участков	Длины l	Диаметры d	Удельные сопротивления A	Сопротивления s	Первое приближение				
						$q^{(1)}$	$s\|q\|$	h	Δq_k	Δq_l
			мм		*м·сек²/л²*	*л/сек*	*м·сек/л*		*л/сек*	*л/сек*
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	*1*	500	250	$2{,}75\cdot10^{-6}$	$1375\cdot10^{-6}$	—50	0,0688	—3,44	3,5	
	3	400	250	$2{,}75\cdot10^{-6}$	$1100\cdot10^{-6}$	50	0,0550	2,75	3,5	
	4	450	150	$11{,}9\cdot10^{-6}$	$1890\cdot10^{-5}$	10	0,1885	1,89	3,5	—1,3
	2	550	200	$9{,}0\cdot10^{-6}$	$4950\cdot10^{-6}$	—30	0,1485	—4,45	3,5	
		$\Sigma s\|q\|$, Σh и Δq					0,4608	—3,25		
2	*6*	600	150	$11{,}9\cdot10^{-6}$	$2520\cdot10^{-5}$	10	0,2510	2,51	1,5	
	5	650	200	$9{,}0\cdot10^{-6}$	$5850\cdot10^{-6}$	—20	0,1170	—2,34	1,5	
	4	450	150	$11{,}9\cdot10^{-6}$	$1890\cdot10^{-5}$	—10	0,1885	—1,89	1,5	—3,5
		$\Sigma s\|q\|$, Σh и Δq					0,5565	—1,71		

После подсчета по формуле (4.68) новых значений участковых расходов весь процесс повторяется. Заметим, что сопротивления участков при расчете остаются неизменными Строго говоря, их надо было бы изменять, так как они зависят от скоростей. Однако соответствующие поправки к сопротивлениям можно внести в конце вычислений. Впрочем, при удельных сопротивлениях, принятых для скоростей порядка 1—1,2 *м/сек*, уточняющий расчет практически не нужен.

Формулу для поправочного расхода одним из первых предложил В. Г Лобачев. Поэтому описанный метод гидравлического расчета кольцевых сетей принято называть методом Лобачева. Этот метод обычно имеет хорошую сходимость, хотя иногда у многокольцевых сетей наблюдаются повышенные значения невязок по большим объемлющим контурам.

М. М. Андриашев предложил «проводить» увязочные расходы не по отдельным кольцам, а по контурам, охватывающим целые группы колец. Определив при пробной увязке величины Δh_{I} и Δq_{I}, величины поправочных расходов при последовательно проводимых увязках находят из соотношения

$$\frac{\Delta q_{\text{I}}}{\Delta h_{\text{I}}} = \frac{\Delta q_{\text{II}}}{\Delta h_{\text{II}}} \quad . \qquad (4.70)$$

сети (рис. 4.10, *б*)

Таблица 4.

Второе приближение					Третье приближение					Четвертое приближ
	$s\|q\|$	h	Δq_k		$q^{(3)}$	$s\|q\|$	h	Δq_k	Δq_j	$q^{(4}$
	м·сек/л		*л/сек*	*л/сек*	*л/сек*	*м·сек/л*	*м*	*л/сек*	*л/сек*	*л/се*
12	13	14	15	16	17	18	19	21	21	22
−46,5	0,0638	−2,96	0,6		−45,9	0,,0631	−2,90	0,5		−45,
53,5	0,0589	3,15	0,6		54,1	0,,0596	3,22	0,5		54,
12,0	0,2260	2,71	0,6		11,5	0 ,2170	2,50	0,5	−0,2	11,
−26,5	0,1310	−3,47	0,6		−25,9	0.,1280	−3,31	0,5		−25,
	0,4797	−0,57	0,6			0 ,4677	−0,49	0,5		
11,5	0,2890	3,32			12,6	0,,3160	3,98	0,2		
−18,5	0,1080	−2,00			17,4	0,,1020	−1,77	0,2		
−12,0	0,2260	−2,71		−0.6	−11,5	0,,2170	−2,50	0,2	−0,5	
	0,6230	−1,39				0,,6350	−0,29	0,2		

Для контуров, имеющих малоразнящиеся величины длин и диа метров отдельных участков, для определения увязочных расходо предлагается простая формула:

$$\Delta q = \frac{q_{\text{ср}}\,\Delta h}{2\sum |h_i|}, \tag{4.7}$$

где $q_{\text{ср}}$ — средняя величина расхода для всех входящих в конту участков;

Δh — невязка в контуре.

5. Перед выбором диаметров предварительно распределенны расходы желательно увязать так, чтобы сумма потерь напора, вы раженных формулой

$$h_i = klЭ^{-\frac{m}{\alpha+m}} q_i^{\frac{\alpha n-m}{\alpha+m}} = Bl_i q_i^{\frac{\alpha n-m}{\alpha+m}} \tag{4.7}$$

по кольцу была равна нулю или меньше наперед заданной величин $\Delta h_{\text{зад}}$, т. е. сумма потерь напора на участках, где движение вод

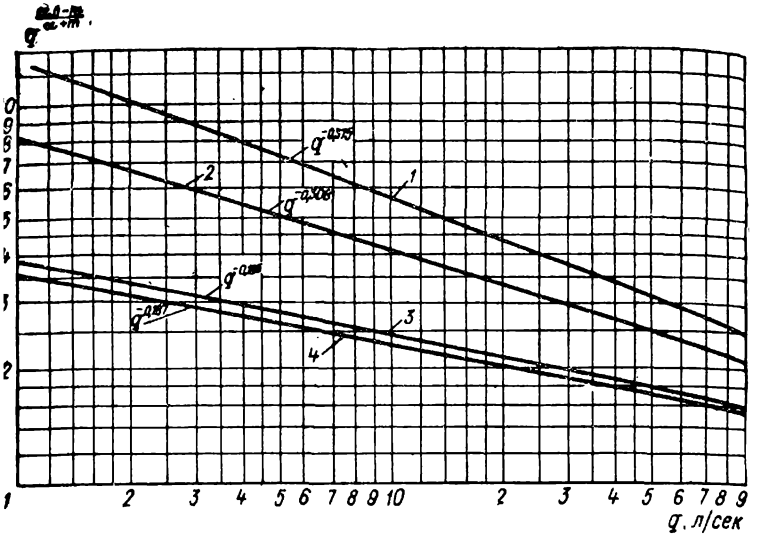


Рис. 4.11. График для определения величины $q^{\frac{\alpha n-m}{\alpha+m}}$ входящей в (4.72) и (4.75)

1 — стальные трубы; *2* — чугунные трубы; *3* — полиэтиленовые трубы; *4* — асбестоцементные трубы

совершается по часовой стрелке (по отношению к данному контуру), примерно равна сумме потерь напора на участках, на которых вода движется против часовой стрелки:

$$\Delta h = \sum h_i \leqslant (\Delta h)_{зад} \approx 0; \qquad (4.73)$$

при этом должно быть выдержано условие (4.64).

Согласно данным табл. 4.14, для металлических труб $\frac{\alpha n - m}{\alpha + m} = -0{,}33$, а для асбестоцементных и пластмассовых — 0,19.

Таблица 4.14

Значения параметров, входящих в (4.72)

Вид труб	$\frac{m}{\alpha+m}$	$\frac{\alpha n-m}{\alpha+m}$	$B=k\Theta^{-\frac{m}{\alpha+m}}$		
			$\Theta=0{,}5$	$\Theta=0{,}75$	$\Theta=1{,}0$
Стальные	0,785	−0,375	0,00378	0,00224	0,00179
Чугунные	0,76	−0,308	0,00303	0,00223	0,00179
Асбестоцементны	0,715	−0,187	0,00194	0,00145	0,00118
Полиэтиленовые	0,71	−0,195	0,00172	0,00129	0,001052

$q^{\frac{an-m}{a+m}}$

Для определения величины $q^{\frac{an-m}{a+m}}$ служит график, приведенный на рис. 4.11.

Суммировать удобнее не потери, а величины h_i/B, и тогда (4.73) примет вид:

$$\sum l_i q_i^{\frac{an-m}{a+m}} \leqslant \left(\frac{\Delta h}{B}\right)_{зад}. \tag{4.74}$$

Поправочные расходы при такой увязке можно определять по формуле

$$\Delta q_i = \frac{a+m}{an-m} \cdot \frac{\sum l_i q_i^{\frac{an-m}{a+m}}}{\sum \frac{l_i q_i^{\frac{an-m}{a+m}}}{q_i}}. \tag{4.75}$$

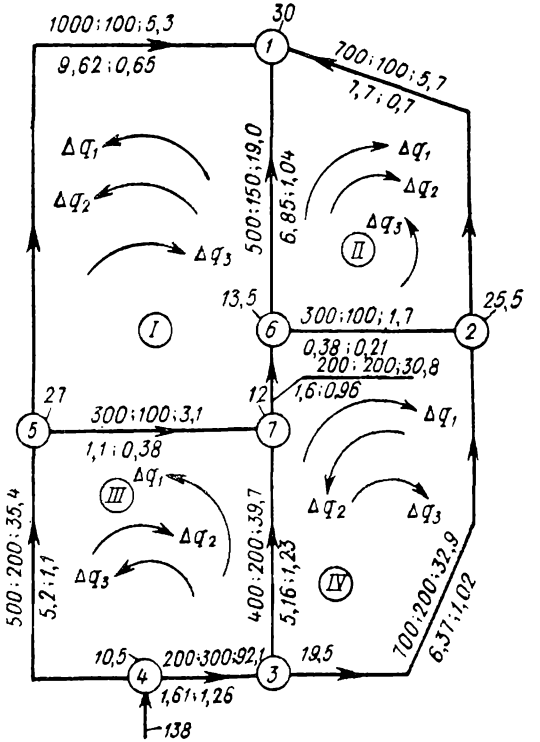


Рис. 4.12. Схема увязки четырехкольцевой сети поселка

Кольцо	Участок	l, м	d, мм	Предварительное распределение расходов: q, л/сек	$\frac{an-m}{a+m}$	$lq\frac{an-m}{a+m}$	$\frac{an-m}{a+m}\cdot\frac{lq}{q}$	Первый ци: q, л/сек	100
I	5—1	1000	100	7,5	4,4	+4400	586	5,2	9,
	1—6	500	150	15	3,6	−1800	120	18	12,
	6—7	200	200	16,5	3,5	−700	42,5	31,2	8,
	5—7	300	100	9	4,2	−1260	140	0,6	0,
	$\Delta q_1=-2{,}3$ л/сек					$\Sigma=+640$	888	$\Delta q_2=-0,$	
II	1—6	500	150		3,6	+1800	120	18	12,
	6—2	300	100		3,8	+1140	95	0,3	0,
	1—2	700	100		4,4	−3080	410	6,8	15,
	$\Delta q_1=+0{,}7$ л/сек					$\Sigma=-140$	625	$\Delta q_2=+1,$	
	4—5	400	200	43,5	2,6	+1300	30	32,8	9,
	5—7	300	100	9	4,2	+1260	140	0,6	0,
	3—7	400	200	19,5	3,3	−1320	68	42,6	14,
	4—3	200	300	84	2,2	−440	5	94,7	8,
	$\Delta q_1=-10{,}7$ л/					$\Sigma=+800$	243	$\Delta q_2=+4,$	
	3—7	400	200	19,5	3,3	+1320	68	42,6	14,
	7—6	200	200	16,5	3,5	+700	42	31,2	8,
	6—2	300	100	12	3,8	−1140	95	0,3	0,
	2—3	700	200	45	2,6	−1820	40	32,6	8,
	$\Delta q_1=+12{,}4$ л/сек					$\Sigma=-940$	245	$\Delta q_2=-1,$	

6. По линейным расходам, после их предварительной увязки, из таблиц предельных расходов (см. табл. 4.6—4 9) выбирают диаметры всех участков рассчитываемой сети.

7. Производят собственно гидравлический расчет (увязку) сети, т. е. определяют при назначенных диаметрах величины действительных расходов и потери напоров по линиям сети. При этом потери напора по линиям лучше всего выражать через гидравлический уклон

$$h_i = I_i l_i, \tag{4.76}$$

а поправочный расход — по формуле

$$\Delta q = \frac{\Delta h}{n} : \sum \left| \frac{I_i l_i}{q_i} \right|, \tag{4.77}$$

Таблица 4.15

сети поселка (см. рис. 4.12)

	$\frac{il}{q}$	Второй цикл увязки			$\frac{il}{q}$	Третий цикл увязки			
		q, л/сек	$1000i$			q, л/сек	$1000i$		v, м/сек
+9,29	1,78	4,9	8,34	+8,34	1,70	5,3	+9,62	+9,62	0,65
−6,2	0,34	19,5	14,4	−7,2	0,37	19,0	13,7	−6,85	2,04
−1,62	0,05	29,6	7,44	−1,49	0,05	30,8	8,05	−1,6	0,96
−0,1	0,1	5,0	8,65	−2,6	0,52	3,1	3,65	−1,1	0,38
Σ=+1,34	2,27	Δq_3=+0,4		Σ=−2,95	2,64			Σ=+0,07	
+6,2	0,34	19,5	14,4	+7,2	0,37	19,0	13,7	+6,85	1,04
0,0	0,0	3,4	4,3	+1,29	0,38	1,7	1,26	+0,38	0,21
−10,6	1,56	5,6	10,6	−7,42	1,33	5,7	11,0	−7,7	0,70
Σ=−4,4	1,9	Δq_3=−0,1		Σ=+1,07	2,08			Σ=−0,47	
+1,52	0,14	36,9	11,3	+5,65	0,15	35,4	10,4	+5,2	1,10
−0,1	0,1	5,0	8,65	+2,6	0,52	3,1	3,65	+1,1	0,38
−5,96	0,14	36,6	11,0	−4,4	0,12	39,7	12,9	−5,16	1,23
−1,7	0,02	90,6	7,77	−1,55	0,02	92,1	8,04	−1,61	1,26
Σ=−3,14	0,40	Δq_3=−1,5		Σ=+2,3	0,81			Σ=−0,47	
+5,96	0,14	36,6	11,0	+4,4	0,12	39,7	12,9	+5,16	1,23
+1,65	0,05	29,6	7,44	+1,49	0,05	30,8	8,05	+1,6	0,96
0,0	0,0	3,4	4,3	−1,29	0,38	1,7	1,26	−0,38	0,21
−6,25	0,19	34,5	9,94	−6,95	0,20	32,9	9,1	−6,37	1,02
Σ=+1,36	0,38	Δq_3=+1,6		Σ=−2,35	0,75			Σ=+0,01	

где n — показатель степени в (4.51), принимаемый согласно табл. 4.5;

Δh — невязка, т. е. алгебраическая сумма потерь напора в любом кольце сети.

Поправочному расходу для определения его направления придается знак, обратный знаку невязки Δh.

Величина невязки по отдельным кольцам принимается не более 0,5 *м*, а по объемлющему контуру сети — не более 1—1,5 *м*.

Полученные из расчета величины потерь напора используются для определения высоты водонапорной башни или напора насоса.

Многими авторами (Л. Ф. Мошнипым, М. П. Васильченко, В. П. Спроткиным, В. М. Митяшиным и др.) предложены иные методы расчета и увязки кольцевых сетей. Из них наиболее точным является метод технико-экономического расчета Л. Ф. Мошнина, расчет по которому целесообразно производить с помощью ЭВМ.

Пример 8. Произвести расчет водопроводной сети из чугунных труб для поселка (рис. 4.12), застроенного зданиями высотой в три этажа и выше. Вода поступает в сеть в точке *4*.

Расчетный расход в 138 *л/сек* длиной 4800 *м* распределены по участкам так:

Участок .	*1—2*	*2—3*	*3—4*	*4—5*	*5—1*	*1—6*	*6—7*	*7—3*	*5—7*	*6—2*
Длина, *м* .	700	700	200	500	1000	500	200	400	300	300
Расход $q_{уд}\,l$,	19,5	21,78	6	15,3	28,08	12,78	4,5	10,5	10,8	9

ловые расходы ра

Узел	*1*	*2*	*4*	*6*	*7*
Расход, *л/сек*	30	25,5	10,5	13,5	12

Намечаем предварительное распределение расчетных сходов так, как показано в табл. 4.15. Прежде чем назначать диаметры уб, производим предварительный расчет невязки.

Невязки первого предварительного цикла оказались больше заданных: $(\Delta h/B)_{зад}=224$, т. е. условие (4.74) не выполняется. По (4.75) находим поправочные расходы Δq_1, и по исправленным расходам выбираем диаметры труб. Как правило, для выбора диаметров достаточно одного-двух циклов предварительных увязок. Назначенные после предварительной увязки расходов диаметры труб отличаются от диаметров труб, принимаемых по предварительно распределенным расходам.

После выбора диаметров труб производим увязку с использованием (4.76) и (4.77) при $n = 1{,}9$ (табл. 4.15).

На рис. 4.12 записаны окончательно полученные расчетные параметры: в числителе — длина l в *м*, диаметр d в *мм* и расчетный расход q в *л/сек*; в знаменателе — потеря напора на участке h в *м* и скорость v в *м/сек*.

§ 4.10. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ НА ЦИФРОВЫХ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИНАХ (ЦВМ)

При расчете водопроводных сетей различают две группы задач: технико-экономические и гидравлические. При отнесении задачи к той или иной группе следует руководствоваться наличием в ней стоимостных показателей (например, стоимости электроэнергии, приведенной стоимости сети): при их отсутствии задача является гидравлической, в противном случае она технико-экономическая.

Типичным примером гидравлической задачи может служить так называемая задача об увязке водопроводной сети; задача об определении диаметров труб водопроводной сети относится к технико-экономическим, так как она сводится к минимизации приведенных затрат по сети.

В гидравлических задачах о водопроводных сетях диаметры труб участков предполагаются известными. Встречаются три типа таких задач.

В задачах первого типа заданы все узловые расходы $Q(Q_1, Q_2, \ldots Q_{10})$, определению подлежат участковые расходы q $(q_{1-2}, q_{2-3}, q_{3-4}, \ldots)$ — см. рис. 4.10, *а*.

В задачах второго типа узловые расходы заданы не во всех узлах; в отдельных узлах могут быть заданы не узловые расходы, а узловые напоры H. В водопроводных сетях таким узлам отвечают резервуары с заданными отметками поверхности воды. В задачах второго типа определению подлежат, помимо участковых расходов, расходы тех отдельных узлов, в которых заданы напоры.

В задачах первого и второго типов узловые напоры предполагаются независящими от узловых расходов, что нередко вполне

приемлемо. Однако в ряде случаев напор в узле с изменением отбора воды из него также изменяется. Это имеет, например, место при заборе воды насосом из трубчатого колодца, а также при недостаточном напоре в некоторых узлах сети населенного места.

Задачи, в которых узловые напоры могут зависеть от узловых расходов, а также задачи о водопроводных сетях с насосами относятся к третьему типу Задачи этого типа являются предельно общими гидравлическими задачами о водопроводной сети, ибо они охватывают всевозможные расчетные случаи, которые могут встретиться при проектировании сети или ее эксплуатации.

Для решения задач первого типа на ЦВМ предложено весьма много методов. Наиболее простыми программами счета, получившими широкое распространение, являются программы, составленные на основании метода В. Г Лобачева, ориентированного первоначально (1936 г.) на «ручной» счет. Эти программы состоят из двух частей: вспомогательной и основной. Вспомогательная часть предназначается для того, чтобы распределить узловые расходы между участками согласно (4.64).

Алгоритмы распределения узловых расходов между участками разнообразны. Некоторые из них основаны на расчленении кольцевой сети на участки с таким расчетом, чтобы получилась связная разветвленная сеть. Участковые расходы для такой сети определяются однозначно.

Вспомогательная часть программы получается намного сложнее основной. Кроме того, она требует введения в память машины узловых расходов и дополнительной информации об очертании сети. Для обеспечения простоты не все программы, составленные на основании метода В. Г Лобачева, содержат эту часть. В программах без вспомогательной части распределение узловых расходов между участками производится «вручную», до счета на ЦВМ, и в память машины вводятся уже готовые участковые расходы.

Первоначальные участковые расходы удовлетворяют первому условию (4.64), но, как правило, не удовлетворяют второму условию (4.66).

Уравнений вида (4.66) можно составить столько, сколько имеется в сети колец, т е. m уравнений. Если подставить первоначальные значения участковых расходов в (4.66), то левые их части, вообще говоря, не окажутся равными нулю, а будут равны некоторым невязкам Δh_k. Для устранения такой невязки для k-го кольца к участковым расходам контура этого кольца следует добавить так называемый увязочный расход, определяемый по формуле (4.67) с учетом (4.51)

$$\Delta q_k = -\frac{\Delta h_k}{n \sum s |q|^{n-1}}. \qquad (4.67а)$$

При этом первое условие (4.64) расчета не нарушится.

В основной части программы увязочные расходы подсчитываются для всех колец, после чего участковые расходы исправляются по (4.68). Новые значения участковых расходов уточняются подобным образом снова, если только невязки Δh_k по всем кольцам не окажутся в пределах нормы.

На рис. 4.13 приведен алгоритм гидравлического расчета кольцевой сети по методу В. Г. Лобачева.

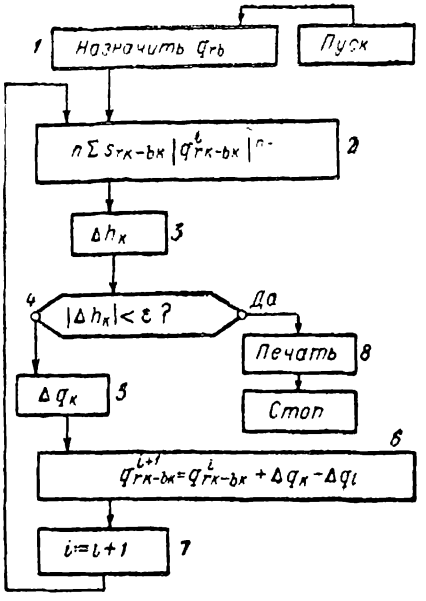


Рис. 4.13. Алгоритм гидравлического расчета водопроводной сети по методу В. Г. Лобачева

Блок *1* представляет собой вспомогательную часть программы счета или немеханизированное распределение узловых расходов между участками, а остальные блоки—основную часть программы.

В основной части программы по подготовленным участковым (q^i) расходам подсчитываются для всех колец ($k = 1, 2, 3, \ldots, m$) знаменатели выражений (4.67) (блок *2*) и невязки (блок *3*), равные левым частям уравнений (4.66). Если все полученные невязки по абсолютному значению окажутся менее максимально допустимой ε, то счет на этом заканчивается (блоки *4* и *8*); в противном случае все участковые расходы уточняются (блок *6*) и весь вычислительный процесс повторяется (блоки *7*, *2*, *3*, *4*); символ $i := i + 1$ означает: «i присвоить значение $i + 1$».

Метод В. Г Лобачева применительно к счету на ЦВМ имеет ряд разновидностей. Предпринимаются попытки применения этого метода для решения задач второго и третьего типов. В подобных случаях расчеты сводятся к обычным увязкам сети, выполняемым многократно, до тех пор, пока не будут удовлетворены особые требования задач второго и третьего типов. Данный метод пригоден для расчета так называемых плоских сетей, у которых нет участков, пересекающихся без общей точки.

Для решения задач первого типа предложен ряд методов линеаризации, которые сводятся к замене нелинейной системы уравнений (4.64) и (4.66) линейной. Однако не все методы линеаризации удовлетворительны. Некоторые из них позволяют получать верные решения лишь в тех случаях, когда направления движения воды на всех участках сети известны заранее.

Для решения задач второго и третьего типов удобны те методы, в которых аргументами являются узловые напоры H, ибо в таких задачах на эти напоры налагаются ограничения (например, в виде зависимостей их от узловых расходов).

Одним из наиболее удобных методов является п е р в ы й в а р и а ц и о н н ы й, который отличается небольшим объемом подготовительных работ и простотой программы; он пригоден для решения задач всех трех типов. К недостаткам этого метода относится значительное время счета на ЦВМ, однако благодаря росту быстродействия машин этот недостаток потерял свою остроту.

Расчет водопроводной сети по первому вариационному методу сводится к нахождению минимального значения функции $T(H)$ при некоторых ограничениях:

$$T(H)=\sum_{i=1}^{t} P\,|H_{ri}-H_{bi}|^{3/2}+$$

$$+\sum_{p=1}^{\omega}\frac{|h_{\text{пр. }p}-(H_{\text{к. }p}-H_{ip})|^{3/2}}{\sqrt{s_{\text{н. }p}}}+\frac{3}{2}\sum_{s=1}^{n}F_s(H_s). \quad (4.78)$$

Первая сумма функции T распространяется на все участки, вторая — на все насосы, третья — на все узлы. Во второй сумме $H_к$ и $H_н$ — напоры после насоса и перед ним, а $h_{пр}$ и $s_н$ — параметры аналитического выражения для характеристики насоса (см. приложение 9)

$$H^{н}=H_{к}-H_{i}=h_{пр}-s_{н}q^{2}. \quad (4.79)$$

Для узлов, в которых напоры заданы, принимаем $F=0$; для остальных

$$F(H)=QH. \quad (4.80)$$

Для узлов, в которых расходы зависят от напоров,

$$F(H)=\int_{0}^{H}Q(H)\,dH. \quad (4.81)$$

Так, например, при линейной зависимости между узловым расходом и напором:

$$Q=r(H-H^{0}) \quad (4.82)$$

соответствующее слагаемое третьей суммы примет вид:

$$F(H)=\frac{1}{2}r(H-H^{0})^{2}. \quad (4.83)$$

На напоры, входящие во вторую сумму налагаются ограничения:

$$H^{\text{макс}}\geqslant H_{к}-H_{i}\geqslant H^{\text{мин}}, \quad (4.84)$$

где $H^{м}$ и $H^{мин}$ — максимальный и минимальный напоры, образующие диапазон допустимой работы насоса.

На напоры и расходы линейной зависимости (4.82) могут налагаться ограничения:

при $H\leqslant H_0$ $Q=0$; при $H\geqslant H^{\text{макс}}$ $Q=r(H^{\text{макс}}-H^{0})$.

При необходимости учета гидравлического сопротивления задвижки она рассматривается как участок с проводимостью

$$P=\omega\sqrt{\frac{2g}{\zeta_{з}}},$$

где ω — площадь поперечного сечения;

g — ускорение силы тяжести;

$\zeta_з$ — коэффициент сопротивления задвижки, зависящий от степени ее открытия.

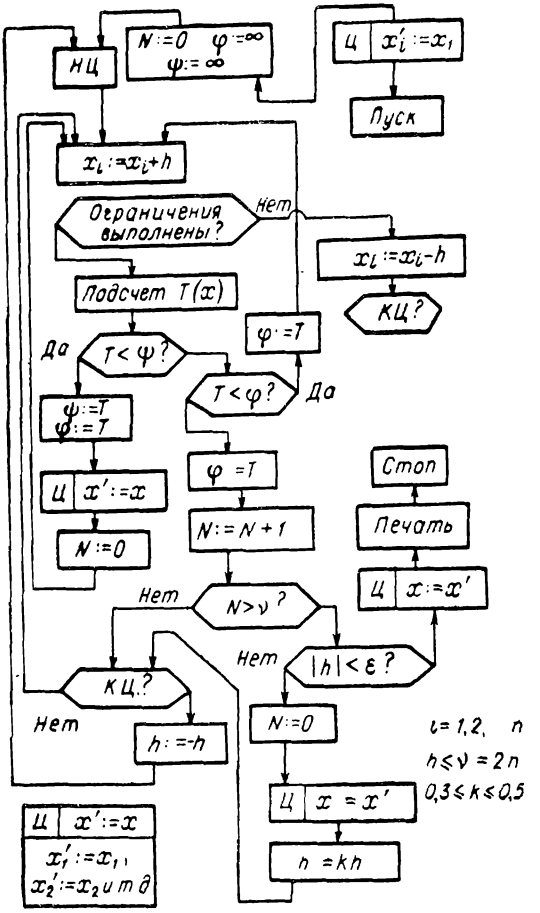


Рис. 4.14. Алгоритм нахождения минимума функции T методом люфта

Для нахождения минимума функции $T(H)$ рекомендуется пользоваться программой модифицированного покоординатного спуска (метод люфта), алгоритм которой показан на рис. 4.14. Программа, будучи довольно простой, обеспечивает хорошую сходимость вычислительного процесса.

Информация об очертании водопроводной сети вводится в память ЦВМ следующим образом. Все участки и узлы нумеруются (обычно восьмеричными числами). Составляется список наименований участков в порядке их нумерации. Наименование участка состоит из двух номеров узлов, между которыми он заключен. Для

сети, показанной на рис. 4.10, *а*, информация об очертании может иметь вид:

0002 0010 0006 0007
0010 0007 0004 0006
0007 0003 0002 0003
0004 0003 0001 0002

Прочная информация о сети (длины участков, диаметры, узловые расходы, узловые напоры и т. д.) вводится массивами в строгом соответствии с принятой нумерацией участков и узлов.

Приведенным кратким обзором далеко не исчерпаны все методы гидравлического расчета сетей, реализуемые на ЦВМ. Для более детального ознакомления с методикой гидравлического расчета водопроводных, а также близких к ним газовых, тепловых и вентиляционных сетей в конце книги приведен список важнейших литературных источников.

§ 4.11. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ НА АНАЛОГОВЫХ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИНАХ (АВМ)

Для гидравлического расчета водопроводных сетей применяются гидравлические и электрические АВМ.

В гидравлических АВМ участку водопроводной сети отвечает гидравлическое сопротивление в виде диафрагмы с отверстием или в виде перегородки с узкой щелью. Зависимость между потерями напора $h_м$ и расходом $q_м$ для таких сопротивлений

$$h_м = s_м q_м^n \tag{4.85}$$

математически подобна соответствующей зависимости для гидравлических параметров участка

$$h_н = s_н q_н^n. \tag{4.86}$$

Если все сопротивления $s_м$ модели сети сделать пропорциональными соответствующим сопротивлениям участков:

$$s_н = c_s s_м, \tag{4.87}$$

где c_s — коэффициент пропорциональности, то потери напора и участковые расходы модели могут быть пропорциональны потерям напора и расходам сети в натуре:

$$h_н = c_h h_м; \tag{4.88}$$

$$q_н = c_q q_м; \tag{4.89}$$

для этого необходимо обеспечить пропорциональность узловых расходов (имеется в виду гидравлическая задача первого типа).

Между коэффициентами c_s, c_h и c_q имеет место связь:

$$c_h = c_s c_q^n. \tag{4.90}$$

Гидравлические АВМ недороги и сравнительно просты в изготовлении; однако они встречаются крайне редко. Громоздкость, неудобства при сборке и разборке узлов, наполненных водой, коррозия деталей и т. п. — вот основные причины вытеснения этих АВМ другими вычислительными машинами.

Электрические АВМ чаще всего построены по принципу прямого моделирования, при котором силе тока I и напряжению U на модели отвечают расход и напор в натуре (в водопроводной сети).

При прямом моделировании в отдельных АВМ в качестве аналога участка водопроводной сети применяются элементы с естественной вольт-амперной характеристикой

$$U = \sigma I^n, \tag{4.91}$$

где U — падение напряжения на элементе;

σ — постоянный (не зависящий от силы тока) коэффициент сопротивления.

Такими элементами обычно являются лампы накаливания. Для получения необходимого коэффициента сопротивления применяют лампы с различными параметрами, а также соединяют их в группы (например, АВМ Днепропетровского горного института). Для уменьшения числа ламп в элементе в него вводят автотрансформатор, позволяющий изменять в широких пределах коэффициент сопротивления σ и поддерживать постоянное значение показателя n (АВМ Киевского инженерно-строительного института).

Широкое распространение получили АВМ с элементами, аппроксимирующими нелинейную зависимость (4.91) прямолинейными отрезками (АВМ Института горного дела АН СССР и АВМ Академии коммунального хозяйства имени К. Д. Памфилова). В таких элементах имеются диоды, которые с повышением напряжения на концах элемента подключают в цепь дополнительные сопротивления, что приводит к увеличению коэффициента пропорциональности r в линейной зависимости

$$U = rI. \tag{4.92}$$

Таким образом, сопротивление r изменяется ступенчато, следствием чего является кусочно-линейная аппроксимация вольт-амперной характеристики (4.91).

В последних моделях АВМ с кусочно-линейной аппроксимацией предусмотрены блоки для расчета сетей с насосами и резервуарами. Наиболее совершенные АВМ имеют печатающие устройства (АВМ Саратовского Гипроннигаза).

До последнего времени применялись АВМ с элементами, в которых сопротивления r изменялись автоматически с помощью особого мотора (АВМ ВОДГЕО).

Известны АВМ с ручной регулировкой переменных линейных сопротивлений. Расчет на подобных АВМ сводится к последовательному изменению сопротивлений с таким расчетом, чтобы имело место равенство

$$r = \sigma = \frac{U}{I^n}, \tag{4.93}$$

что контролируется по приборам, подключаемым к элементу без разрыва цепи. В некоторых моделях контроль выполнения (4.93) осуществляется по вольт-амперной характеристике, нанесенной на осциллографическую трубку.

При прямом электрическом моделировании выдерживается соответствие очертаний водопроводной и электрической сетей. Параметры этих сетей пропорциональны:

$$q = c_q I; \quad h = c_h U; \quad s = c_s s; \tag{4.94}$$

жду коэффициентами пропорциональности существует связь (4.90).

В АВМ, основанной на принципе обратного электрического моделирования, расходу на участке сети отвечает падение напряжения на модели, а потерям напора — сила тока. Вольт-амперная характеристика нелинейного элемента имеет вид:

$$I = \pi U^{1/n}. \tag{4.95}$$

В этом случае очертания водопроводной и электрической сетей оказываются различными, хотя между их элементами выдерживается строгое соответствие. При обратном электрическом моделировании каждому узлу водопроводной сети отвечает кольцо электрической сети и наоборот. Две сети, обладающие таким соответствием, называются дуальными.

Дуальные сети содержат одинаковое число участков и являются плоскими. Первому условию (4.64) одной дуальной сети отвечает второе условие (4.66) другой и наоборот, в связи с чем оказывается возможной зависимость

$$h = c_h I; \quad q = c_q U; \quad P = c_P \pi. \tag{4.96}$$

Между коэффициентами пропорциональности c_h, c_P c_q^* должна иметь место связь:

$$c_h = c_P c_q^{1/n}. \tag{4.97}$$

В качестве нелинейных элементов для АВМ обратного электрического моделирования используются электронные лампы (триоды) УО-186 и нелинейные полупроводниковые сопротивления — варисторы.

Аналоговые вычислительные машины применяются главным образом для гидравлического расчета водопроводных, тепловых, газовых и вентиляционных сетей. Может оказаться целесообразным использование их в учреждениях, специально занимающихся расчетами таких сетей. В других случаях гидравлические расчеты практичнее выполнять на ЦВМ.

§ 4.12. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ НА ЦИФРОВЫХ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИНАХ

Среди технико-экономических задач о водопроводной сети наиболее хорошо изучена задача об определении диаметров труб. Она формулируется следующим образом. Задано очертание сети, известны точки питания и минимально допустимые напоры в узлах сети; известны также участковые расходы. Требуется найти такие диаметры труб, при которых приведенные затраты

$$П = K + TЭ \tag{4.98}$$

имели бы минимально возможное значение.

В (4.98) обозначено:

K — капитальные затраты на водопроводную сеть;

$Э$ — годовые эксплуатационные расходы;

T — срок окупаемости.

При подсчете приведенных затрат достаточно принимать во внимание те стоимости, которые зависят от диаметров трубы. К ним

относят стоимость монтажа единицы длины трубопровода, стоимость содержания сети и затраты на подачу воды насосами.

Приведенные затраты имеют вид:

$$П = \left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{100} T + 1\right) \sum_{i=1}^{t} c_i l_i + \sum_{j=1}^{\omega} \frac{\gamma Q_i H_i^{н}}{102\eta} \gamma_э \cdot 365 \cdot 24\sigma, \quad (4.99)$$

где α_1 и α_2 — отчисления на текущий ремонт и амортизацию;
c — удельная стоимость монтажа труб, руб.;
l — длина участка, *м*;
γ — удельный вес воды, *кгс/л*;
Q — расход точки питания, *л/сек*;
$H^{н}$ — напор насосной станции,
η — к. п. д. насосной станции;
$\gamma_э$ — коэффициент использования электроэнергии;
σ — стоимость электроэнергии, *руб./квт·ч*;
ω — число точек питания с насосами.

Приведенные затраты можно представить в виде функции узловых напоров. При заданных участковых расходах q_{ib}, длине участка и напорах в начале ($H_т$) и конце участка (H_b) диаметр трубы, согласно (4.69), определяется однозначно. По известному диаметру трубы может быть найдена удельная стоимость монтажа c.

Напор насосной станции $H^{н}$ выражается через узловые напоры формулой (4.79). Таким образом,

$$П = F(H) = E \sum_{i=1}^{t} c(H_{ri}; H_{bi}) l_i + D \sum_{j=1}^{\omega} Q_j (H_{kj} - H_{ij}). \quad (4.100)$$

Для сети, показанной на рис. 4.10, *а*, приведенные затраты будут равны:

$$П = E \sum_{i=1}^{10} c l_i + DQ_5'(H_4 - H_5)$$

(напоры H_1 и H_5 предполагаются заданными).

Задача об определении диаметров труб водопроводной сети формулируется следующим образом: минимизировать функцию цели — приведенные затраты $П = F(H)$ при ограничениях вида:

$$H_i \geqslant H_i^{мин}, \quad (4.101)$$

$$H_i \leqslant H_i^{макс}, \quad (4.102)$$

где $H^{макс}$ и $H^{мин}$ — максимально и минимально допустимые значения напоров в узлах.

В данной задаче функция цели нелинейна относительно неизвестных, поэтому она является задачей нелинейного математического программирования.

Так как функция (4.100) строго выпуклая, то при ограничениях (4.101) и (4.102) получается единственное решение, отвечающее вполне определенной оптимальной пьезометрической поверхности.

По известным напорам на концах участка и участковом расходе можно найти наиболее подходящий стандартный диаметр

убы. но поступить иначе, допустив в сети участки, состоящие двух частей различных диаметров. Эти части должны иметь такие длины, чтобы потери напора на всем составном участке были равны подсчитанным машиной.

Нахождение минимума функции $\Pi(H)$ рекомендуется производить по алгоритму модифицированного покоординатного спуска, показанному на рис. 4.14. Информация об очертании сети может представляться в памяти машины так же, как и в первом вариационном методе гидравлического расчета.

Для разветвленных сетей разработан специальный алгоритм «округления» диаметров труб до стандартных значений, основанный на переборе вариантов. Сперва поочередно и независимо «округляются» диаметры труб на всех t участках сети и из t вариантов «округления» выбирается тот, который отвечает наименьшим приведенным затратам; на соответствующем участке закрепляется стандартный диаметр, и участок исключается из дальнейшего рассмотрения. После этого в том же порядке рассматривается сеть, состоящая из $t-1$ участков, и т. д.

Такое «округление» диаметров труб до стандартных значений увеличивает минимальное значение приведенных затрат, отвечающих оптимальной пьезометрической поверхности, на 1—2%.

В описанном порядке определяются диаметры труб для сетей, имеющих один расчетный режим. При двух и более расчетных режимах (например, при расчете сети на максимальное водопотребление и на транзит воды в контррезервуар) используется очевидная зависимость между потерями напора на участке при различных рас-

$$\frac{h'}{h''} = \frac{H'_{\text{г}} - H'_{\text{в}}}{H''_{\text{г}} - H''_{\text{в}}} = \left(\frac{q'}{q''}\right)^2 \tag{4.103}$$

В процессе расчета на ЦВМ изменяются напоры в узлах для одного какого-либо расчетного режима, а соответствующие потери напора для другого расчетного режима находятся по (4.103).

Изложенный метод определения диаметров труб называется оптимизацией пьезометрической поверхности сети по критерию приведенных затрат. Он является наиболее простым из «точных» методов расчета. Простота его обусловлена видом ограничений, налагаемых на узловые напоры.

Среди других методов имеются такие, которые позволяют получить решения за конечное число шагов.

Каждый участок водопроводной сети предполагается состоящим из ряда частей x_{kj}, так что

$$\sum_{j=1}^{p} x_{kj} = l_k; \tag{4.104}$$

здесь j — номер диаметра из таблицы сортамента;

p — число стандартных диаметров труб.

Потеря напора на участке получается равной ($n = 2$):

$$h_k = q_k^2 \sum_{j=1}^{p} A_j x_{kj}. \tag{4.105}$$

Ограничения (4.101), гасаемые узловые напоры, имеют вид:

$$\delta_{fb} = f(x, H^{\text{н}}) = H_f^{\text{н}} + H_i^{\text{f}} - \sum_{k \in M_{sb}} q_k^2 \sum_j A_j x_{kj} - H_b^{\text{мин}} \geqslant 0, \quad (4.106)$$

где f — номер узла с насосной станцией;

b — номер узла, для которого составляется неравенство (4.106);

M_{fb} — множество номеров участков маршрута, соединяющего узел f с узлом b;

H_b — минимально допустимое значение напора в узле b.

Для сети, показанной на рис. 4.10, *а*, ограничения (4.106) имеют вид:

$$\delta'_{4-3} = H_4^{\text{н}} + H_5 - H_3^{\text{мин}} - h_{4-3} \geqslant 0;$$

$$\delta''_{4-3} = H_4^{\text{н}} + H_5 - H_3^{\text{мин}} - h_{4-6} - h_{6-7} - h_{7-3} \geqslant 0;$$

$$\delta'_{1-3} = H_1 - H_3^{\text{мин}} - h_{2-3} \geqslant 0;$$

$$\delta''_{1-3} = H_1 - H_3^{\text{мин}} - h_{2-10} - h_{10-7} - h_{7-3} \geqslant 0;$$

предполагается, что H_5, H_1 и $H_3^{\text{мин}}$ заданы.

Ограничения на трубы, имеющиеся на складе, примут вид:

$$\sum_{k=1}^{t} x_{kj} \leqslant L_j, \quad (4.107)$$

где L_j — общая длина труб j-го диаметра сортамента.

Приведенные затраты выражаются следующим образом:

$$\Pi = F(x, H) = E \sum_{k=1}^{t} \sum_{j=1}^{p} c_j x_{kj} + D \sum_{j=1}^{w} Q_j H_j^{\text{н}}, \quad (4.108)$$

где c_j — удельная стоимость монтажа труб j-го диаметра сортамента.

Задача формулируется следующим образом: минимизировать приведенные затраты (4.108) при ограничениях (4.104), (4.106) и (4.107). Так как функция цели и ограничения линейны относительно неизвестных x и $H^{\text{н}}$, то рассматриваемая задача является задачей линейного математического программирования.

В других методах определения диаметров труб на ЦВМ в качестве неизвестных фигурируют либо диаметры труб, либо удельные сопротивления участков. Ограничения имеют вид (4.106):

$$\delta_{fb} = H_f^{\text{н}} + H_i^{\text{f}} - \sum_{k \in M_{fb}} h_k - h_b^{\text{мин}} \geqslant 0, \quad (4.109)$$

где h — потери напора — функция от диаметра удельного сопротивления.

Ограничения (4.109) обязательно составляются лишь для оконечных узлов и узлов, в которых сходятся потоки. Число ограничений получается равным не менее

$$\mu = m + d + w - 1, \quad (4.110)$$

d — число диктующих точек (число оконечных узлов узлов ходящимися потоками).

Функция цели имеет вид:

$$П = E \sum_{i=1}^{t} c_i l_i + D \sum_{j=1}^{w} Q_j H_j, \qquad (4.111)$$

где c — функция от диаметра или удельного сопротивления.

К решению задачи о минимизации функции цели (4.111) при ограничениях вида (4.109) можно привлечь метод неопределенных множителей Лагранжа. Точное решение в этом случае можно получить, если использовать теорию Куна — Таккера. При замене неравенств (4.109) равенствами получается известное решение Л. Ф. Мошнина.

Для решения сформулированной задачи можно также привлечь метод штрафных функций; тогда она сведется к нахождению минимума функции

$$\psi = П + \sum \lambda_{fb} \delta_{fb}^2, \qquad (4.112)$$

где коэффициент λ является положительной величиной при $\delta < 0$ принимается равным нулю при $\delta \geqslant 0$.

Опыт определения диаметров труб на ЦВМ показал, что точное решение задачи математического программирования позволяет спроектировать сеть с приведенными затратами на 3—5% меньшими, чем у сети, у которой диаметры труб назначены по укрупненным показателям (по таблицам предельных расходов или по экономическому фактору).

Приведенные затраты оптимального решения для кольцевой водопроводной сети зависят от участковых расходов, или, как принято говорить, от предварительного потокораспределения. Перед определением диаметров труб участковые расходы обычно назначаются с таким расчетом, чтобы потоки направлялись к потребителям кратчайшими путями и чтобы при этом в сети имелись резервные емкости на случай выхода из строя какого-либо участка.

Предпринимались попытки минимизации приведенных затрат на кольцевую сеть при незаданных участковых расходах. Установлено, что в этом случае кольцевая сеть вырождается в разветвленную.

§ 4.13. РАСЧЕТ СХЕМЫ С ДВУМЯ И ТРЕМЯ РЕЗЕРВУАРАМИ

В системе водоснабжения иногда, исходя из топографических условий или условий питания водой из нескольких источников, устраивают две или три водонапорные башни с резервуарами. Такая необходимость в установке двух или трех башен с резервуарами возникает иногда и на промышленных площадках с целью уменьшения капитальных затрат на строительство водопровода. Излишки воды, имеющиеся в сети в период падения потребления, аккумулируются, а в период повышенного водопотребления — используются.

На рис. 4.15 изображена схема водоснабжения объекта D из трех резервуаров.

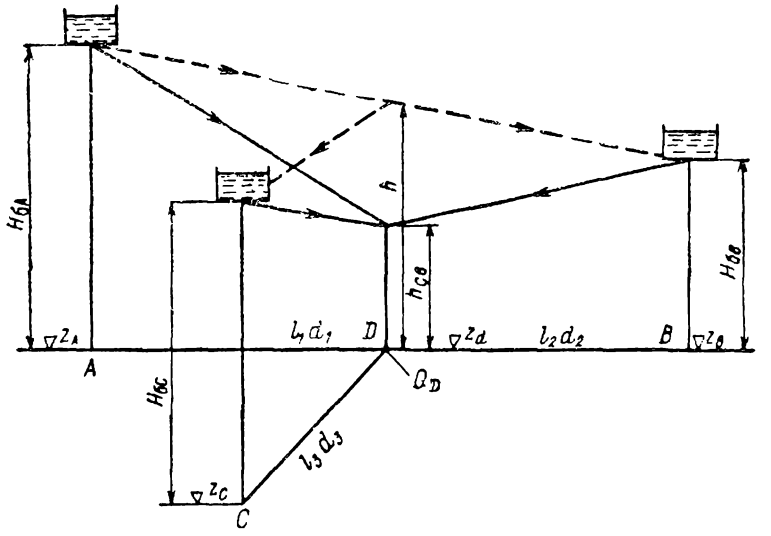


Рис. 4.15. Схема с тремя резервуарами

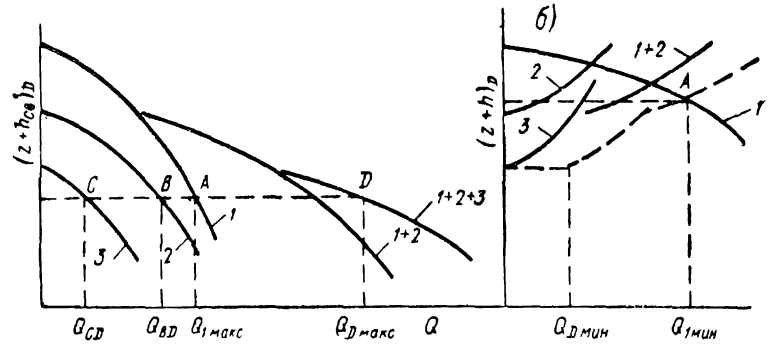


Рис. 4.16. Графики, иллюстрирующие графоаналитический метод решения уравнений:
а – (4,113) – (4,116); *б* – (4,117) – (4,120)

В часы максимального водоразбора объект D снабжается вой из трех резервуаров, при этом имеем:

$$Q_{D\,\text{макс}} = Q_{1\,\text{макс}} + Q_{BD} + Q_{CD}; \tag{4.113}$$

$$Q_{1\,\text{макс}} = K_1 \sqrt{\frac{(z + H_б)_A - (z + h_{св})_D}{1{,}1 l_1}}; \tag{4.114}$$

$$Q_{BD} = K_2 \sqrt{\frac{(z + H_б)_B - (z + h_{св})_D}{1{,}1 l_2}}; \tag{4.115}$$

$$Q_{CD} = K_3 \sqrt{\frac{(z + H_б)_C - (z + h_{св})_D}{1{,}1 l_3}}, \tag{4.116}$$

$h_{св}$ — свободный напор в точке D при максимальном водопотреблении объекта;

z_A, z_B, z_C — геодезические отметки точек A, B и C.

В часы минимального водопотребления через резервуар A идет водоснабжение объекта D и пополняются запасы воды в резервуарах, расположенных в точках B и C:

$$Q_{D\,\text{мин}} = Q_{1\,\text{мин}} - Q_{DB} - Q_{DC}; \tag{4.117}$$

$$Q_{1\,\text{мин}} = K_1 \sqrt{\frac{(z + H_б)_A - (z + h_{\text{макс}})_D}{1{,}1 l_1}}; \tag{4.118}$$

$$Q_{DB} = K_2 \sqrt{\frac{(z + h_{\text{макс}})_D - (z + H_б)_B}{1{,}1 l_2}}; \tag{4.119}$$

$$Q_{DC} = K_3 \sqrt{\frac{(z + h_{\text{макс}})_D - (z + H_б)_C}{1{,}1 l_3}}. \tag{4.120}$$

Решение четырех уравнений (4.113)—(4.116) или (4.117)—(4.120) с четырьмя неизвестными удобнее всего производить графоаналитическим методом, как показано на рис. 4.16, *а* для первого случая и на рис. 4.16, *б* — для второго случая.

Считая напор в точке D переменным, согласно уравнениям (4.114)—(4.120) строят характеристики ветвей *1*, *2* и *3*.

В первом случае, поскольку трубопроводы *1*, *2* и *3* работают параллельно, складываются их характеристики. Ордината точки D пересечения суммарной характеристики с вертикалью, проведенной на расстоянии $Q_{D\,\text{макс}}$, дает действительный напор в узловой точке D, а абсциссы точек A, B, C — расходы в трубопроводах AD, BD и CD.

Во втором случае трубопроводы *2* и *3* работают параллельно, а поэтому складываются характеристики ветвей *2* и *3*. Затем суммарная характеристика $2 + 3$ отодвигается вдоль оси абсцисс вправо на величину $Q_{D\,\text{мин}}$. Ордината точки A пересечения смещенной суммарной характеристики $2 + 3$ и характеристики ветви *1* дает действительный напор в узловой точке D, а абсцисса — суммарный расход $Q_{1\,\text{мин}}$.

Задача с двумя или тремя резервуарами может быть решена на ЦВМ первым вариационным методом как задача второго типа.

§ 4.14. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ВОДОВОДОВ

Диаметры напорных водоводов обычно выбирают из табл. 4.6—4.9. Особенностью расчета водоводов является расчет их по заданной степени обеспеченности подачи по ним воды к объекту.

Если имеется m параллельных водоводов и каждая труба переключениями между водоводами разделена на $n+1$ участков, то при аварии на одном из участков одного из водоводов гидравлическое сопротивление водоводов увеличится в α раз:

$$\alpha = 1 + \frac{2m-1}{(n+1)(m-1)^2}, \qquad (4.121)$$

а подача воды центробежными насосами сократится в $\beta/\sqrt{\alpha}$ раз. Коэффициент β зависит от характеристик насоса и водоводов.

Если напор в начальном сечении водовода при любых расходах Q остается постоянным (например, при подаче из напорного резервуара с постоянным горизонтом воды), то $\beta = 1$.

В табл. 4.16 и 4.17 приведены значения α β для некоторых случаев.

При повреждении узла с перемычкой (или двух участков водовода) увеличение сопротивления составит:

$$\alpha' = 1 + \frac{2(2m-1)}{(n+1)(m-1)^2}. \qquad (4.122)$$

В табл. 4.18 приведены значения α', рассчитанные по формуле (4.122).

Таблица 4.16

Значения α и $1/\sqrt{\alpha}$ при выключении одного участка водоводов

Число водоводов	Коэффициенты							
		0			3	4	7	9
2	α	4	2,5	2	1,75	1,6	1,38	1,3
	$1/\sqrt{\alpha}$	0,5	0,63	0,71	0,76	0,79	0,85	0,88
3	α	2,25	1,62	1,42	1,31	1,25	1,17	1,125
	$1/\sqrt{\alpha}$	0,67	0,78	0,84	0,87	0,89	0,92	0,94

Таблица 4.17

Средние значения β и отношения аварийной подачи воды к нормальной для насосов 12НДС и 14НДС

Расчетные параметры	Число участков			
	2	3	4	5
β	1,24	1,17		1,12
$\beta/\sqrt{\alpha}$	0,78	0,83		0,9

Таблица 4.18

Значения α' и $1/\sqrt{\alpha'}$ при выключении двух участков водоводов

Число водоводов	Коэффициенты	Число переключений						
		1	2	3	4	5	6	7
2	α'	4	3	2,3	2,2	2	1,75	1,5
	$1/\sqrt{\alpha'}$	0,5	0,5	0,63	0,675	0,71	0,76	0,82
3	α'	2,25	1,83	1,62	1,5	1,42	1,31	1,25
	$1/\sqrt{\alpha'}$	0,67	0,74	0,78	0,82	0,84	0,88	0,9

Целесообразность дублирования линий водовода или устройства на нем достаточных резервных емкостей решается путем технико-экономического обоснования.

Продолжительность ликвидации аварии на водоводах устанавливается по проекту СНиП III-Г.3—73: для труб диаметром до 400 мм и при глубине промерзания грунта до 2 м — 8 ч, при большей глубине промерзания — 12 ч, а для труб диаметром более 400 мм — соответственно 12 и 24 ч (но не менее 6 ч).

При аварии на водоводах должна быть обеспечена подача воды на хозяйственные нужды — не менее 50% расчетного расхода и на нужды промышленных предприятий — по аварийному графику.

Глава пятая

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ УДАР

§ 5.1. ИСХОДНЫЕ УСЛОВИЯ РАСЧЕТА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА

Гидравлические удары в водоводах вызываются быстрым изменением скорости движения жидкости (вследствие изменения степени закрытия затвора, а также включения и выключения из работы насосов) и сопровождаются большим повышением давления. Меры, ограничивающие это повышение допустимым пределом, принимаются на основании расчетов гидравлического удара, с учетом условий работы данного водовода.

Согласно теории, разработанной Н. Е. Жуковским, изменения напора ΔH связываются с изменением скорости движения воды в напорном трубопроводе на величину Δv формулой

$$\Delta H = -\frac{a}{g}\Delta v, \tag{5.1}$$

где g — ускорение силы тяжести, равное 9,81 *м/сек*^{2};

a — скорость распространения по трубопроводу волн изменения давления, *м/сек*.

Скорость a при отсутствии торцевого закрепления трубы определяется по формуле

$$a = \sqrt{\frac{g}{\gamma} E_ж \left[1 + (1 - \mu^2)\frac{d}{\delta} \cdot \frac{E_ж}{E_т}\right]^{-0,5}} \tag{5.2}$$

где d и δ — диаметр и толщина стенок трубопровода;

μ — коэффициент Пуассона, равный для стальных труб 0,25—0,33, для полиэтиленовых труб 0,32—0,5;

$E_ж$ — модуль упругости воды;

$E_т$ — модуль упругости материала труб, равный:

для стали	$2{,}1 \cdot 10^6$ *кгс/см*^{2}
» чугуна	$1{,}0 \cdot 10^6$ »
» бетона	$2{,}0 \cdot 10^5$ »
» полиэтилена	$(14 \div 20) \cdot 10^3$ »
» винипласта	$(28 \div 30) \cdot 10^3$ »
» стеклопласта	$(5 \div 10) \cdot 10^4$ »
» резины	20 — 60 »

Для железобетонных труб значения $E_т$ и δ в формуле (5.2) берутся для бетона, но в величину $E_т$ вводится множитель $(1 + 9{,}5\alpha) = 1{,}14 \div 1{,}47$, где α — коэффициент армирования, обычно равный $0{,}015 \div 0{,}05$.

Без наличия нерастворенного в воде воздуха при $E_ж = 2{,}1 \cdot 10^4$ *кгс/см*^{2} скорость ударной волны равна:

$$a_0 = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{2{,}1 \cdot 10^4}{E_т} \cdot \frac{d}{\delta}}} \quad [м/сек]. \tag{5.3}$$

С учетом нерастворенного в воде воздуха через $E_ж$ по формуле (1.8) скорость a оказывается зависящей от ударного давления Δp:

$$a = a_0 \left[1 + \varphi_0 \frac{\rho p_a a_0^2}{(p_{ст} + \Delta p)^2}\right]^{-0{,}5} \tag{5.4}$$

где $p_{ст}$ — абсолютное статическое давление;

ρ — плотность воды.

В табл. 5.1 приведены значения a_0, вычисленные по формуле (5.2).

В табл. 5.2 представлены результаты расчета по формуле (5.4) для некоторых случаев.

Поскольку зависимость между повышением давления и уменьшением скорости, согласно (5.1) с учетом (5.4), оказывается нелинейной, постольку при расчетах гидравлического удара в водоводах

Таблица 5.1

Значения a_0 для стальных и чугунных труб

d, *мм*	a_0, *м/сек*		d, *мм*	a_0, *м/сек*	
	стальные трубы	чугунные трубы		стальны трубы	чугунные трубы
100	1267	1276	500	1153	1107
150	1254	1235	600	1146	1093
200	1246	1204	700	1133	1093
250	1234	1181	800	1137	1093
300	1234	1162	900	1126	1093
400	1163	1126	1000	1118	1093

Таблица 5.2

Зависимость относительного изменения скорости распространения волны гидравлического удара от газосодержания и относительного давления (a_0/a)

Φ_0, %	$a_0\sqrt{\rho p_a}/(p_{ст} + \Delta p)$				
	5	10	20	30	50
0,1	1,01	1,05	1,19	1,38	1,87
0,5	1,06	1,23	1,73	2,35	3,68
1,0	1,12	1,42	2,24	3,16	5,10
1,5	1,17	1,58	2,65	3,82	6,22

с учетом влияния нерастворенного в воде воздуха в количестве от 0,5 до 1,5% можно принимать следующие значения отношения скорости ударной волны к наибольшей скорости, соответствующей полному отсутствию в воде нерастворенных газов:

горе 10 *м*	20—40%
» 25	30—55%
50	40—70%

Если трубопровод уложен в грунте, то упругий отпор грунта как бы увеличивает толщину стенок трубы. Следовательно, в (5.2) или (5.3) δ надо увеличивать, согласно решениям В. С. Дикаревского, в $\alpha_{гр}$ раз:

$$\alpha_{гр} = 1 + \frac{E_{гр}}{2{,}7E_т} \cdot \frac{d}{\delta}, \tag{5.5}$$

где $E_{гр}$ — модуль упругости грунта, равный:

для песка	400 *кгс/*
» суглин	350
глины	300

Упругий отпор грунта нужно учитывать только при расчете волн повышенного давления и в основном для пластмассовых труб.

Волны изменения давления и скоростей движения жидкости, вызванные изменением степени открытия затвора или режима работы насоса и распространяющиеся от первичного источника возмущения со скоростью a, называются прямыми. При подходе прямых волн к резервуарам, местам отбора воды из трубопровода, местам разрыва сплошности потока и т. д. они отражаются и в виде отраженных волн распространяются в направлении, обратном движению прямых волн, достигая через некоторое время того места, где возникли прямые волны, — задвижки или насоса.

Время, в течение которого волна возмущения возвратится к источнику возмущения в виде обратной волны, называется фазой удара $t_ф$. Если длина водовода l, то фаза удара

$$t_ф = \frac{2l}{a}. \tag{5.6}$$

Удар, получающийся, когда отраженная отрицательная волна не успевает подойти к затвору до момента его полного закрытия, называется прямым гидравлическим ударом, т. е. когда

$$t_ф > T, \tag{5.7}$$

где T — время полного закрытия сечения водовода затвором.

Непрямым гидравлическим ударом называется удар, получающийся, когда отраженная волна успевает подойти к затвору до момента его полного закрытия, т. е. когда

$$T > t_ф. \tag{5.8}$$

Время T закрытия затворов с электроприводами указывается в каталоге арматуры Главармалита.

§ 5.2. РАСЧЕТ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА В ПРОСТОМ ТРУБОПРОВОДЕ

Перед закрытием затвора в трубопроводе под действием напора развивается средняя скорость

$$v_0 = \varphi_0 \sqrt{2gH_0}, \tag{5.9}$$

где φ_0 — коэффициент скорости в начальный момент времени:

$$\varphi_0 = \frac{1}{\sqrt{\zeta_0 + \zeta_з}}; \tag{5.10}$$

$\zeta_0 = 1 + \zeta_с$ при истечении в атмосферу;
$\zeta_0 = \zeta_с$ при истечении под уровень;
$\zeta_с$ — безразмерный коэффициент сопротивления системы (без учета регулирующего затвора), определяемый по (3.24);
$\zeta_з$ — коэффициент сопротивления затвора в начальный момент (перед началом закрытия его), определяемый по табл. 3.20, 3.21, 3.24 или по графикам на рис. 3.17, 3.19—3.23 в зависимости от степени начального открытия.

При закрытии затвора, вследствие дополнительного сопротивления его, скорости течения в трубопроводе уменьшаются.

Благодаря изменениям скоростей течения перед затвором возникают прямые волны повышения давления, распространяющиеся вдоль трубопровода со скоростью a против течения. При подходе прямых волн к резервуарам возникают отраженные обратные волны, которые с той же скоростью a распространяются от резервуара к затвору. Если сосредоточить все гидравлические сопротивления трубопровода в условной диафрагме, установленной перед затвором, то средняя скорость v при данной степени открытия затвора и увеличении напора на ΔH от гидравлического удара выразится так:

$$H_0 + \Delta H = (\zeta_0 + \zeta_з)\frac{v^2}{2g}, \tag{5.11}$$

где $\zeta_з$ — коэффициент сопротивления затвора при данной степени его открытия.

В течение первой фазы, т. е. в течение промежутка времени $t_ф = 2l/a$ от начала закрытия затвора до возвращения отраженной от напорного резервуара волны, нарастание напора будет следовать закону Н. Е. Жуковского:

$$\Delta H = \frac{a}{g}(v_0 - v). \tag{5.12}$$

Уравнения (5.11) и (5.12) позволяют определять скорость и повышение напора в любой момент первой фазы.

Если в течение первой фазы затвор закроется, то произойдет прямой гидравлический удар, и повышение напора при этом, согласно (5.12),

$$\Delta H_{пр} = \frac{a}{g} v_0. \tag{5.13}$$

Расчет гидравлического удара, вызываемого

H_0=...м; ...м/сек;

		$\frac{t}{T}$	Степень закрытия затвора		φ_k по (5.16)	$\frac{\rho\varphi_k}{\varphi_0}$	$\left(\frac{\rho\varphi_k}{\varphi_0}\right)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
	$2t_\Phi$	$1/n$					
n	nt_Φ		0	∞		0	0

Если к концу первой фазы затвор не успеет закрыться, то отраженная от резервуара волна понижения давления достигнет затвора раньше, чем произойдет полное повышение напора. Обратная волна понижения давления, подойдя к затвору, уменьшит скорость течения в трубопроводе перед затвором и давление прямой волны. Эта новая прямая волна, в свою очередь, будет распространяться по трубопроводу и вновь вызовет отраженную обратную волну. Поэтому изменение напора в сечении у затвора в течение второй и всех последующих k-х фаз будет определяться взаимодействием прямых и обратных волн по формуле

$$\frac{\varphi_k}{\varphi_0}\sqrt{1+\frac{\Delta H_k}{H_0}}=1-\frac{1}{2\rho}\cdot\frac{\Delta H_k}{H_0}-\frac{1}{\rho}\sum_{i=1}^{k-1}\frac{\Delta H_i}{H_0}, \qquad (5.14)$$

где ρ — ударный параметр трубопровода:

$$\rho=\frac{av_0}{2gH_0}=\varphi_0^2\frac{a}{v_0}; \qquad (5.15)$$

φ_0 и φ_k — коэффициенты скоростей в начальный и в конечный моменты времени, определяемые по (5.10) (5.16):

$$\varphi=\frac{1}{\sqrt{\zeta_0+\zeta_3}}. \qquad (5.16)$$

Уравнение (5.14) можно представить в таком виде:

$$\Delta H_k=2H_0\left\{\left[\rho-\frac{1}{H_0}\sum_{i=1}^{k-1}\Delta H_i+\left(\frac{\rho\varphi_k}{\varphi_0}\right)^2\right]-\right.$$

$$\left.-\frac{\rho\varphi_k}{\varphi_0}\sqrt{1+2\left(\rho-\frac{1}{H_0}\sum_{i=1}^{k-1}\Delta H_i\right)+\left(\frac{\rho\varphi_k}{\varphi_0}\right)^2}\right\}. \qquad (5.17)$$

Таблица 5.3

закрытием затвора, по (5.17)

$t_\Phi =$ $T = \ldots$; $\rho = \ldots$

$\frac{1}{H_0}\sum_{i=1}^{k-1}\Delta H_i$	ρ−(9)+(8)	$2\left(\rho - \frac{1}{H_0}\sum_{i=1}^{k-1}\Delta H_i\right)$	$\sqrt{1+(11)+(8)}$	(12) $\frac{\rho\varphi_k}{\varphi_0}$	ΔH_k по (5.17)
	10	11	12	13	14
0		2ρ			ΔH_1
$\frac{1}{H_0}\Delta H_1$					ΔH_2
				0	ΔH_n

Из (5.14) и (5.17) видно, что повышение напора в k-й фазе зависит не только от степени открытия, а следовательно от φ_k, но и от суммы повышений напора ΔH_i, имевших место в предыдущих фазах для моментов $t_i = it_\Phi = (k-1)t_\Phi$, $(k-2)t_\Phi$ и т. д.

Результаты расчетов, выполняемых по формуле (5.17), удобно свести в табл. 5.3.

Время t следует принимать кратным времени фазы ($t_1 = t_\Phi$, $t_2 = 2t_\Phi$ и т. д.), т. е. вычислять изменения напоров в конце фаз. В графу 9 надо подставлять сумму предыдущих значений из графы 14.

Ввиду того, что на начальной стадии закрытия затвора его гидравлическое сопротивление сравнительно невелико, то в ряде случаев будет достаточен сокращенный расчет, проведенный при условии, что время закрытия затвора до степени, соответствующей его сопротивлению

$$\zeta_з = \zeta_0\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right) + \zeta_з \approx 0{,}1\zeta_0 + \zeta_з, \tag{5.18}$$

принимается как бы за первую условную фазу, т. е. в течение этого времени повышение давления можно рассчитывать без учета наложения обратных волн, как для первой фазы.

В момент полного закрытия, т. е. при $t = T$ $\varphi_n = 0$,

$$\Delta H_n = 2H_0\left(\rho - \frac{1}{H_0}\sum_{i=1}^{n-1}\Delta H_i\right), \tag{5.19}$$

где n — число фаз до полного закрытия затвора.

После закрытия затвора подходящие к нему волны понижения давления, отраженные от резервуара, будут вызывать такие же волны. Через промежуток времени l/a после закрытия затвора у резервуара возникает волна понижения напора $\Delta H_1''$, определяемая с учетом потерь напора в водоводе, условно сосредоточенных в двух

одинаково расположенных по его концам диафрагмах:

$$\Delta H_1'' = 4H_0\rho^2\left(\sqrt{1+\frac{\Delta H_n}{2H_0\rho^2}}-1\right)\approx \Delta H_n\left(1-\frac{\Delta H_n}{8H_0\rho^2}\right). \quad (5.20)$$

Распространение этой волны вызовет образование в водоводе скорости движения воды в обратном направлении, равной $v_{обр}=\frac{g}{a}\Delta H''$. Гашение этой скорости у затвора приведет к снижению напора на

$$\Delta H'' = \frac{a}{g}v_{обр}. \quad (5.21)$$

Потери напора наряду с потерей энергии на упругие деформации стенок трубы и воды приводят к постепенному уменьшению амплитуды колебания напоров.

Отношение последующей амплитуды к предыдущей (с промежутком времени в одну фазу ударной волны) равно $e^{-\frac{1}{2}\rho}$ [5].

Если волна понижения давления $\Delta H_1''$ окажется больше статического напора в водоводе относительно уровня воды в напорном резервуаре $H_{ст}$, т. е. $\Delta H_1'' > H_{ст}$, то в водоводе произойдет разрыв сплошности потока и давление упадет до предела $H_{пред}\approx 1\div 2$ *вод. ст.*

$$\Delta H''_{пред} = H_{ст} + h_{вак.\ доп} \approx H_{ст} + 8\ [м\ вод.\ ст.]. \quad (5.22)$$

В трубопроводе, оборудованном вантузом для впуска возду давление может упасть до атмосферного, т. е.

$$H''_{пред} = H_{ст}. \quad (5.23)$$

По окончании заполнения разрыва сплошности потока водой, когда воздух беспрепятственно (без сжатия) выходит из этого пространства трубопровода, повышение давления может достигнуть (примерно)

$$\Delta H_{макс} = 2H_{ст} + \Delta H_1''. \quad (5.24)$$

Пример 1. В водоводе длиной $l = 2000$ *м* при полностью открытом затворе $v_0 = 1$ *м/сек* и потери напора $h_{t0} = 5$ *м*. Рассчитаем гидравлический удар при условии, что затвор, установленный в конце водовода, закрывается равномерно в течение 80 *сек*. Примем $a = 1000$ *м/сек*, $H_{ст} = 85$ *м*.

Таблица 5.4

Расчет примера по (5.17) при $t_ф = 4$ *сек*, $\rho = 10{,}2$

	t, *сек*	h/d	φ	$(\varphi)^2$	$\Delta H_k/H_0$	ΔH_k, *м*
1	52	0,65	0,964	0,928	0,07	0,35
2	56	0,7	0,944	0,890	0,095	0,475
3	60	0,75	0,910	0,827	0,156	0,78
4	64	0,8	0,857	0,735	0,246	1,23
5	68	0,85	0,758	0,575	0,473	2,36
6	72	0,9	0,597	0,357	1,02	5,11
7	76	0,95	0,356	0,127	2,56	12,8
8	80	1,0	∞	0	11,16	55,7

До закрытия затвора, равного $h/d = 0{,}65$, котором сопротивление затвора составляет примерно 8% от начального с и отивления трубопровода, повышение напора считаем, как для первой фазы. При этом з крытие до 0,65 происходит за 52 *сек*. Результаты расчета сведены в табл. " .

Понижение да ления через фазу после закрытия, по .20),

$\Delta H_1'' = 55 \text{ м} < H_{ст}$.

Согласно решениям М. М. Андрияшева, при $\rho \leqslant 0{,}7$ дарное давление в водоводе будет не выше статического и, следовательно, расчета гидравлического удара не требуется.

§ 5.3. РАСЧЕТ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА ПРИ ВНЕЗАПНОМ ВЫКЛЮЧЕНИИ НАСОСОВ

После отключения электропитания число оборотов насоса уменьшается, что влечет за собой как снижение развиваемого им напора, так и его производительности. Эта связь выражается характеристиками $Q - H$ насоса при различных числах оборотов. Если характеристики насоса описываются уравнением

$$H = \beta^2 h_{пр} - s_н Q^2, \tag{5.25}$$

то ординаты кривой $Q - H$ при числе оборотов $n < n_0$ будут ниже, чем при числе оборотов n_0 (кривой $H_0 - Q$), на

$$\Delta H = h_{пр}(1 - \beta^2); \tag{5.26}$$

здесь β — отношение числа оборотов насоса n к нормальному числу оборотов n_0 при его работе.

Значения $h_{пр}$ и $s_н$ для водопроводных и канализационных насосов различных марок приведены в приложении 9 (по данным В. Г. Ильина и Е. А. Прегера).

Связь между изменениями напора ΔH в водоводе и производительности насоса ΔQ выражается формулой

$$\Delta H = \frac{am}{gn\omega} \Delta Q, \tag{5.27}$$

m — число одновременно работающих насосов;

n — число водоводов, по которым подается вода насосами;

ω — площадь поперечного сечения водовода.

Число оборотов насоса с момента его выключения до подхода к насосу отраженных волн может быть определено по следующей формуле:

$$\frac{t}{T_a} = \frac{1 + C}{\sqrt{C}} \left(\operatorname{arctg} \sqrt{\frac{\delta_{ср}}{C}} - \operatorname{arctg} \frac{\beta}{\sqrt{C}} \right), \tag{5.28}$$

где t — время с момента выключения насоса;

T_a — время разгона насосного агрегата;

C — среднее отношение момента, затрачиваемого на трение в сальниках и подшипниках насоса, к моменту, потребляемому насосным агрегатом при нормальном числе оборотов; $C = 0{,}01 \div 0{,}02$;

β — относительное число оборотов в рассматриваемый момент времени;

$\delta_{ср}$ — отношение мощности N_0' при числе оборотов n_0, найденной по кривой пропорциональное мощности N соответствующей рабочей точке н

Время разгона насосного агрегата

$$T_a = \frac{\pi GD^2}{120g} \cdot \frac{n_0}{M_0} \approx 2{,}75 \cdot 10^{-6} GD^2 \frac{n_0^2}{N_0}; \qquad (5.29)$$

здесь GD^2 — маховой момент насосного агрегата в *кгс/см*², который с допустимой точностью может быть принят равным маховому моменту электродвигателя;

M_0 и N_0 — момент и мощность, потребляемые насосом при нормальном режиме его работы, *кгс·м* и *квт*

Для диапазона β от 1 до 0,5 с достаточной точностью вместо (5.28) можно принять:

$$\beta = \frac{T_a}{T_a + \delta_{ср} t}, \qquad (5.30)$$

или

$$\frac{t}{T_a} = \frac{1-\beta}{\beta \delta_{ср}}. \qquad (5.31)$$

Если в процессе удара рабочая точка насоса перемещается по кривой пропорциональности, то $\delta = 1$.

При $T_a < 0{,}5\Delta t$ рабочее колесо насоса за промежуток времени Δt, согласно М. М. Чадриняшеву, остановится и может получить обратное вращение.

Изменение во времени развиваемого насосом напора в течение первой фазы (до подхода к нему отраженных волн изменения давления) определяется в следующем порядке.

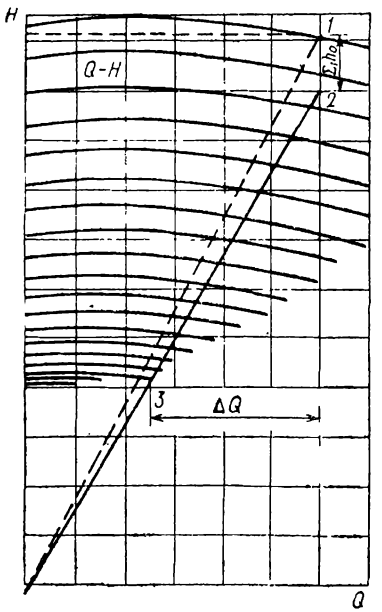


Рис. 5.1. К расчету понижения напора вследствие уменьшения числа оборотов насоса

1. Строится характеристика $Q - H$ насоса при различных числах оборотов, и на ней отмечается рабочая точка насоса (точка *1* на рис. 5.1) с координатами H_0 и Q_0.

2. Вычисляется величина потерь напора в водоводе h_0, которая условно концентрируется в диафрагме, устанавливаемой в начале водовода, и по ней находится точка *2* статического напора $H_{ст}$; эта точка расположена ниже рабочей точки насоса на величину $h_0 = H_0 - H_{ст}$.

3. На оси абсцисс отмечается точка *3*, соответствующая расходу

$$Q_3 = Q_0 - \frac{gn\omega}{am} H_{ст}, \qquad (5.32)$$

при котором, согласно уравнению (5.27), напор падает до нуля (т. е. $\Delta H = H_{ст}$). Точки *2* и *3* соединяются прямой, выражающей уравнение (5.27).

По формуле

$$h_1 = \left(\frac{Q_0 - \Delta Q}{Q_0}\right)^2 h_0 \qquad (5.33)$$

определяются потери напора в водоводе при расходах воды, меньших Q_0, и строится кривая изменения напора у насоса (пунктирная линия на рис. 5.1). Пересечением этой кривой с кривыми $Q - H$ насо определяются его рабочие точки при различных числах оборотов.

Вместо графических построений по пп. 1—4 зависимость изменения напоров в водоводе от чисел оборотов насоса выражена нами учетом (5.25) аналитически:

$$\beta^2 = H_{ст} + sQ^2 - \frac{am}{gn\omega}(Q_0 - Q) \approx$$

$$\approx H + s_н\left(Q_3 + \frac{gn\omega}{am} \cdot \frac{H_{ст}}{H_{ст} + h_0} H\right)^2 \qquad (5.34)$$

$= s_н + s_в$;

$s_в$ — сопротивление водовода.

5. По (5.31) определяется время уменьшения числа оборотов до величин, для которых найдены напоры в начале водовода, и на основании этого строится график изменения во времени развиваемого насосом напора.

На основании данных указанного графика строится по длине водовода кривая минимальных напоров, определяющая напор в каждой точке в момент подхода к ней отраженной волны повышения давления. Подход этой волны происходит в момент

$$t_1 = \frac{2l - x}{a}, \qquad (5.35)$$

l — полная длина водовода;

x — расстояние от насосной станции до рассматриваемой точки.

В этот момент к рассматриваемой точке водовода подойдет волна понижения давления, которая возникла у насоса в момент $t' = 2\frac{l - x}{a}$. По графику определяются места и время образования разрывов сплошности потока в водоводе. Если не учитывать инерции насосного агрегата, то оценить вероятность разрывов сплошности потока можно путем сопоставления величины вакуума образующегося в высшей точке водовода при поступлении в него воды под действием атмосферного давления, с предельно допустимой $h_{вак.доп}$ (при нормальных условиях работы водопроводов и температуре воды 25—30° С эту величину можно принимать равной 8—9 *м вод. ст.*):

$$h_{вак} = z_в + s_{0-в}\left[Q_0 - \frac{g\omega}{a}(H_б + z_б)\right]^2 \qquad (5.36)$$

Q_0 — начальный (до у[illegible] расход воды в водоводе площадью ω при скорости v_0;

$H_б$ — высота водонапорной башни на уровнем оси водово[illegible] в месте его примыкания к башне;

$z_б$ — превышение оси водовода в месте его примыкания к башне над уровнем воды в источнике;

$z_в$ — превышение высшей точки водовода над уровнем воды в источнике;

$s_{0-в}$ — сопротивление насоса и трубопровода (включая фасонные части и арматуру) на участке от источника до рассматриваемой точки водовода.

Сопротивление насоса при прямом вращении его рабочего колеса $s_н$ может быть взято из приложения 9; при обратном движении воды через него — как при свободном его вращении ($s_{об}$), так и неподвижном, заторможенном рабочем колесе ($s_т$) — оно примерно в три раза больше, чем $s_н$.

Если $h_{вак} < h_{вак\text{-}до}$ то опасность разрывов сплошности потока исключается.

Расчет гидравлического удара после отраженных волн весьма трудоемок. Ниже даны приближенные формулы для оценки опасности гидравлического удара при применении для защиты водовода от него следующих мероприятий: впуск в места разрыва сплошности потока воздуха и его защемление; впуск воды, предотвращающий разрыв сплошности потока; сброс воды из водовода через насос; сброс воды из водовода, минуя насос; установка в промежуточных точках водовода обратных клапанов [43 и 5].

§ 5.4. ОЦЕНКА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА ПРИ ПРИМЕНЕНИИ ПРОТИВОУДАРНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

1. При отсутствии разрывов сплошности потока максимальный напор в водоводе, оборудованном обратным клапаном, не может превышать величины

$$H_{макс} = 2H_б + z_к + h_{вак.\ доп} \tag{5.37}$$

при

$$\frac{av_0}{g} \geqslant (H + z)_б$$

или величины

$$H_{макс} = H_б + z_к + \frac{av_0}{g} \tag{5.38}$$

при

$$\frac{av_0}{g} < (H + z)_б;$$

здесь $H_{м\ кс}$ — максимально возможный напор в водоводе относительно отметки оси обратного клапана;

$z_к$ — превышение оси клапана над уровнем воды в водоприемнике.

2. Величина $H_{макс}$ может быть снижена до допустимого $H_{доп}$ сбросом воды через предохранительный клапан, установленный вблизи обратного клапана. При этом коэффициент сопротивления предохранительного клапана и трубопровода, отводящего от него воду, не должен быть больше величины

$$\zeta_с = \frac{2a^2}{gH_м} \cdot \frac{\alpha_{доп}}{(1 - \alpha_{доп})^2} - \zeta_{гр}, \tag{5.39}$$

$\zeta_{тр}$ — суммарный коэффициент сопротивления водовода на участке от водонапорной башни до места установки предохранительного клапана (включая фасонные части и арматуру);

$$\alpha_{доп} = \frac{H_{доп}}{H_{макс}}.$$

При заданной величине ζ_c максимальный напор при сбросе воды через клапан $H_{пр}$ определяется по формуле

$$H_{пр} = H_{макс}\left[1 - \frac{a^2\left(\sqrt{\frac{2g}{a^2}H_{макс}(\zeta_c + \zeta_{тр}) + 1} - 1\right)}{gH_{макс}(\zeta_c + \zeta_{тр})}\right]. \quad (5.40)$$

Пример 2. По наклонному водоводу длиной $l=2$ *км* с чугунными трубами диаметром 600 *мм* вода насосами подается со скоростью $v_0=1$ *м/сек*, $Q=0{,}28$ *м³/сек* в напорную башню высотой $H_б=36$ *м*, расположенную на отметке $z_б=4$ *м*. Водовод на отметке $z_к=1$ *м* оборудован предохранительным клапаном системы УкрВОДГЕО (открывающимся при повышении давления) $d_к=150$ *мм*. Вода от клапана отводится по чугунному трубопроводу $d_с=200$ *мм* и $l_с=20$ *м*. Примем $a/g=100$ *сек*, $a=981$ *м/сек*.

Выясним возможность разрыва сплошности потока в водоводе в наивысшей точке с отметкой $z_б$. Принимая сопротивление насоса и трубопроводов до рассматриваемой точки водовода равным $s_{0-в}=\zeta_с/2g\omega^2=130$ *сек²/м⁵*, определим величину вакуума в наивысшей точке водовода после прекращения подачи воды насосом по (5.36):

$$h_{вак}=4+130\left(0{,}28-\frac{0{,}28}{100}\cdot 40\right)^2=7{,}65\ м\ вод.$$

Так как $h_{вак}<8$ *м вод. ст.*, то разрыв сплошности потока в водоводе произойдет. Поскольку в данном случае $av_0/g=100\ м > H_б+z_б=40$ *м*, то максимально возможное повышение давления в водоводе, не оборудованном предохранительным клапаном, согласно (5.37), может достигать $H_{макс}=72+4+8=84$ *м*.

Коэффициент сопротивления сбросного устройства с предохранительным клапаном $\zeta_к=2$, задвижкой $\zeta_з=0{,}1$, переходником $\zeta_{пер}=0{,}2$, тройником $\zeta_{тр}=1{,}28$ коленом $\zeta_{кол}=0{,}37$ (см. § 3.5) составляет $\zeta'_с=145$. Отнесем $\zeta'_с$ к диаметру трубы $d=600$ *мм*:

$$\zeta_с=\zeta'_с\left(\frac{d}{d_с}\right)^4=145\left(\frac{600}{200}\right)^4=1180.$$

Коэффициент сопротивления трубопровода от башни до предохранительного клапана $\zeta_{тр}=84$.

По (5.40) определяем максимальный напор:

$$H_{пр}=84\left[1-0{,}925\left(\sqrt{2{,}16+1}-1\right)\right]=23{,}6\ м.$$

Предположим, что в рассматриваемом примере задана не характеристика сбросного устройства, а величина максимально допустимого (при гидравлическом ударе) напора и что эта величина равна 50 *м*; тогда

$$\alpha_{доп}=\frac{50}{84}=0{,}6.$$

По формуле (5.39),

$$\zeta_с=\frac{2\cdot 981^2}{9{,}81\cdot 84}\cdot\frac{0{,}6}{(1-0{,}6)^2}-84=8750-84=8666,$$

в соответствии с чем и следует подбирать предохранительный клапан, диаметры труб, арматуру и фасонные части сбросного устройства.

3. Если в водоводе, оборудованном обратным клапаном, происходит разрыв сплошности потока, то максимальное повышение напора может достигать величины

$$H_{\text{макс}} - H_{\text{ст}} = \frac{av_0}{g} + 2H_{\text{ст}}, \tag{5.41}$$

где $H_{\text{ст}}$ — статический напор в водоводе относительно уровня воды в источнике.

4. Предохранительный клапан, установленный у обратного клапана в начале водовода для ограничения повышения напора величиной ΔH, не защищает водовод от повышения напора в других точках, происходящего при соударении колонн воды в местах разрывов сплошности потока. Максимальный напор в водоводе в этом случае может достигать величины

$$H_{\text{макс}} = 2H_{\text{ст}} + 0{,}5\left(\Delta H + \frac{av_0}{g}\right). \tag{5.41а}$$

Коэффициент сопротивления сбросного устройства не должен превосходить

$$\zeta_{\text{с}} = 2g\,\frac{H_{\text{ст}} + \Delta H - z_{\text{с}}}{\left[v_0 + \frac{g}{a}\,(2H_{\text{ст}} - \Delta H)\right]^2}, \tag{5.42}$$

где ΔH — превышение напора в водоводе над статическим в месте установки предохранительного клапана;

$z_{\text{с}}$ — отметка выходного отверстия сбросного устройства.

Для ограничения повышения напора в водоводе любой заданной величиной надо во всех местах возможных разрывов сплошности потока установить предохранительные клапаны с коэффициентами сопротивления, вычисленными по (5.42). В местах установки предохранительных клапанов должны быть предусмотрены вантузы.

5. При установке в начале водовода клапана-гасителя, открывающегося при понижении давления, напор в результате соударения колонн воды в промежуточных по длине точках водовода может возрасти до величины

$$H_{\text{макс}} = 1{,}5H_{\text{ст}} + \frac{av_0}{2g}. \tag{5.43}$$

Повышение напора перед клапаном-гасителем определяется формулой

$$\Delta H = \frac{a}{g}\left[U - \sqrt{U^2 - \left(A - \frac{a}{\zeta_{\text{с}}}\right)^2 + 2g\,\frac{H_{\text{ст}} - z_{\text{с}}}{\zeta_{\text{с}}}}\right], \tag{5.44}$$

где при

$$z_{\text{макс}} - z_{\text{с}} \geqslant \frac{a^2}{2g\zeta_{\text{с}}} \tag{5.45}$$

$$U = v_0 + 2\,\frac{g}{a}\,(H_{\text{ст}} - z_{\text{с}}) + \frac{5}{4}\cdot\frac{a}{\zeta_{\text{с}}}, \tag{5.46}$$

а при

$$z_{\text{макс}} - z_{\text{с}} \leqslant \frac{a^2}{2g\zeta_{\text{с}}} \tag{5.47}$$

$$U = v_0 + 2\,\frac{g}{a}\,(H_{\text{ст}} - z_{\text{макс}}) + \sqrt{2g\,\frac{z_{\text{макс}} - z_{\text{с}}}{\zeta_{\text{с}}}} + \frac{a}{\zeta_{\text{с}}}. \tag{5.48}$$

Чтобы напор перед клапаном-гасителем не превышал $H_к$, коэффициент сопротивления сбросного устройства не должен быть больше следующей величины:

при условии (5.45)

$$\zeta_c = g\frac{H_к - z_c}{w^2} - \frac{a}{4w} + \sqrt{\frac{H_к - z_c}{w^3}\left(g^2\frac{H_к - z_c}{w} - \frac{ag}{2}\right)}, \quad (5.49)$$

$$w = v_0 + \frac{g}{a}(3H_{ст} - 2z_c - H_к);$$

при условии (5.47)

$$\sqrt{\zeta_c} = \frac{\sqrt{2g(H_к - z_c)} - \sqrt{2g(z_{макс} - z_c)}}{v_0 + \frac{g}{a}(3H_{ст} - 2z_{макс} - H_к)}; \quad (5.50)$$

$\Delta H = H_к - H_{ст}$ — повышение напора перед клапаном-гасителем;

$H_к$ — напор перед клапаном-гасителем;

$H_{ст}$ — статический напор в водоводе;

ζ_c — коэффициент сопротивления сбросного устройства;

z_c — отметка излива воды из сбросного устройства;

$z_{кс}$ — отметка оси водовода в наиболее высокой точке его профиля.

При сбросе воды через насос, оборудованный тормозом, расчет гидравлического удара производится так же, как при сбросе воды через клапан-гаситель, установленный в начале водовода. В этом случае коэффициент сопротивления ζ_c сбросного устройства должен учитывать гидравлические сопротивления насоса (при движении через него воды в обратном направлении) $\zeta_c = s_{об} \cdot 2g\omega^2 \approx 3s_н \cdot 2g\omega^2$.

Пример 3. Дано: $z_c = 10$ *м*; $g = 50$ *сек*.

Если водовод оборудован обратным клапаном, то при отсутствии мер борьбы с гидравлическим ударом максимальный напор в водоводе из-за разрыва сплошности потока может достигать, согласно (5.41), величины

$$H_{м\ с} = \frac{av_0}{g} + 3H_{ст} = 50 \cdot 2 + 3 \cdot 100 = 400\ м.$$

Предположим, что в начале водовода установлен предохранительный клапан, открывающийся при повышении напора сверх статического на $\Delta H = 20$ *м*. Тогда максимальный напор в водоводе, по (5.41а), может достигать

$$H \qquad 0 + 60 = 260\ м.$$

При этом коэффициент со сброс устройства, формуле (5.42), не должен превышат:

$$\zeta_c = 2 \cdot 9{,}81\frac{100 + 20 - 10}{\left(2 + \frac{2 \cdot 100 - 20}{50}\right)^2} = 2 \cdot 9{,}81\frac{110}{5{,}6^2} = 68.$$

Если в начале водовода установлен клапан-гаситель, то напор в водоводе в результате соударения колонн воды в местах разрыва сплошности потока максимально может, согласно (5.43), достигнуть значения

$$H_{макс} = 1{,}5 \cdot 100 + 50 \cdot \frac{2}{2} = 200\ м.$$

Определим по форму... сбросного устройства при $H_к = 220$ м:

$$\zeta_c = \frac{9{,}87\,(220-10)}{3{,}2^2} - \frac{490}{4\cdot 3{,}2} + \sqrt{9{,}81\,\frac{220-10}{3{,}2^2}\left(9{,}81\,\frac{220-10}{3{,}2} - \frac{490}{3{,}2}\right)} = 323;$$

$$w = 2 + \frac{1}{50}\,(3\cdot 100 - 2\cdot 10 - 220) = 3{,}$$

Так

$$60 - 10 = 50 > \frac{50\cdot 490}{2\cdot 323} =$$

выполняется, то поэтому в данном случае действительно применима форму. (5.49), а не (5.50).

По (5.50) определим, при ... ии ζ_c пап ... клапана не превосходит статический, т. е. $H_к = H_{ст}$:

$$\sqrt{\zeta_c} = \frac{4{,}43\sqrt{100-10} - \sqrt{60-10}}{2+1{,}6} = 2{,}95; \quad \zeta_c = 8{,}7.$$

Условие (5.47)

$$60 - 10 = 50 < \frac{50\cdot 490}{2\cdot 9{,}7} = 1410$$

форму. (5.50)

6. При установке на водоводе вантузов, а выше их (по направлению движения воды) — обратных клапанов, отсекающих отошедшие колонны воды, напор на любом участке водовода в момент гидравлического удара не превысит

$$H_{\text{ус}} = 2z_в - z_н, \tag{5.51}$$

где $z_н$ — отметка оси водовода в месте установки обратного клапана, т. е. в начале рассматриваемого участка водовода;

$z_в$ — отметка оси водовода в конце рассматриваемого участка водовода в месте установки вантуза для впуска воздуха.

Обратные клапаны следует устанавливать на 5—10 м выше (по течению воды) определенных по (5.52) границ отошедших колонн воды.

Расстояние от вантуза до границы отошедш... воды L приближенно равно

$$L = \frac{l}{a}\left[v_0 + \frac{g}{a}\,(2z_в - H_{ст} - z_н)\right] Ц, \tag{5.52}$$

где l — длина рассматриваемого участка водовода;

$Ц$ — целое число отношения

$$Ц, \quad = \frac{v_0 - \frac{g}{a}\,(H_{ст} + z_н - 2z_в)}{2\,\frac{g}{a}\,(z_в - z_н)}. \tag{5.53}$$

Для последнего (верхнего) участка водовода за отметк... $z_в$ следует принимать отметку воды в башне, т. е. $z_в = H_{ст}$.

Впуск и защемление воздуха в месте разрыва сплошности потока осуществляется с помощью автоматически действующих аэрационных клапанов, открывающихся при понижении давления ниже атмосферного. Клапаны устанавливаются в тех точках профиля, где по расчету возможны разрывы сплошности потока. Обычно диаметр отверстия для входа воздуха составляет от 0,15 до 0,2 диаметра водовода. Для впуска и защемления воздуха применяется также обратный клапан, устанавливаемый на ответвлении от водовода под таким углом к горизонту, чтобы тарелка при закрытом клапане находилась в вертикальном положении.

При падении давления в водоводе ниже атмосферного клапан открывается, разрыв сплошности потока заполняется воздухом, находящимся под давлением, близким к атмосферному. При сокращении разрыва сплошности потока воздух начинает выходить из трубопровода, давление его возрастает несколько выше атмосферного, в результате чего клапан закрывается и защемляет оставшийся в водоводе воздух. Давление в образовавшемся в водоводе воздушном пузыре при сокращении длины разрыва сплошности потока постепенно возрастает; воздух, упруго сжимаясь, более плавно изменяет скорости сокращения длины разрыва сплошности потока. В результате давление в водоводе повышается значительно меньше, чем при соударении колонн воды, и может возрасти максимум до величины

$$H_{\text{м кс}} = z_{\text{мин}} + H_{\text{п}}. \qquad (5.54)$$

где $z_{\text{мин}}$ — отметка ниже возможной точки разрыва сплошности потока;

$H_{\text{п}}$ — давление в точке, определяемое по графику рис. 5.2.

На данном графике по оси абсцисс отложены величины $gH_{\text{ст}}/av_0$, а по оси ординат $gH_{\text{п}}/av_0$. На том же графике пунктиром и штрих пунктиром обозначены кривые, построенные на основе результатов исследований К. П. Вишневского.

Участок трубопровода с защемленным в нем воздухом играет роль воздушного колпака. Эффективность впуска и защемления воздуха будет тем больше, чем больше длина воздушного пузыря (по данным ВОДГЕО, при статических напорах в месте расположения клапана до 15 *м вод. ст.*).

Вантуз для выпуска воздуха лучше располагать вне зоны воздушного пузыря, примерно на расстоянии 15 *м* от аэрационного клапана. Аэрационный клапан должен устанавливаться не ближе 100 *м* от насосной станции.

8. Впуск воды в места разрыва сплошности потока производится из специального резервуара, соединенного с водоводом линией, оборудованной обратным клапаном. При уменьшении давления в месте впуска воды при гидравлическом ударе ниже давления, соответствующего уровню воды в резервуаре, обратный клапан открывается, и вода поступает в водовод, устраняя вакуум и разрыв сплошности потока.

Если в остальных точках водовода при этом также не будет происходить разрывов сплошности, то ударный напор в водоводе не превысит удвоенной величины статического напора:

$$H_{\text{уд кс}} = 2H_{\text{ст}}. \qquad (5.55)$$

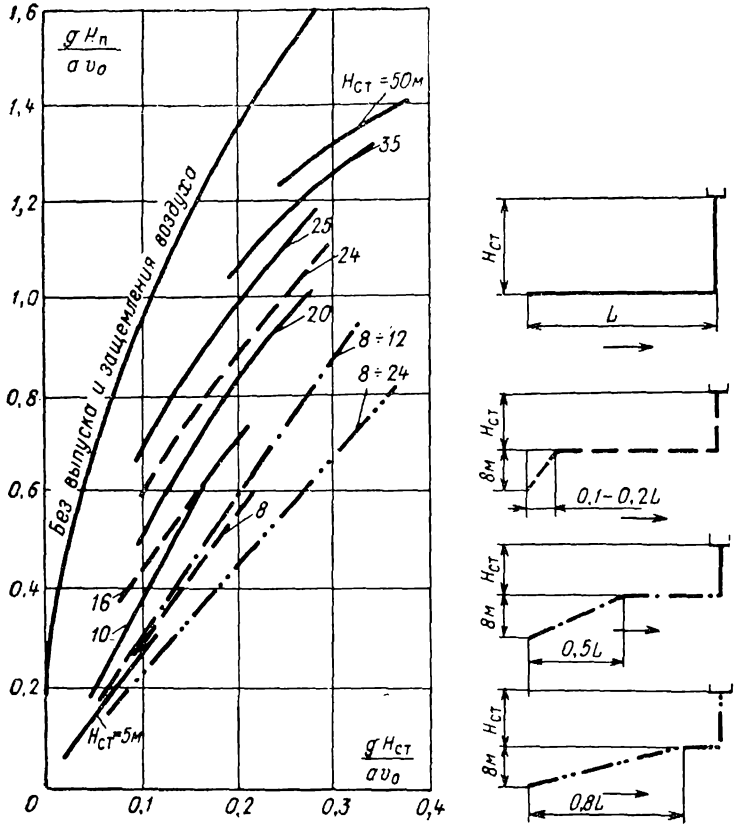


Рис. 5.2. График для предварительного определения опасности гидравлического удара при применении впуска и защемления воздуха Кривые построены для профилей водоводов, показанных соответствующими линиями справа от графика

Объем воды W, который должен быть подан в водовод в месте разрыва сплошности потока, вычисляется по формуле

$$W = \frac{l_1 \omega}{a}\left(v_0 + \frac{g}{a} H_{ст}\right) Ц, \qquad (5.56)$$

где l_1 — расстояние от рассматриваемой точки водовода, в которой возможен разрыв сплошности потока, до конца водовода;
ω — площадь поперечного сечения водовода;
$Ц$ — целое число отношения

$$Ц, \quad = \frac{a}{g} \cdot \frac{v_0 + \frac{g}{a} H_{ст}}{2(H_{ст} - z)}; \qquad (5.57)$$

z — отметка оси водовода в месте разрыва сплошности потока (относительно уровня воды в водоеме, из которого она подается).

9. При установке в начале водовода (оборудованного обратным клапаном) предохранительного клапана, открывающегося при повышении напора до $H_{ст} + \Delta H$, и впуске воды в местах возможных разрывов сплошности потока напор при гидравлическом ударе может возрасти до

$$H_{макс} = 1{,}5H_{ст} + 0{,}5\,\Delta H. \qquad (5.58)$$

Объем воды, необходимый для подачи в месте разрыва сплошности потока, определяется по (5.56) и (5.57).

Коэффициент сопротивления сбросного устройства вычисляется по формуле

$$\zeta_c = \frac{8a^2}{g} \cdot \frac{H_{ст} + \Delta H - z_c}{(H_{ст} - \Delta H)^2}. \qquad (5.59)$$

10. При установке в начале водовода (оборудованного обратным клапаном) клапана-гасителя и впуске воды в месте возможных разрывов сплошности потока повышение напора ΔH связано с коэффициентом сопротивления ζ_c сбросного устройства следующими зависимостями:

при

$$a \leqslant z\sqrt{\frac{g\zeta_c}{2(z - z_c)}}$$

$$\zeta_c = \frac{2a^2}{g} \cdot \frac{H_{ст} + \Delta H - z_c}{(H_{ст} - \Delta H)^2}, \qquad (5.60)$$

$$\Delta H = H_{ст} + \frac{a^2}{g\zeta_c}\left[1 - \sqrt{1 + 2\frac{g\zeta_c(2H_{ст} - z_c)}{a^2}}\right]; \qquad (5.61)$$

объем воды W при этом определяется по формулам (5.56) и (5.57);

при

$$a > z\sqrt{\frac{g\zeta_c}{2(z - z_c)}}$$

$$\sqrt{\frac{g}{2}\zeta_c} = a\frac{\sqrt{H_{ст} + \Delta H - z_c} - \sqrt{z - z_c}}{H_{ст} - z - \Delta H}, \qquad (5.62)$$

или

$$\Delta H = H_{ст} + a\sqrt{\frac{2(z - z_c)}{g\zeta_c}} - z + \frac{a^2}{g\zeta_c}\left[1 - \sqrt{1 + \frac{2g\zeta_c}{a^2}\left(2H_{ст} - z_c - z + a\sqrt{\frac{2(z - z_c)}{g\zeta_c}}\right)}\right]; \qquad (5.63)$$

объем воды, который должен быть подан в место возможного разрыва сплошности,

$$W = \frac{l_1}{a}\left[v_0 + \frac{g}{a}(H_{ст} - z) + \sqrt{\frac{2g}{\zeta_c}(z - z_c)}\right]\omega Ц; \qquad (5.64)$$

$$Ц, \quad = \frac{a}{2g(H_{ст} - z)}\left[v_0 + \sqrt{\frac{2g}{\zeta_c}(z - z_c)}\right] + 0{,}5. \qquad (5.65)$$

Если предварительная оценка по (5.37)—(5.63) показывает, что для данного водовода гидравлический удар не опасен или для защиты водовода от недопустимого повышения давления не требуется проведение дорогостоящих и технически сложных мер, то можно ограничиться этими предварительными расчетами. Если же величина повышения напора окажется недопустимой для данного водовода, а защита его от такого повышения напора потребует мер, связанных со значительными затратами, то необходимо провести детальные расчеты гидравлического удара, обстоятельно изложенные в указаниях ВОДГЕО [43].

§ 5.5. ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА В РАЗВЕТВЛЕННЫХ СЕТЯХ

В любом разветвлении трубопровода наблюдается сложная картина интерференции ударных волн.

Рассмотрим точку разветвления трубопровода, от которой отходит n ветвей. Пьезометрические напоры h_1, h_2 в сечениях ветвей, непосредственно примыкающих к точке разветвления, можно считать одинаковыми:

$$h_1 = h_2 = \quad = h_n = h. \tag{5.66}$$

Скорости течения во всех ветвях v_1, v_2, , v_n будем считать положительными по направлению к точке разветвления. Из условия неразрывности получим:

$$v_1\omega_1 + v_2\omega_2 + \quad + v_n\omega_n = 0, \tag{5.67}$$

где ω_1, ω_2, , ω_n — площади сечения ветвей.

Распространение волн в каждой ветви выражается уравнениями

$$\Delta h = h - h_0 = F\left(t - \frac{x}{a}\right) + f\left(t + \frac{x}{a}\right), \tag{5.68}$$

$$\Delta v = v - v_0 = \frac{g}{a}\left[F\left(t - \frac{x}{a}\right) - f\left(t + \frac{x}{2}\right)\right], \tag{5.69}$$

где функции F выражают изменения давления и скорости, распространяющиеся по трубопроводу в направлении оси x со скоростью a, т. е. прямую волну удара; функции f выражают изменения давления и скорости, распространяющиеся по трубопроводу со скоростью a в направлении, противоположном направлению оси x, т. е. обратную волну удара.

Поскольку имеет место принцип суперпозиции волн, то можно рассматривать не всю совокупность волн, а лишь одну отдельную волну.

Пусть по i-й ветви к точке разветвления подходит волна, ордината которой в сечении, непосредственно примыкающем к точке разветвления, обозначим через F_i. Частично отражаясь от точки разветвления, эта волна порождает в том же сечении обратную волну f_i, а в сечениях других ветвей, примыкающих к точке разветвления, — волны f_1, f_2, ..., f_{i-1}, f_{i+1}, ..., f_n. На основании (5.68)

и (5.66), одной стороны, (5.69) (5.67), другой, можем написать:

$$f_1 = f_2 = \quad _{i-1} = F_i + f_i = f_{i+1} = \quad = f_n; \tag{5.70}$$

$$\frac{\omega_1}{a_1} f_1 + \frac{\omega_2}{a_2} f_2 + \quad + \frac{\omega_{i-1}}{a_{i-}} f_{i-1} + \frac{\omega_i}{a_i}(f_i - F_i) +$$

$$+ \frac{\omega_{i+1}}{a_{i+1}} f_{i+1} + \quad + \frac{\omega_n}{a_n} f_n = 0.$$

Из (5.70)

$$f_1 = f_2 = \quad = f_n = s_i F_i, \quad f_i = r_i F_i, \tag{5.72}$$

$$s_i = \frac{2\omega_i/a_i}{\sum_{k=1}^{n} \omega_k/a_k}; \tag{5.73}$$

(5.74)

Коэффициент r_i характеризует волну, возникающую в i-й ветви трубопровода в результате отражения от точки разветвления волны, пришедшей к этой точке по той же ветви, и называется коэффициентом отражения.

Коэффициент s_i характеризует волны, возникающие в других ветвях трубопровода в результате прохождения через точку разветвления волны, подошедшей по i-й ветви, и называется коэффициентом преломления.

Скачкообразное изменение диаметра трубопровода или величины a можно рассматривать как частный случай точки разветвления, а именно, как точку разветвления, от которой отходят только две ветви. Как видно из (5.73) и (5.74), коэффициент отражения для такого перехода будет отличен от нуля, кроме частного случая, когда $\omega_1/a_1 = \omega_2/a_2$.

Коэффициент отражения от сечений, в которых давление сохраняется постоянным, равен -1, а коэффициент отражения от тупиков равен $+1$.

1. Если к изменения сечения подходят волны изменения напора F_1 и f_2, траженные волны изменения напора

$$F_2 \approx \frac{2\xi}{1+\xi} F_1 + \frac{1-\xi}{1+\xi} f_2; \tag{5.75}$$

$$\approx \frac{2}{1+\xi} f_2 - \frac{1-\xi}{1+\xi} F_1; \tag{5.76}$$

здесь индексом 1 обозначены волны на первом (по течению воды) участке трубопровода (до места изменения сечения), а индексом 2 — на участке после изменения сечения;

$$\xi = \frac{a_2\omega_1}{a_1\omega_2} = \frac{a_2}{a_1}\left(\frac{d_1}{d_2}\right)^2$$

Согласно предложению Аллиева, при непрямом ударе можно не учитывать отражений, а вести приближенный расчет как для трубопроводов с постоянными скоростями v и a, вводя их средние значения.

Ес. трубопровод состоит из n участков длиной l_1, l_2, общей длиной $L = \sum_1^n l_i$, приче. скорости воды при установившемся движении и напоре $H_{ст}$ составляют в них v_1, v_n, а скорости волны a_1, a_2, a_3, a_n, то

$$a_{ср} = \frac{L}{\sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{a_i}}; \tag{5.77}$$

$$v_{ср} = \frac{\sum_1^n l_i v_i}{L}. \tag{5.78}$$

При непрямом ударе ударный параметр (5.15) будет:

$$\rho_{ср} = \frac{a_{ср} v_{ср}}{2gH_0} \tag{5.79}$$

При прямом ударе повышение давления определяется ближайшим к затвору участком трубопровода, т. е. через v и a на этом участке.

2. При подходе к месту отбора воды волны повышения или понижения давления $\pm F_1$ определение величины отраженной волны понижения или повышения давления $\pm f_1$ и волны повышения или понижения давления $\pm F_2$, распространяющейся на участок водовода после места отбора воды, следует производить по формулам

$$\left.\begin{aligned} \pm F_2 &= \pm F_1 \pm f_1; \\ \pm f_1 &= \frac{a}{2g}(v_{c0} - v_c); \\ &= \sqrt{\left(v_{c0} + \frac{a}{2\zeta_0}\right)^2 \pm \frac{2gF_1}{\zeta_0}} - \frac{a}{2\zeta_0}; \end{aligned}\right\} \tag{5.80}$$

здесь волнам повышения давления придан знак «плюс», волнам понижения давления — знак «минус».

v_{c0} — скорость движения воды в водоводе, соответствующая расходу воды через сбросное устройство в период, предшествующий подходу волн изменения давления;

$$\zeta_0 = 2g\frac{h_{c0}}{v_{c0}^2};$$

h_{c0} — потери напора в сбросном устройстве при расходе воды, соответствующем скорости движения воды в водоводе v_{c0};

v_c — скорость движения воды в водоводе, отвечающая расходу воды через сбросное устройство при подходе к нему волны изменения давления.

§ 5.6. РАСЧЕТ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭЛЕКТРОННЫХ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИН *

Основной причиной возникновения гидравлических ударов в водоводах является аварийное выключение электропитания двигателей насосов.

Наиболее значительным повышение давления может быть тогда, когда в процессе гидравлического удара образуются разрывы сплошности потока в водоводе. Так как гидравлические удары, вызываемые выключением насосов, начинаются с распространения по водоводу волн понижения давления, случаи разрывов сплошности потока при этом достаточно часты.

Детальные расчеты гидравлических ударов, вызываемых выключением электропитания двигателей насосов, сопровождающихся разрывами сплошности потока, весьма сложны и трудоемки. При проведении таких расчетов учитываются: величина геометрического подъема воды, длина, гидравлическое сопротивление и профиль водовода, скорость распространения ударных волн, начальная (до момента возникновения удара) скорость движения воды, характеристики насосов, инерция насосных агрегатов и при использовании средств защиты — их влияние на процесс гидравлического удара.

Приближенные методы расчета могут приводить к значительным погрешностям в определении давления при гидравлическом ударе.

Методика выполнения детальных расчетов гидравлического удара разработана в ВОДГЕО Л. Ф. Мошниным. Однако при расчетах по данной методике вручную затрачивается очень много времени (до одного месяца на один вариант расчета). В связи с этим возникла необходимость использования для детальных расчетов средств вычислительной техники.

ВОДГЕО совместно с Гипроводхозом Министерства водного хозяйства СССР разработана методика расчета гидравлического удара с использованием ЭВМ. В соответствии с этой методикой К. П. Вишневским составлены алгоритмы расчета, реализованные в программах для ЭВМ «Урал-2» («Урал-3», «Урал-4»), БЭСМ-3м (БЭСМ-4, М-220, М-222), «Минск-22» («Минск-32»). Авторами этих программ являются: К. П. Вишневский, Л. А. Обухов, В. М. Трофимова. Для практического использования их К. П. Вишневским составлены соответствующие Инструкции, изданные Гипроводхозом в 1966 и 1970 гг., а Л. Ф. Мошниным и Л. А. Обуховым — Руководство по расчету средств защиты водоводов от гидравлических ударов [47].

Разработанными программами в основном учитываются случаи расчета гидравлического удара в одном или нескольких параллельно работающих водоводах одного и того же диаметра и длины, вызываемого выключением одного или нескольких параллельно работающих насосных агрегатов, имеющих идентичные характеристики.

Предусматривается возможность проведения расчетов как при отсутствии средств защиты, так и при следующих мерах защиты и их комбинациях:

1) сброс воды через насосы в обратном направлении при свободном вращении или при полном торможении;

---

* В написании параграфа принимало участие К. П. Вишневский.

2) впуск и защемление воздуха в местах вероятного образования разрывов сплошности потока в водоводе;

3) впуск воды в водовод для предотвращения образования в нем разрывов сплошности потока;

4) установка на водоводах обратных клапанов, отсекающих отошедшие колонны воды;

5) сброс воды через предохранительные клапаны и клапаны гасители.

Для расчета водовод разбивается на определенное число (n) участков. Длины участков разбивки (ΔL) принимаются такими, чтобы время пробега ($\Delta t = \Delta L/a$) волн изменения давления по длине каждого участка было одним и тем же, т. е. если скорость распространения ударных волн принята одной и той же по длине водовода, то длины всех участков будут одинаковыми. Потери напора (гидравлические сопротивления) концентрируются в диафрагмах — местных сопротивлениях, расположенных в некоторых точках разбивки водовода на участки.

Значения напоров и скоростей движения воды в процессе гидравлического удара определяются в сечениях, примыкающих к точкам разбивки, в соответствии с формулами (5.68) и (5.69).

Первыми вариантами алгоритма и соответственно первыми программами предусматривалось, что выбор числа участков и числа диафрагм и мест их установки осуществляется расчетчиком при подготовке исходных данных. Дополнения, внесенные в алгоритм, позволяют автоматизировать разбивку водовода на участки и расстановку диафрагм-сопротивлений в точках разбивки.

Результатами расчета являются: максимальные и минимальные значения напора при гидравлическом ударе в точках разбивки водовода на участки для времени с момента выключения насосов, для которого проводился расчет; максимальное реверсивное число оборотов вала насосного агрегата и максимальный напор у насоса (при сбросе воды через насос) за тот же период времени.

По результатам расчета можно выбрать необходимые размеры используемых средств защиты, например диаметр клапана для впуска и защемления воздуха, сечения и высоту резервуара для впуска воды. Кроме того, возможно получать значения напора насоса, его числа оборотов, давления в точках установки противоударной арматуры, соответствующие определенным расчетным моментам времени.

Заканчивающиеся разработки в ВОДГЕО позволяют получать результаты расчета на ЭВМ непосредственно в виде графиков.

ВОДГЕО рекомендует начинать проведение расчетов гидравлического удара с варианта, в котором средства защиты не используются. Если окажется, что в процессе удара нигде по длине водовода вакуум не превышает допустимого предела и определенное этим расчетом повышение давления не требует применения труб с повышенными прочностными показателями, то в дальнейших расчетах гидравлического удара нет необходимости. Если величина вакуума не превосходит предельного значения, но величина повышения давления для принятых труб оказывается недопустимой, то необходимо предусмотреть те или иные меры защиты и произвести расчет при действии этих средств. Если же величина вакуума превосходит предельное значение, то это означает, что в водоводе возможно образование разрывов сплошности потока, и потому повышение давления, определенное этим расчетом, не будет соответство-

вать действительности. В этом случае используются лишь результаты расчета, относящиеся к определению величины вакуума; они служат для выбора мест установки клапанов для впуска и защемления воздуха.

Впуск и защемление воздуха являются наиболее простой и экономичной мерой защиты в условиях образования разрывов сплошности потока. Поэтому прежде чем предусматривать какие-либо другие меры защиты, надо провести расчеты в предположении, что водовод оборудуется только клапанами для впуска и защемления воздуха.

Дальнейшие расчеты следует проводить в тех случаях, когда повышение давления будет превышать допустимое и окажется необходимым принимать другие или дополнительные меры защиты.

ВОДГЕО и Гипроводхозом разработаны также методика, алгоритм и программы (см. Инструкцию 1970 г.), позволяющие проводить расчеты нестационарных процессов движения воды в водоводах, возникающих при пуске насосов на открытые задвижки на напорных линиях насосов.

Кроме того, ВОДГЕО разработаны алгоритм и программа для расчета на ЭВМ БЭСМ-3м гидравлического удара в водоводах различных диаметров и длин, вызываемого выключением насосных агрегатов, имеющих неидентичные характеристики (двух типов).

В ВОДГЕО разрабатываются программы для расчета на ЭВМ БЭСМ-3м и «Минск-22» гидравлического удара, вызываемого выключением последовательно работающих насосных станций.

Глава шестая

НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ АНОМАЛЬНЫХ ЖИДКОСТЕЙ И ГИДРОСМЕСЕЙ

§ 6.1. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АНОМАЛЬНЫХ ЖИДКОСТЕЙ

Различают три состояния тел: упругое, вязкое и пластичное.

При действии на упругое тело внешней тангенциальной силы оно испытывает деформацию сдвига, пропорциональную величине действующей силы. Деформация сдвига исчезает после прекращения действия силы.

Вязкое тело под действием внешней силы деформируется, причем деформация увеличивается во времени. В результате происходят необратимые смещения отдельных частиц тела относительно друг друга.

Пластичное тело занимает промежуточное положение между вязким и упругим телами. Под действием малых по величине внешних сил наблюдаются упругие обратимые деформации пластичного тела. После достижения определенных предельных по величине внешних сил пластичное тело испытывает необратимые деформации, увеличивающиеся со временем.

К пластичным телам применим общий закон трения Максвелла, связывающий упругость тела с его вязкостью:

$$\tau = \eta_* \frac{du}{dr} + \tau_0 e^{-t/T} \tag{6.1}$$

где $T = \eta_*/E$ — период релаксации;
E — модуль упругости;
t — время деформации; остальные обозначения (1.16)

Все жидкости подразделяются на три вида: однородные (ньютоновские), структурные и неоднородные (неньютоновские).

Для однородных (ньютоновских) жидкостей $T \approx 0$ и справедлив закон Ньютона (1.10) о внутреннем трении в жидкостях.

Поведение многих неоднородных (неньютоновских) жидкостей в определенном диапазоне скоростей сдвига (табл. 6.1) описывается законом Оствальда де Виле:

$$\tau = k\left(\frac{du}{dr}\right)^n \tag{6.2}$$

где τ — напряжение сдвига;
du/dr — скорость сдвига;
n — индекс течения;
k — консистентная постоянная.

При ламинарном движении в трубах коэффициент гидравлического трения λ в формуле Дарси (3.16) выражается формулой

Таблица 6.1

Реологические характеристики некоторых неньютоновских жидкостей (по А. И. Овсянникову)

		k, $Н \cdot сек^n/м^2$			ρ, $кг/м^3$
Дизельное масло ДС с присадкой		0,56			97
Цементный раствор		2,72			169
Свекловичная патока		5,32			1310
Водный раствор из		3,64			1260

Стокса (3.27) при $B = 64$ через обобщенное число Рейнольдса, выраженное в виде:

$$Re_{об} = \frac{8\rho v^{2-n}}{k}\left(\frac{nd}{6n+2}\right)^n \tag{6.3}$$

§ 6.2. ТЕЧЕНИЕ СТРУКТУРНЫХ ЖИДКОСТЕЙ

Для структурных жидкостей в (6.1) $T = \infty$ и оказывается справедливым закон Шведова — Бингама (1.16)

К структурным жидкостям относятся осадки сточных вод, торфяная гидромасса, меловые суспензии угольная гидромасса, болотный ил, строительные растворы, битум при температуре ниже 170° С и др.

Течение структурных жидкостей происходит при двух режимах: структурном и турбулентном.

Структурное течение в трубе радиусом r_0 характеризуется наличием центрального ядра, в котором жидкость движется как твердое тело. Радиус и скорость движения центрального ядра

$$r_я = r_0 \frac{\Delta p_{мин}}{\Delta p}, \tag{6.4}$$

$$u_я = \frac{\Delta p}{4\eta_* l}\left(r_0^2 - r_я^2\right) - \frac{\tau_0}{\eta_*}\left(r_0 - r_я\right), \tag{6.5}$$

где Δp — перепад давлений;

$\Delta p_{мин}$ — минимальная разность давлений, соответствующая началу движения жидкости:

$$\Delta p_{мин} = 4\frac{l}{2r_0}\tau_0; \tag{6.6}$$

l — длина цилиндрического трубопровода диаметром d.

Распределение скорости по радиусу r вне центрального ядра выражается законом

$$u = \frac{\Delta p}{4\eta_* l}\left(r_0^2 - r^2\right) - \frac{\tau_0}{\eta_*}\left(r_0 - r\right). \tag{6.7}$$

Расход структурной жидкости определяется по форму. Букингама:

$$Q = \frac{\pi r_0^4}{8\eta_*} \cdot \frac{\Delta p}{l}\left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta p_{\text{мин}}}{\Delta p} + \frac{1}{3} \frac{\Delta p_{\text{мин}}^4}{\Delta p^4}\right) =$$

$$= \frac{\pi r_0^4}{8\eta_*} \frac{\Delta p}{l} f\left(\frac{r_я}{r_0}\right). \quad (6.8)$$

Практически
при $\Delta p < 1{,}15\ \Delta p$

$$f\left(\frac{r_я}{r_0}\right) = 0;$$

при $0{,}53 < \Delta p_{\text{мин}}/\Delta p < 0{,}87$

$$f\left(\frac{r_я}{r_0}\right) = 0{,}75 - 0{,}863 \frac{\Delta p_{\text{мин}}}{\Delta p};$$

при $\Delta p_{\text{мин}} < 0{,}55\ \Delta p$

$$f\left(\frac{r_я}{r_0}\right) = 1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta p_{\text{мин}}}{\Delta p}.$$

Выражая потери на трение по формуле Дарси (3.16), получим, что при структурном режиме коэффициент гидравлического трения

$$\lambda = \frac{A(1 + a\,\text{Sen})}{\text{Re}} = \frac{A}{\text{Re}_*}, \quad (6.9)$$

где $\text{Sen} = \tau_0 d/\eta \cdot v$ — критерий Сен-Венана, $\text{Re} = \rho v d/\eta^*$;
при $\Delta p > 1{,}8\ \Delta p_{\text{мин}}$ $A = 64$ и $a = 1/6$;
при $\Delta p < 1{,}9\ \Delta p_{\text{мин}}$ $A = 85{,}4$ и $a = 0{,}108$.

Отношение критерия Re к критерию Sen представляет собой критерий пластичности:

$$\text{Пл} = \frac{2\,\text{Re}}{\text{Sen}} = \frac{2\rho v^2}{\tau_0}. \quad (6.10)$$

Опыты показывают, что переход от структурного режима к турбулентному происходит при Пл $\approx$ 1000.

Если для оценки режимов движения пользоваться числом Re, то оказывается, что критическое число Рейнольдса для структурных жидкостей значительно больше ($\approx$3500), чем для ньютоновских.

Вязкопластичное течение нетиксотропных структурированных суспензий (например, содовых) характеризуется наличием пристенного слоя дисперсионной среды незначительной толщины у внутренней поверхности трубы. Если этот пристенный слой толщиной δ представляет собой ньютоновскую жидкость вязкостью η, то вместо (6.9) можно рекомендовать следующую формулу:

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}} \cdot \frac{1 + 0{,}125\,\text{Sen}}{1 + 8\frac{\delta}{d} \cdot \frac{\eta_*}{\eta}}. \quad (6.11)$$

Определяя местные потери напора по формуле Вейсбаха, коэффициент местного сопротивления можно представить зависимостью

$$\zeta = \frac{B}{\mathrm{Re}_*},$$

$$\mathrm{Re}_* = \frac{Re}{1 + a\,\mathrm{Sen}};$$

Таблица 6.2

Значения B для фасонных частей (по данным Ю. Я. Сяэрекыннo)

Фас	B
Проход в тройнике	311
Поворот в тройнике (при $Re_* \leqslant 2.0$)	714
Колено (при $Re_* \leqslant 280$)	56[illegible]
Переход	495
Задвижка	420
Вход в трубу (при $Re_* \leqslant 100$)	194

B — постоянная, зависящая от типа фасонной части (табл. 6.2).

Коэффициент сопротивления при внезапном расширении потока ньютоновской жидкости, отнесенного к скоростному напору в начальном трубопроводе, можно представить в виде:

$$\zeta_{в.\,р} = \alpha_1 + (2\alpha_{02} - \alpha_2)\left(\frac{d_1}{d_2}\right)^4 - 2\alpha_{01}\left(\frac{d_1}{d_2}\right)^2,$$

где α и α_0 — коэффициенты Кориолиса и Буссинеска.

Потери давления при движении вязкопластичной жидкости в межтрубном пространстве в случае концентрического расположения труб примерно в 1,7 раза больше, чем при эксцентричном их расположении.

§ 6.3. РАСЧЕТ ИЛОПРОВОДОВ

Осадки сточных вод по составу, структуре, консистенции представляют собой неоднородную дисперсную систему, где дисперсной фазой являются твердые частицы и коллоиды, а дисперсионной средой — сточная вода с растворенными в ней электролитами и органическими веществами. Степень дисперсности осадков колеблется от 10 до 10^8 Осадки можно рассматривать как коллоидную среду с повышенной вязкостью; причем вязкость не является постоянной, а изменяется в зависимости от градиента скорости движения.

При малых скоростях, когда часто происходит расслоение потока и выпадение взвеси, вязкость осадка достигает больших значений. В этом случае сопротивление движению осадка больше, чем при движении воды.

При скоростях, когда вся взвесь находится во взвешенном состоянии, наблюдается так называемый аномальный режим, характеризующийся тем, что потери напора при повышенных скоростях движения осадков становятся меньше, чем при движении воды.

Аномальный режим при движении осадков сточных вод имеет свои пределы — верхний и нижний. Верхний предел наступает вместе с потерей текучести осадка, а нижний предел, по опытным данным, — при влажности осадка 99—99,5% В этом случае осадок теряет свои особые свойства и подчиняется законам движения воды или сточной жидкости.

Для определения потерь напора по длине при расчете лопроводов, транспортирующих свежий и сброженный осадки, а также

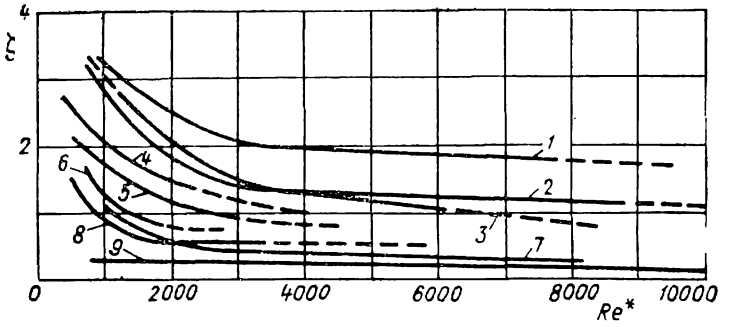


Рис. 6.1. Зависимость коэффициента местного сопротивления от обобщенного критерия Рейнольдса (по данным Ю. М. Ласкова)

1 и *4* — для крестовин на повороте труб диаметром 100 и 150 *мм*; *2*, *7* и *8* — для колен при диаметре труб 100, 200 и 150 *мм*; *3* и *5* — для тройников при повороте труб диаметром 100 и 150 *мм*: *6* — для тройника при проходе $d=150$ *мм*; *9* — для тройника при проходе $d=100$ *мм*

уплотненный активный ил, рекомендуется пользоваться формулой Дарси (3.16). Коэффициент гидравлического трения λ при структурном режиме движения можно определять по формуле (6.9), а при турбулентном — по формулам для однородных жидкостей; при этом абсолютную шероховатость для илопроводов из стальных и асбестоцементных труб следует принимать равной 0,15 *мм*, а из чугунных труб — 1,5 *мм*.

Потери напора в фасонных частях илопроводов определяют по формуле Вейсбаха (3.22). Коэффициент сопротивления при турбулентном режиме можно принимать по данным для однородных жидкостей, а при структурном режиме — в зависимости от числа Re_* (рис. 6.1).

В табл. 6.3 приведены минимальные расчетные скорости движения осадков по трубам и критические скорости, при которых происходит переход от структурного режима к турбулентному.

Таблица 6.3

Критические скорости для илопроводов из новых стальных труб $d=100\div400$ *мм* и минимальные расчетные скорости (*м/сек*) движения осадков и активного ила в них

Влажность осадка, %		$v_{мин}$ для диаметров илопровода		Влажность осадка, %	$v_{кр}$, *м/сек*	$v_{мин}$ для диаметр илопровода	
98		0,8	0,9	93	1,5	1,3	1,4
97		0,9	1,0	92	1,8	1,4	1,5
96		1,0	1,1	91	2,4	1,3	1,4
95		1,1	1,2	90	2,5	1,4	1,5
94		1,2	1,3				

Для определения потерь напора в илопроводах диаметром 150, 250, 300 и 400 *мм* А. З. Евилевичем предложены расчетные экспериментальные графики, выраженные нами аналитическими зависимостями вида.

$$h_д = h_0 + \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}, \tag{6.12}$$

— начальный напор, обусловленный вязкопластичными свойствами осадка, зависящий от влажности p осадка, длины l диаметра d илопровода:

$$h_0 = 1360\,(1-p)^2 \frac{l}{D^{2,25}\,см}; \tag{6.13}$$

фициент трения λ также зависит от влажности осадка:

$$\lambda = 0{,}214p - 0{,}191. \tag{6.14}$$

Формула (6.14) дает удовлетворительные результаты для илопроводов диаметром $d = 20 \div 40$ *см*, а для труб диаметром $d = 15$ *см* значения λ по (6.14) надо увеличить на 0,01.

Шероховатость стенок труб при расчете илопроводов не имеет такого значения, как при движении воды, в связи с чем (6.12)—(6.14) практически пригодны для всех применяемых с этой целью труб.

Илопроводы, транспортирующие циркуляционный активный ил влажностью 99,2—99,5% следует рассчитывать по формулам для сточной жидкости.

Потери напора при движении сточной жидкости можно определять по (4.51) с учетом (4.53) или по формуле Дарси (3.16), причем коэффициент трения при турбулентном режиме в области гладкого сопротивления зависит от концентрации B взвешенных веществ в сточной жидкости:

$$\lambda = (0{,}165 + 1{,}6B^{2/3})\,\mathrm{Re}^{-0{,}19\,(1+B^{0{,}25})}, \tag{6.15}$$

где B выражено в $кг/м^3$

После пересечения кривой (6.15) $\lambda = f_1(\mathrm{Re}, B)$ для сточной жидкости с кривой Ф. А. Шевелева (3.38) $\lambda = f_2(\mathrm{Re})$ для чистой воды в асбестоцементных трубах коэффициент λ может определяться как для чистой воды, без учета концентрации взвеси.

Пример 1. Со станции аэрации сброженный осадок влажностью $p = 0{,}95$ перекачивается по чугунному трубопроводу диаметром $D = 250$ *мм* на сельскохозяйственные участки, находящиеся на расстоянии 15 *км*. Определить напор, необходимый для преодоления гидравлического трения при перекачке $Q = 3060$ $м^3$/сутки осадка.

$$Q = \frac{3\,060\,000}{24 \cdot 3600} = 35, \qquad v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 35{,}5}{\pi \cdot 2{,}5^2} = 0{,}72 \text{ м/сек}.$$

По табл. $\tau_0 = 0{,}25$ $кгс/м^2$.

$$\mathrm{Re} = \frac{\rho v d}{\eta_ж \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{\tau_0 d}{v \eta_ж}\right)} = \frac{1000 \cdot 0{,}72 \cdot 0{,}25}{0{,}023\left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{2{,}5 \cdot 0{,}25}{0{,}72 \cdot 0{,}023}\right)} = 958 < \mathrm{Re}_{кр}.$$

Режим движения ламинарный. По (6.9)

$$\lambda = \frac{64}{\mathrm{Re}_ж} = \frac{64}{958} = 0{,}067.$$

Потери напора

$$h_д = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0{,}0 \cdot \frac{15\,000}{0{,}25} \cdot \frac{0{,}72^2}{19{,}62} = 107 \text{ м}.$$

По (6.12) — (6.14) имеем:

$$h_0 = 1{,}369 \cdot \frac{25}{10^{0{,}}} \cdot \frac{1{,}5}{1{,}4} = 36{,}4 \text{ м};$$

$$\lambda = 0{,}214 \cdot 0{,}95 - 0{,}191 = {,}204 - 0{,}191$$

$$h_д = 36{,}4 + 0{,}013 \frac{15\,000}{0{,}25} \cdot \frac{0{,}72^2}{19{,}62} = 57 \text{ м}.$$

§ 6.4. РАСЧЕТ ПУЛЬПОПРОВОДОВ

Пульпа (гидросмесь) — это механическая смесь с водой грунта или твердого материала в размельченном состоянии.

Пульпопровод — это система труб, по которой транспортируется пульпа.

Диаметр пульпопровода выбирают из условия, чтобы скорость движения гидросмеси (при заданном расходе и консистенции и гранулометрическом составе грунта) была близка к критической скорости:

$$D = 2\sqrt{\frac{Q}{\pi v_{кр}}} \text{ [м]}, \tag{6.16}$$

где Q — заданный расход гидросмеси, $м^3/сек$;

$v_{кр}$ — критическая скорость, т. е. скорость, при которой начинается выпадение (осаждение) частиц грунта в лотковой части трубы, $м/сек$.

Критическую скорость гидросмеси вычисляют по формуле

$$v_{кр} = 9\sqrt[3]{\frac{\rho_т - \rho_в}{\rho_в} g D \frac{\nu}{\Delta}} \sqrt[6]{c_0 \psi}. \tag{6.17}$$

Принимая шероховатость $\Delta \approx 0{,}02$ вязкость $\nu = 10^{-6}$ и $\nu/\Delta = 0{,}05$ $1/сек$, будем иметь:

$$v_{кр} = 3{,}25\sqrt[3]{\frac{\rho_т - \rho_в}{\rho_в} g D} \sqrt[6]{c_0 \psi}. \tag{6.17а}$$

Для песчаных и гравелистых грунтов

$$v_{кр} = 8\sqrt[3]{D}\sqrt[6]{c_0 \psi} \text{ [м/сек]}, \tag{6.17б}$$

где D выражено в метрах.

Действительная объемная консистенция гидросмеси c_0 равна отношению объема $q_т$ грунта в плотном теле (без пор), который заключен в объеме гидросмеси, протекающей за единицу времени через поперечное сечение трубопровода, к этому объему $q_{см}$ гидросмеси:

$$c_0 = \frac{q_т}{q_{см}} = \frac{\rho_{см} - \rho_в}{\rho_т - \rho_в}; \tag{6.18}$$

здесь $\rho_{см}$, $\rho_в$, $\rho_т$ — плотность гидросмеси, воды и грунта;

ψ — коэффициент транспортабельности, принимаемый по табл. 6.4.

Таблица 6.4

Значения ψ для стандартных фракций грунта

Фракция грунта, мм	0,05	0,1 ... 0,5	0,25—0,50	0—1,0	1—2	2—3	3—5	5—10	>10
ψ	0,02	0,2	0,4	0,8	1,2		1,8	1,9	2,0

В случае разнородного грунта вычисляется средневзвешенная величина ψ_0:

$$\psi_0 = 0{,}01 \sum \psi_i p_i, \qquad (6.19)$$

где ψ_i — средняя величина для i-й стандартной фракции;

p_i — процентное содержание фракции по весу в составе пробы грунта.

В том случае, когда практически однородный по крупности твердых частиц транспортируемый твердый материал содержит не более 10% сравнительно крупных фракций, то при определении транспортабельности грунта ψ и средневзвешенного диаметра частиц d_0 рекомендуется не учитывать наличия указанных фракций, так, например, при определении ψ и d_0 рекомендуется не учитывать наличия 10% гравия в мелкозернистом песке.

Диаметр, вычисленный по (6.16) и (6.17), округляется до ближайшего стандартного диаметра по сортаменту труб.

Приближенно диаметр трубопровода может быть оценен в зависимости от оборудования, применяемого при гидромеханизации земляных и горных работ, и рода грунта по табл. 6.5.

Гидравлический уклон при транспорте грунтов в напорных трубопроводах I_c, определяется по формуле

$$I_{см} = I_в + I_г, \qquad (6.20)$$

где $I_в$ — гидравлический уклон в трубопроводе при движении воды со скоростью v, равной скорости движения гидросмеси;

$I_г$ — дополнительные удельные потери напора, обусловленные наличием твердых частиц в потоке гидросмеси.

Таблица 6.5

Ориентировочные диаметры напорных трубопроводов для гидротранспорта песчаных и гравийных грунтов (средней крупностью от 0,15 до 40 *мм*)

Тип ряда (земснаряда)	Диаметр трубопровода, *мм*		
	песчаный грунт	равелистый песок	гравийный грунт
1000-80	1000	900	900
500-60	800	700	600
300-40	600	500	500
12Гр-8, 3ГМ-3[illegible]	450	400	350
8Гр-8, 8НЗ	300	250	250

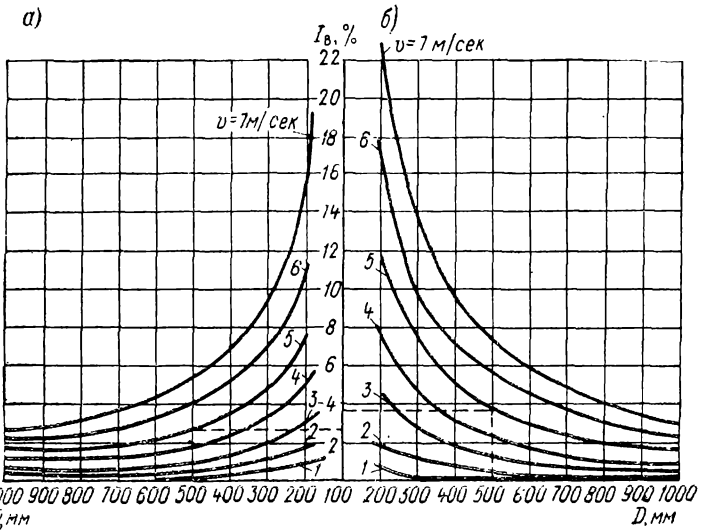


Рис. 6.2. К расчету в формуле (6.20) гидравлического уклона для воды при движении гидросмеси в стальных трубопроводах
а — новые трубы; *б* — шероховатые трубы

По Н. А Силину, гидравлический уклон $I_с$ может быть вычислен по формуле

$$I_{с.м} = I_в \frac{\rho_{вз}}{\rho_в}\left[1 + 0{,}13\left(\frac{v_{кр}^2}{v\sqrt{gD}}\right)^3\right] =$$

$$= \lambda_в \frac{v^2}{D \cdot 2g}\left[1 + \frac{1}{3}\left(\frac{v_{кр}^2}{v\sqrt{2gD}}\right)^3\right]\frac{\rho_{вз}}{\rho_в}, \qquad (6.20а)$$

где $\rho_{вз}$ — плотность несущей жидкости взвесенесущего потока, которая образуется в результате смешения воды с твердыми частицами определенной крупности и плотности.

При гидротранспорте грунтов ($\rho_т/\rho_в = 2{,}651$) и хвостов ($\rho_т/\rho_в = 3{,}2$), содержащих не больше 10—15% частиц крупностью менее 0,1 *мм*, $\rho_{вз} \approx \rho_в$, а при гидротранспорте мелкого угля класса 0—6 *мм* ($\rho_т/\rho_в = 1{,}4 \div 1{,}7$) значение $\rho_{вз}$ приближается к плотности гидросмеси. Приближенно можно принять $\rho_{вз} \approx \rho_в + (\rho_{см} - \rho_в)p$, где p — долевое содержание твердых частиц менее 0,05 *мм*.

По данным Н. А. Силина и др., приведенные рекомендации получены при консистенции $c_0 = 0{,}03 \div 0{,}23$ песчано-породных гидросмесей крупностью 0,32—12,7 *мм* и при консистенции $c_0 = 0{,}028 \div 0{,}24$ водоугольных смесей крупностью 0,5—13,2 *мм* в трубопроводах диаметром 24—800 *мм*.

Гидравлический уклон в трубопроводе при движении чистой воды определяется по формуле Дарси (3.16), коэффициент гидравлического трения в которой для новых или ранее использованных для

гидравлического транспорта стальных труб выражается формулой

$$\lambda_в = \frac{0{,}31}{(\lg \mathrm{Re} - 1)^2}, \qquad (6.21)$$

а для труб с коррозированной внутренней поверхностью стенок ранее эксплуатировавшихся в качестве водопроводных

$$\lambda_в = 0{,}24\left(\frac{1{,}9 \cdot 10^{-6}\, м}{D} + \frac{1}{\mathrm{Re}}\right)^{0{,}226} \qquad (6.22)$$

На рис. 6.2 дан график для нахо гидравлического уклона $I_в$.

При движении гидросмеси в трубопроводе со слоем отложения грунта величина $I_в$ принимается постоянной и равной удельным потерям напора при движении воды со скоростью v, равной критической скорости движения гидросмеси $v_{кр}$.

Дополнительные удельные потери напора определяются по формуле

$$I_г = I_{кр}\frac{Q_{кр}}{Q}, \qquad (6.23)$$

здесь $I_{кр}$ — дополнительные удельные потери напора движении гидросмеси со скоростью $v_{кр}$:

$$I_{кр} = \delta \sqrt[4]{j}\sqrt[3]{c_0^2}, \qquad (6.24)$$

где δ — параметр, характеризующий влияние относительной крупности твердых частиц d_0/D на дополнительные потери напора (табл. 6.6);

Таблица 6.6

Значения коэффициента δ

$\frac{100\, d_0}{D}$	D,						
	0,10—0,35		0,5			0,8	0,9
0,05	0,05	0,051	0,052	0,053	0,054	0,055	0,056
0,10	0,09	0,10	0,11	0,125	0,14	0,15	0,16
0,15	0,12	0,135	0,155	0,18	0,21	0,23	0,25
0,20	0,14	0,17	0,205	0,24	0,27	0,30	0,33
0,30	0,18	0,21	0,26	0,30	0,34	0,375	0,41
0,40	0,215	0,275	0,325	0,37	0,40	0,435	0,475
0,50	0,23	0,305	0,36	0,405	0,44	0,475	0,505
0,60	0,24	0,33	0,38	0,43	0,47	0,505	0,535
0,70	0,247	0,35	0,40	0,45	0,49	0,53	0,56
0,80	0,25	0,365	0,41	0,465	0,51	0,545	0,58
0,90	0,255	0,375	0,42	0,48	0,53	0,565	0,605
1,0	0,26	0,38	0,43	0,49	0,54	0,58	0,615
1,5	0,27	0,402	0,46	0,53	0,58	0,63	0,665
2,0	0,28	0,412	0,47	0,55	0,595	0,65	0,69
2,5	0,285	0,425	0,48	0,565	0,605	0,665	0,705
3,0	0,29	0,43	0,49	0,575	0,62	0,675	0,715
3,5	0,295	0,435	0,50	0,585	0,63	0,68	0,725
4,0	0,30	0,45	0,51	0,595	0,635	0,685	0,73
4,5 и более	0,30	0,45	0,52	0,60	0,64	0,69	0,735

$j = 3d_{10}/d_{90}$ — коэффициент неоднородности транспортируемого материала;

d_{10}, d_{90} — крупности зерен грунта, соответствующие содержанию 10 и 90 в составе пробы.

Если транспортируемый материал состоит из смеси двух грунтов, для которых кривая распределения фракций по крупности является двухмодальной, коэффициент неоднородности определяется как средневзвешенное значение неоднородности каждого грунта в отдельности:

$$j = \frac{p_1 j_1 + p_2 j_2}{p_2 + p_1}, \tag{6.25}$$

где p — процентное содержание каждой разновидности грунта по весу в составе пробы.

Глубина заиления h_3 в горизонтальном трубопроводе может быть оценена по формуле

$$h_3 = 0{,}4D \sqrt{\frac{Q_{кр}}{Q}} \tag{6.26}$$

Настоящие рекомендации относятся к напорному гидротранспорту песчаных, гравийных, галечниковых грунтов и крупнокусковых материалов (порода, щебень) средней крупностью d_0 от 0,15 до 70 *мм* ($d_0 \quad D < 0{,}15$; D — диаметр трубопровода).

При работе земснаряда суммарный напор складывается из потерь напора на трение по длине магистрального трубопровода, потерь напора в плавучем разводящем трубопроводе, в арматуре корпуса земснаряда, во всасывающей его линии и потерь напора в местных сопротивлениях, также затрат энергии на геодезический подъем гидросмеси:

$$H = 1{,}1 \left[I_{см} l_1 + a I_{см} l_2 + 1{,}5 I_{см} l_3 + I_в l_4 + (I_{см} - I_в) \cos \alpha l_4 + \right.$$
$$\left. + \zeta_м \frac{\rho_{см}}{\rho_в} \cdot \frac{v^2}{2g} + \zeta_э \frac{v^2}{2g} + h_{вс} \right] \pm h_г \frac{\rho_{см}}{\rho_в}, \tag{6.27}$$

где l_1, l_4 — длины горизонтального, плавучего, разводящего наклонного трубопроводов;

$h_{вс}$ — потери напора во всасывающей линии;

$h_г$ — разность геодезических отметок уровня воды (у земснаряда) и оси трубопровода в месте выпуска гидросмеси (при подъеме берется знак «плюс», при понижении — «минус»);

a — коэффициент, зависящий от угла поворота плавучей бухты земснаряда, изменяющийся от 1,2 до 2,8 (для средних условий можно принимать $a = 2$);

α — угол наклона оси трубопровода к горизонту;

$\zeta_м$ — коэффициент местных гидравлических сопротивлений при движении воды;

v — расчетная средняя скорость гидросмеси.

Коэффициент $\zeta_э$ берется по табл. 6.7.

Таблица 6.7

Значения $\xi_э$ для арматуры в корпусе земснаряда

Тип снаряда	$c_0=0,0$		
1000-80	0,9	1,0	
500-60	1,3	1,45	
300-40	1,65	1,90	

Пример 2. Рассчитать трубопровод для гидравлического транспорта мелкозернистого песка на расстояние 2000 *м*. Геодезический подъем по трассе трубопровода составляет 10 *м*. Гранулометрический состав песка следующий:

Размер фракции, *мм*	> 0,5	0,5—0,25	0,25—0,1	0,1—0,05
Содержание, %	2,6	24,5	55,1	16,8

$$d_0=0,25\ мм;\ d_{90}=0,41\ мм;\ d_{10}=0,09\ мм;\ d_{90/10}=4,5.$$

Расчетный расход гидросмеси $Q_{см}=500\ м^3/ч$; ее концентрация $c_0=0,06$; плотность гидросмеси $\rho_{см}/\rho_в=1,1$.

1. По (6.19) определяем осредненный коэффициент транспортабельности грунта

$$\psi_0=\frac{0,8\cdot 2,6+0,4\cdot 24,5+0,2\cdot 56,1+0,02\cdot 16,8}{100}=0,3$$

(6.16) и (6.17) находим ди трубопровода

$$D=\left(\frac{Q}{2\pi}\right)^{3/7}\frac{1}{(c_0\psi_0)^{1/14}}=\left(\frac{1,39}{2\cdot 3,14}\right)^{3/7}\frac{1}{(0,06\cdot 0,234)^{1/14}}=\frac{0,5236}{0,735}=0,71$$

имаем $D=700$

Критическую скорость вычис

$$v_{кр}=8\sqrt[6]{0,7}\sqrt[6]{0,06\cdot 0,234}=8\cdot 0,89\cdot 0,491=3,5\ м/сек.$$

Скорость движения гидросм

$$v=\frac{1,39\cdot 4}{3,14\cdot 0,7^2}=3,61\ м/$$

5. Расчетные удельные потери напора на трение, по (6.20а), в шероховатых трубах при $v=3,61\ м/сек$ и $I_в=0,011$:

$$I_{см}=0,011\left[1+0,13\left(\frac{3,5^2}{3,61\sqrt{9,81\cdot 0,7}}\right)^3\right]\cdot 1,02=0,0144.$$

6. Принимая на стадии проектного задания потери напора во всех местных сопротивлениях от земснаряда до места выпуска гидросмеси в размере 10% от потерь напора на трение по длине трубопровода, по (6.27) вычислим необходимый напор:

$$H=1,1\,[0,0144\cdot 2000+0,1\,(0,0144\cdot 2000)]+1,1\cdot 10=35$$

Рабочие характеристики грунтовых насосов, выданные заводом при испытаниях на воде, можно пересчитать на гидросмесь. При

одинаковом объемном расходе воды и ги[illegible] напоры при работе нового грунтового насоса на гидрос[illegible]см) и воде ($H_в$) связаны зависимостью

$$H_{см} = kH_в\left(1 + \frac{c_o^{1,2}}{\sqrt{\psi}}\right), \tag{6.28}$$

где k — поправочный коэффициент (обычн[illegible] = 1,0)

Для насосов типа 500-60 с $Q_{в.макс} = 10\,500$ м³/ч 20Р-11 с $Q_в$ [illegible]с = 4800 м³/ч при $Q_{см} > Q_o$

$$k = 1 + 25c_o \lg \frac{Q_o}{Q_{см}}, \tag{6.29}$$

$$Q_o = 0{,}8Q_{см.}\ \text{[illegible]кс} = 0{,}8Q_{в.макс}(1 - 1{,}65c_o); \tag{6.30}$$

$Q_{см\ макс}$ и $Q_{в.макс}$ — максимальные расходы насоса при работе на гидросмеси и на воде с новым рабочим колесом.

Соотношения к. п. д. насоса при работе на гидросмеси ($\eta_{см}$) и на воде ($\eta_в$) можно представить в виде:

$$\text{[illegible]}_м = \eta_в(1 - 0{,}33c_o). \tag{6.31}$$

При пересчете рабочих характеристик частично изношенного грунтового насоса в формуле (6.28) вместо $H_в$ следует подставлять величину $H_и$, а в формуле (6.30) вместо $Q_{в.макс}$ — расход $Q_{и.макс}$, определяемые по формулам

$$H_и = H_в(1 - a_1^h b^5), \tag{6.32}$$

$$Q_{и.\,макс} = Q_{в.\ \text{[illegible]акс}}(1 - a_2^h b^5), \tag{6.33}$$

где a_1 и a_2 — опытные коэффициенты, равные для песчаных грунтов $a_1 = 0{,}15$ и $a_2 = 0{,}30$, для гравийных $a_1 = 0{,}10$ и $a_2 = 0{,}14$;

b — доля перекачанного насосом грунта от общего его количества, определяющего ресурс работы (срок службы) рабочего колеса.

Глава седьмая

ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ И НАСАДКИ. СТРУИ

§ 7.1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ИСТЕЧЕНИИ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ И НАСАДКИ

При истечении жидкости через отверстия струя претерпевает сжатие. Отношение площади поперечного сечения струи в «сжатом» сечении ω_c к площади отверстия ω_0 называется коэффициентом сжатия

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega_0}. \tag{7.1}$$

Сжатие струи, протекающей через отверстие, является полным, если оно происходит по всему периметру отверстия, т. е. со всех сторон вытекающей струи.

Если сжатие происходит не по всему периметру отверстия, т. е. не со всех сторон вытекающей струи, то оно называется неполным.

Сжатие струи, протекающей через отверстие, называется совершенным, если вблизи отверстия нет дна, стенок или свободной поверхности жидкости, влияющих на характер истечения.

Если дно или стенки, или свободная поверхность жидкости расположены вблизи отверстия и влияют на характер истечения (уменьшают степень сжатия струи), то сжатие струи называется несовершенным. Дно и стенки практически не влияют на характер истечения (не уменьшают степень сжатия струи), если расстояние от стенки до отверстия больше утроенной ширины отверстия, а расстояние от дна или от свободной поверхности жидкости до отверстия больше трех высот отверстия.

При истечении в атмосферу во всех точках расчетного сечения струи

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} = \text{const}, \tag{7.2}$$

где p и u — давление и скорость в точке струи с ординатой z.

Согласно (7.2), скорости истечения жидкости через нижнюю часть вертикального отверстия больше, чем через его верхнюю часть.

При высоте отверстия e малой по сравнению с напором H над центром отверстия, практически при $e < 0{,}1\ H$, напор можно считать одинаковым во всех точках расчетного сечения струи. Отверстие считают малым.

Насадкой называют короткую трубу, присоединенную к отверстию в стенке резервуара, потери напора по длине которой малы по сравнению с местными потерями напора (рис. 7.1).

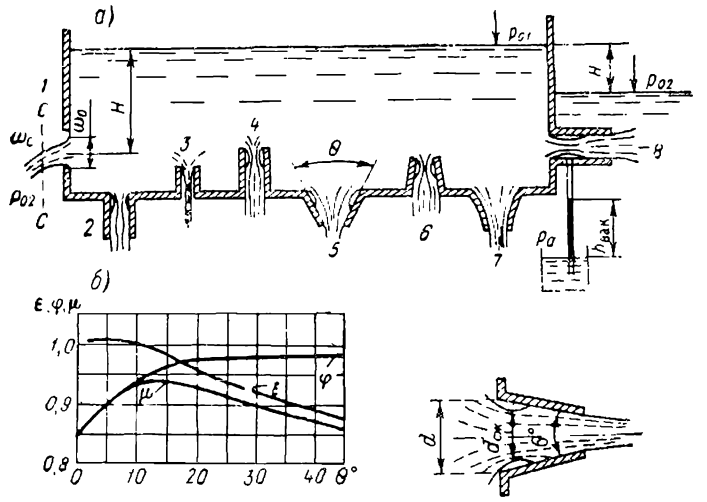


Рис 7.1. Схемы истечений

а — через отверстие (*1*) и насадки: *2* — внешнюю цилиндрическую (Вентури); *3* и *4* — внутреннюю цилиндрическую (Борда); *5* — конически сходящуюся; *6* — конически расходящуюся; *7* — коноидальную, в атмосферу; *8* — под уровень *б* — зависимость коэффициентов расхода μ, сжатия ε и скорости φ конически сходящейся насадки от угла конусности θ

Средняя скорость струи в сжатом сечении вычисляется по формуле

$$v = \varphi \sqrt{2gH_0}, \tag{7.3}$$

где

$$H_0 = H + \frac{p_{o1} - p_{o2}}{\gamma};$$

H — напор над центром тяжести расчетного сечения струи при свободном истечении или разность уровней верхнего и нижнего горизонтов воды при истечении под уровень (при затопленном истечении);

p_{o1} — давление на свободн поверхности жидк в резервуаре;

p_{o2} — давление среды, в которую происходит е жидкости;

φ — коэффициент скорости:

$$\varphi = (1 + \zeta)^{-0.5}; \tag{7.4}$$

ζ — коэффициент сопротивления отверстия или насадки от входа в отверстие до рассматриваемого сечения.

Расход через отверстие или насадку выражается формулой

$$Q = v\omega_c = \mu\omega\sqrt{2gH_0}; \tag{7.5}$$

здесь μ — коэффициент расхода:

$$\mu = \varepsilon\varphi. \tag{7.6}$$

Таблица 7.1

Производительность бутылочных и эвольвентных сопел (в $м^3/ч$)

Размер сопел $d_1 \times d_2$, мм	Напор перед сопл							
								10
Бутылочные								
20 × 10	1,48	1,8	2,1	2,35	2,55			
32 × 16	4,95	5,6	6,0	6,3	6,5		—	
50 × 25	8,8	10,2	11,0	12,1	12,8		14,2	
50 × 30	11,7	13,3	14,4	15,5	16,6		18,0	
Эвольвентные								
19 × 10			1,12	1,3	1,45	1,56		1,8
50 × 25			8,2	9,1	9,9	10,7		11,9
100 × 50			32,0	34,5	37,0	39,2		43,5

Примечание: d_1 — диаметр входа; d_2 — диаметр выхода.

При истечении из открытого резервуара в атмосферу $p_{o1} = p_{o2} = p_a$ и $H_0 = H$. Чтобы увеличить свободную поверхность струи, вытекающей из брызгальной насадки, путем раздробления ее для повышения эффективности испарительного охлаждения, применяют тангенциальные сопла — эвольвентные и бутылочные, в которых направляющая часть согнута в двух направлениях со смещением оси в радиальном направлении.

В табл. 7.1 приведены расходы таких сопел в зависимости от напора воды в них.

§ 7.2. КОЭФФИЦИЕНТЫ СЖАТИЯ И РАСХОДА ПРИ ИСТЕЧЕНИИ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ И НАСАДКИ

Коэффициенты μ и ε зависят от формы входной кромки отверстия, от отношения площадей отверстия ω_0 и сечения резервуара Ω, из которого происходит истечение, а также от чисел Рейнольдса. Влияние сил поверхностного натяжения на истечение воды можно не учитывать, если $(Hd) > 100\ см^2$.

Зависимость коэффициентов μ и ε отверстия от чисел Рейнольдса можно представить в следующем виде:

при $15 < \mathrm{Re_т} < 10^5$

$$\mu = 0{,}6\left(1 + \frac{30}{\mathrm{Re_т}} - \frac{1{,}2}{\mathrm{Re_т^{0{,}25}}}\right)^{-0{,}5} \qquad (7.7)$$

при $50 < \mathrm{Re_т} < 40\,000$

$$\varepsilon = 1{,}234 - 0{,}138 \lg \mathrm{Re_т}, \qquad (7.8)$$

$$\mathrm{Re_т} = \frac{d_0}{\nu}\sqrt{2gH_0};$$

d_0 — диаметр отверстия.

При $Re_т < 50$ коэффициент $\varepsilon = 1$, а при $Re > 30\,000$ $\varepsilon = 0{,}611$ и $\mu = 0.6$.

При $Re > 3\ 10^4$ коэффициент сжатия струи, вытекающей через отверстие, можно найти по формуле А. Д. Альтшуля:

$$\varepsilon = 0{,}51 + \frac{0{,}043}{1{,}1 - \omega_*} \tag{7.9}$$

или из предложенной нами зависимости

$$\varepsilon^2(\omega_* + 1) - 2\varepsilon + 1 = 0, \tag{7.10}$$

где $\omega_* = \omega_0 : \Omega$;

Ω — площадь поперечного сечения потока перед отверстием.

При неполном сжатии коэффициент расхода отверстия может быть определен по формуле

$$\mu_{нп} = \mu\left(1 + \frac{k\chi'}{\chi}\right), \tag{7.11}$$

где μ — коэффициент расхода при полном сжатии;

χ' — часть периметра отверстия, на котором сжатие отсутствует;

χ — полный периметр отверстия;

k — коэффициент, имеющий следующие значения:

для круга	0,128
» малого квадрата	0,152
прямоугольник шириной 0,2 *м* и высотой 0,16 *м*.	0,157
для малого прямоугольника	0,134

Считаясь с тем, что приведенные коэффициенты справедливы для сравнительно малых отверстий и в некоторых случаях пользование ими дает неудовлетворительные результаты, Н. Н. Павловский рекомендует принимать при χ'/χ, близких к единице, $k = 0{,}4$ независимо от формы отверстий.

Насадку следует рассчитывать как короткий трубопровод с учетом начального участка, в пределах которого формируется поток. Напор при истечении вязкой жидкости через насадки затрачивается на преодоление сил сопротивления на входе, на создание скоростного напора во входном сечении, на формирование потока на начальном участке и на преодоление сил трения на участке после начального.

Исходя из этих положений, А. М. Курганов получил следующие зависимости для коэффициента расхода:

при $Re < 71\ l/d$ или $Re_т \leqslant 120\ l/d$

$$\mu = \sqrt{\left(\frac{15{,}2l}{d} + 6\right)^2 \frac{1}{Re_т^2} + 0{,}476} - \left(\frac{15{,}2l}{d} + 6\right) Re_т^{-1}; \tag{7.12}$$

при $Re_{кр} > Re > 67\ l/d$ или $Re_т \geqslant 115\ l/d$

$$\mu = \sqrt{\left(\frac{35l}{d} + 8{,}4\right)^2 Re_т^{-2} + 0{,}67} - \left(\frac{35l}{d} + 8{,}4\right) Re_т^{-1}; \tag{7.13}$$

при $\mathrm{Re} \geqslant \mathrm{Re}_{кр} = 2300$

$$\mu = \left(1{,}5 + \frac{0{,}35l}{d\mathrm{Re}_т^{0{,}25}}\right)^{-0{,}5} \tag{7.14}$$

здесь $\mathrm{Re} = \mu\mathrm{Re}_т$;

l — длина насадки.

В табл. 7.2 приведены результаты расчета по этим формулам.

Допуская погрешность до 10%, коэффициент расхода внешней цилиндрической насадки (насадки Вентури) длиной l и диаметром d можно выразить вместо трех зависимостей (7.12)—(7.14) одной более простой формулой:

$$\mu = \frac{\mu_{макс}}{1 + a/\mathrm{Re}_т}, \tag{7.15}$$

в которой, при $l/d \leqslant 10$, $a = 26 + 35\ l/d$, а при $50 \geqslant l/d \geqslant 10$ $a = 110 + 26{,}6\ l/d$.

Максимальные значения коэффициента расхода $\mu_{макс}$ в зависимости от длины при $l/d \leqslant 60$ примерно равны

$$\mu_{макс} = \frac{144}{175 + l/d} = \frac{0{,}822}{1 + 0{,}0057l/d}. \tag{7.16}$$

Коэффициент расхода остается практически постоянным, когда наступает автомодельность по Re; для коротких насадок $l/d < 10$ при $\mathrm{Re} > 10^4$, а для длинных насадок $l/d > 10$ при $\mathrm{Re} > 5 \cdot 10^4$.

Пропускная способность насадки оказывается выше пропускной способности отверстия для насадок с $l/d = 1 \div 20$ при (по Ю. А. Скобельцыну):

$$\mathrm{Re} > 97 + \frac{211l}{d}, \tag{7.17}$$

а для насадок с $l/d = 20 \div 50$ при

$$\mathrm{Re} > 500 + 10\left(\frac{l}{d}\right)^2 \tag{7.18}$$

Наибольшая высота вакуума в насадке при истечении в атмосферу составляет:

$$h_{вак.\ \ кс} \approx 0{,}77H_0. \tag{7.19}$$

При $\mathrm{Re}_т > 10^4$ срыв вакуума в насадках с $l/d = 2 \div 5$, согласно опытам Ю. А. Скобельцына, происходит при

$$H > 1{,}55\,\frac{p_a - p_s}{\gamma}, \tag{7.20}$$

а при $10^3 < \mathrm{Re} < 10^4$

$$H \geqslant \frac{1{,}5 + l/d}{1 + 6 \cdot 10^{-5}\,\mathrm{Re}\,l/d} \cdot \frac{p_a - p_s}{\gamma}. \tag{7.21}$$

Коэффициент расхода внешней цилиндрической насадки с радиальным входом можно определять при $r \geqslant 0{,}2\ d$, $l \geqslant d$ и $\mathrm{Re}_т > 10^4$, согласно исследованиям Ю. А. Скобельцына, по формуле

$$\mu = 1 - \frac{A}{\sqrt{\mathrm{Re}_т}}\sqrt{\frac{l_0}{d} + \frac{r}{4d}}, \tag{7.22}$$

где при $0{,}2 < r/d < 2$

$$A = 7{,}75 - 1{,}52r/d, \tag{7.23}$$

а при $r > 2d$

$$A = 4{,}75;$$

r — радиус закругления входа;

l_0 — длина цилиндрической части насадки.

Наибольшая величина коэффициента расхода насадки получается при угле конического входа 40—60° и относительной длине конической части $l_1/d > 0{,}15$.

Согласно исследованиям В. Х. Межидова, внутренние цилиндрические насадки (насадки Борда) с толщиной стенки $\delta \geqslant 0{,}1d$, а также при любых δ и $\mathrm{Re}_\tau < 200$ можно рассчитывать как насадки Вентури по формулам Л. М. Курганова (7.12)—(7.14). Стенки сосуда, из которого происходит истечение, не влияют на μ, если диаметр сосуда более пяти-шести диаметров насадки.

При $\mathrm{Re}_\tau \geqslant 10^4$ коэффициент расхода насадки Борда не зависит от числа Рейнольдса. При $\mathrm{Re}_\tau > 1{,}25 \cdot 10^5$ происходит срыв вакуума и наступает незаполненное истечение.

Максимальная величина коэффициента сжатия струи, вытекающей через незаполненную насадку Борда, может быть вычислена по формуле

$$\varepsilon = \frac{1}{\omega_*}\left(1 - \sqrt{1 - \omega_*}\right), \tag{7.24}$$

где $\omega_* = \omega_0/\Omega$;

Ω — площадь сосуда перед отверстием.

Для $\delta \leqslant 0{,}04d$ и $l = (2 \div 5)d$ зависимость от δ/d описывается формулами:

при заполненном истечении

$$\mu = 0{,}69 + 2{,}6\delta/d; \tag{7.25}$$

при незаполненном истечении

$$\mu = 0{,}495 + 2{,}4\delta/d. \tag{7.26}$$

При $\delta > 0{,}04d$ незаполненное истечение можно рассматривать как истечение через отверстие в тонкой стенке.

Влияние угла скоса входного торца α насадок при $\delta > 0{,}01d$ и $l = 3d$ на коэффициент расхода насадок Борда и Вентури выражается формулой

$$\mu = 0{,}80 - 0{,}145 \sin \alpha. \tag{7.27}$$

При истечении через конически сходящуюся насадку сжатие струи на входе меньше, чем на входе в насадку Вентури, но зато появляется внешнее сжатие на выходе из насадки. Потери напора в этой насадке меньше, чем в наружной цилиндрической, а скорость больше. Коэффициенты μ, φ и ε насадки при $\mathrm{Re}_\tau > 3000$ зависят от угла конусности θ (см. рис. 7.1, *б*) и мало изменяются при изменении Re_τ.

Коэффициент расхода достигает максимума $\mu = 0{,}945$ ($\varphi = 0{,}963$ и $\varepsilon = 0{,}983$) при $\theta = 13°$. При $\mathrm{Re}_\tau < 2000$ влияние угла конусности почти не проявляется и μ практически можно выразить формулой

$$\mu = b \lg \mathrm{Re}_\tau + a, \tag{7.28}$$

Таблица 7.2

Значения μ для цилиндрических и конически сходящихся насадок

	$Re_т$								
					1000	3000	5000	10^4	$5\cdot$
Внешние и внутренние насадки со стенкой толщ. или при любом δ и $Re_т < 200$									$\delta \geqslant 0{,}1\ d$
1	0,397	0,521	0,68	0,73	0,77	0,80	0,805	0,81	0,81
4	0,168	0,29	0,49	0,57	0,68	0,76	0,77	0,78	0,79
10	0,08	0,14	0,31	0,41	0,55	0,70	0,72	0,74	0,76
30	0,02	0,05	0,15	0,22	0,36	0,56	0,604	0,63	0,68
50	—	0,03	0,10	0,15	0,26	0,48	0,53	0,56	0,61
ие μ	0,62	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65	0,65	0,64	0,60
ие ε	1,0	0,9[illegible]	0,86	0,81	0,77	0,73	0,7	0,67	0,611
Внешняя конически сходящаяся насадка									
θ = 14 ÷ 26°	0,4	0,53	0,77	0,80	0,84	0,91	0,92		

где при $15 < Re_т < 200$ коэффициенты $b = 0{,}5$ и $a = -0{,}45$; при $200 \leqslant Re_т \leqslant 2000$ коэффициенты $b = 0{,}2$ и $a = 0{,}24$. Приведенные значения коэффициентов относятся к выходному сечению насадки.

Расчет коэффициентов по (7.28) приведен в табл. 7.2.

Отнесение коэффициента расхода к сечению отверстия в стенке по зависимости

$$\mu_0 = \mu_{вых} \frac{\omega_{вых}}{\omega_0} \tag{7.29}$$

показывает, что конически сходящаяся насадка практически не увеличивает расхода вытекающей струи.

В пп. 7—17 табл. 7.3 приведены результаты опытов Л. Х. Максимова и М. Г. Нураева с отверстиями и конически сходящимися насадками различных форм поперечных сечений. При этом вход у всех насадок был коноидальным, на выходе имелась прямая вставка длиной 13 *мм*; коэффициенты скорости получены при напоре 1,1 *м*, а коэффициенты расхода: первые значения — при напоре 5 *м*, вторые значения — при напоре 15 *м*.

При истечении через конически расходящиеся насадки, вследствие большего сжатия струи при входе, потери значительно больше, чем в цилиндрической насадке, а следовательно, коэффициент скорости меньше. Коэффициенты расхода и скорости зависят от угла конусности θ. При угле конусности 5—7° в среднем $\mu = \varphi = 0{,}45 \div 0{,}50$, $\varepsilon = 1$, $\zeta = 3{,}94 \div 3{,}0$; при $\theta = 12°$ (предельный угол) $\mu_{вых} = \varphi_{вых} = 0{,}26$; при $\theta > 12°$ насадка перестает работать полным сечением.

Если отнести коэффициент расхода к входному сечению по (7.29), то при равных площадях входного сечения конически сходящейся и внешней цилиндрической насадок расход жидкости через первую из них больше.

В коноидальной насадке, выполненной по форме струи, вытекающей через отверстие, коэффициенты расхода в автомодельной области сопротивления составляют $\mu = 0{,}97 \div 0{,}995$.

Таблица 7.3

Значения μ и φ при истечении через отверстия и конически сходящиеся насадки различных форм поперечного сечения

№ пл.	Форма отверсти	φ	μ
1	Круглое отверстие в тонкой Re > 10 000	0,97	0,6
2	Наружная цилиндрическая насадка п. и Re > 10⁴ и $l/d=3$ 4 с острыми входными кромками	0,82	0,82
3	Внешняя цилиндрическая насадка ($l/d=3$) с радиальным ($r/d > 0,2$) или коническим (30—70° и $l/d > 0,15$) входом при Re > 5·10⁴		
4	Конически сходящаяся насадка при Re > 3 000 и θ=12÷15°	0,95	0,94
5	Конически расходящ яся гле конусности 5—7° . .	0,50—[illegible]	0,5—0,45
	То же, при угле 12°	0,26	0,2[illegible]
6	Конондальная (выполненная по форме струи, вытекающей через отверстие) насадка	0,97—0,99	
7	Круглое отверстие диаметром 20 мм .	0,915	
8	Эллипсовидное отверстие с соотношением осей 1 2 (14 28 мм)	0,98	
9	То же, с соотношением осей 1 : 3 (12—36 мм)	0,941	
10	То же, с соотношением осей 1 5,57 (9 : 50 мм) . . .	0,937	
11	То же, 9,44 (7 : 66 мм)	0,937	0,61
12	Щелевидное отверстие с соотношением сторон 1 : 5,75 (8 46 мм)	0,93	0,724—0,695
	Щелевидное отверстие, образованное окружностями с соотношением сторон 1 : 11,7 (6 : 70 мм)	0,937	0,635—0,[illegible]
14	Конически сужд ;круглым выходным сечением линой 75 мм	0,92	0,98—0,945
	То же, с эллипсовидным выходным сечением с соотношением осей 1 : 2 (10,7 : 21,2 мм)	0,963	0,97—0,91
16	То ж , с соотношением осей 1 : 3 (8,7 26 мм)	0,963	0,924—0,944
17	То же, со щелевидным выходным сечением с соотношением осей 1 2,8 (9 25 мм)	0,937	0,981—0,98
18	Щель в тонкой стенке с зубчатым отверстием (по данным Ь. М. Худенко); высота зубьев 50 мм, угол при вершине зуба 90°; высота отверстия отсчитывается от середины граней зубьев .		

Значения μ при $Re > 10^4$ для различных типов насадок быть определены в зависимости от отношения площадей $= \omega_{вых}/\Omega$ по приближенным формулам И. Е. Идельчика:

для внешней цилиндрической насадки

$$\mu = \frac{0.815}{\sqrt{1-\omega_*/3}}; \tag{7.30}$$

для внутренней цилиндрической насадк

$$\mu = \frac{0,705}{\sqrt{1-0,5\omega_*}}; \tag{7.31}$$

конически сходящейся насадки ($0 \approx 13°$)

$$\mu = \frac{0{,}94}{\sqrt{1 - 0{,}179\omega_*}}; \tag{7.32}$$

для коноидальной насадки или насадки со скругленным входом

$$\mu = \frac{0{,}97}{\sqrt{1 - 0{,}0654\omega_*}}. \tag{7.33}$$

Согласно опытам Н. И. Подземельных и др., взаимное влияние насадок на коэффициент расхода незначительно при шаге расположения отверстий больше 6—8 d.

§ 7.3. ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ ПРИ НАЛИЧИИ ВИХРЕВЫХ ВОРОНОК

При определенных условиях подхода к сливному отверстию жидкость приходит во вращательное движение, в результате чего возникает интенсивная вихревая воронка с воздушным ядром, проникающим в сливное отверстие. Без искусственного закручивания прорыв воздуха в сливное отверстие может произойти при напоре приближенно $H < 0{,}5\ d$.

Вращение жидкости не снижает коэффициента расхода до тех пока воздушное ядро воронки не проникнет в сливное отверстие, т. е., согласно исследованиям А. Д. Альтшуля и М. Ш. Марголина, при $\Gamma_{пр} < 0{,}8$ коэффициент расхода $\mu = \mu_0$, где $\Gamma_{пр} = \Gamma/d\sqrt{2gH}$ — приведенная циркуляция, $\Gamma = 2\pi RV$ — максимальная циркуляция окружной компоненты скорости V на радиусе R.

При $\Gamma_{пр} > 0{,}8$ в результате проникновения воздушного ядра воронки в сливное отверстие коэффициент расхода μ становится меньше, чем при истечении без воронки (μ_0) При $0{,}8 \leqslant \Gamma_{пр} \leqslant 2{,}1$, $2{,}5 \leqslant R/d \leqslant 6{,}7$ ($Re_т \geqslant 22\,000$) относительный коэффициент расхода приближенно может быть выражен зависимостью

$$\frac{\mu}{\mu_0} = 1{,}3 - 0{,}38\Gamma_{пр}. \tag{7.34}$$

При приведенной циркуляции выше предельной ($\Gamma_{пр.}$ коэффициент расхода не меняется (табл. 7.4).

Таблица 7.4

Значения $\Gamma_{пр.\ макс}$ и μ/μ_0

R/d	6,7	5,0	2,5
$\Gamma_{пр.\ мак}$	3,0	3,8	> 4,0
μ/μ_0	0,4	0,28	

Наименьший напор, при котором образуется воронка с прорывом воздуха к донному отверстию водоприемника, может быть оценен по формуле

$$\frac{H_{\text{мин}}}{d} = 0{,}5\left(\frac{v_{\text{отв}}}{\sqrt{gd}}\right)^{0{,}55} \tag{7.35}$$

а при придонном боковом водозаборе

$$\frac{H_{\text{мин}}}{d} = 1 + 1{,}5\left(\frac{v_{\text{отв}}}{\sqrt{gd}}\right)^{3/4} \tag{7.36}$$

где $v_{\text{отв}}$ — скорость течения в плоскости отверстия.

§ 7.4. ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ-ПОД ЩИТА

При истечении из-под щита (затвора) удельный расход, т. е. расход на единицу ширины отверстия, можно определять по формуле

$$q = \varphi\varepsilon_0 e\sqrt{2gT} = \mu_к e\sqrt{2gT}, \tag{7.37}$$

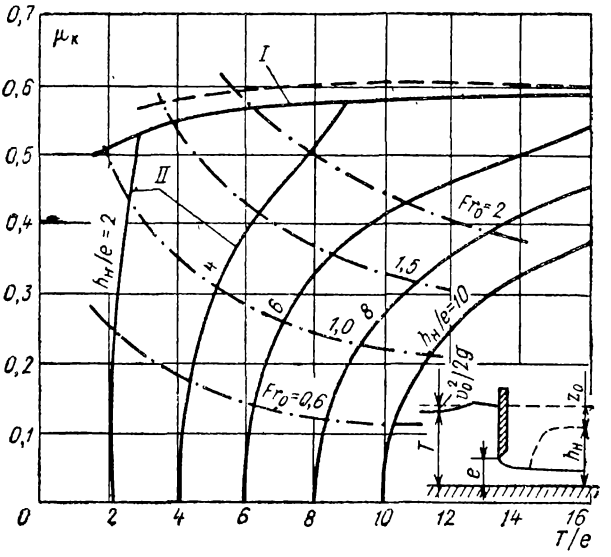


Рис. 7.2. График для определения коэффициента $\mu_к$ (сплошные линии), входящего в (7.37), при истечении из-под вертикального щита по [71]

I — свободное истечение; *II* — затопленное истечение; Fr_0 — число Фруда для потока, протекающего через отверстие затвора

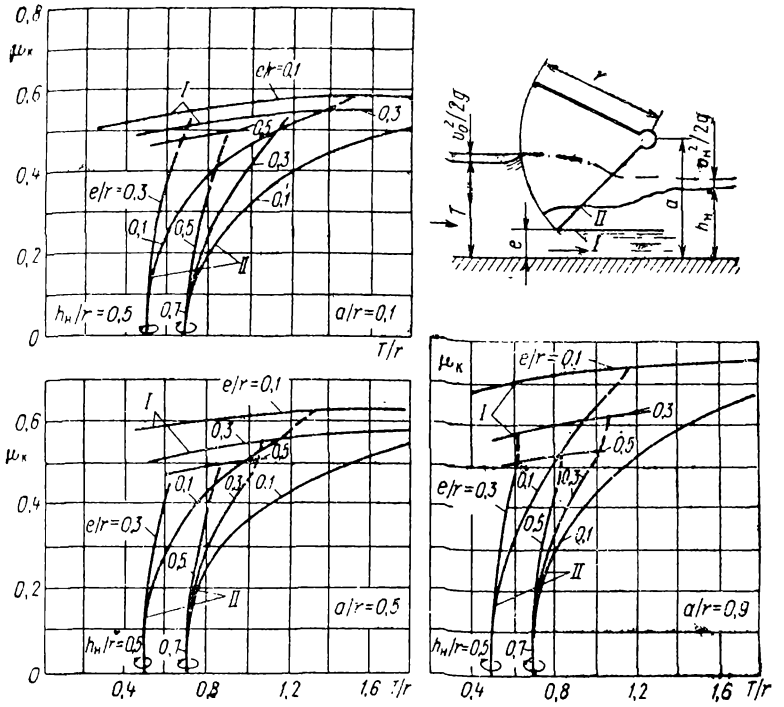


Рис. 7.3. Графики для определения коэффициента $\mu_к$, входящего в (7.37), для сегментного затвора

I — свободное истечение; *II* — затопленное истечение

где $\mu_к = \varphi\varepsilon_0$ — коэффициент, зависящий от геометрии конструкции и глубины потока в верхнем и нижнем бьефах (рис. 7.2 и 7.3);

φ — коэффициент скорости;

e — высота отверстия;

T — глубина от горизонта воды до низа отверстия;

ε_0 — опытный коэффициент, равный, по нашим исследованиям незатопленного истечения из-под щита:

при $e/T \leqslant 0{,}45$

$$\varepsilon_0 = 0{,}61 - 0{,}11e/T; \qquad (7.38)$$

при $e/T > 0{,}45$

$$\varepsilon_0 = 0{,}56.$$

Гидравлический расчет незатопленных щитовых отверстий на гребне водослива практического профиля, согласно рекомендациям В. Н. Козина, можно производить по формуле

$$Q = \varphi\varepsilon_к eb\sqrt{2gT_0}, \qquad (7.39)$$

где b — ширина отверстия;

T_0 — глубина от горизонта воды до низа отверстия с учетом скоростного напора:

$$T_0 = T + \frac{v_0^2}{2g};$$

$\varepsilon_к$ — эмпирический коэффициент:

$$\varepsilon_к = 0{,}611 - 0{,}164e/T_0. \tag{7.40}$$

Расход для затопленного истечения из-под щита определяется по формуле

$$Q = \mu be\sqrt{2gz_0}, \tag{7.41}$$

где

$$z_0 = T_0 - h_н;$$

$h_н$ — глубина от горизонта воды в нижнем бьефе до низа отверстия;

μ — коэффициент расхода, принимаемый, согласно опытам Гинца и Иноземцева, по табл. 7.5.

Приближенно при $e/h_н < 0{,}9$ можно принять:

$$\mu = 0{,}65 + 0{,}5e/h_н, \tag{7.42}$$

а при $0{,}9 < e/h_н \leqslant 1{,}0$

$$\mu = 1{,}0.$$

Границей затопления отверстия служит $z_{гр}$ (или $q_{гр}$), значения которых в зависимости от e/T приведены в табл. 7.6.

На основании данных табл. 7.6 мы полагаем возможным принять:

$$\frac{z_{гр}}{T} = 0{,}95 + 0{,}62\frac{e}{T} - 1{,}55\sqrt{\frac{e}{T}}. \tag{7.43}$$

Давление по поверхности щита при свободном истечении распределяется по закону

$$\frac{p}{\gamma} = T + \frac{v_0^2}{2g} - y - \frac{2{,}02q^2}{ge^2\left(\frac{y^2}{e^2} - 1 + 8{,}1\varepsilon^2\frac{T}{T-e}\right)}, \tag{7.44}$$

Таблица 7.5

Значения μ при затопленном истечении из-под щита

$e/h_н$	0,05	0,1	0,15		0,25	0,3	0,35	0,4	0,45
μ	0,7	0,7	0,7	0,725	0,74	0,766	0,784	0,811	0,844

$e/h_н$	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,(
	0,89	0,936	1,0	1,05	1,07	1,08	1,075	1,06	1,056	1,03

Таблица 7.6

Значения $z_{гр}$ и $q_{гр}$ в зависимости от e/T, служащие границей свободного и затопленного истечений из-под щита

$/T$	0,142	0,19	0,2	0,29	0,31	0,335	0,363
$z_{гр}/T$	0,45	0,40	0,35	0,30	0,28	0,26	0,24
$q_{гр}/\sqrt{2g}T^{1,5}$	0,07	0,09		0,129	0,135	0,144	

e/T	0,392	0,42	0,45	0,5	0,54	0,59
$z_{гр}/T$	0,22	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12
$_{гр}/\sqrt{2g}T^{1,}$	0,165	0,174	0,1	0,196	0,208	0,223

Таблица 7.7

Значения ε при истечении из-под щита

e/T	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
ε	0,611	0,613	0,615	0,617	0,619	0,622	0,625

e/T	0,35	0,4		0,5	0,55	0,6	0,65
ε	0,629	0,633	0,639	0,645	0,652	0,661	0,673

где y — вертикальная ордината от низа отверстия до точки на щите, в которой определяется давление;

v_0 — средняя скорость потока в верхнем бьефе;

ε — коэффициент сжатия струи, вытекающей из-под щита (табл. 7.7).

Гидродинамическое давление на дно непосредственно под щитом $p_{x=0}$ вычисляется по формуле

$$\frac{p_{x=0}}{\gamma T} = 1 + \frac{1}{2}\,\mathrm{Fr}_0\,(1-\varepsilon^2) - \varepsilon^2\left(1 - \varepsilon\,\frac{e}{T}\right), \qquad (7.45)$$

где Fr_0 — число Фруда:

$$\mathrm{Fr}_0 = \frac{v_0^2}{gT}.$$

Давление на дно в сторону верхнего бьефа от щита (p_x) быстро нарастает до гидростатического по закону

$$\frac{p_x}{\gamma} = \frac{p_{x=0}}{\gamma} + \left(T - \frac{p_{x=0}}{\gamma}\right)\left(\frac{2\gamma x}{p_{x=0}}\right)^{1/3} \qquad (7.46)$$

Сила давления жидкости, приходящаяся на *пог.* ширины щита,

$$P = \frac{\gamma}{2}(T^2 - \varepsilon^2 e^2) - \frac{\rho q^2}{T}\left(\frac{T}{\varepsilon e} - 1\right). \qquad (7.47)$$

Коэффициент вертикального сжатия струи при истечении из-под криволинейного в плане вертикального щита, по О. Ф. Васильеву,

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{пл}}{1 + 1{,}05e/R}, \qquad (7.48)$$

где $\varepsilon_{пл}$ — коэффициент вертикального сжатия при истечении из-под плоского щита (табл. 7.7);

R — радиус изгиба щита в плане с центром кривизны в нижнем бьефе.

При истечении из-под сегментного затвора значения коэффициентов $\mu_к = \varphi\varepsilon_0$ в формуле (7.37) при свободном или затопленном истечении могут быть определены по графику (рис. 7.3).

§ 7.5. ИСТЕЧЕНИЕ ПРИ ПЕРЕМЕННОМ НАПОРЕ

Нередко ставится задача об определении времени опорожнения или наполнения водохранилищ или каких-либо емкостей.

Пусть из резервуара *1* с площадью свободной поверхности Ω_1 жидкость перетекает в резервуар *2* с площадью свободной поверхности Ω_2 через трубу с поперечным сечением ω (рис. 7.4, *а*). При этом в первый резервуар поступает постоянный расход Q_1, а из второго вытекает постоянный расход Q_2. Время изменения напора, т. е. разности уровней в этих резервуарах, от H_1 в начальный момент до H_2

$$t = \int_{H_1}^{H_2} \frac{\Omega_1\Omega_2\, dH}{Q_1\Omega_2 + Q_2\Omega_1 - (\Omega_1 + \Omega_2)\mu\omega\sqrt{2gH}}. \qquad (7.49)$$

1. При $\Omega_1 = \text{const}$, $\Omega_2 = \text{const}$ и $\mu = \text{const}$

$$t = \frac{2\Omega_1\Omega_2}{(\Omega_1 + \Omega_2)\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a}\ln\frac{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_2}}\right), \qquad (7.50)$$

где

$$\sqrt{H_a} = \frac{Q_1\Omega_2 + Q_2\Omega_1}{\sqrt{2g}\mu\omega(\Omega_1 + \Omega_2)}.$$

Если истечение происходит в атмосферу, то $\Omega_2 \gg \Omega_1$, $Q_2 = 0$, и напор H отсчитывается от центра выходного сечения трубы до свободной поверхности жидкости в резервуаре; тогда

$$t = \frac{2\Omega_1}{\sqrt{2g}\mu\omega}\left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a}\ln\frac{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_2}}\right), \qquad (7.51)$$

где

$$\sqrt{H_a} = \frac{Q_1}{\sqrt{2g}\mu\omega}.$$

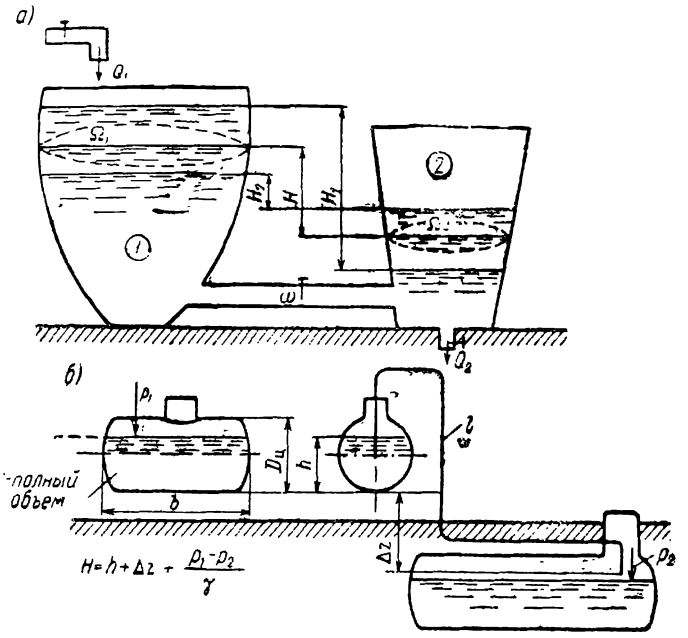


Рис. 7.4 Схемы:

а — к истечению жидкости с переменным напором; *б* — к определению продолжительности опорожнения резервуара

Если $Q_1 = Q_2 = 0$, то $\sqrt{H_a} = 0$.

2. Время опорожнения цистерн (цилиндрических резервуаров) с горизонтальной осью диаметром $D_ц$ и длиной b (рис. 7.4, *б*) при $\mu = \text{const}$ приближенно равно:

$$t \approx \frac{4}{3} \cdot \frac{b}{\mu\omega\sqrt{2g}} \cdot \frac{(D_ц - h_2)^{1,5} - (D_ц - h_1)^{1,5}}{\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}} \times$$

$$\times \left[1{,}19 - 0{,}19\left(\frac{3h_1 - 2H_1}{2H_1 - h_1}\right)^2\right](\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}), \qquad (7.52)$$

где h_1 и h_2 — глубины жидкости в цистерне в начальный конечный моменты времени при напорах H_1 и H_2.

Пример 1. Из железнодорожной цистерны диаметром $D_ц = 2{,}1$ *м* и длиной $b = 5$ *м* жидкий хлор переливается в стационарную цистерну по трубопроводу длиной $l = 30$ *м* и $d = 15$ *мм* (рис. 7.4). Определить время опорожнения цистерны, если $p_1 = 6{,}5$ *кгс/см*^{2}, $p_2 = 6$ *кгс/см*^{2}, $\Delta z = 2{,}5$ *м*, $h_1 = 1{,}8$ *м*.

Принимая по табл. 3.2 $\lambda = 0{,}074$ и местные сопротивления в размере 40% линейных, найдем коэффициент сопротивления системы трубопровода:

$$\zeta_c = 1{,}4\lambda l/d = 1{,}4 \cdot 0{,}074 \cdot 30/0{,}015 = 207;$$

коэффициент расхода

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_c}} = \frac{1}{\sqrt{208}} = 0{,}069.$$

В начал... глубине в цистерне h_1 ...чение,

действие.

$$H_1=\frac{p_1-p_2}{\gamma_{\text{х}}}+h_1 \qquad z=\frac{0,5}{0,0914}+1,8\approx 2.$$

$$H_2=\frac{p_1-p_2}{\gamma_{\text{хл}}}+\Delta z=6,07\ м\ хл.\ ст.$$

здесь $\gamma_{\text{хл}}=1,43\ кгс/л$ — удельны...

По (7.52) име...

$$t=\frac{4}{3}\cdot\frac{5\cdot4\cdot10^4}{0,069\cdot4,43\cdot3,14\cdot2,25}\cdot\frac{3,04-0,164}{1,31-0}(1,19-0,19\cdot0,55)\cdot \qquad сек\approx 28\ ч.$$

3. Время понижения свободной поверхности площадью Ω в цилиндрическом резервуаре при истечении в атмосферу или под постоянный уровень или время повышения свободной поверхности при истечении при постоянном горизонте под переменный уровень, в течение которого напор изменяется от H_1 до H_2 и при переменном коэффициенте расхода, выраженном по зависимости (7.15), равно

$$t=\frac{\Omega\nu}{g\mu_{\text{макс}}\omega d}\left(\text{Re}_{\text{т}1}-\text{Re}_{\text{т}2}+\frac{a}{2}\ln\frac{H_1}{H_2}\right). \qquad (7.53)$$

4. Время опорожнения цистерны длиной b и диаметром $D_{\text{ц}}$ с горизонтальной осью через насадку при напоре, равном глубине жидкости в цистерне, и переменном коэффициенте расхода, выраженном (7.15),

$$t=\frac{\nu bD_{\text{ц}}}{g\mu_{\text{м}\ \text{с}}\omega d}\left\{\frac{2}{3}\cdot\frac{d\sqrt{2gD_{\text{ц}}}}{\nu}\left[\left(1-\frac{H_2}{D_{\text{ц}}}\right)^{1,5}-\left(1-\frac{H_1}{D_{\text{ц}}}\right)^{1,5}\right]+\right.$$
$$+a\left[\sqrt{\frac{H_1}{D_{\text{ц}}}\left(1-\frac{H_1}{D_{\text{ц}}}\right)}-\sqrt{\frac{H_2}{D_{\text{ц}}}\left(1-\frac{H_2}{D_{\text{ц}}}\right)}+\right.$$
$$\left.\left.+\operatorname{arctg}\sqrt{\frac{H_2}{D_{\text{ц}}-H_2}}-\operatorname{arctg}\sqrt{\frac{H_1}{D_{\text{ц}}-H_1}}\right]\right\}. \qquad (7.54)$$

При $H_1=D_{\text{ц}}$ и $H_2=0$ врем... ...ного опорожнения цистерны

$$t=\frac{\nu bD_{\text{ц}}}{g\mu_{\text{макс}}\omega d}\left(\frac{2}{3}\cdot\frac{d\sqrt{2gD_{\text{ц}}}}{\nu}-\frac{\pi}{2}a\right). \qquad (7.55)$$

При $H_1=D_{\text{ц}}$ и $H_2=$ ...$D_{\text{ц}}$

$$t=\frac{\nu bD_{\text{ц}}}{g\mu_{\text{макс}}\omega d}\left(0,235\frac{d\sqrt{2gD_{\text{ц}}}}{\nu}-1,285a\right). \qquad (7.56)$$

При $H_1=\frac{1}{2}D_{\text{ц}}$ и $H_2=0$

$$t=\frac{\nu bD_{\text{ц}}}{g\mu_{\text{макс}}\omega d}\left(0,432\frac{d\sqrt{2gD_{\text{ц}}}}{\nu}-0,285a\right). \qquad (7.57)$$

§ 7.6. СВОБОДНЫЕ И НЕСВОБОДНЫЕ ЗАТОПЛЕННЫЕ СТРУИ

Свободной струей называется струя, не ограниченная твердыми стенками.

Затопленной струей жидкости называется струя, распространяющаяся в аналогичной жидкости.

Незатопленной струей жидкости называется струя, окруженная газом, в частности воздушной средой.

Сточные воды, выходящие из выпуска или поступающие в горизонтальный отстойник, представляют собой турбулентные затопленные струи.

Для затопленной свободной струи характерны два участка: начальный и основной; эти участки разделяются переходным сечением (рис. 7.5).

На начальном участке струи, т. е. на участке от начального сечения (выход из насадки) до переходного сечения, имеется ядро постоянных скоростей струи. Во всех точках этого ядра струи скорости можно считать одинаковыми и равными скорости u_0 в выходном сечении. Ядро ограничено с боков практически прямыми линиями, наклоненными под углом примерно 5° к оси струи. Эти прямые линии отделяют ядро от окружающего турбулентного пограничного слоя, в пределах которого скорости изменяются по тому же закону, как на основном участке струи.

Остальная часть струи (за переходным сечением) называется основным участком. Принимают, что внешние границы турбулентного пограничного слоя ограничены прямыми линиями. Точка пересечения O этих прямых называется полюсом струи. Боковой угол расширения струи равен $\theta = 12° 25'$

При равномерном начальном поле скоростей полюс струи находится примерно в центре выходного отверстия сопла. Скорости

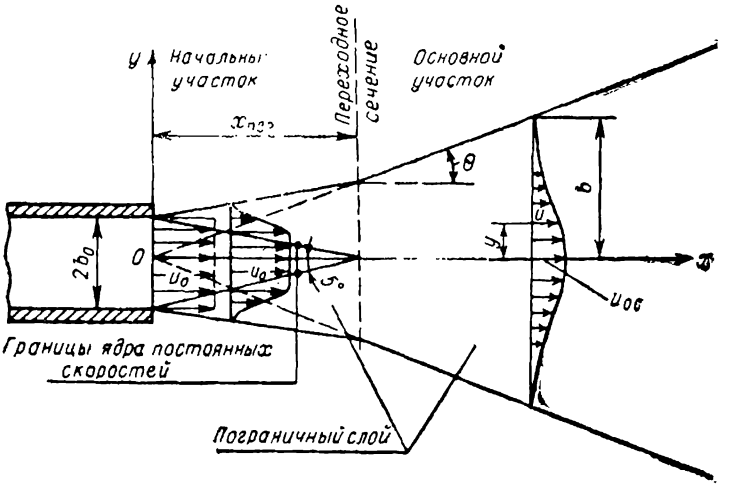


Рис. 7.5. Схема затопленной струи

в пограничном слое изменяются по закону «трех вторых»:

$$\frac{u}{u_{\text{макс}}} = \left[1 - \left(\frac{y}{b}\right)^{1,5}\right]^2 \tag{7.58}$$

где $u_{\text{макс}}$ — максимальная скорость в сечении пограничного слоя (на основном участке это скорость на оси струи $u_{\text{ос}}$, а на начальном это скорость в ядре постоянных скоростей u_0);

y — ордината точки, в которой скорость u;

b — ширина пограничного слоя:

$$b = x \operatorname{tg} \theta = 0{,}22x. \tag{7.59}$$

1. Для плоской струи, образованной щелью шириной $2b_0$, средняя скорость в сечении пограничного слоя $V = 0{,}448\ u_{\text{макс}}$, коэффициент количества движения (Буссинеска) $\alpha_0 = 1{,}56$ и коэффициент кинетической энергии (Кориолиса) $\alpha = 2{,}86$. Переходное сечение находится от начального сечения на расстоянии $x_{\text{пер}} = 14{,}5\ b_0$. Скорость на оси основного участка изменяется по закону

$$u_{\text{ос}} = 3{,}82u_0 \sqrt{\frac{b_0}{x}}. \tag{7.60}$$

2. Для круглой струи, вытекающей через отверстие радиусом r_0, средняя скорость в сечении пограничного слоя

$$V = 0{,}2615u_{\text{макс}}, \tag{7.61}$$

коэффициент Буссинеска $\alpha_0 = 2{,}08$ и коэффициент Кориолиса $\alpha = 4{,}5$. Переходное сечение находится от отверстия на расстоянии $x_{\text{пер}} = 12{,}4\ r_0$. Скорость по оси основного участка уменьшается по закону

$$u_{\text{ос}} = 12{,}4u_0 \frac{r_0}{x}. \tag{7.62}$$

3. Для струи, образованной истечением из прямоугольного отверстия со сторонами $2l \cdot 2b_0$, можно принять, что максимальные скорости в поперечном сечении струи располагаются на отрезке длиной $2(l - b_0)$ в плоскости центральной оси и изменяются вдоль струи приближенно по закону

$$u_{\text{ос}} \approx \frac{13{,}76u_0\sqrt{lb_0}}{\sqrt{x^2 + 13{,}76\,(l - b_0)\,x}}. \tag{7.63}$$

При движении струи в ограниченном пространстве (при $\sqrt{\Omega_{\text{кан}}} > 71{,}5d_0$) возникает возвратное течение, препятствующее свободному расширению струи, что приводит к деформации ее границы и изменению угла расширения струи.

По исследованиям А. И. Гусака, при степенях расширения струи $B = \Omega_{\text{кан}}/\omega_{\text{вх}} = 4 \div 196$ длина струи

$$L = 2{,}04B^{0,61}d_0 = 2{,}04B^{0,11}D, \tag{7.64}$$

где d_0 и D — диаметры входа и канала.

Струя состоит из трех характерных участков.

На первом участке в пределах $x = 0 \div 0{,}35\ L$ расширение струи линейно с углом раскрытия 24—25° В конце участка $l_1 = 0{,}35\ L$ площадь поперечного сечения струи составляет $0{,}33 \div 0{,}35\ \Omega$ канала. Изменение диаметра струи, т. е. поверхности нулевых продольных скоростей, происходит по закону

$$\frac{d_c}{d_0} = 1 + 0{,}42\frac{x}{d_0}, \tag{7.65}$$

где x — расстояние от входа до данного сечения струи.

На втором участке в пределах $x = 0{,}35 \div 0{,}85\ L$ расширение струи менее интенсивно из-за стеснения ее возвратным потоком и характеризуется небольшим (6—8°) углом раскрытия. Диаметр струи изменяется по зависимости

$$\frac{d_c}{d_0} = \left(0{,}443 + 0{,}42\frac{x}{d_0}\right) B^{0,5}. \tag{7.66}$$

На третьем участке в пределах $x = 0{,}85 \div 1{,}0\ L$ вследствие отдачи присоединенного расхода в возвратное течение происходит наиболее интенсивное расширение струи. На этом участке диаметр струи описывается следующей зависимостью:

$$\frac{d_c}{d_0} = \left[1 - 0{,}81\left(1 - \frac{x}{L}\right)^{2/3}\right] B^{0,5}. \tag{7.67}$$

Диаметр ядра $d_я$, в сечении которого расход струи равен первоначальному, изменяется по зависимости

$$\frac{d_я}{d_0} = 1 + \frac{x}{L}\left[1 - \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{0,5}\right](B^{0,5} - 1). \tag{7.68}$$

§ 7.7. НЕЗАТОПЛЕННЫЕ СТРУИ

Водяная струя в воздушном пространстве может быть разделена на три характерные части: компактную, раздробленную и распыленную. В компактной части обеспечивается сплошность потока. В раздробленной части сплошность потока нарушается, струя разрывается на крупные части и расширяется. Распыленная часть струи состоит из множества отдельных рассеивающихся капель.

При применении водяных струй для пожаротушения пользуются понятием радиуса действия компактной части струи $R_к$, представляющего собой расстояние от насадки до окончания компактной части струи (рис. 7.6).

Для создания сплошных струй используются конические насадки с углом конусности от 8 до 15° Коническая часть насадки заканчивается, как правило, цилиндрической частью, длина которой в небольших насадках составляет около одного диаметра, а в больших насадках — примерно $^2/_3$—$^3/_4$ диаметра выходного сечения насадки. На конце цилиндрической части насадки обычно выполняется выемка «в четверть» для защиты выходной кромки насадки от повреждений. В конической части давление с наименьшими потерями преобразуется в скоростной напор. Цилиндрическая часть насадки

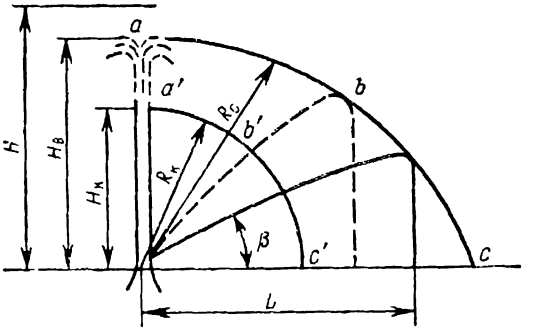


Рис. 7.6. Схема незатопленной струи

abc — граница дальности боя сплошной струи, т. е. концы раздробленной части струи, наклоненной под углом β; *a'b'c'* — граница компактной части струи

служит для уменьшения сжатия сечения струи при выходе ее из насадки.

Траектория струи, свободно падающей после истечени через отверстие и насадку, описывается следующим уравнением:

$$z = \frac{gx^2}{2v^2 \cos^2 \theta} \pm x \operatorname{tg} \theta, \tag{7.69}$$

где v — средняя скорость в расчетном сечении струи, направленная под углом θ к горизонту;

z и x — вертикальная (направленная вниз) и горизонтальная координаты струи относительно расчетного сечения.

В (7.69) перед вторым слагаемым берется знак «плюс», если начальная скорость v направлена вниз; если скорость v направлена в начальном сечении вверх, то нужно брать знак «минус».

Опытными исследованиями установлено, что наибольшая дальность боя струи достигается при начальном угле наклона ее примерно 30—32°, а максимальная дальность полета или высота боя струи — при напорах

$$H = 14\sqrt{d}\ [м], \tag{7.70}$$

где d — диаметр насадки, *мм*.

Высота вертикальной сплошной струи жет быть определена по формуле Фримана:

$$H_в = H\left(1 - 0{,}000113\,\frac{H}{d}\right) \tag{7.71}$$

или по формуле Люгера:

$$H_в = \frac{H}{1 + \varphi H}, \tag{7.72}$$

где H — напор у насадки, *м*;

$H_в$ — высота сплошной вертикальной струи, *м*;

φ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = \frac{0{,}25}{d + (0{,}1d)^3}; \quad d \text{ — в } мм. \tag{7.73}$$

Таблица 7.8

Значения φ, входящего в (7.72)

Диаметр насадки, мм	10	12	13	14	16	18	19	20	22	25	28	30	35
	23	18	16	15	12	10	10	9	8	6	5	4	3

Таблица 7.9

Значения f_c для определения радиуса действия сплошной струи по (7.74)

Угол наклона β радиуса действия струи, *град*			60	45	30	15	0
f_c	1,0	1,03	1,07	1,12	1,2	1,3	1,4

Значения коэффициента φ в зависимости от диаметра выходного сечения насадки даны в табл. 7.8.

Радиусы действия сплошной струи (R_c) и компактной части струи ($R_к$) выражаются через высоту вертикальной сплошной струи:

$$R_c = f_c H_в, \qquad (7.74)$$

$$R_к = f_к H_в, \qquad (7.75)$$

где f_c — коэффициент, зависящий от угла β, образующего радиус действия сплошной струи R_c с горизонтальной плоскостью (табл. 7.9);

$f_к$ — коэффициент, зависящий от высоты вертикальной сплошной струи (табл. 7.10).

На рис. 7.7 приведены графики зависимости высоты и длины сплошных струй от напора при угле наклона β радиуса действия

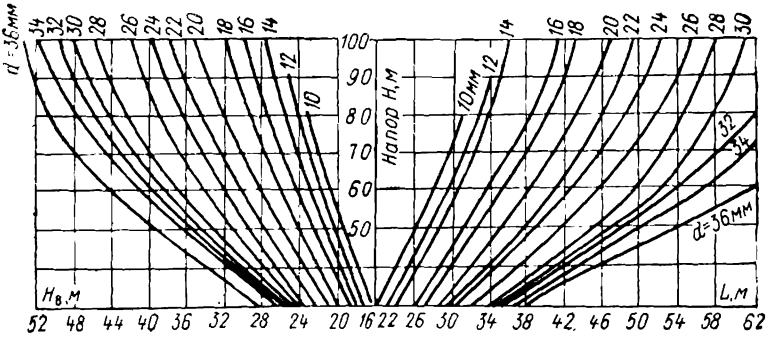


Рис. 7.7. Высоты $H_в$ и длины L сплошных струй в зависимости от напора H у ствола и диаметра насадки d (при хорошем качестве насадки) при $\beta = 40°$

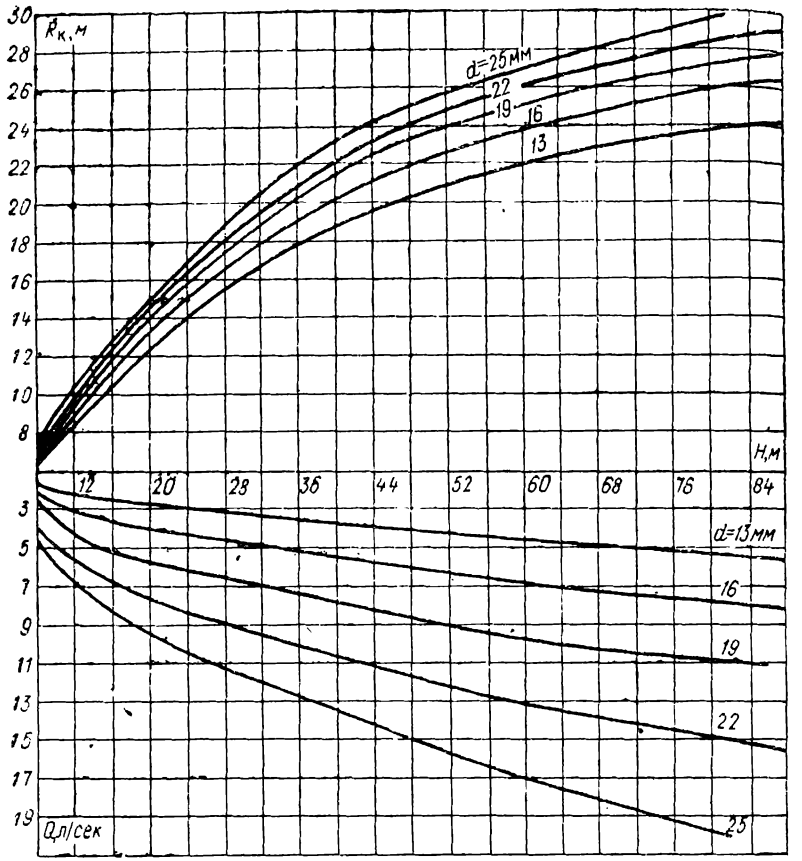


Рис. 7.8. Зависимость между радиусом действия $R_к$, расходом воды Q, напором H и диаметром насадки d для струй из ручных стволов

сплошной струи $R_с$ по отношению к горизонтальной плоскости, равном примерно 40°

На рис. 7.8 представлены радиусы действия компактной части струй, получаемых от ручных стволов с диаметрами насадок от 13 до 25 *мм*, а в табл. 7.11 — от лафетных стволов с диаметрами насадок от 28 до 50 *мм* при угле наклона $\beta = 30°$

Радиус действия компактной части струи из руч стволов не изменяется при изменении угла наклона.

Радиус действия компактной части лафетных струй угла наклона:

$$R_{к.л} = f_л R_{к\,30°}, \qquad (7.76)$$

Таблица 7.10

Значения $f_к$ для определения радиуса действия компактной части струи

Высота $H_в$, м				20	25			40	
	0,81	0,84	0,82	0,80	0,77	0,73	0,69	0,65	0,62

Таблица 7.11

Радиусы действия компактной части лафетных струй $R_к$ при угле наклона $\beta = 30°$

Напор у ствола, м вод. ст.	Радиус действия компактной части струи (м) при диаметрах насадок в мм							
	28		32		38		50	
	$R_к$, м	Q, л/сек	$R_к$, м	Q, л/сек	$R_к$, м	Q, л/сек	$R_к$, м	Q, л/сек
20	20,0	12,2	20,0	15,9	20,5	22,4	21,0	38,9
25	23,0	13,5	23,5	17,8	24,0	25,1	25,0	43,-
30	26,0	14,9	26,5	19,4	27,0	27,4	29,0	47,5
35	28,0	16,2	28,5	21,0	29,5	29,7	31,0	51,5
40	30,0	17,2	30,5	22,5	32,0	31,7	33,0	55,0
45	31,5	18,3	32,5	23,8	34,0	33,6	35,5	58,3
50	33,0	19,3	34,0	25,1	35,5	35,4	37,5	61,4
55	34,5	20,2	36,0	26,0	37,0	37,2	39,0	64,4
60	35,5	21,1	37,0	27,6	38,0	38,2	40,5	67,3
65	36,5	22,0	37,5	28,6	39,0	40,4	41,5	70,0
70	37,0	22,8	37,5	29,7	39,5	41,9	42,5	72,6
75	—	—	—	—	40,0	43,4	43,5	75,3
80	—	—	—	—	40,5	44,8	44,5	77,8
85	—	—	—	—	—	—	45,5	80,1
90	—	—	—	—	—	—	46,0	82,5
95	—	—	—	—	—	—	46,5	84,8
100		—	—	—	—	—	47,0	87,0

Значения коэффициента пересчета $f_л$ даны в табл. 7.12.

В табл. 7.13 указан низший предел рабочих пожарных струй, которых радиус действия компактной части равен 17 м.

Таблица 7.12

Значения коэффициента пересчета радиуса действия лафетных струй с угла наклона 30° на другие углы

Угол наклона радиуса $R_к$, град				30	35	40	45	50		60
	1,18	1,10	1,05				0,95	0,88	0,86	0,85

Таблица 7.13

Напоры, пригодные для образования рабочих пожарных струй

Диаметр насадки	13	16	19		25
Напор у ство... *м вод.*	31	31	27		25

Пример 2. Определить необходимый напор и расход воды лафетных стволов, установленных для защиты лесной биржи бумажной фабрики. Стволы установлены на расстоянии 50 *м* друг от друга, высотой 8 *м*, с двух сторон вдоль склада древесины шириной 70 *м* и высотой 23 *м*. Диаметр насадок лафетных стволов 50 *мм*. Расстояние по диагонали от уровня лафетного ствола до самой отдаленной (43 *м* по горизонтали) и высокой (23—8 = 15 *м*) точки должен составлять радиус действия $R_К$ компактной части лафетной струи. Определяем его по формуле

$$R_К = \sqrt{43^2 + 15^2} = 45{,}6 \text{ м};$$

эта струя наклонена под углом к гориз

$$\beta = \arcsin \frac{15}{45{,}6} = \arcsin 0{,}35 = 2$$

По табл. 7.12 для $\beta = 20°$ находим $f_л = 1.1$. Переведем по (7.76) полученный радиус действия компактной части струи $R_{К\,20°} = 45{,}6$ *м* на радиус действия $R_{К\,30°}$:

$$R_{К\,30°} = \frac{R_{К\,20°}}{f_л} = \frac{45{,}6}{1{,}1} = 41{,}5 \text{ м}.$$

В последней графе табл. 7.11 для диаметра насадки $d = 50$ *мм* потребный напор, соответствующий этому радиусу действия ($R_К = 41{,}5$ *м*), равен $H = 65$ *м*, а расход воды — $Q = 70$ *л/сек*.

При разработке грунтов гидромониторными струями важным параметром является наибольшая дальность боя струи, при которой она еще не распадается. По данным Н. П. Гавырина, эта величина может быть приближенно определена по формуле

$$L = 0{,}415 \sqrt[3]{\beta d_0 H^2} \text{ [м]}, \qquad (7.77)$$

где β — угол вылета струи, *град*;

d_0 — диаметр насадки, *мм*;

H — напор при выходе из насадки, *м*.

Величина $L_{макс}$ получается при $\beta = 35°$ для $H = 10$ *м* при $\beta = 30°$ для $H = 35$ *м*.

Формула (7.77) удовлетворительна при угле наклона оси ствола гидромонитора к горизонту $\beta = 5 \div 30°$ напоре на выходе из насадки $H = 10 \div 80$ *м* ($H = v_0^2/2g$), диаметре выходного отверстия насадки $d_0 = 5 \div 50$ *мм*.

Глава восьмая

РАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ

§ 8.1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ

Канализационные сети обычно рассчитывают из условий равномерного безнапорного движения сточных вод.

Безнапорное движение характеризуется наличием свободной поверхности. При равномерном безнапорном движении уклон поверхности воды равен уклону дна канала. Удельная энергия сечения по длине (вдоль потока) при этом остается неизменной:

$$\Theta = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{const}, \tag{8.1}$$

где h — глубина потока, т. е. расстояние от свободной поверхности до низшей точки живого сечения потока;

v — средняя скорость потока.

При расчете канализационных безнапорных сетей принимаются следующие основные зависимости:

$$Q = \omega v = \text{const}, \tag{8.2}$$

$$v = C\sqrt{Ri} = W\sqrt{i} \tag{8.3}$$

$$Q = \omega C\sqrt{Ri} = K\sqrt{i}, \tag{8.4}$$

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{\lambda v^2}{d_г \cdot 2g}, \tag{8.5}$$

где i — уклон дна канала, $i = \sin\theta$;

θ — угол наклона дна канала к горизонту;

R — гидравлический радиус;

$d_г$ — гидравлический диаметр, равный $4R$;

C — коэффициент Шези, связанный с коэффициентом гидравлического трения λ зависимостью (3.50),

$K = \omega C\sqrt{R}$ — модуль расхода;

$W = C\sqrt{R}$ — модуль скорости.

При турбулентном движении воды в каналах коэффициент Шези C определяется по (3.51)—(3.55).

Формула Н. Ф. Федорова позволяет учитывать при турбулентном движении не только область сопротивления, но и температуру сточных вод, а также количество содержащихся в них взвешенных веществ и вязкость:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left(\frac{\Delta_2}{3{,}42 d_г} + \frac{a_2}{\mathrm{Re}}\right), \tag{8.6}$$

где $\mathrm{Re} = v d_г/\nu$ — число Рейнольдса.

Трапецеидальный канал характеризуется шестью величинами: шириной канала по дну b, глубиной наполнения канала h, коэффициентом откоса $m = \operatorname{ctg}\psi$ (ψ — угол наклона боковой стенки канала к горизонту), коэффициентом шероховатости n, уклоном дна i и расходом Q (или средней скоростью v)

Величины живого сечения ω и смоченного периметра χ удобно вычислять по следующим геометрическим зависимостям:

$$\omega = (b + mh)\, h; \tag{8.7}$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}. \tag{8.8}$$

Параболическое поперечное сечение описывается уравнением

$$y^2 = 2p_{\text{п}}z, \tag{8.9}$$

где $p_{\text{п}}$ — параметр параболы;

z и y — вертикальная и горизонтальная оси параболы.

Параметры этого сечения могут быть найдены по зависимостям

$$B = 2\sqrt{2p_{\text{п}}h}; \tag{8.10}$$

$$\omega = {}^2/_3 Bh. \tag{8.11}$$

$$\left.\begin{array}{lll} \text{При } (h : B) \leqslant 0{,}15 & \chi \approx B; & \\ (h : B) \leqslant 0{,}33 & \chi \approx B\left[1 + \dfrac{8}{3}\left(\dfrac{h}{B}\right)^2\right]; & \\ 0{,}33 < (h : B) < 2{,}0 & \chi \approx 1{,}78h + 0{,}61B; & \\ 2{,}0 < (h : B) & \chi \approx 2h. & \end{array}\right\} \tag{8.12}$$

Сечение канала, имеющее наименьший смоченный периметр при заданной площади живого сечения, называется гидравлически наивыгоднейшим сечением. Из всех сечений с одинаковой площадью наименьший периметр имеют круг и полукруг.

Таблица 8.1

Гидравлически наивыгоднейшие сечения

Поперечное сечение	Площадь ω	Смоченный периметр χ	Гидравлический радиус R	Ширина поверху B	$\omega\sqrt{\dfrac{\omega}{B}}$
Полукруг	$\dfrac{\pi}{2}h^2$	πh	0,5 h		$\dfrac{\pi}{4}h^{2,5}$
Трапеция: половина угольника			0,5 h	$\dfrac{4}{3}\sqrt{3}\,h$	$,5\,h^{2,5}$
Прямоугольное, ловина квадрата			0,5 h	2 h	$2\,h^{2,}$
Треугольное, по: вина квадрата	h^2		$\dfrac{\sqrt{2}}{4}h$	2 h	$\dfrac{\sqrt{2}}{2}h^{2,5}$
Параболическое, $B=2\sqrt{2}\,h$	$\dfrac{4}{3}\sqrt{2}\,h^2$	$\dfrac{8}{3}\sqrt{2}\,h$	0,5 h		$\dfrac{8}{9}\sqrt{3}\,h^{2,5}$
Гидростатическая цепная линия	$1{,}396\,h^2$			$1{,}9$	$1{,}19\,h^{2,5}$

Таблица 8.2

Значения $\beta_{г.н}$ для различных коэффициентов заложения откосов

m		0,1		0,25		0,75			2		3
$\beta_{г.н}$	2	1,81	1,64	1,562	1,236	1,0	0,828	0,606	0,472	0,385	0,325

Геометрические элементы шести гидравлически наивыгоднейших сечений приведены в табл. 8.1.

Для гидравлически наивыгоднейшего трапецеидального сечения соотношения ширины канала к глубине ($\beta_{г.н} = b/h$) зависят от коэффициента заложения откосов m:

$$\beta_{г.н} = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \tag{8.13}$$

В табл. 8.2 приведены значения $\beta_{г.н}$ для различных m.

§ 8.2. ДОПУСКАЕМЫЕ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ КАНАЛАХ

Средняя скорость движения жидкости в канале должна изменяться в пределах

$$v_{мин} \leqslant v \leqslant v_{макс}, \tag{8.14}$$

где $v_{макс}$ — максимально допустимая, неразмывающая, скорость;

$v_{мин}$ — минимально допустимая, или незаиляющая, средняя скорость.

Если русло канала сложено несвязными грунтами (песчаными, гравелистыми, галечно-песчаными и т. п.) или прикрыто каменной наброской, гравийной отсыпью либо защитным песчано-гравелистым слоем, величина предельно допускаемой на размыв скорости $v_{макс}$ определяется по формулам, выбираемым в соответствии с крупностью частиц грунта.

При средней крупности частиц грунта $D_{ср} > 1{,}5$ *мм* используют формулу И. И. Леви:

а) при $R/d_н > 50$

$$v_{макс} = 1{,}3\sqrt{gD_{ср}}\,\lg\frac{12R}{d_н}, \tag{8.15}$$

б) при $10 < R/d_н < 50$

$$v_{макс} = 1{,}3\sqrt{gD_{ср}}\left(1 + \frac{2}{3}\lg\frac{10R}{d_н}\right), \tag{8.15а}$$

где $D_{ср}$ — средняя крупность частиц грунта;

$d_н$ — наибольший диаметр частиц грунта, составляющих 90% всех его частиц;

R — гидравлический радиус.

При однородном грунте со средней крупностью частиц $D_{ср} < 0{,}25$ *мм* применяют формулу В. С. Кнороза:

$$v_{макс} = \frac{100 D_{ср}^{0{,}2} R^{0{,}}}{\sqrt{7{,}5 + R^{0{,}25}}} \ [см/сек]. \qquad (8.16)$$

Для грунтов с промежуточной средней крупностью частиц $0{,}15$ *мм* $< D_{ср} < 1{,}5$ *мм*

$$v_{макс} = 32 D_{ср}^{0{,}25} \left(\lg \frac{7{,}5R}{D_{ср}} - 5{,}5 D_{ср} \right) \ [см/сек], \qquad (8.17)$$

где $D_{ср}$ и R подставляются в сантиметрах.

Для связных грунтов (глинистых, суглинков и т. д.) $v_{макс}$ принимается по табл. 8.3.

При гидравлическом радиусе $R > 2$ *м* величину $v_{макс}$, взятую из табл. 8.3, надо увеличить в $(0{,}5\,R)^{0{,}125}$ раз (R — в *м*).

Наибольшие скорости движения дождевых и допускаемых к спуску в водоемы производственных сточных вод в канавах, согласно СНиП II-Г. 6—62, рекомендуется принимать по табл. 8.4.

Таблица 8.3

Неразмывающие скорости для связных грунтов при гидравлическом радиусе канала $R < 2$ *м*

Наименование гр	$v_{макс}$, *м/сек*
Супесь слабая	0,7—0,8
» уплотненная . .	1,0
Суглинки легкие (в том с)	0,7—0,8
» средние	1,0
» плотные .	1,1—1,2
Глины мягкие . . .	0,7
» нормальны .	1,2—1,4
» плотные	1,5—1,8
Грунты илистые	0,5

Таблица 8.4

Наибольшие скорости движения дождевых и других сточных вод в канавах при глубине потока от 0,4 до 1 *м*

Наименование грунта или типа укрепления	$v_{макс}$, *м/сек*
Песок мелкий и средний, супеси .	0,4
» крупный, суглинок тощий .	0,8
Суглинок . .	1
Глина	1,2
Известняки, песчаники сре .	4
Одерновка плашмя .	1
» в стенку .	1,6
Мощение одиночное . .	2
» двойное . .	3—3,5

При глубине $h < 0{,}4$ *м* значения, приведенные в табл. 8.4, следует уменьшать на 15%, а при глубине $h > 1$ *м* — увеличивать на 5%.

Чтобы предотвратить быстрый износ труб от истирания их стекающими твердыми веществами, содержащимися в потоке, принимают: для металлических труб $v_{макс} = 8$ *м/сек*, а для неметаллических $v_{макс} = 4$ *м/сек*.

По проекту СНиП II-Г.3—73, поверку неразмываемости дна или его каменного крепления, вне резких возмущений потока, рекомендуется выполнять по формуле

$$v_{макс} = 1{,}5\sqrt{gD_{ср}}\left(\frac{H}{d_{макс}}\right)^{0{,}25}\sqrt{(1+3\rho^{2/3})\frac{1{,}1}{\alpha}}, \qquad (8.18)$$

$d_{макс}$ — наибольший диаметр отложений дна, содержащихся в смеси не более 5%;

ρ — величина мутности от руслоформирующих фракций, $кг/м^3$;

α — коэффициент кинетической энергии, учитывающий неравномерность распределения скоростей и их пульсацию, $\alpha > 1{,}1$;

H — глубина потока.

Незаиляющую скорость при движении бытовых и ждевых вод СНиП II-Г 6—62 рекомендует определять по фор- Н. Ф. Федорова:

$$v_{мин} = 1{,}57\sqrt[n]{R}\ [м/сек], \qquad (8.19)$$

где R — гидравлический радиус, *м*;

$$n = 3{,}5 + 0{,}5R. \qquad (8.20)$$

На рис. 8.1 даны минимальные уклоны и незаиляющие скорости для различных диаметров труб при различной степени их наполнения.

Для потоков в канализационных сетях незаиляющая скорость минимальный уклон, по С. В. Яковлеву и В. И. Калицуну,

$$v_{мин} = \frac{\omega_0 C}{\sqrt{g}}, \qquad (8.21)$$

$$i_{мин} = \frac{\omega_0^2}{Rg}, \qquad (8.22)$$

где ω_0 — гидравлическая крупность песка расчетного диаметра, *м/сек*;

C — коэффициент Шези, $\sqrt{м/сек^2}$.

Для городских сетей раздельных систем канализации расчетный диаметр песка рекомендуется брать $d_{ср} = 1$ *мм* с гидравлической крупностью $\omega_0 = 0{,}1$ *м/сек* или с некоторым запасом $d_{ср} = 0{,}5$ *мм*, для которого $\omega_0 \approx 0{,}05$ *м/сек*.

При полном или половинном заполн трубы ($R = 0{,}25\,d$) и $\omega_0 = 0{,}05$ *м/сек* из (8.22) имеем:

$$i_{мин} = \frac{1}{d}, \qquad (8.23)$$

где d — диаметр трубы,

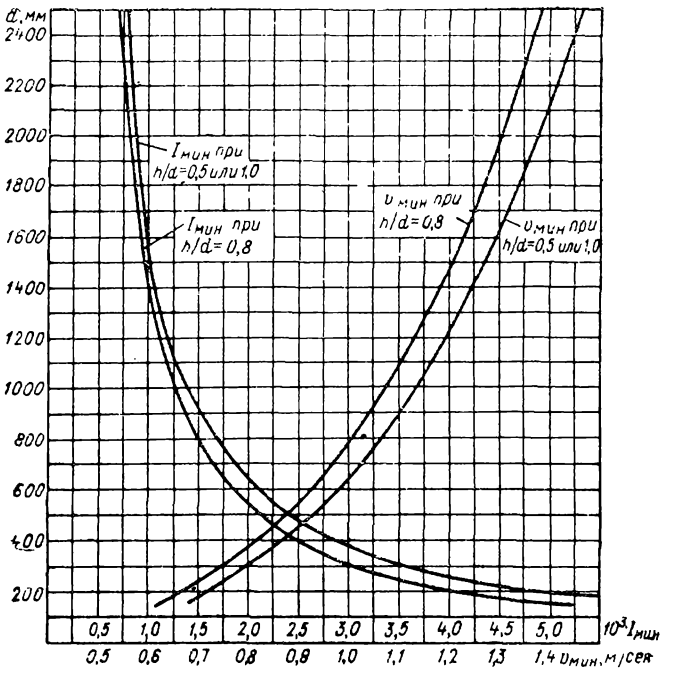


Рис. 8.1. Минимальные уклоны и незаиляющие скорости движения бытовых и дождевых вод в канализационных коллекторах (по Н. Ф. Федорову)

Расчетная скорость движения неосветленных сточных вод в дюкерах должна приниматься не менее 1 *м/сек*.

Незаиляющая скорость потока воды в канале зависит от насыщенности его взвешенными наносами и их крупности и может быть выражена формулой И. И. Леви:

$$v_{мин} = e\sqrt{R}\ [м/сек], \tag{8.24}$$

где $e = 0{,}5$ для канала, сложенного наносами, транспортируемыми потоком, или обычными песчаными, супесчаными, суглинистыми или глинистыми грунтами, характеризуемыми коэффициентом шероховатости $n = 0{,}0225$, при среднем диаметре преобладающей массы частиц взвешенных наносов не больше 0,25 *мм* ($d_{ср} < 0{,}25$ *мм*). В других случаях

$$e = 0{,}01\,\frac{w_0}{\sqrt{d_{ср}}}\sqrt[4]{100p}\,\frac{0{,}0225}{n}, \tag{8.25}$$

Таблица 8.5

Гидравлическая крупность наносов

d,	w_0, *мм/сек*		w_0, *мм/*	d, *мм*	w_0, *мм/сек*	d, *мм*	w_0, *мм/сек*
0,01	0,07	0,35	37,8	0,85	84,0	2,75	185,0
0,03	0,62	0,40	43,2	0,90	87,5	3,00	192,5
0,05	1,73	0,45	48,6	0,95	90,6	3,25	201,0
0,08	4,43	0,50	54,0	1,00	94,4	3,50	208,5
0,10	6,92	0,55	59,4	1,25	115,0	3,75	215,5
0,13	11,6	0,60	64,8	1,50	125,6	4,00	222,5
0,15	15,6	0,65	70,2	1,75	139,2	4,25	229,5
0,18	1,74	0,70	73,2	2,00	152,9	4,50	236,5
0,20	21,6	0,75	77,0	2,25	166,2	4,75	243,0
0,25	27,0	0,80	80,7	2,50	176,5	5,00	249,0
0,30	32,4						

w_0 — гидравлическая крупность (в *мм/сек*) для частиц (см. § 12.1) диаметром $d_{ср}$ (табл. 8.5);

$d_{ср}$ — средний диаметр частиц преобладающей массы взвешенных наносов, *мм*;

p — процентное содержание (по весу) взвешенных наносов с крупностью $\geqslant 0{,}25$ *мм*.

Пример 1. Определим необходимые минимальные уклоны для различных труб при полном заполнении.

Подставляем в формулу Н. Ф. Федорова (3.49) значения Δ_2 и a_2 по табл. 3.11, $\nu=0{,}0139$ *см²/сек*, соответствующее $B=400$ *мг/л* и $t=10°$ С, а значения $v_{мин}$, вычисленные по (8.19), и находим $\lambda_{мин}$, соответствующие незаиляющей скорости.

Затем, подставляя форму. Дарси $\lambda_{мин}$ и $v_{мин}$, определяем минимальный уклон.

Результаты вычис. ий для труб, ных из разных материалов, сведены в табл. 8.6.

Таблица 8.6

Значения коэффициента гидравлического трения, соответствующие незаиляющей скорости, и минимальные уклоны для различных труб при полном их заполнении

Материал труб	Диаметры труб, *мм*							
	300		500		1000		1500	
	Незаиляющая скорость $v_{мин}$, *м/сек*							
	0,755		0,876		1,071		1,203	
	100 $\lambda_{мин}$	1000 $I_{мин}$	100 $\lambda_{мин}$	1000 $I_{мин}$	100 $\lambda_{мин}$	1000 $I_{мин}$	100 $\lambda_{мин}$	1000 $I_{мин}$
Бетонные	3,69	3,57	3,112	2,42	2,523	1,47	2,249	1,1
Керамические	3,334	3,22	2,825	2,20	2,312	1,35	2,061	1,01
Чугунные	3,105	3,00	2,636	2,05	2,168	1,26	1,941	0,95
Стальные	2,958	2,86	2,523	1,97	2,075	1,21	1,858	0,91
Асбестоцементные	2,786	2,69	2,382	1,86	1,963		1,762	0,86

§ 8.3. КРИТИЧЕСКИЕ ГЛУБИНЫ И УКЛОНЫ

При расчете безнапорных потоков различают нормальную критическую глубины.

Глубину равномерного движения называют **нормальной глубиной** и обозначают h_0.

Глубину потока, при которой удельная энергия сечения (8.1) при данном расходе принимает минимальное значение, называют **критической глубиной** и обозначают $h_{кр}$.

Критическую глубину можно рассматривать как такую глубину потока, которая при данной удельной энергии сечения отвечает максимуму расхода.

Уклон дна канала с равномерным режимом и нормальной глубиной, равной критической глубине, когда пропускается заданный расход Q, называется **критическим уклоном** ($i_{кр}$).

Различают три состояния безнапорных потоков: бурное, спокойное и критическое.

Бурным называется такое состояние потока, при котором глубина его $h < h_{кр}$, а уклон дна i больше критического уклона $i_{кр}$; при **спокойном** состоянии потока $h > h_{кр}$ и $i < i_{кр}$; при $h = h_{кр}$ и $i = i_{кр}$ состояние потока является **критическим**.

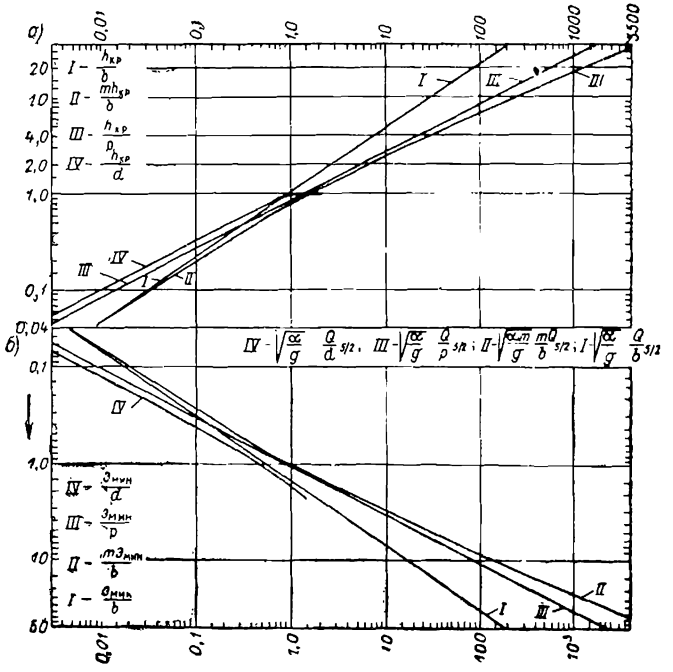


Рис. 8.2. Графики для определения
а — критических глубин в каналах; *б* — минимума удельной энергии сечения

Для определения состояния потока в каналах нужно знать величину критической глубины $h_{кр}$ или величину критического уклона $i_{кр}$.

Для определения критической глубины $h_{кр}$ при заданном расходе Q и при любой заданной форме русла может служить уравнение

$$\frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}} = \frac{\alpha Q^2}{g}, \tag{8.26}$$

где индексом «кр» отмечены гидравлически соответствующие глубине $h_{кр}$.

Критическую глубину в трапецеидальном канале согласно формуле

$$\frac{(b + mh_{кр})^3 h_{кр}^3}{b + 2mh_{кр}} = \frac{\alpha Q^2}{g}, \tag{8.27}$$

можно определить помощью специально построенных графиков (рис. 8.2).

С точностью до 1,5% мы полагаем возможным критическую глубину в трапецеидальном канале определять по формуле

$$h_{кр} = \frac{b}{2m}\left(\sqrt{a + c\sqrt[3]{\frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}}} - 1\right); \tag{8.28}$$

здесь коэффициенты a и c равны:

Коэффициенты	При $\sqrt[3]{\frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}}$		
	менее 0,05	0,05—0,45	0,4—1,42
		0,95 4,30	0,70 5,88

При $\sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2/gb^5} > 1{,}42$

$$h_{кр} = \frac{b}{2m}\left[\sqrt{1 + \left(64\,\frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}\right)^{1/6}} - 1\right]. \tag{8.29}$$

При $\sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2/gb^5} < 0{,}05$ критическую глубину можно определять по формуле для прямоугольного канала:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}, \tag{8.30}$$

при $\sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2/gb^5} > 233$ — по формуле для треугольного канала:

$$h_{кр} = \left(\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}\right) \tag{8.31}$$

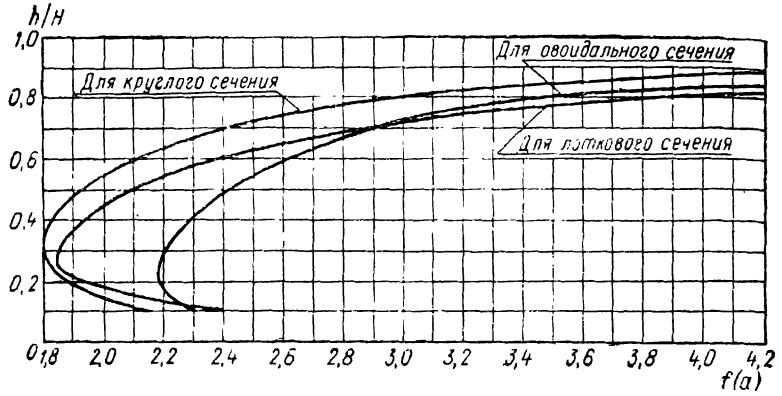


Рис. 8.3. Графики к определению критического уклона труб круглого, овоидального и лоткового сечений

Критическая глубина в параболическом канале параметрами по (8.9) — (8.12) выражается уравнением (рис. 8.2)

$$h_{кр} = \left(\frac{27}{64} \cdot \frac{\alpha Q^2}{g p_п}\right)^{1/4} \tag{8.32}$$

Критические глубины для безнапорных потоков в трубах с достаточной для практики точностью могут быть определены по следующим формулам:

а) в трубах круглого сечения при $0{,}0004 < \sqrt{\frac{\alpha}{g}} \cdot \frac{Q}{d^{5/2}} < 0{,}8$

$$\frac{h_{кр}}{d} = 1{,}023\left(\sqrt{\frac{\alpha}{g}} \cdot \frac{Q}{d^{5/2}}\right)^{0{,}511} \tag{8.33}$$

б) в трубах овоидального сечения при $\sqrt{\frac{\alpha}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}} < 1{,}3$

$$\frac{h_{кр}}{H} = 0{,}82\left(\sqrt{\frac{\alpha}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}}\right)^{0{,}5} = \left(\frac{\alpha Q^2}{2{,}2 g D^5}\right)^{1/4} \tag{8.34}$$

в) в трубах лоткового сечения при $\sqrt{\frac{\alpha}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}} < 0{,}54$

$$\frac{h_{кр}}{H} = 1{,}346\left(\sqrt{\frac{\alpha}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}}\right)^{0{,}512} = \left(1{,}783\sqrt{\frac{\alpha}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}}\right)^{0{,}512} \tag{8.35}$$

Для определения критического уклона может быть использована зависимость вида:

$$i_{кр} = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\chi}{B} = \frac{gn^2}{\alpha} \left(\frac{2}{D}\right)^{2y} f\left(\frac{h}{H}\right), \tag{8.36}$$

n — коэффициент шероховатости;
y — показатель степени в (3.51);
g — в $м/сек^2$;
D — в $м$.
Функция $f(h/H)$ представлена на рис. 8.3.

§ 8.4. ПОКАЗАТЕЛЬНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ

Модули расхода с достаточной для практики точностью выражают через глубину по показательному закону Б. А. Бахметьева:

$$\left(\frac{K}{K_1}\right)^2 = \left(\frac{h}{h_1}\right)^x, \tag{8.37}$$

где h и h_1 — две произвольные глубины рассматриваемом поперечном сечении канала;
K и K_1 — модули расхода, отвечающие этим глубинам;
x — гидравлический показатель русла:

$$x = \frac{2h}{3\omega}\left(5B - 2R\frac{d\chi}{dh}\right). \tag{8.38}$$

Для весьма узких прямоугольных	каналов	$x=2{,}0$
» широких прямоугольных	»	$x=3{,}4$
» узких параболических	»	$x=3{,}7$
» широких параболических	»	$x=4{,}4$
» треугольных	»	$x=5{,}4$

Показатель x для трапецеидального канала может быть определен по формуле Р. Р. Чугаева:

$$x = \frac{10}{3} \cdot \frac{1 + 2mh_{ср}/b}{1 + mh_{ср}/b} - \frac{8}{3} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{b/h_{ср} + 2\sqrt{1+m^2}}. \tag{8.39}$$

Величину x можно вычислить также путем логарифмирования (8.37):

$$x = \frac{\lg(K_1/K_2)}{\lg(h_1/h_2)}. \tag{8.40}$$

Задаваясь для данного русла произвольными значениями глубин h_1 и h_2, вычисляем для них модули расхода K_1 и K_2, а затем по (8.40) — x.

Кроме (8.37), можно принять также

$$\left(\frac{K}{K_1}\right)^2 = \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^z, \tag{8.41}$$

где z — гидравлический показатель при площади:

$$z = \frac{10}{3} - \frac{4}{3} R\frac{d\chi}{d\omega} = \frac{10}{3} - \frac{4R}{3B} \cdot \frac{d\chi}{dh}. \tag{8.42}$$

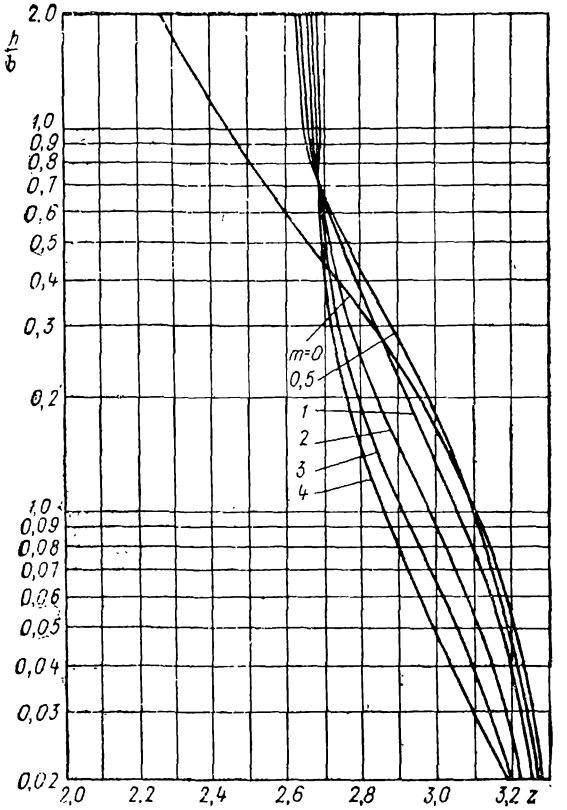


Рис. 8.4. График зависимости показателя z в (8.43) от h/b трапецеидального канала

Для трапецеидального канала (рис. 8.4)

$$z = \frac{10}{3} - \frac{8}{3} \cdot \frac{R}{B} \sqrt{1 + m^2} =$$

$$= \frac{10}{3} - \frac{8}{3} \sqrt{1 + m^2} \, \frac{h(b + mh)}{(b + 3mh)(b + 2h\sqrt{1 + m^2})}. \qquad (8.43)$$

М. А. Мостковым предлагается связь, аналогично (8.37) и (8.41), между модулями расхода и удельной энергией сечения через энергетический показатель русла.

Для расчета потока в критическом состоянии может быть использована такая показательная зависимость:

$$\frac{\omega^3}{\omega_{кр}^3} \cdot \frac{B_{кр}}{B} = \frac{g\omega^3}{\alpha Q^2 B} = \left(\frac{h}{h_{кр}}\right)^y, \qquad (8.44)$$

где y — показатель критического состояния потока:

$$y = \frac{h}{\omega}\left(3B - \frac{\omega}{B} \cdot \frac{dB}{dh}\right). \qquad (8.45)$$

Для трапецеидального канала

$$y = 3\frac{1 + 2mh/b}{1 + mh/b} - \frac{2}{2 + b/mh}. \qquad (8.46)$$

На рис. 10.1 (см. § 10.3) построено семейство кривых зависимости x и y от h/b, а также от h/d_0 для круглого сечения.

§ 8.5. РАСЧЕТ КАНАЛОВ

При гидравлическом расчете каналов коэффициент откоса и шероховатость стенок можно считать известными.

Задачи по определению расхода или уклона дна при заданных размерах живого сечения потока легко решаются с помощью (8.2) — (8.5).

Заложение откосов канала зависит главным образом от вида материала (табл. 8.7), а также от способа строительства, условий просачивания, климатических изменений, размеров канала и т. д.

Для «одежды»:

из бетона и железобетона при отсутствии опалубки, сильно удорожающей строительные работы, — $m > 1{,}25$;

из пластичных грунтов — глинистых, суглинистых, торфяных и слоисто-торфяных — $m > 1{,}25$;

из каменной наброски или гравийной отсыпи и асфальтобетонной «одежды» — $m > 1{,}5$.

Таблица 8.7

Рекомендуемые заложения откосов канала при высоте откосов меньше 10 *м*

Грунт, служащий ложем	Коэффициенты m	
	подводных откосов	надводных откосов
Пески пылеватые	3—3,5	2,5
» мелкие, средние и крупные:		
а) рыхлые и средней плотности	2—2,5	2
б) плотные .	1,5—2	1,5
Супеси	1,5—2	1,5
Суглинки, лёссы и глины:		
а) легкие и средние суглинки и лёссы .		1—0,5
б) тяжелые суглинки и плотные глины		1—0,5
Гравийные и галечниковые грунты:		
а) рыхлые и средней плотности	,25—1,5	1
б) плотные	1,25	1
Полускальные водостойкие грунты	0,5—1	0,5
Выветрившаяся скала	0,25—0,5	0,25
Невыветрившаяся скала .	0,1—0,25	0,0

Примечания. 1. Меньшие значения m относятся к откосам глубиной до 5 *м*, большие — от 5 до 10 *м*.

2. Меньшие значения m рекомендуются СНиП II-Г. 6—62 для подводных откосов кюветов и канав трапецеидального сечения.

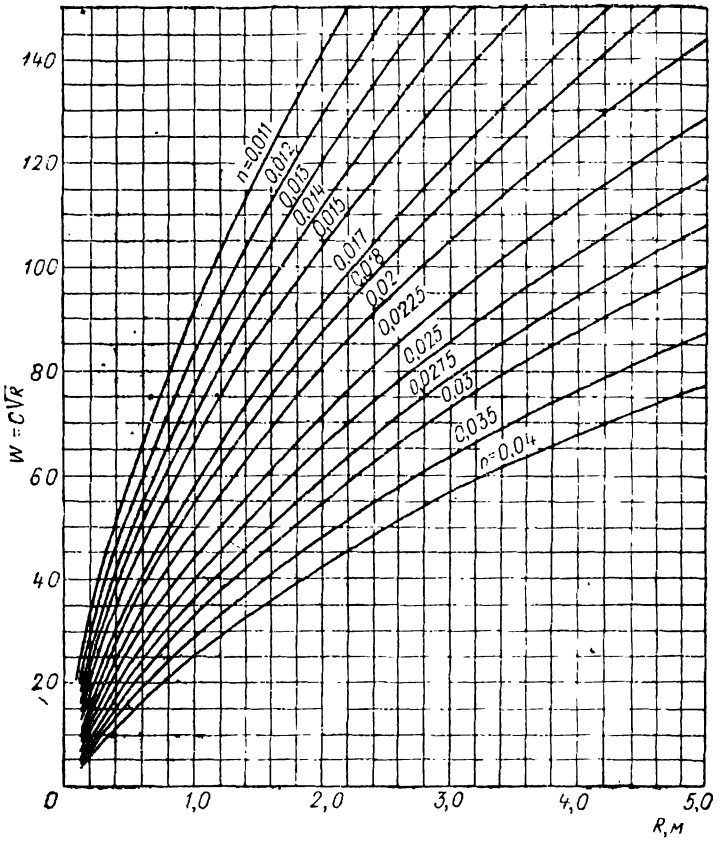


Рис. 8.5. Значения модулей скорости $W = C\sqrt{R}$ подсчитанных по формулам Н. Н. Павловского (3.51) и (3.52)

Пример 2. Определить расход железобетонного лотка параболического сечения с параметром $p_{\text{п}} = 0{,}2$ *м* для пропуска расхода $Q = 0{,}2$ *м*³/*сек* при глубине $h = 0{,}6$ *м*. Коэффициент шероховатости $n = 0{,}012$.

Находим по (8.10) и (8.11) ширину потока поверху и площадь сечения:

$$B = 2\sqrt{2 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}6} = 0{,}96 \text{ м}; \quad \omega = \frac{2}{3} \cdot 0{,}96 \cdot 0{,}6 = 0{,}$$

Так как $h/B = 0{,}625$,

$$0{,}61B = 1{,}78 \cdot 0{,}6 + 0{,}61 \cdot 0{,}96 = 1{,}66 \text{ м}.$$

Гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\quad}{1{,}66} = 1{,}2$$

$$C\sqrt{R} = 35.$$

$$\frac{Q}{\omega C\sqrt{R}} = \frac{0,_}{0,384 \cdot 35} \approx 0,0[_].$$

этом ск[_] логке будет $v = 0,52$ крити[_] по $h_{кр}$=[0,_]

Глубину наполнения трапецеидального канала h (или ширину канала по дну b) рекомендуется определять по такой схеме. Задаемся рядом значений скорости и последовательно вычисляем для каждого ее варианта величину модуля скорости $W = v/\sqrt{i}$ и площадь живого сечения $\omega = Q/v$. Затем по рис. 8.5 для заданного коэффициента шероховатости находим значение гидравлического радиуса R, отвечающее полученному модулю скорости W. Далее вычисляем величины смоченного периметра $\chi = \omega/R$ и глубины наполнения канала:

$$h = \frac{\chi}{2(2\sqrt{1+m^2} - m)} - \sqrt{\frac{\chi^2}{4(2\sqrt{1+m^2}-m)^2} - \frac{\omega}{2\sqrt{1+m^2} - m}}. \tag{8.47}$$

При соответствующих значениях χ находим ширину канала по

$$b = \chi - 2\sqrt{1+m^2}\, h. \tag{8.48}$$

Полученные данные позволяют построить кривую $b = f(h)$, на которой заданному значению b или h соответствует искомая величина h или b.

Пример 3. Определить глубину наполнения h и ширину по дну b земляного канала циркуляционной системы ТЭС, пропускающего расход $Q = 10$ *м*³/*сек* при уклоне $i = 0,001$, если коэффициент шероховатости $n = 0,0225$, коэффициент заложения откосов $m = 1,5$; скорость течения воды в канале $= 0,8$ *м/сек*.

Определим значени[_] для скорос[_]

$$W = \frac{0\,8}{\sqrt{0,001}} = 25,2\ м/сек.$$

По данным рис. 8.5 находим, что $R = 0,45$

Величина смоченного периметра

$$\chi = \frac{\omega}{R} = \frac{Q}{vR} = \frac{10}{0,8 \cdot 0,45} = 28,7\ м.$$

По (8.47 наполнения

$$h = \frac{27,8}{2\,(3,606 - 1,5)} - \sqrt{\frac{700}{4\,(3,606-1,5)^2} - \frac{12,5}{3,606-1,5}} = 0,47\ м.$$

Ширину [_]ну опреде[_] по формуле (8.48):

$$b = 27,8 - 3,606 \cdot 0,46 = 26\ м.$$

Для определения глубины равномерного движения — нормальной глубины h_0 воды в канале может быть использован показательный закон Б. А. Бахметьева (8.37).

Вычисляя величину K_0, соответствующую нормальной глубине:

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

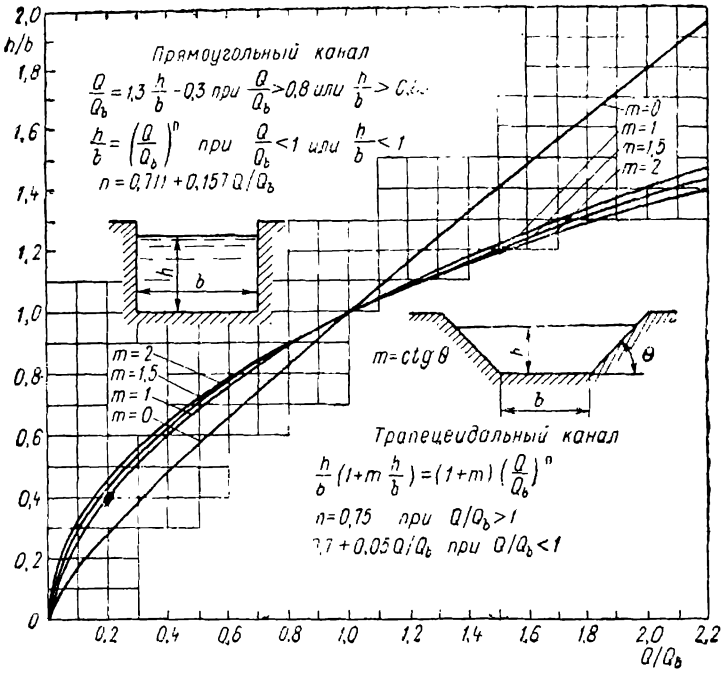


Рис. 8.6. Графики для расчета лотков прямоугольного или трапецеидального сечения при пропуске по ним сточных вод

и использовав для одной из глубин h_1 (или h_2) величину K_1 (или K_2), из (8.37) после подстановки в нее h_1, K_1 и K_0 находим:

$$h_0 = h_1\left(\frac{K_0}{K_1}\right)^{2/x} \tag{8.49}$$

Пример 4. Определить глубину потока в канале шириной $b = 1{,}5$ *м*, проложенном в суглинистом грунте с уклоном 0,0015, при пропуске расхода $Q = 5$ *м*³/*сек*. Для данного грунта $n = 0{,}025$, $m = 2$.

Зададимся двумя глубинами $h_1 = 1$ и $h_2 = 2$ *м* и вычис... тствующие $K_1 = 92{,}2$ и $K_2 = 452$ *м*³/*сек*.

По (8.40), $x = 4{,}6$. Вы

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5{,}0}{\sqrt{0{,}0015}} = 129\ м^3/сек.$$

По (8.49),

$$h_0 = 1\left(\frac{129}{92{,}2}\right)^{2/4{,}6} = 1{,}16\ м.$$

С помощью закона (8.41) можно определять не только глубину, но и ширину канала по дну b.

Пример 5. Для условий предыдущей задачи имеем:

$$z=2\frac{\lg K_1/K_2}{\lg(\omega_1/\omega_2)}=2\frac{\lg 432/92{,}2}{\lg 11/3{,}5}=2\frac{\lg 4{,}9}{\lg 3{,}11}=2\frac{0{,}69}{0{,}498}=2{,}77.$$

имеем:

$$i_0(b+mh_0)=\omega_1\left(\frac{K_0}{K_1}\right)^{2/z}=3{,}5\left(\frac{129}{92{,}2}\right)^{2/2{,}77}=4{,}44\ м^2,$$

$h_0=1{,}16$ *м*.

Если бы была задана глубина то из последнего равенства ..ень легко найти ширину

$$b=\frac{\omega_1}{h_0}\left(\frac{K_0}{K_1}\right)^{2/}$$

Расчет лотков прямоугольного или трапецеидального сечения для транспорта сточных вод следует производить по таблицам и графикам Н. Ф. Федорова и Л. Е. Волкова. На основании данных этих таблиц построен график (рис. 8 6) $h/b=f(Q/Q_b)$, позволяющий при известной ширине канала по b и заданной глубине h или расходу Q находить искомую ве..у Q или h. Здесь Q_b — расход равномерного движения сточной жидкости при глубине потока, равной ширине канала по дну (при $h=b$), приведенный в приложении 10 в зависимости от уклона дна канала ' его ширины по дну b и коэффициентов откоса m.

Пример 6. По бетонному каналу прямоугольного сечения шириной 2 *м*, уложенному с уклонами 0,008, протекает сточная жидкость при наполнении 0,5 *м*. Определить расход и скорость потока. При $b=2$ *м* расход $Q_b=18\,880$ *л/сек*. По ..ным рис. 8.6, при $h/b=0{,}25$ отношение $Q/Q_b=0{,}16$, откуда $Q=0{,}16\cdot 18\,880=3020$ *л/сек*; $v=Q/\omega=3{,}020/2\cdot 0{,}5=3{,}02$ *м/сек*.

Коэффициент шероховатости канала с различной шероховатостью по смоченному периметру может быть рассчитан по формуле Н. Н. Павловского:

$$n_{пр}=n_1\sqrt{\frac{1+a_2(n_2/n_1)^2}{1+a_2}},\qquad(8.50)$$

где $a_2=\chi_2/\chi_1$;

χ_1 — часть смоченного периметра коэффицие шероховатости n_1;

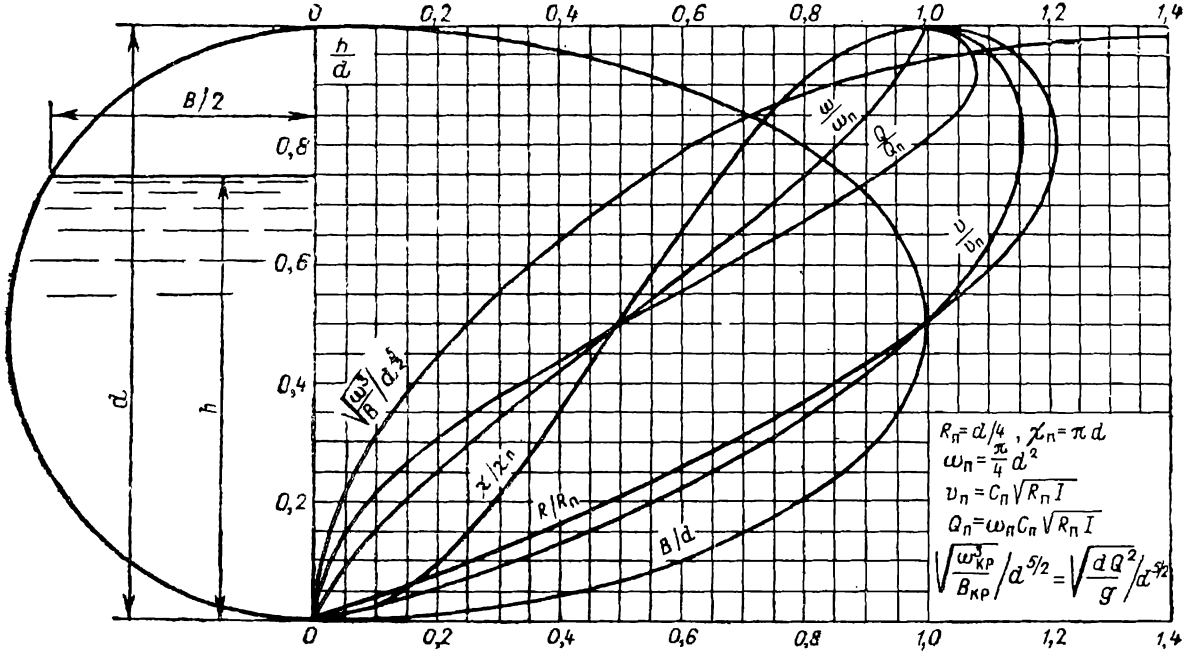
χ_2 — часть периметра с коэффициентом шероховатости n_2.

§ 8.8. РАСЧЕТ БЕЗНАПОРНЫХ ПОТОКОВ В ЗАМКНУТЫХ ТРУБАХ И КАНАЛИЗАЦИОННЫХ КОЛЛЕКТОРАХ

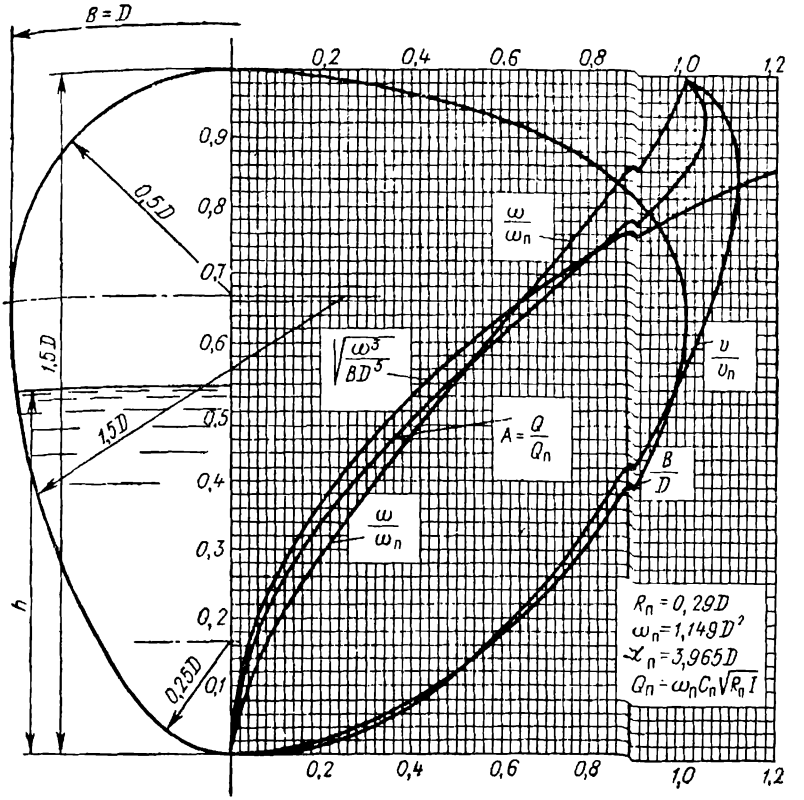
Расчет канализационных труб удобнее всего производить по таблицам или графикам Н. Ф. Федорова и Л. Е. Волкова, а также помощью графиков на рис. 8.7, 8.8 и 8.9.

На рис. 8.7, 8.8 и 8.9 представлены графики элементов безнапорного потока соответственно в трубах круглого, овоидального и лоткового сечений, причем индекс «п» относится к элементам потока при полном заполнении трубы.

В приложении 11 указана пропускная способность труб круглого сечения при их полном заполнении, рассчитанная по формуле Н. Ф. Федорова.



Рич. 8.7. Графики для определения гидравлических элементов канала круглого поперечного сечения



8.8. Графики для определения гидравлических элементов канала овоидального поперечного сечения

При $0,25 < h/H < 0,8$ для потоков можно принять:
в трубах круглого сечения

$$\frac{Q}{Q_п} = 1,583\left(\frac{h}{d} - 0,18\right); \tag{8.51}$$

в трубах лоткового сечения

$$\frac{Q}{Q_п} = 1,61\left(\frac{h}{H} - 0,15\right); \tag{8.52}$$

в трубах овоидального сечения при $0,4 < h/H < 0,87$

$$\frac{Q}{Q_п} = 1,63\left(\frac{h}{H} - 0,24\right), \tag{8.53}$$

где $Q_п$ — пропускная способность полностью заполненной при данном уклоне.

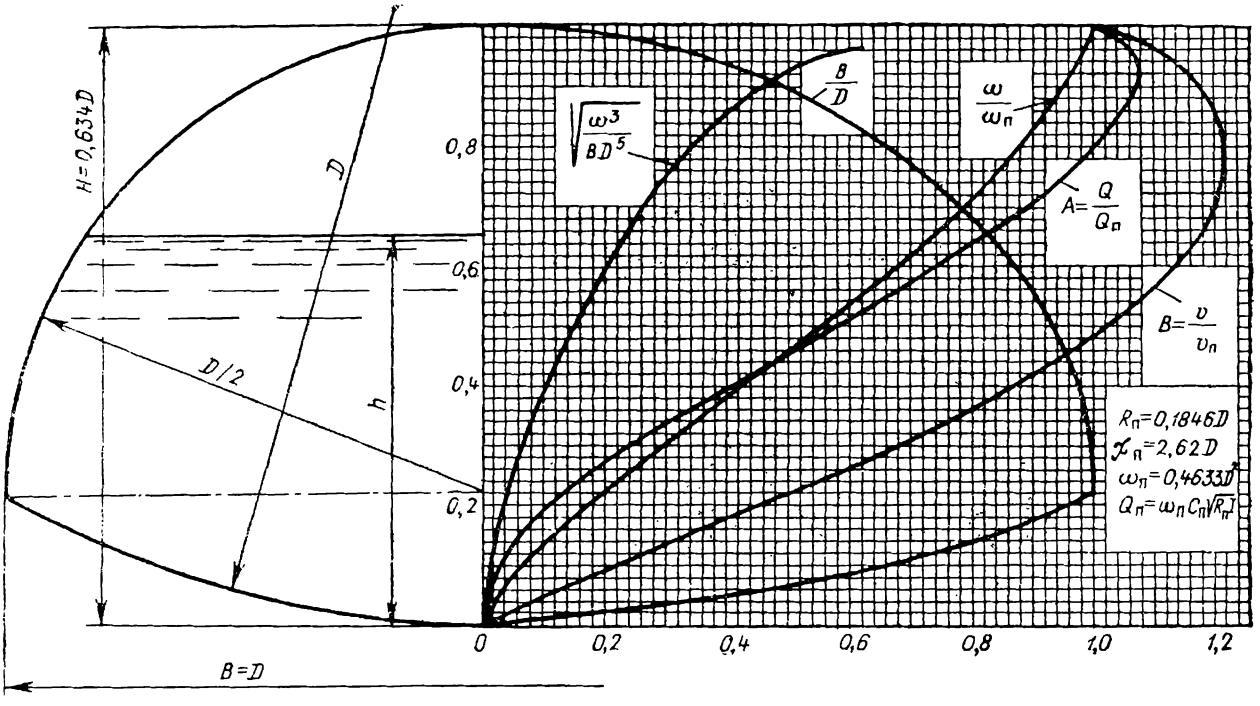


Рис. 8.9. Графики для определения гидравлических элементов канала лоткового поперечного сечения

Пример 7. Определить уклон трубопровода i диаметром $d=500$ *мм* и скорость движения сточной жидкости в нем v при расходе $Q=200$ *л/сек* и степени наполнения $h/d=0,75$. Из (8.51) имеем:

$$Q_{\text{п}}=\frac{200}{1,583\,(0,75-0,18)^{\frac{5}{3}}}=222\ л/сек.$$

$i=0,00372$ и $v_{\text{п}}=1,15$ *м/сек*. По графику (рис. 8.7), $v/v_{\text{п}}=1,15$ от-

$$v=1,15\cdot 1,15=1,32\ м/$$

§ 8.7. МЕСТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ В БЕЗНАПОРНЫХ ПОТОКАХ

Необходимая величина перепада на повороте определяется формуле

$$\Delta h=\zeta\frac{v_{\text{р}}^2}{2g},\qquad (8.54)$$

где $v_{\text{р}}$ — скорость равномерного движения на участке коллектора перед поворотом;

$\zeta=\zeta_{90^\circ}\frac{\beta}{90^\circ}$ — коэффициент сопротивления при повороте на угол $\beta<90^\circ$;

ζ_{90° — коэффициент сопротивления при повороте на угол 90°, определяемый, согласно исследованиям И. В. Сахарова, по формуле

$$\zeta_{90^\circ}=a+\frac{b}{\text{Fr}+0,1}.\qquad (8.55)$$

Значения a и b для различных соотношений радиуса закругления (по оси лотка) к ширине лотка — $R_{\text{п}}/B$ и при различных степенях наполнения коллектора h/d даны на рис. 8.10; здесь

$$\text{Fr}=\frac{v_{\text{р}}^2}{gh_{\text{р}}};\qquad (8.56)$$

$h_{\text{р}}$ — глубина равномерного движения на участке коллектора перед поворотом.

Пример 8. $Q=150$ *л/сек*; $i=0,0015$; $d=600$ *мм*. Определить Δh для поворота потока на 60° при $R_{\text{п}}/B=1$. По рис. 8.7, для $h/d=0,6$ отношение $v/v_{\text{п}}=1,07$; $v_{\text{п}}=0,91$ *м/сек*, откуда $v=0,85$ *м/сек*. По рис. 8.10, $a=0,255$, $b=0,211$. Число Фруда $\text{Fr}=\frac{0,85^2}{9,8\cdot 0,36}=0,205$.

Для угла поворота 90° коэффициент $\zeta_{90^\circ}=1,045$, а для 60°

$$\zeta_{60^\circ}=\zeta_{90^\circ}\frac{80}{90}=0,696;\quad \Delta h_{\text{пов}}=0,696\frac{0,85^2}{19,6}=2,6\ см.$$

Коэффициент сопротивления при повороте потока на 180° в перегородчатой камере хлопьеобразования с горизонтальным движением воды равен примерно $\zeta_{180^\circ}=3$.

При присоединении притока $Q_{\text{пр}}$ к потоку в основном коллекторе ($Q_{\text{ос}}$) добавочный перепад лотка определяется по формуле (8.54).

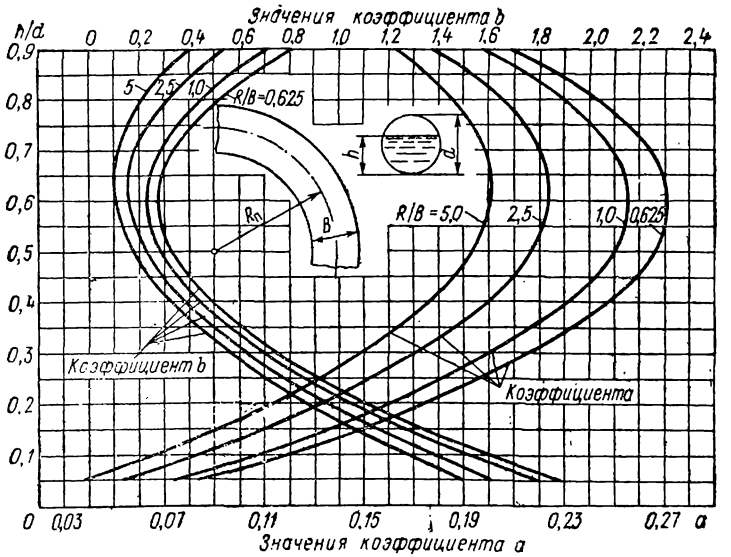


Рис. 8.10. Значения коэффициентов a и b, входящих в (8.55)

В случае присоединения притока к основному коллектору под углом 90° величина ζ при $Q_{пр}/Q_{см} < 0{,}9$ определяется, согласно исследованиям И. В. Сахарова, по формуле

$$\zeta_{90°} = \left(2 + \frac{2{,}1}{Fr_{0,5}+0{,}1}\right)\left(1 + \frac{Q_{пр}}{0{,}9Q_{см}}\right)\frac{Q_{пр}}{1{,}8Q_{см}}, \qquad (8.57)$$

где $Fr_{0,5} = \dfrac{v^2_{p0,5}}{g h_{p0,5}}$ — число Фруда для половинного наполнения коллектора;

$v_{p0,5}$ и $h_{p0,5}$ — скорость и глубина равномерного движения на участке коллектора перед присоединениями; соответствующие половинному наполнению;

$Q_{пр}$ — расход, поступающий по одному или двум притокам в основной коллектор;

$Q_{см}$ — суммарный расход основного коллектора ред притоками и притоков.

В случае присоединения притока к основному коллектору под углом 45°:

а) для

$$\zeta_{45°} = \frac{2Q_{пр}}{9Q_{см}}\left(2 + \frac{2{,}1}{Fr_{0,5}+0{,}1}\right)(Fr_{0,5}+1{,}5)\left[1 - (1 - Fr_{0,5})\frac{Q_{пр}}{0{,}9Q_{см}}\right]; \qquad (8.58)$$

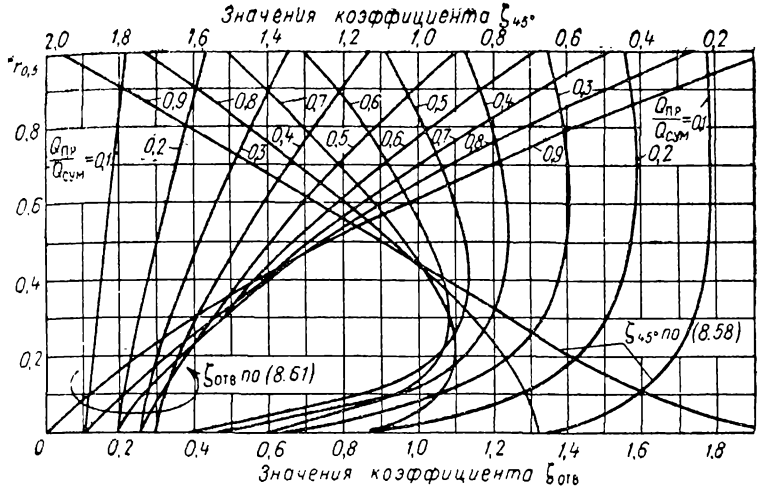


Рис. 8.11. Значения коэффициента сопротивления ζ_{15} при примыкании притоков к основному коллектору под углом 45° по (8.58) (кривые — справа, их значения — вверху), а также значения коэффициента сопротивления $\zeta_{отв}$ при подведении струи притока, осуществляемого в виде малого перепада, патрубком в направлении основного потока

б) для бурного потока

$$\zeta_{45°}=\left(2+\frac{2,1}{Fr_{0,5}+0,1}\right)\left[1+\frac{Q_{пр}}{0,9Q_c}\left(1-\frac{1}{Fr_{0,5}}\right)\right]\frac{Q_{пр}}{1,8Q_c}. \qquad (8.59)$$

Пример 9. Расход верховой части основного коллектора диаметром 300 *мм* $Q_{ос}=20,8$ *л/сек*. Суммарный расход от двух притоков, подходящих с обеих сторон к главному коллектору под углом 45°, $Q_{пр}=52,48$ *л/сек*. Суммарный расход основного коллектора и притоков $Q_{см}=73,28$ *л/сек*. Диаметры низовой части коллектора 400 *мм*, притоков 250 и 300 *мм*. Уклон верховой части основного коллектора 0,003, а низовой — 0,0025.

В этом случае $Q_{пр}/Q_{см}=71,6\%$; при $i=0,003$ и $d=300$ *мм* для $h/d=0,5$ находим $q=24,9$ *л/сек* и $v=0,7$ *м/сек*; тогда

$$Fr_{0,5}=\frac{0,7^2}{9,8\cdot 0,15}=0,333<1.$$

Следовательно, пот спокойный. По рис. $\zeta_{45°}=0,937$

$$\Delta h=0,937\,\frac{0,7^2}{19,6}=2,2\ см.$$

В случае свободного падения струи притока в лоток основного коллектора

$$\zeta_{пер}=\left(b+\frac{a}{Fr_{0,5}+0,1}\right)\left(1+\frac{Q_{пр}}{0,9Q_{см}}\right)\frac{Q_{пр}}{1,8Q_{см}}; \qquad (8.60)$$

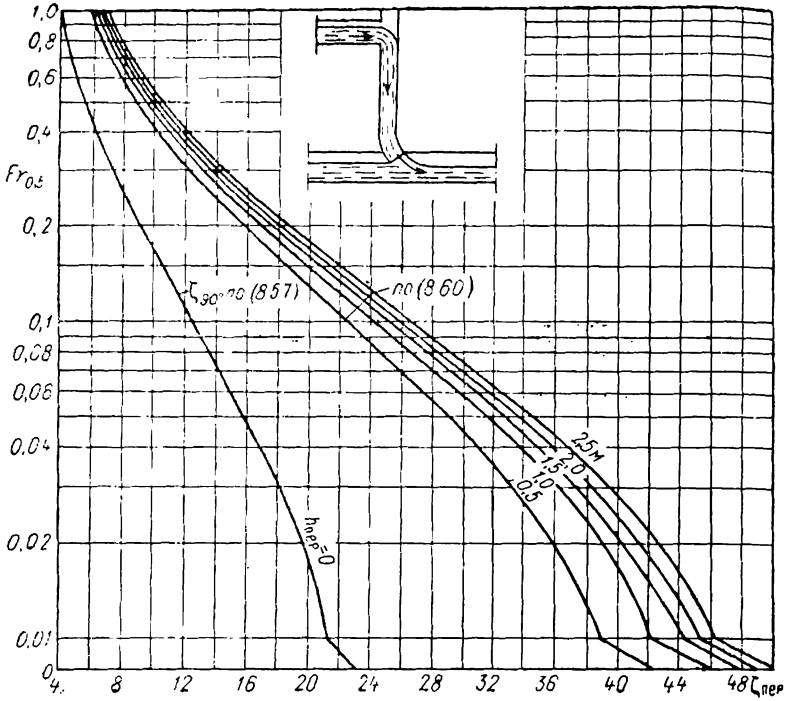


Рис. 8.12. Значения коэффициента сопротивления $\zeta_{пер}$, вычисленного по (8.57) (8.60) при разных высотах перепада ($h_{пер}$ — в *м*)

где a и b — коэффициенты, зависящие от высоты свободного падения струи — высоты перепада (табл. 8.8).

В случае притока при малом перепаде через отводной патрубок в направлении основного потока:

а) для спокойного потока

$$\zeta_{отв}=\left(2+\frac{2,1}{Fr_{0,5}+0,1}\right)(9Fr_{0,5}+1)\left[1-\frac{(1-Fr_{0,5})\,Q_{пр}}{0,9Q_{см}}\right]\frac{Q_{пр}}{18Q_{см}}. \quad (8.61)$$

Таблица 8.8

Значения a и b для разных высот перепадов

$h_{пер}$, *см*	0	50	100	150	200	250
a	2,1	4,054	4,4	4,602	4,746	4,858
b	2,0	2,173	2,203	2,221	2,234	2,244

Таблица 8.9

Значения $\varepsilon = \left(1 + \frac{Q_{пр}}{0{,}9Q_{см}}\right) \frac{Q_{пр}}{1{,}8Q_{см}}$, входящего в (8.57) и (8.60)

$Q_{пр}/Q_{см}$	0,01	0,05	0,1				0,25	
ε	0,0057	0,0293	0,0587	0,0973	0,136		0,178	
$Q_{пр}/Q_{см}$	0,30	0,32			0,40	0,42		
ε	0,222	0,241	0,27		0,321	0,342	0,375	0,409
$Q_{пр}/Q_{см}$	0,5	0,52	0,55	0,58	0,6	0,62	0,65	0,68
ε	0,432	0,456	0,492	0,53	0,555	0,582	0,622	0,663
$Q_{пр}/Q_{см}$	0,7	0,72	0,75	,78	0,80	0,82	0,85	0,88
ε	0,691	0,72	0,764	0,809	0,84	0,87	0,918	0,967

б) для бурного потока действительна формула (8.60). На рис. 8.11 даны графики, построенные по (8.58) и (8.61), а на рис. 8.12 — по (8.60). Для облегчения расчетов по (8.57) и (8.60) приведена табл. 8.9.

Пример 10. Для данных примера 9 по графику на рис. 8.12 при перепаде $h_{пер}=0{,}5$ *м* находим $\zeta_{пер}=8{,}25$, а затем вычисляем по (8.54) $\Delta h=19$ *см*, для $h_{пер}=1$ *м*.

$$\zeta_{пер}=8{,}82 \text{ и } \Delta h=20 \text{ см}.$$

По В. Н. Козину, перепад лотков при слиянии потоков в колодце следует назначать равным разности между глубиной $h_п$, образующейся в подводящем и боковых коллекторах перед слиянием потоков, и глубиной равномерного движения h_0, т. е. перепад прямой части лотка

$$\Delta h_{пр} = h_п - h_{0\,пр}, \tag{8.62}$$

перепад бокового лотка

$$\Delta h_б = h_п - h_{0\,б}. \tag{8.63}$$

Глубина $h_п$ находится по уравнению

$$\frac{Q_c^2}{g\omega_c^2 y_c}\left(1 - \frac{Q_п^2}{Q_c^2}\cdot\frac{\omega_c}{\omega_п} - \frac{Q_{б.л}^2}{Q_c^2}\cdot\frac{\omega_c}{\omega_{б.л}}\cos\alpha_1 - \frac{Q_{б.пр}^2}{Q_c^2}\cdot\frac{\omega_c}{\omega_{б.}}\cos\alpha_2\right) =$$

$$= \sigma\left(\frac{\omega_п}{\omega_c}\cdot\frac{u_п}{y_c} - 1\right) + \frac{d_к}{y_c}\cdot\frac{h_c^2}{\omega_c}\sin\theta, \tag{8.64}$$

Таблица 8.10

Значения σ при слиянии двух и трех потоков

$Q_п/Q_с$	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3—0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95
σ	0,95	0,975	1,0	1,02	1,03	1,02	1,01	0,99	0,97	0,94	0,91	0,87

где Q, ω, h и y — расход, площадь живого сечения, глубина потока и глубина погружения центра тяжести живого сечения;

$d_к$ — диаметр колодца;

$$\sin\theta = \frac{d_с - d_п}{\sqrt{(d_с - d_п)^2 + 4d_к^2}}; \tag{8.65}$$

$$\cos\alpha = \frac{2r_0 - d_п}{2r_0 + d_б + 0{,}708\,(d_с - d_п)} \tag{8.66}$$

$$r_0 = \frac{d_к}{2\,\mathrm{tg}\,\delta/2}; \tag{8.67}$$

δ — угол, под которым боковой коллектор подходит к подводящему коллектору;

σ — коэффициент, зависящий от $Q_п/Q_с$ (табл. 8.10).

Индексом «с» обозначены параметры на выходе потока в отводящий коллектор, индексом «п» — параметры потока в подводящем коллекторе, индексами «б. л» и «б. пр» — параметры потока в боковых (соответственно левом и правом) коллекторах.

Значения $\omega_п$, $\omega_б$, $y_п$, $y_б$ выражаются через искомую глубину $h_п$.

Приближенно глубину в месте слияния потоков ($h_п$) можно принять:

$$h_п = k_с h_с, \tag{8.68}$$

где $h_с$ — глубина в начале отводящего коллектора;

$k_с$ — коэффициент слияния, принимаемый по табл. 8.11.

Перепад давления при напорном движении в коллекторах до колодца и после него в результате гидравлического сопротивления колодца может быть выражен, согласно исследованиям А. М. Курганова и А. Н. Шарыгиной, по формулам

Таблица 8.11

Значения $k_с$ для одинаковых диаметров коллекторов (по В. Н. Козину)

Случай слияния	$\delta = 90 \div 60°$	$\delta \leqslant 45°$
Двух потоков	1,38	1,34
Трех потоков	1,47	1,43

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{p_н - p_к}{\gamma} = \zeta \frac{v_{отв}^2}{2g}; \tag{8.69}$$

где для поворотных колодцев $\zeta_{пов} = 2$; для линейных колодцев диаметром D

$$\zeta_л = 0{,}25 + 0{,}06D/d; \tag{8.70}$$

для узловых колодцев, в которых к прямолинейному потоку с расходом Q_1 присоединяется боковой расход $Q_б$,

$$\zeta_у = 2 - (2 - \zeta_л)\left(\frac{Q_1}{Q_с}\right)^2 \tag{8.71}$$

для узлового колодца с притоком воды $Q_{пр}$ сверху

$$\zeta_у = 2\frac{Q_{пр}}{Q_с}\left(2 - \frac{Q_{пр}}{Q_с}\right) + \zeta_л\left(1 - \frac{Q_{пр}}{Q_с}\right)^2 \approx \zeta_л + 2{,}08\frac{Q_{пр}}{Q_с}; \tag{8.72}$$

$$Q_с = Q_1 + Q_б \quad \text{или} \quad Q_с = Q_1 + Q_{пр};$$

$v_{отв}$ — средняя скорость в отводящем коллекторе после колодца.

§ 8.8. РАСЧЕТ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СЕТЕЙ НА ЦИФРОВЫХ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИНАХ (ЦВМ)

Методика расчета канализационных сетей на ЦВМ пока разработана в надлежащей мере лишь применительно к бытовым сетям. С помощью ЦВМ представляется возможным определять диаметры труб участков, глубины наполнения, скорости, глубины заложения труб, участковые расходы, объемы земляных работ, места расположения насосных станций перекачки и элементы приведенных затрат по сети. Накоплен опыт оптимизации очертания бытовых канализационных сетей.

В основу гидравлического расчета бытовой канализационной сети положена так называемая предельная зависимость, составленная на основании формул Н. Ф. Федорова для коэффициента сопротивления трения и незаиливающих скоростей. В табулированной предельной зависимости фигурируют пять величин: расчетный расход q, уклон i, диаметр d, степень наполнения $a = h/d$ и скорость v. Эти величины определяют следующим образом. Для заданного расхода по таблицам или графикам расчета канализационных сетей находят минимально возможный уклон, при котором скорость не ниже незаиливающей $v_{мин}$, степень наполнения не выше максимальной $a^{макс}$, диаметр — минимально возможный.

Табулированная Г. К. Шацилло предельная зависимость приведена в табл. 8.12.

Уклоны коллекторов назначаются по табл. 8.12 лишь в том случае, когда коллектор необходимо уложить предельно полого. При укладке коллектора с уклоном больше минимального скорость и степень наполнения определяются по табл. 8.13 и 8.14.

По табл. 8.13 для заданного диаметра назначаются модуль расхода $K_п$ и модуль скорости $W_п$, отвечающие полному наполнению. По (8.4) находится модуль расхода, по отношению $K/K_п$ по табл. 8.14 определяются $W/W_п$, а затем модуль скорости W и степень наполнения a. Скорость подсчитывается по (8.3).

Бытовое водоотведение в районе с известной плотностью населения распределяется пропорционально длинам участков:

$$Q_i^п = \frac{Nq^н}{3600 \cdot 24 \sum_{k=1}^{t} l_к} l_i, \tag{8.73}$$

Таблица 8.12

Минимально возможные уклоны и диаметры при указанном расходе (по формулам Н. Ф. Федорова)

q, л/сек	v, м/сек	a		
0	0	0	5,00	200
6,1	0,690	0,36	5,00	200
9,0	0,655	0,45	5,00	200
10,6	0,671	0,50	4,88	200
12,1	0,692	0,55	4,69	200
13,6	0,692	0,60	4,52	200
13,6	0,692	0,42	4,50	250
15,1	0,703	0,45	4,33	250
18,0	0,716	0,50	4,10	250
20,1	0,727	0,55	3,93	250
22,9	0,738	0,60	3,78	250
22,9	0,740	0,45	3,75	300
26,7	0,755	0,50	3,55	300
30,4	0,767	0,55	3,42	300
34,4	0,778	0,60	3,28	300
34,4	0,780	0,47	3,28	350
38,0	0,791	0,50	3,17	350
49,0	0,814	0,60	2,93	350
54,3	0,822	0,65	2,86	350
59,2	0,82	0,70	2,78	350
39,2	0,835	0,55	2,74	400
67,0	0,816	0,60	2,64	400
73,8	0,851	0,65	2,57	400
81,0	0,862	0,70	2,52	400
81,0	0,87	0,585	2,46	450
83,8	0,876	0,600	2,43	450
93,2	0,885	0,65	2,36	450
102,0	0,893	0,70	2,30	450
102,0	0,894	0,57	2,30	500
111,0	0,903	0,60	2,24	500
123,0	0,911	0,65	2,18	500
135,3	0,930	0,7	2,14	500
146,0	0,927	0,75	2,11	500
146,0	0,935	0,53	2,08	600
169,0	0,952	0,60	1,96	600
182,5	0,95	0,63	1,91	600
205,0	0,97	0,70	1,87	600
222,0	0,975	0,75	1,81	600
222,0	0,988	0,57	1,80	700
240,0	0,996	0,60	1,76	700
266,0	1,00	0,65	1,72	700
294,0	1,015	0,70	1,67	700
316,0	1,020	0,75	1,66	700
316,0	1,030	0,59	1,61	800
326,0	1,034	0,60	1,59	800
361,0	1,045	0,65	1,5[illegible]	800
392,0	1,054	0,70	1,52	800
428,0	1,060	0,75	1,50	800
428,0	1,071	0,60	1,47	900
457,0	1,082	0,65	1,43	900
520,0	1,091	0,70	1,40	900
562,0	1,097	0,75	1,38	900
562,0	1,105	0,61	1,35	1000
60[illegible],0	1,116	0,65	1,33	1000
660,0	1,124	0,70	1,30	1000
714,0	1,130	0,75	1,28	1000
762,0	1,132	0,80	1,28	1000

Таблица 8.13

Модули расхода и скорости для труб при полном заполнении их (при скорости $v=2$ м/сек в формуле Н. Ф. Федорова)

d,	$K_п$, л/сек	$W_п$, м/сек
200	328	10,43
250	596	12,15
300	962	13,60
350	1456	15,15
400	2095	16,65
450	2847	17,90
500	3770	19,20
550	4870	20,50
600	6070	22,10
650	7080	21,30
700	8590	22,30
750	10300	23,30
800	12180	24,30
850	14380	25,30
900	16710	26,60
950	19450	27,40
1000	22200	28,30

Таблица 8.14

Относительные модули расхода и скорости (при скорости $v=2$ м/сек в формуле Н. Ф. Федорова) для различных степеней наполнения труб

a	$K/K_п$	$W/W_п$
0,10	0,03	0,36
0,20	0,09	0,60
0,30	0,20	0,76
0,40	0,34	0,90
0,50	0,50	1,00
0,60	0,673	1,07
0,70	0,84	1,115
0,75	0,924	1,128
0,80	0,98	1,135
0,85	0,995	1,130
0,90	1,02	1,211
0,95	1,01	1,09
1,00	1,00	1,00

где $Q_i^{\text{п}}$ — путевой расход;

N — число жителей;

$q^{\text{п}}$ — норма водоотведения, *л/сутки*;

l — длина участка;

t — число участков.

Гидравлический расчет на всех этапах выполняется методом проходок, согласно которому информация об участках обрабатывается от начальных участков, наименования которых помечены (например, цифрой 3), до нижнего узла сети.

Так, например, у меющей очертание

3001	*0003*	*0004*	*0010*
3002	*0004*	*3007*	*0010*
3005	*0006*	*0010*	*0012*
0006	*0004*	*3011*	*0012*
0003	*0004*	*0012*	*0013*

имеется пять проходок (рис. 8.13):

1 — 3 — 4 — 10 — 12 — 13;

2 — 4 — 10 — 12 — 13;

5 — 6 — 4 — 10 — 12 — 13;

7 — 10 — 12 — 13;

11 — 12 — 13.

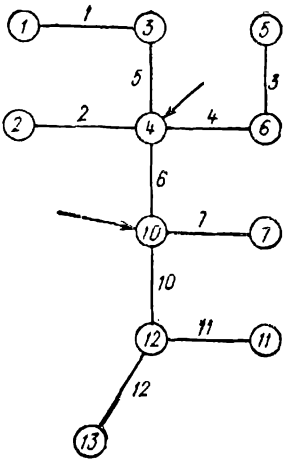


Рис. 8.13. Схема бытовой канализационной сети для гидравлического расчета

По проходкам суммируются сосредоточенные узловые (см. узлы *4* и *10* у сети на рис. 8.13) и путевые расходы, после чего по обычному правилу подсчитываются расчетные расходы:

$$q_i = q_i^{\text{с}} + k\left(q_i^{\text{хоз}}\right) q_i^{\text{хоз}}, \tag{8.74}$$

где $q_i^{\text{с}}$ и $q_i^{\text{хоз}}$ — итоговые значения расходов, полученные от сосредоточенных узловых и от путевых расходов путем суммирования по проходкам;

k — коэффициент неравномерности.

По известным участковым расходам q по табл. 8.12 назначаются минимальный уклон, диаметр и скорость, а также степень наполнения.

Отметки воды определяются по проходкам согласно следующим уравнениям и неравенствам:

$$z_r = z_r - h_{\text{ж}} \tag{8.75}$$

(для начального участка);

$$z_b \leqslant z_r - il; \tag{8.76}$$

$$z_b \leqslant z_b - h_{\text{ж}}; \tag{8.77}$$

$$z_j^p \leqslant z_j^{p-1}, \tag{8.78}$$

где z — отметка поверхности Земли;

z — отметка поверхности воды;

$h_{\text{ж}}$ — минимально допустимая глубина заложения поверхности жидкости;

r и b — узлы в начале и в конце участка;

l — длина участка;

z_j^p и z_j^{p-1} — отметки поверхности воды на p-й p — 1-й проходках.

Сопряжение в колодцах труб различных диаметров производится по расчетному уровню воды.

Отметки поверхности воды определяются в два этапа. На первом этапе глубина $h_ж$ принимается равной минимальной глубине заложения лотка трубы $h_д$; на втором она на каждом участке уточняется:

$$h_ж = h_д - ad. \tag{8.79}$$

На тех участках, где глубина заложения оказывается больше некоторой предельной ($h_д \approx 5 \div 8$ *м*), намечается станция перекачки; в этом месте сеть разрывается, для чего участок со станцией перекачки помечается (например, цифрой *3*), становясь начальным. Станции перекачки могут назначаться и путем технико-экономических расчетов, в результате сравнения приведенных стоимостей вариантов. Приведенная стоимость принимается:

$$П = K + TЭ, \tag{8.80}$$

где в капитальные затраты K входят стоимость монтажа труб и стоимость насосных станций, а в годовые эксплуатационные расходы $Э$ — годовая стоимость ремонта, заработная плата и стоимость перекачки воды насосами; T — срок окупаемости. В процессе счета станции перекачки поочередно размещают на участках сети и выбирают варианты с наименьшими приведенными стоимостями.

При оптимизации на ЦВМ очертания сети задается некоторая кольцевая сеть, которая на каждом этапе расчленяется машиной на разветвленные с подсчетом стоимостей. При этом каждый раз перед расчленением изменяется направление движения воды на одном из участков кольцевой сети и фиксируется тот вариант, у которого стоимость выше.

Не всякое изменение направления движения воды возможно. В отдельных случаях при изменении направления движения воды может образоваться циркуляционный контур или новый нижний узел. Поэтому допустимость каждого изменения направления проверяется по особому алгоритму.

§ 8.9. БЕЗНАПОРНЫЕ АЭРИРОВАННЫЕ ПОТОКИ *

Различают следующие виды вовлечения воздуха в водный поток:

1) аэрация безнапорного равномерного и плавно изменяющегося водного потока, обусловленная разрушением его свободной поверхности турбулентными возмущениями;

2) аэрация незатопленной свободной струи, обусловленная ее разрушением как из-за турбулентности, так и из-за общей неустойчивости;

3) аэрация безнапорного резко изменяющегося потока в областях поверхностных водоворотов с горизонтальной осью вращения, например в незатопленном гидравлическом прыжке;

4) аэрация безнапорного потока в областях его отрыва от обтекаемой поверхности, например в пазах затворов;

---

* §§ 8.9 и 8.10 написаны В. Троицким.

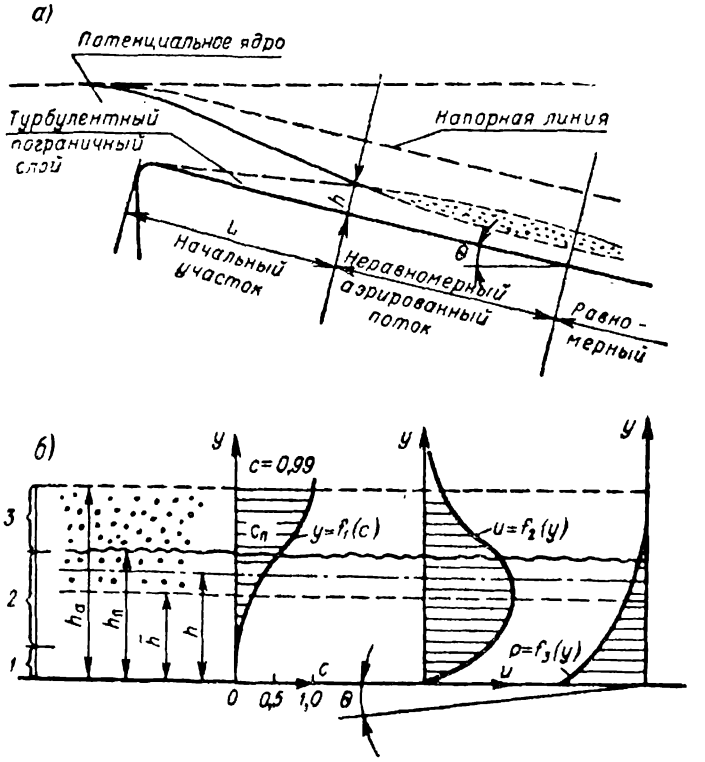


Рис. 8.14. Схема аэрированного потока в канале с большим уклоном дна

а — участки зарождения и развития аэрации; *б* — эпюры распределения объемной концентрации воздуха *c* в гидросмеси, скорости *u* движения и давления *p* по глубине аэрированного потока

1, *2* и *3* — три условные области течения (*1* — вода; *2* — смесь воды с пузырьками воздуха; *3* — смесь воздуха с каплями воды), h_a — полная глубина; $h_п$ — глубина перехода (от второй к третьей области); $\bar{h}$ — глубина, соответствующая расходу воды *Q* в аэрированном потоке (фиктивного водного потока); *h* — глубина расчетного потока, т. е. воображаемого потока без аэрации

5) аэрация водной массы в результате защемления воздуха ниспадающей в нее струей.

Во всех указанных случаях вовлечение воздуха в безнапорный поток приводит к общему или местному его «разбуханию», а при большом воздухонасыщении — к заметному влиянию вовлеченного воздуха на механизм потерь напора. В результате этого влияния потеря напора в безнапорном аэрированном водном потоке при большом его воздухонасыщении оказывается несколько меньше, чем потеря напора в таком воображаемом водном потоке, который имел

бы место в данном канале при данном расходе воды, но при отсутствии аэрации. Этот воображаемый водный поток называется в дальнейшем расчетным водным потоком, и для всех параметров его сохраняются обозначения, принятые выше для элементов безнапорных водных потоков.

Ниже рассматриваются лишь безнапорные равномерные и плавно изменяющиеся аэрированные водные потоки, возникающие в пределах водосливного тракта поверхностных водосбросов (водосливные плотины, быстротоки и т. п.) ниже по течению от створа, в котором турбулентный пограничный слой заполняет все сечение потока (рис. 8.14).

В условиях весьма широкого русла прямоугольного поперечного сечения турбулентный пограничный слой выходит на поверхность потока на расстоянии L от входного оголовка водосливного тракта, определяемом в первом приближении соотношением

$$\frac{L}{h} = 125, \tag{8.81}$$

где h — глубина воды в сечении, начиная с которого придонный пограничный слой распространился на всю толщу потока.

Из многочисленных экспериментов и наблюдений следует, что при встречающихся на практике шероховатостях поверхности дна безнапорных водоводов уже при уклонах $i = \sin\theta > 0{,}1$ аэрация потока возникает в сечении выхода турбулентного пограничного слоя на свободную поверхность потока (8.81).

Аэрированный безнапорный поток представляет собой (рис. 8.14) неоднородную смесь воздуха и воды, состоящую из трех областей течения:

1) воды над поверхностью дна водовода (эта область может отсутствовать);

2) смеси воды с пузырьком воздуха;

3) смеси воздуха с частицами воды; над аэрированным потоком имеет место спутный воздушный поток.

Верхняя граница аэрированного потока может быть определена лишь условно, например ординатой $y = h_a$, отвечающей локальной относительной объемной концентрации воздуха в гидросмеси $c = 0{,}99$. Глубину h_a обычно называют полной глубиной аэрированного потока.

Поверхность раздела (также условную) между нижней водно-пузырьковой областью аэрированного потока и его верхней воздушно-капельной областью называют поверхностью перехода, а расстояние от дна до этой поверхности — глубиной перехода $h_п$. При $y = h_п$ концентрация воздуха для нижней области аэрированного потока достигает предельного значения $c_п$.

Средней по сечению относительной объемной концентрацией воздуха в аэрированном потоке называют величину

$$\bar{c} = \frac{\Omega_c}{\Omega_a} = \frac{\Omega_a - \bar{\Omega}}{\Omega_a}, \tag{8.82}$$

где Ω_a — площадь живого сечения аэрированного потока, определяемая его полной глубиной h_a;

Ω_c и $\bar{\Omega}$ — части площади живого сечения, занятые воздухом и водой.

Аналогичным образом определяют среднюю концентрацию воздуха $\bar{c}_п$ для нижней, водно-пузырьковой области аэрированного потока.

Коэффициент гидравлического трения $\bar{\lambda}_R$ фиктивного потока в данном канале с площадью живого сечения $\bar{\Omega}$ (глубиной $\bar{h}$) и расходом воды Q будем называть коэффициентом гидравлического трения аэрированного потока:

$$\bar{\lambda}_R = \frac{2g\bar{R}i\bar{\Omega}^2}{Q^2}, \tag{8.83}$$

где $\bar{R}$ — гидравлический радиус фиктивного потока.

§ 8.10. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗНАПОРНОГО РАВНОМЕРНОГО АЭРИРОВАННОГО ПОТОКА ВОДЫ

Концентрация воздуха (относительное воздухосодержание) в указанных потоках увеличивается с увеличением уклона дна русла и его относительной шероховатости. Наилучшее согласование между опубликованными экспериментальными данными (касающимися воздухосодержания аэрированных потоков, влияния аэрации на потерю напора и др.) получается, если эти факторы объединить в безразмерный комплекс вида:

$$\bar{\Pi} = \left(\frac{\bar{R}}{\bar{h}}\right)^{1,2}\left(\frac{\delta_R}{\bar{R}}\right)^{0,25}\overline{\mathrm{Fr}}_{R,\,\theta}, \tag{8.84}$$

где δ_R — толщина придонного слоя (согласно И. К. Никитину) расчетного потока;

$\overline{\mathrm{Fr}}_{R,\,\theta} = \dfrac{Q^2}{g\bar{\Omega}^2\bar{R}\cos\theta}$ — число Фруда аэрированного потока *;

$\cos\theta = (1 - i^2)^{0,5}$ — косинус угла наклона дна русла.

Величина δ_R связана с гидравлическими элементами расчетного водного потока зависимостью

$$\delta_R = RA_R = R\left(\frac{3{,}3}{\mathrm{Re}_{*R}} + \frac{\Delta_э}{R}\right), \tag{8.85}$$

которую следует считать недействительной в переходной области сопротивления для водоводов с равнозернистой шероховатостью поверхности дна и стен.

В зависимости (8.85) принято:

$\Delta_э$ — эквивалентная высота выступов шероховатости;

$\mathrm{Re}_{*R} = \dfrac{v_* R}{\nu}$ — число Рейнольдса расчетного потока;

$v_* = \sqrt{gRi}$ — динамическая скорость расчетного потока;

ν — коэффициент кинематической вязкости воды при данной температуре.

---

* Здесь и далее гидравлические элементы аэрированного потока определяются в полосе единичной ширины, около вертикальной плоскости, проходящей через продольную ось водовода прямоугольного или близкого к нему поперечного сечения.

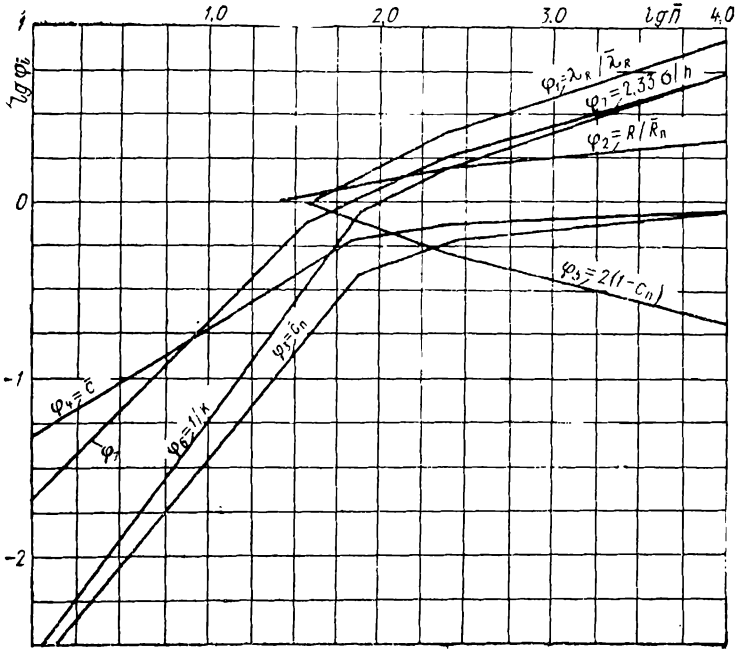


Рис. 8.15. Графики для элементов аэрированного потока

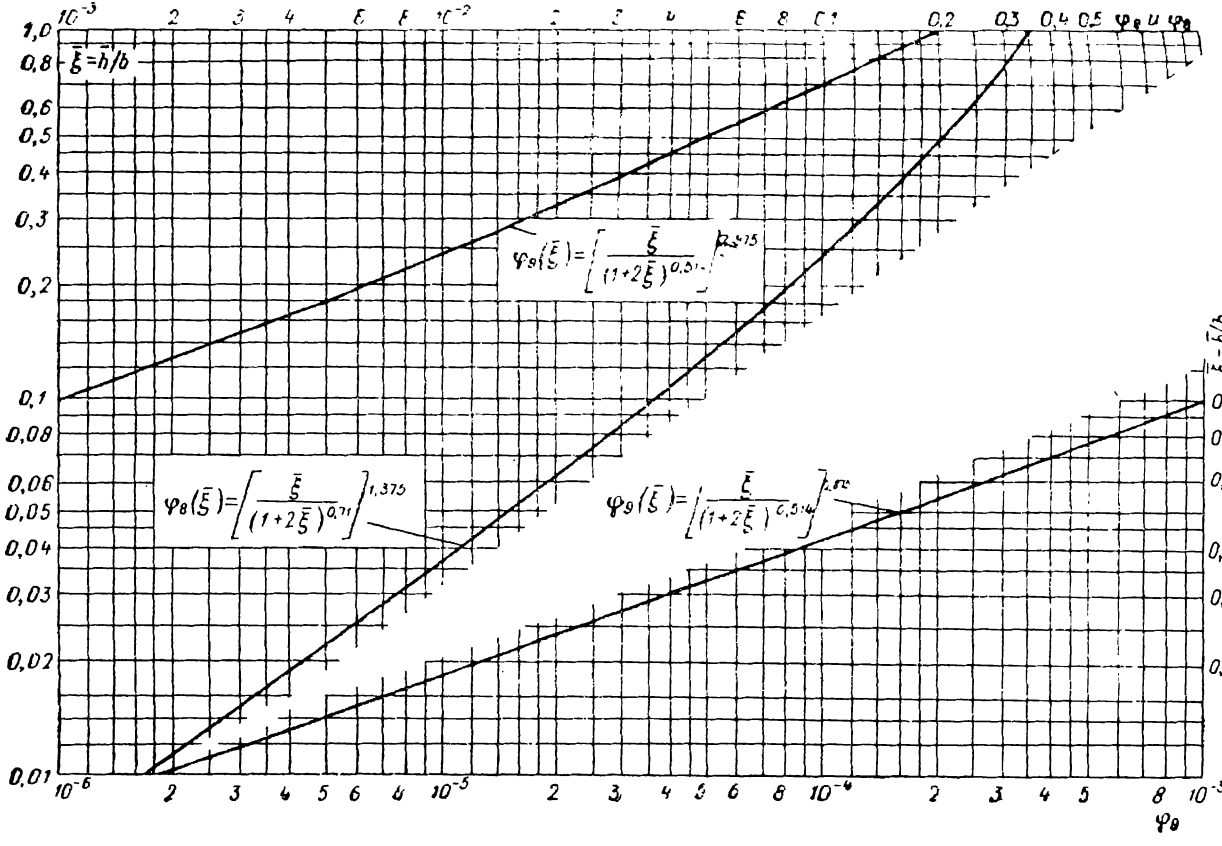
R, λ_R — гидравлический радиус, коэффициент гидравлического трения потока воды, соответствующего аэрированному потоку; $c_п$ — предельное значение концентрации воздуха в нижней области аэрированного потока; $\bar{c}$ — средняя по сечению относительная объемная концентрация воздуха в аэрированном потоке по (8.82); $\bar{c}_п$ — средняя концентрация воздуха для нижней (водопузырьковой) области аэрированного потока; k — коэффициент, входящий в (8.86); σ — коэффициент, входящий в (8.87)

1. При $\bar{\Pi} \leqslant \sim 71$ ($\lg \bar{\Pi} \leqslant \sim 1{,}85$) аэрация не оказывает практически влияния на движение воды в аэрированном потоке. В этом случае $\lambda_R/\bar{\lambda}_R = 1 \div 1{,}05$; $h/\bar{h} = 1 \div 1{,}02$; $\bar{\Pi} = \Pi$; $\bar{R} = R$, причем $\bar{c}_п = \bar{c}^2$ при $\bar{c}_п < 0{,}3$ и $\bar{c} < 0{,}55$, а $c_п = 0{,}5$ $R = \bar{R}_п$ при $\lg \Pi < 1{,}5$.

2. Распределение по нормали ко дну концентрации воздуха в нижней, водно-пузырьковой, области выражается зависимостью

$$\frac{c}{c_п} = \exp\left[-k\left(\frac{h_п - y}{h_п}\right)\right]. \qquad (8.86)$$

Рис. 8.16. Графики для определения глубины $\bar{h}$ в канале прямоугольного поперечного сечения


$\bar{\xi}=\bar{h}/b$
$\varphi_8(\bar{\xi})=\left[\frac{\bar{\xi}}{(1+2\bar{\xi})^{0,5}}\right]^{1,375}$
$\varphi_9(\bar{\xi})=\left[\frac{\bar{\xi}}{(1+2\bar{\xi})^{0,5}}\right]^{2,5}$
φ_8 и φ_9
φ_9

3. Распределение по нормали ко дну концентрации воздуха в верхней, воздушно-капельной, области аэрированного потока достаточно хорошо подчиняется зависимости

$$\frac{1-c}{2(1-c_{\text{п}})}=\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int\limits_{y_*}^{\infty}e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y_*}{\sigma}\right)^2}\qquad\text{где } y_*=y-h_{\text{п}}. \quad (8.87)$$

Коэффициенты k и σ приведены на рис. 8.15. Интеграл, входящий в (8.87), следует выражать через интегральную функцию Лапласа — Гаусса, таблицы которой имеются в специальных справочных пособиях.

4. При $\overline{\Pi}>71$ ($\lg\overline{\Pi}>1{,}85$) вовлеченный воздух существенно влияет на движение воды в аэрированном потоке.

При расчете аэрированного потока необходимо исходить из зависимостей, представленных на рис. 8.15 и 8.16.

Приведенные выше зависимости для определения гидравлических элементов безнапорных равномерных аэрированных потоков могут быть приложены и к расчету плавно изменяющегося аэрированного потока. При этом величину δ_R надо вычислять по (8.85) для глубин плавно изменяющегося расчетного потока в соответствующих его створах, а число Фруда определять по формуле

$$\mathrm{Fr}_{R,\,\theta}=\frac{v^2}{gR\cos\theta}.$$

Расчет плавно изменяющегося потока следует начинать с расчета равномерного потока и затем уже двигаться вверх по течению.

Плавно изменяющийся поток можно считать практически не аэрированным при концентрации $\bar{c}\leqslant 0{,}15$ и $\bar{c}_{\text{п}}\leqslant 0{,}02$.

Пример 11. Быстроток прям угольного поперечного сечения имеет ширину $b=0{,}457$ *м* и уклон дна $i=\sin\theta=\sin 15°=0{,}259$. Дно и стенки быстротока выполнены из хорошо обработанного бетона, причем эквивалентная высота выступов неравнозернистой шероховатости их поверхности составляет $\Delta_{\text{э}}=0{,}0004$ *м*. Расход воды в быстротоке $Q=0{,}272$ *м*^{3}/*сек*, удельный расход воды $q=0{,}595$ *м*^{2}/*сек*, температура $t=0°$

Требуется определить следующие гидравлические элементы аэрированного потока: глубины $\bar{h}$, $h_{\text{а}}$ и $h_{\text{п}}$, концентрации $\bar{c}$, $\bar{c}_{\text{п}}$ и $c_{\text{п}}$. Найденные глубины аэрированного потока сопоставить с глубиной расчетного водного потока (расчет см. ниже).

Пример 12. Условия те же, что и в примере 11, но уклон дна быстротока $i=\sin 30°=0{,}5$ и температура воды $t=1°$ С (расчет см. ниже).

Пример 13. Условия те же, что и в примере 11, но уклон дна быстротока равен $i=\sin 45°=0{,}707$ и температура воды $t=11{,}9°$ С (расчет см. ниже).

Пример 14. Условия те же, что и в примере 11, но уклон дна быстротока равен $i=\sin 60°=0{,}867$ и температура воды $t=14{,}5°$ С.

Определение гидравлических элементов равномерного аэрированного потока начинаем с вычисления гидравлических элементов расчетного водного потока, а именно — с определения его глубины.

Из формулы Дарси и формулы Кольбрука для коэффициента гидравлического трения, откорректированной для безнапорных потоков в руслах прямоугольного поперечного сечения В. М. Лятхером, расчетная зависимость имеет вид:

$$\frac{q}{\sqrt{i}}=\sqrt{\frac{2gR}{\lambda_R}}\,h=\sqrt{2gR}\,h\left(4{,}06\lg\frac{R}{\delta_R}+4{,}24\right). \quad (8.88)$$

При заданных значениях q, i, b, $\Delta_{\text{э}}$ эта зависимость представляет собой уравнение относительно глубины равномерного потока h. В табл. 8.15 приведены окончательные результаты расчета для всех четырех примеров одновременно.

Таблица 8.15

Результаты расчета

$q = 0{,}595$ $м^2/сек$; $b = 0{,}457$ $м$; $\Delta_э = 0{,}0004$ $м$

Номера примеров		°C	$\nu \cdot 10^6$, $м^2/сек$	$q/\sqrt{i}$, $м^2/сек$	h, $м$	R,	v_*, $м/сек$	Re_*R	$3{,}3/Re_*R$	$\Delta_э/R$
	0,259	0	1,79	1,169	0,082	0,0605	0,392	13250	$2{,}49 \cdot 10^{-4}$	$6{,}60 \cdot 10^{-3}$
12	0,500	1,0		0,841	0,0660	0,0512	0,500	14740	$2{,}24 \cdot 10^{-4}$	$7{,}80 \cdot 1$
13	0,707	11,0		0,707	0,0588	0,0467	0,570	21500		$8{,}55 \cdot 10^{-3}$
	0,867	14,5	1,16	0,640	0,0551	0,0444	0,615	23600		$9{,}00 \cdot 10^{-3}$

Продолжение табл. 8.15

A_R	δ_R, $м$	$1/\sqrt{\lambda_R}$	$1/4 \lg A_R$	R/h	$1{,}2 \lg R/h$	$1/\lambda_R$	$Fr_{R,\theta} = \frac{2\operatorname{tg}\theta}{\lambda_R}$	$\lg Fr_{R,\theta}$	$\lg П$	$П$
$6{,}85 \cdot 10^{-3}$	$4{,}15 \cdot 10^{-4}$	13,03	−0,541	0,735	−0,161	170,0	91,1	1,959		18,08
$8{,}04 \cdot 10^{-3}$	$4{,}12 \cdot 10^{-4}$	12,74	−0,524	0,777	−0,132	162,3	187,5	2,273	1,617	
$8{,}70 \cdot 10^{-3}$	$4{,}07 \cdot 10^{-4}$	12,59	−0,515	0,795	−0,120	157,5	315,0	2,498		73,0
$9{,}14 \cdot 10^{-3}$	$4{,}06 \cdot 10^{-4}$		−0,509	0,805	−0,113	154,3	535,0	2,728	2,106	

Расчет ведем последовательным приближением.

Полученные значения h и δ_R позволяют вычислить по (8.84) в первом приближении значения параметра Π. Если вычисленные по глубине расчетного водного потока величины параметра $\Pi < 71$, то уточнений не требуется, так как при $\lg \Pi < 1{,}85$ следует считать, что $\bar{h} = h$ и $\overline{\Pi} = \Pi$. Пользуясь найденными значениями h, R и Π, можно сразу переходить к определению по рис. 8.15 гидравлических элементов аэрированного потока. Если же вычисленные значения $\Pi > 71$, то это значит, что имеет место случай, при котором вовлечение воздуха влияет на движение воды в аэрированном потоке, и его расчет надо начинать при $h/b > 0{,}02$ с определения по рис. 8.16 глубины $\bar{h}$ через φ_8:

$$\varphi_8 = 6{,}15 \frac{(1-i^2)^{0,25}}{i^{0,5}} \cdot \frac{v_* h}{q} \left(\frac{R}{\delta_R}\right)^{0,125} \frac{hR^{0,375}}{b^{1,375}}, \tag{8.89}$$

а при $h/b < 0{,}02$ — по форму:

$$\bar{h}^{1,\,75} = 6{,}45 g^{0,5} (1-i^2)^{0,25} \frac{h^3}{q\delta_R^{0,125}}. \tag{8.90}$$

Однако найденные глубины $\bar{h}$ и вычисленные затем значения параметра $\overline{\Pi}$ можно считать окончательными, если величины Π будут лежать в интервале значений $71 \leqslant \overline{\Pi} \leqslant 263$ или $1{,}85 \leqslant \lg \overline{\Pi} \leqslant 2{,}42$. При величинах $\overline{\Pi}$, превышающих указанные предельные значения, глубину $\bar{h}$ надо находить по рис. 8.16 через φ_9:

$$\varphi_9 = 4{,}03 \frac{(1-i^2)^{0,25}}{i^{0,5}} \cdot \frac{v_* h}{q} \left(\frac{R}{\delta_R}\right)^{0,125} \frac{h^2 R^{0,875}}{b^{2,875}}, \tag{8.91}$$

а при $h/b < 0.02$ — по форму.

$$\bar{h}^{2,87} \quad 3g^{0,5} (1-i^2)^{0,25} \frac{h^{4,5}}{q\delta_R^{0,125}} \tag{8.92}$$

и уже после этого вычислить окончательные значения параметра $\overline{\Pi}$.

В табл. 8.16 приведены величины параметра Π и $\lg \Pi$, найденные по нормальным глубинам h расчетного водного потока.

В графах 3 и 4 (примеры 13 и 14) табл. 8.16 величины параметра $\overline{\Pi} > 71$, потому для этих двух примеров обращаемся к отысканию глубины $\bar{h}$ через $\varphi_9(\xi)$ (рис. 8.16). Получаем следующие уравнения:

Таблица 8.16

Значения параметра Π

Номера примеров	h,	Π	$\lg \Pi$
1	2	3	4
13	0,0465	156,8	2,195
14	0,0347	571,8	2,754

Примечание. При вычислении значений $\overline{\Pi}$ приходится вычислять число Фруда: $\mathrm{Fr}_{R,\,\theta} = \dfrac{v^2}{gR\cos\theta} = \dfrac{\operatorname{tg}\theta}{\bar{\lambda}_R}$.

Следует иметь в виду, что величину $\bar{\lambda}_R$ в этом случае надо вычислять непосредственно по формуле Дарси: $\bar{\lambda}_R = 2\bar{v}_*^2 h^2 / q^2 = 2\bar{v}_*^2 / \bar{v}^2$.

Окончательные результаты расчета
$q = 0{,}595$ м²/сек; $\Delta_э = 0{,}0004$ м; $b = 0{,}457$ м

Номера примеров		h, м	R, м	$\bar{h}$,	$\bar{R}$, м				$\bar{c}_п$	$R/R_п$
	0,259	0,0823	0,0605	0,0823	0,0605	18,08		0,266	0,0708	
	0,500	0,0660	0,0512	0,0660	0,0512		1,617	0,436	0,191	1,07
	0,707	0,0588	0,0467	0,0465		156,8	2,195	0,635	0,498	
	0,867	0,0551	0,0444	0,03	0,0327	421,0	2,624	0,7		

Продолжение та 8.17

Номера примеров	$\bar{R}_п$, м	$\bar{h}_п$,	м	м		$h/\bar{h}$	$h_п/h$	h_a/h	$\lambda_R/\bar{\lambda}_R$
	0,0605	0,0823	0,082	1,120	0,5				
	0,0478	0,0604	0,07	1,170	0,5				1,0
	0,0336	0,0394			0,700			2,51	
	0,02	0,0309	0,0844	1,597	0,777			2,90	

для примера 13

$$\varphi_8^{1,025}(\bar{\xi}) = \frac{\bar{\xi}^{1,41}}{1+2\bar{\xi}} = 0{,}0352,$$

для примера 14

$$\varphi_8^{1,025}(\bar{\xi}) = \frac{\bar{\xi}^{1,41}}{1+2\bar{\xi}} = 0{,}0229,$$

где $\bar{\xi} = \bar{h}/b$. Решение этих уравнений приводит к значениям величины $\bar{h}$ и вычисленных затем величин $\overline{\Pi}$ и $\lg \overline{\Pi}$, собранных в табл. 8.16.

Как видно из табл. 8.16, значение параметра Π в примере 13 оказывается в интервале величин $71 \leqslant \overline{\Pi} \leqslant 263$, для которых действительна зависимость для φ_8 (рис. 8.16), и, следовательно, в его уточнении, равно как и в уточнении значения величины $\bar{h}$, нет необходимости. Значение же параметра $\overline{\Pi}$ в примере 14 превышает верхний предел упомянутого интервала, и, следовательно, в этом примере для определения глубины $\bar{h}$ необходимо использовать зависимость для $\varphi_9(\bar{\xi})$, которая в данном случае примет вид:

$$\varphi_9^{0,348}(\bar{\xi}) = \frac{\bar{\xi}}{(1+2\bar{\xi})^{0,514}} = 0{,}0774,$$

где $\bar{\xi} = \bar{h}/b$.

Решение этого уравнения приводит к следующим значениям: $\bar{h} = 0{,}0382$ м и вычисленным затем величинам $\overline{\Pi} = 421$ и $\lg \overline{\Pi} = 2{,}624$ (табл. 8.17).

Результаты вычислений искомых элементов аэрированного потока в примерах 13 и 14, по данным рис. 8.15, сведены в табл. 8.17.

ВОДОСЛИВЫ, ЛИВНЕСПУСКИ И ВЫПУСКИ

§ 9.1. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ВОДОСЛИВОВ И ФОРМЫ СТРУИ

Водосливом называют безнапорное отверстие (вырез в стенке), через которое протекает жидкость. В зависимости от геометрической формы отверстия различают водосливы: а) прямоугольные; б) треугольные; в) трапецеидальные; г) круговые; д) параболические; е) с наклонным гребнем и т. д.

По очертанию водосливной стенки в плане различают:

1) водосливы с прямолинейным в плане гребнем: а) нормальные или лобовые; б) косые; в) боковые;

2) водосливы с непрямолинейным в плане гребнем: а) полигональные (ломаные); б) криволинейные; в) замкнутые, в частности кольцевые.

Превышение горизонта воды над гребнем водосливной стенки в сечении верхнего бьефа bb (рис. 9.1), в котором начинается спад свободной поверхности, обусловленный истечением воды через водослив, представляет собой геометрический напор H на водосливе. Сечение bb обычно принимают на расстоянии $l_в \approx (3 \div 5)H$ от верховой грани водосливной стенки. В зависимости от толщины δ ее поперечного сечения различают:

а) водосливы с тонкой стенкой, когда

$$\delta \leqslant (0{,}1 \div 0{,}5)\,H; \tag{9.1}$$

б) водосливы с широким порогом, когда

$$2H \leqslant \delta \leqslant 8H; \tag{9.2}$$

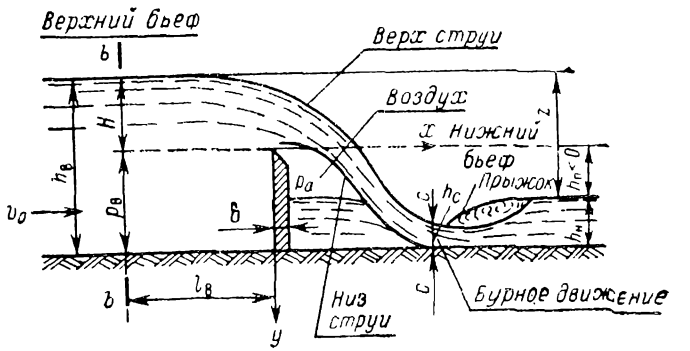


Рис. 9.1. Схема свободного истечения воды через водослив с тонкой стенкой

Таблица 9.1

Значения x и y профиля свободной струи (для любых мер) при $H = 1$

x	y			y			y	
	низ струи	верх струи		низ струи	верх струи		низ струи	верх струи
−3,0	—	−0,997	0,35	−0,136	−0,744	1,1	0,29	−0,27
−2,0	—	−0,987	0,40	−0,097	−0,724	1,2	0,38	−0,18
−1,5	—	−0,980	0,45	−0,085	−0,703	1,3	0,47	−0,08
−1,0	—	−0,963	0,50	−0,071	−0,680	1,4	0,58	+0,03
−0,75	—	−0,951	0,55	−0,054	−0,654	1,5	0,69	0,14
−0,5	—	−0,932	0,60	−0,035	−0,627	1,6	0,82	0,27
−0,25	—	−0,896	0,65	−0,013	−0,599	1,7	0,95	0,41
0,0	0,0	−0,851	0,70	+0,009	−0,569	1,8	1,09	0,55
0,05	−0,059	−0,839	0,75	0,035	−0,538	1,9	1,25	0,70
0,10	−0,085	−0,826	0,80	0,063	−0,506	2,0	1,41	0,87
0,15	−0,101	−0,811	0,85	0,094	−0,472	2,25	1,84	1,30
0,20	−0,169	−0,795	0,90	0,129	−0,436	2,50	2,34	1,80
0,25	−0,112	−0,779	0,95	0,165	−0,398	2,75	2,86	2,32
0,30	−0,111	−0,762	1,00	0,202	−0,357	3,00	3,49	2,86

в) водосливы со стенкой практического профиля; к ним относятся все водосливы, не удовлетворяющие условиям (9.1) и (9.2).

Если уровень воды в нижнем бьефе влияет на условия истечения через водослив, то водослив считают подтопленным; если же нижний бьеф не влияет на истечение, то истечение является свободным (неподтопленным).

При истечении через водослив с тонкой стенкой в случае обеспечения подачи воздуха под струю, т. е. когда давление под струей $p = p_{ат}$, образуется свободная струя. В табл. 9.1 приведены значения координат x и y верхней и нижней ее поверхностей при напоре $H = 1$ (рис. 9.1). При построении профиля свободной струи при ином напоре все числа таблицы надо умножить на величину этого напора.

Если доступ воздуха под струю невозможен и водослив не имеет бокового сжатия, то струя увлекает (отсасывает) воздух из-под струи, и под ней создается вакуум ($p < p_{ат}$). Уровень воды под струей поднимается, и она несколько прижимается к водосливной стенке.

При $p_в/H > 2{,}5$ и $z/p_в > 0{,}75$ ($p_в$ — высота стенки водослива; z — перепад уровней на водосливе) образуется поджатая, не подтопленная снизу струя.

Из-за прорывов воздуха под струю положение ее неустойчиво. При $p_в/H < 2{,}5$ и $z/p_в > 0{,}75$ все пространство под струей заполнено водой; струя называется поджатой, подтопленной снизу, а прыжок за водосливом отогнанным. Расход в этом случае увеличивается по сравнению с расходом для свободной струи в σ' раз:

$$\sigma' = 0{,}845 + 0{,}176\frac{p_в}{H} - 0{,}016\left(\frac{p_в}{H}\right)^2. \qquad (9.3)$$

При $p_в/H < 2{,}5$ и $z/p_в < 0{,}75$ струя будет отжатой, подтопленной снизу, но прыжок надвинут на водослив. Расход будет больше расхода для свободной струи в σ'' раз:

$$\sigma'' = 0{,}88 + 0{,}2\,\frac{z - 0{,}05p_в}{H} - 0{,}02\left(\frac{z - 0{,}05p_в}{H}\right)^2 \qquad (9.4)$$

При малых напорах ($H < 1$ *см*) струя как бы прилипает к стенке водослива, однако такое движение неустойчиво. Расход прилипшей струи на 20—25% больше расхода свободной струи.

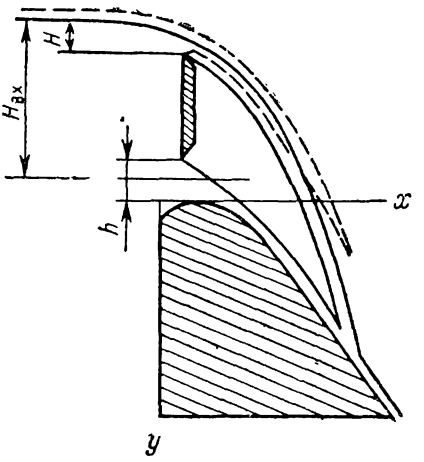


Рис. 9.2. К расчету аэрации плоской струи на водосливе

Когда горизонт нижнего бьефа непосредственно у водосливной стенки выше ее гребня, то при $z/p_в > 0{,}3$ струя после водослива падает на дно нижнего бьефа — донный режим. При $z/p_в \leqslant 0{,}15$ устанавливается поверхностный режим.

При истечении, одновременном из-под щита и над ним, количество воздуха, необходимое для аэрации, на единицу длины водослива, по исследованиям Хикокса,

$$q_а = 10{,}3\,\frac{(kH)^{3{,}64}}{(\Delta h)^{1{,}14}}\ [м^2/сек], \qquad (9.5)$$

где H — замеренный над верхом затвора напор, *м* (рис. 9.2);

Δh — снижение давления под струей, *м вод. ст.*;

k — коэффициент, зависящий от отношения расхода под затвором к расходу над верхом затвора, выражаемого зависимостью

$$\sigma = \frac{h\sqrt{H_{вх}}}{H^{1{,}5}}; \qquad (9.6)$$

здесь h — высота отверстия под затвором;

$H_{вх}$ — напор у входа на водослив (над центром отверстия под затвором).

Значения k в зависимости от σ следующие:

σ	0	1,5	2	2,5
k	0,077	0,202	0,22	0,225

Для водослива без затвора $\sigma = 0$.

Таблица 9.1

Значения x и y профиля свободной струи (для любых мер) при $H = 1$

x	y			y			y	
				низ струи			низ струи	верх струи
−3,0	—	−0,997	0,35	−0,176	−0,744	1,1	0,29	−0,27
−2,0	—	−0,987	0,40	−0,097	−0,724	1,2	0,38	−0,18
−1,5	—	−0,980	0,45	−0,085	−0,703	1,3	0,47	−0,08
−1,0	—	−0,963	0,50	−0,071	−0,680	1,4	0,58	+0,03
−0,75	—	−0,951	0,55	−0,054	−0,654	1,5	0,69	0,14
−0,5	—	−0,932	0,60	−0,035	−0,627	1,6	0,82	0,27
−0,25	—	−0,896	0,65	−0,013	−0,599	1,7	0,95	0,41
0,0	0,0	−0,851	0,70	+0,009	−0,569	1,8	1,09	0,55
0,05	−0,059	−0,839	0,75	0,035	−0,538	1,9	1,25	0,70
0,10	−0,085	−0,826	0,80	0,063	−0,506	2,0	1,41	0,87
0,15	−0,101	−0,811	0,85	0,094	−0,472	2,25	1,84	1,30
0,20	−0,169	−0,795	0,90	0,129	−0,436	2,50	2,34	1,80
0,25	−0,112	−0,779	0,95	0,165	−0,398	2,75	2,86	2,32
0,30	−0,111	−0,762	1,00	0,202	−0,357	3,00	3,40	2,86

в) водосливы со стенкой практического профиля; к ним относятся все водосливы, не удовлетворяющие условиям (9.1) и (9.2).

Если уровень воды в нижнем бьефе влияет на условия истечения через водослив, то водослив считают подтопленным; если же нижний бьеф не влияет на истечение, то истечение является свободным (неподтопленным).

При истечении через водослив с тонкой стенкой в случае обеспечения подачи воздуха под струю, т. е. когда давление под струей $p = p_{ат}$, образуется свободная струя. В табл. 9.1 приведены значения координат x и y верхней и нижней ее поверхностей при напоре $H = 1$ (рис. 9.1). При построении профиля свободной струи при ином напоре все числа таблицы надо умножить на величину этого напора.

Если доступ воздуха под струю невозможен и водослив не имеет бокового сжатия, то струя увлекает (отсасывает) воздух из-под струи, и под ней создается вакуум ($p < p_{ат}$). Уровень воды под струей поднимается, и она несколько прижимается к водосливной стенке.

При $p_в/H > 2{,}5$ и $z/p_в > 0{,}75$ ($p_в$ — высота стенки водослива; z — перепад уровней на водосливе) образуется поджатая, не подтопленная снизу струя.

Из-за прорывов воздуха под струю положение ее неустойчиво. При $p_в/H < 2{,}5$ и $z/p_в > 0{,}75$ все пространство под струей заполнено водой; струя называется поджатой, подтопленной снизу, а прыжок за водосливом отогнанным. Расход в этом случае увеличивается по сравнению с расходом для свободной струи в σ' раз:

$$\sigma' = 0{,}845 + 0{,}176\frac{p_в}{H} - 0{,}016\left(\frac{p_в}{H}\right)^2. \qquad (9.3)$$

При $p_в/H < 2{,}5$ и $z/H < 0{,}75$ струя будет отжата той, подтопленной снизу, но прыжок надвинут на водослив. Расход будет больше расхода для свободной струи в σ'' раз:

$$\sigma'' = 0{,}88 + 0{,}2\frac{z - 0{,}05p_в}{H} - 0{,}02\left(\frac{z - 0{,}05p_в}{H}\right)^2 \quad (9.4)$$

При малых напорах ($H < 1$ *см*) струя как бы прилипает к стенке водослива, однако такое движение неустойчиво. Расход прилипшей струи на 20—25% больше расхода свободной струи.

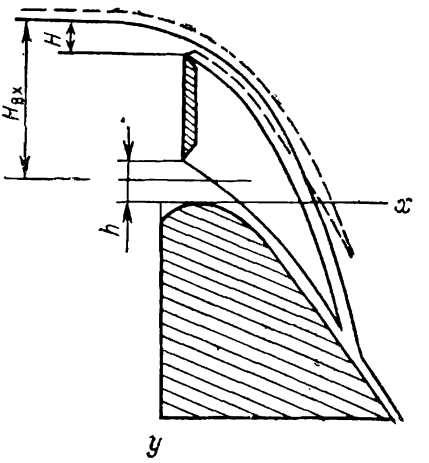


Рис. 9.2. К расчету аэрации плоской струи на водосливе

Когда горизонт нижнего бьефа непосредственно водосливной стенки выше гребня, то при $z/p_в > 0{,}3$ струя после водослива падает на дно нижнего бьефа — донный режим. При $z/p_в \leqslant 0{,}15$ устанавливается поверхностный режим.

При истечении, одновременном из-под щита и над ним, количество воздуха, необходимое для аэрации, на единицу длины водослива, по исследованиям Хикокса,

$$q_а = 10{,}3\frac{(kH)^{3{,}64}}{(\Delta h)^{1{,}14}}\ [м^2/сек], \quad (9.5)$$

H — замеренный над верхом затвора напор, (рис. 9.2);

Δh — снижение давления под струей, *м вод. ст.*;

k — коэффициент, зависящий от отношения расхода под затвором к расходу над верхом затвора, выражаемого зависимостью

$$\sigma = \frac{h\sqrt{H_{вх}}}{H^{1{,}5}}; \quad (9.6)$$

здесь h — высота отверстия под затвором;

$H_{вх}$ — напор у входа на водослив (над центром отверстия под затвором).

Значения k в зависимости от σ следующие:

σ	0	0,5	1,0	1,5	2	2,5
k	0,077	0,135	0,175	0,2[illegible]	0,22	

Для водослива без затвора $\sigma = 0$.

§ 9.2. РАСЧЕТ НОРМАЛЬНЫХ ВОДОСЛИВОВ

Расчет всех нормальных прямоугольных водосливов производится по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \tag{9.7}$$

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \tag{9.8}$$

где b — ширина водослива;

$H_0 = H + \dfrac{\alpha v_0^2}{2g}$ — напор с учетом скорости подхода;

v_0 — скорость подхода, т. е. средняя скорость в верхнем бьефе перед водосливом;

m — коэффициент расхода водослива;

m_0 — коэффициент расхода водослива с учетом скорости подхода.

Для водослива с вертикальной тонкой стенкой коэффициенты расхода могут быть найдены по эмпирической формуле А. В. Теплова:

$$m_{0н} = \left(0{,}373 + 0{,}032\,\frac{b}{B} + \frac{1}{2{,}7H + 10\ см}\right)\left[1 + \frac{0{,}53\,(bH)^2}{B^2(H + p_в)^2}\right], \tag{9.9}$$

где B — ширина прямоугольного подводящего канала. Напор H в знаменателе третьего члена первого множителя подставляется в сантиметрах.

Если горизонт воды нижнего бьефа выше гребня водослива на величину $h_п$ ($h_п$ — высота подтопления водослива) и $z/p_в < (z/p_в)_{кр}$ (табл. 9.2), то водослив с тонкой стенкой следует рассчитывать как затопленный, т. е.

$$m_0 = \sigma_п m_{0н}, \tag{9.10}$$

где коэффициент подтопления $\sigma_п$ находится по эмпирической формуле Базена:

$$\sigma_п = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\,\frac{h_п}{p_в}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}}. \tag{9.11}$$

Наклон водосливной стенки вперед увеличивает, а назад уменьшает коэффициент расхода или расход в k раз (табл. 9.3).

Таблица 9.2

Значения $(z/p_в)_{кр}$ в зависимости от $H/p_н$ ($p_н$ — высота стенки водослива со стороны нижнего бьефа)

$H/p_н$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	3,0
$(z/p_в)_{кр}$	1,0	0,8	0,73	0,69	0,67	0,67	0,68	0,69	0,71	0,73	0,76	0,85

Таблица 9.3

Значение поправочного множителя к коэффициенту расхода при наклоне тонкой стенки на угол θ от вертикали

Low водосливной стенки	tg θ°					
	1/3				4	5
и вперед .	1,05	1,09	1,11		1,10	1,09
и назад	0,96	0,93	0,91		—	—

Таблица 9.4

Координаты для построения криволинейного профиля (см. рис. 9.2) безвакуумного водослива (данные Кригера—Офицерова) для напора $H = 1$

	y	x	y		y		y
0,0	0,126	1,0	0,256	2,0	1,235	3,0	2,824
0,1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,369	3,1	3,013
0,2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,3	0,0	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,4	0,006	1,4	0,561	2,4	1,894	3,4	3,609
0,5	0,027	1,5	0,661	2,5	1,960	3,5	3,818
0,6	0,06	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,7	0,10	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,8	0,146	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698
						4,0	4,930

Водослив с криволинейным профилем, построенным по форме свободной струи с некоторым расширением для обеспечения безотрывного обтекания водосливной стенки по координатам табл. 9.4, называется водосливом практического профиля Кригера—Офицерова.

Напор $H_{пр.\,ф}$, исходя из которого строится основная криволинейная часть водосливного профиля по координатам, вычисленным путем умножения координат табл. 9.4 на $H_{пр.\,ф}$, называется профилирующим.

Коэффициент расхода водослива с таким профилем и вертикальной напорной стенкой может быть выражен в виде:

$$m_н = 0{,}49\left(\frac{H_0}{H_{пр.\,ф}}\right)^{1/8} \qquad (9.12)$$

а коэффициент расхода затопленного водослива:

$$m_з = m_н\sigma_п; \qquad (9.13)$$

коэффициент подтопления $\sigma_п$ можно принимать по кривой *1* рис. 9.3, построенной по данным А. С. Цыпляева.

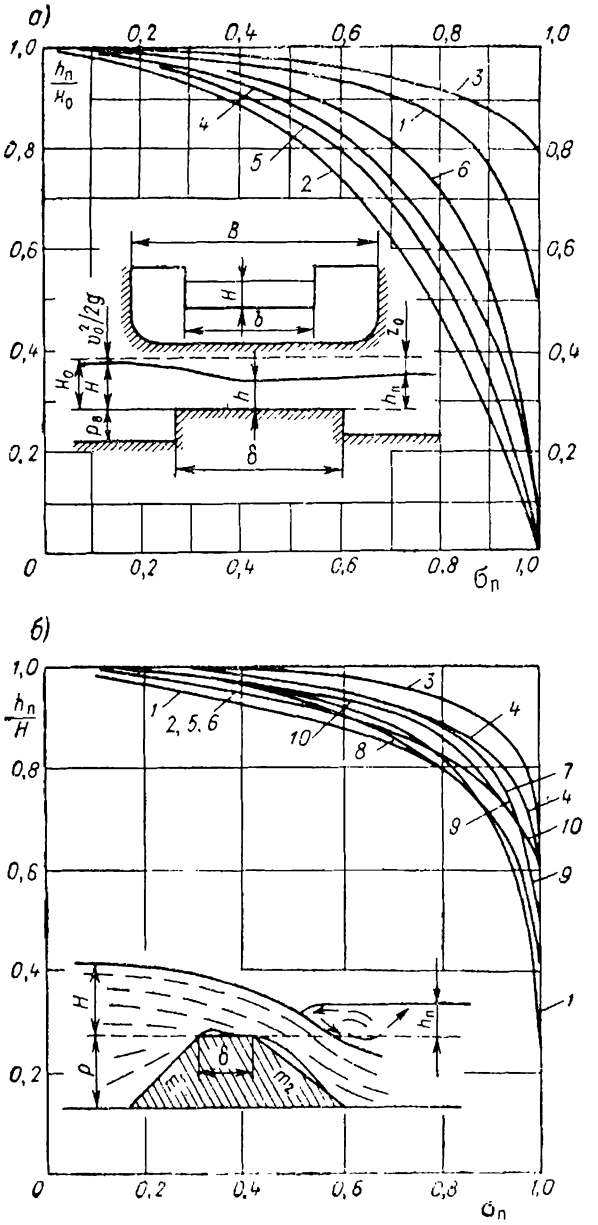

а)
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
$\frac{h_п}{H_0}$
1
2
3
4
5
6
B
H
b
$v_0^2/2g$
z_0
H_0
H
h
$h_п$
$p_в$
δ
$б_п$
б)
$\frac{h_п}{H}$
1
2, 5, 6
10
8
3
4
7
4
10
9
9
1
H
$h_п$
ρ
δ
m_1
m_2
$б_п$

Таблица 9.5

Значения критического отношения перепадов $(z/p_н)_{кр}$

$m_н$	$H/p_н$								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0		2,0
0,35	0,92	0,87	0,85	0,84	0,84	0,86	0,87	0,94	1,0
0,37	0,91	0,85	0,83	0,82	0,81	0,80	0,82	0,88	0,97
0,40	0,89	0,84	0,81	0,79	0,77	0,75	0,75	0,80	0,86
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78

Для безвакуумных водосливов практического профиля условия подтопления те же, что и для водослива с тонкой стенкой:

$$z < H \quad и \quad \frac{z}{p_н} < \left(\frac{z}{p_н}\right)_{кр}. \tag{9.14}$$

Значения критического отношения перепадов свободной поверхности z на сооружении к высоте плотины $p_н$, измеренной в нижнем бьефе, можно взять по табл. 9.5 в зависимости от коэффициентов расхода $m_н$.

Согласно исследованиям Н. П. Розанова, наилучшим вакуумным профилем является профиль с эллиптическим очертанием оголовка при соотношении осей эллипса 2—3. Коэффициент расхода для вакуумных профилей в среднем составляет:

$$m_н = 0{,}55 \div 0{,}57.$$

Максимальное значение вакуума под струей

$$h_{вак} = (1{,}3 \div 1{,}6)\, H_0. \tag{9.15}$$

Условия подтопления таких водосливов следующие:

$$z \leqslant 1{,}15H \quad \frac{z}{p_н} < \left(\frac{z}{p_н}\right)_{кр}. \tag{9.16}$$

Значения коэффициента подтопления $\sigma_п$, входящие в (9.13), представлены кривой *2* на рис. 9.3, *а*.

Расход через незатопленный водослив с широким порогом и прямоугольным входным ребром определяется по (9.8), а коэффициент расхода — по формуле

$$m_н = 0{,}32 + 0{,}065\sigma, \tag{9.17}$$

где $\sigma = \omega/\Omega$;

$\omega = Hb$ — площадь входного сечения потока при напоре H;

$\Omega = (H + p_в)\, B$ — площадь потока перед водосливом.

Рис. 9.3. Графики для определения коэффициента подтопления *а* — для различных водосливов: *1* — Кригера—Офицерова; *2* — вакуумного; *3* — с широким порогом; *4* — с параболической формой отверстия; *5* — трапецеидального (Чиполетти) $p_в > 3h$; *6* — то же, с $p_в = 0$; *б* — для водосливов трапецеидального профиля: кривые *1—4* соответствуют водосливам с $m_1 = m_2 = 0$; 1; 2; 3; кривые *5—7* — $m_1 = 1$; 2; 3; $m_2 = 0$; кривые *8—10* — $m_1 = 0$; $m_2 = 1$; 2; 3

Таблица 9.6

Значения φ и k для водослива с широким порогом

$m_н$	0,30				0,38
φ	0,943	0,956			0,996
k	0,415	0,45			0,612

Глубину h на пороге водослива можно найти из уравнения

$$Q = \varphi h b \sqrt{2g\,(H_0 - h)} \tag{9.18}$$

или по формуле

$$h = kH_0, \tag{9.19}$$

причем φ и k берутся в зависимости от величины $m_н$ по табл. 9.6.

По А. Р. Березинскому, водослив с широким порогом становится подтопленным при $h_п/H_0 \geqslant 0{,}8$, причем коэффициент подтопления определяется по кривой *3* на рис. 9.3 *а*.

Влияние бокового сжатия учитывается введением в основную формулу расхода (9.8) коэффициента сжатия; в этом случае расход определяют по формулам

$$Q = m\varepsilon b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \tag{9.20}$$

или

$$Q = m b_c \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \tag{9.21}$$

где ε — коэффициент бокового жатия, зависящий от условий входа;

$b_c = \varepsilon b$ — «эффективная» ширина водослива.

Коэффициент ε при $H < b$ часто определяют по формуле

$$\varepsilon = 1 - 0{,}1 n \xi \frac{H_0}{b}, \tag{9.22}$$

а b_c — соответственно по формуле

$$b_c = b - 0{,}1 n \xi H_0, \tag{9.23}$$

где ξ — коэффициент формы береговых устоев водослива при входе или формы оголовков промежуточных быков, принимаемый ξ = 1 для входной грани с углом 90° и ξ = 0,7 для скошенной под углом 45° или закругленной по радиусу;

n — число боковых сжатий.

При $H_0 > b$, по Н. Н. Павловскому,

$$b_c = (1 - 0{,}1 \xi n)\, b. \tag{9.23а}$$

При более мелком делении водослива на отдельные пролеты промежуточными стойками принимают:

$$\varepsilon = 0{,}85 \div 0{,}95.$$

Влияние тонких бычков или стоек на водосливе с широким порогом Е. А. Чугаева предлагает учитывать не коэффициентом сжатия, а дополнительным местным сопротивлением стоек, согласно (3.98).

Для водосливов трапецеидального профиля с относительной шириной порога $\delta/H = 0{,}5 \div 1{,}9$ коэффициент расхода (без подвода воздуха под ниспадающую струю) может быть выражен в виде:

$$m_н = \frac{H/\delta}{a + bH/\delta}, \tag{9.24}$$

где

низких водосливов .	a=0,426
средних »	a=0,510
высоких »	a=0,508

Коэффициент подтопления принят по графи на рис 9.3, *б*.

§ 9.3. РАСЧЕТ ИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ ВОДОСЛИВОВ

Треугольные водосливы с тонкой стенкой. Если угол при вершине треугольного водослива $\alpha = 90°$, то расход можно определять по формуле Томсона:

$$Q = 1{,}4H^{2{,}5}\ [м^3/сек], \tag{9.25}$$

или несколько точнее:

$$Q = 1{,}343H^{2{,}47}\ [м^3/сек], \tag{9.26}$$

где H — напор, *м*.

Величины расхода, вычисленные по (9.25) (9.26), приведены в табл. 9.7.

Формула (9.26) дает точные результаты при

$$p_в \geqslant 2H;\ B > 5H;\ H = 6 \div 65\ см,$$

где $p_в$ — высота водослива со стороны верхнего бьефа;

B — ширина прямоугольного подводящего русла.

Трапецеидальные водосливы (рис. 9.4, *а*). Они рассчитываются по формуле

$$Q = m\,(b + 0{,}8\,\mathrm{tg}\,\alpha H)\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}. \tag{9.27}$$

Для трапецеидального водослива с тонкой стенкой при угле $\alpha = 14°$ ($\mathrm{tg}\,\alpha = 0{,}25$) и $b \geqslant 4H$ (водослив Чиполетти) расход можно определять по формуле

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}, \tag{9.28}$$

где, по Ф. Л. Поповьян, для незатопленного водослива при совершенном сжатии

$$m_н = 0{,}42 - \frac{0{,}038\ см}{H_0}, \tag{9.29}$$

Таблица 9.7

Значения расхода треугольного водослива (угол при вершине $\alpha = 90°$) в л/сек

H, см	2	5	8	9	16
Q по (9.25)	0,22	0,78	1,81	3,41	7,0
Q по (9.26)	0,23	0,81	1,88	3,50	7,14
H, см	5	8	40	60	16
Q по (9.25)	19,2	25,1	43,7	69,1	141,6	190	314	391	476
Q по (9.26)	19,43	25,29	43,82	68,67	139,9	186,9	306	380	463

а при неполном сжатии ($p_в = 0$)

$$m_н = 0{,}423 - \frac{0{,}24\ см}{H_0}. \quad (9.30)$$

Расход подтопленного водослива уменьшается по сравнению с расходом, вычисленным по (9.28) с учетом (9.29) или (9.30), в $\sigma_п$ раз (кривые *5* и *6* на рис. 9.3):

$$m = \sigma_п m_н. \quad (9.31)$$

Щелевые водосливы (рис. 9.4, а). Они устраиваются в конце каналов, перепадов или быстротоков без порога и предназначены для поддержания заранее заданных уровней воды в канале, по крайней мере при двух расходах.

Щелевой водослив состоит из одного или нескольких трапецеидальных водосливных отверстий и рассчитывается по формуле

$$Q = m\,(b + 0{,}8\,\mathrm{tg}\,\alpha H)\,n\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}, \quad (9.32)$$

где b — ширина понизу каждой щели;

α — угол наклона боковой кромки к вертикали;

n — число щелей.

По Е. А. Замарину, при плавных очертаниях бычков (применяемых обычно на практике) коэффициент расхода $m_н$ можно принимать:

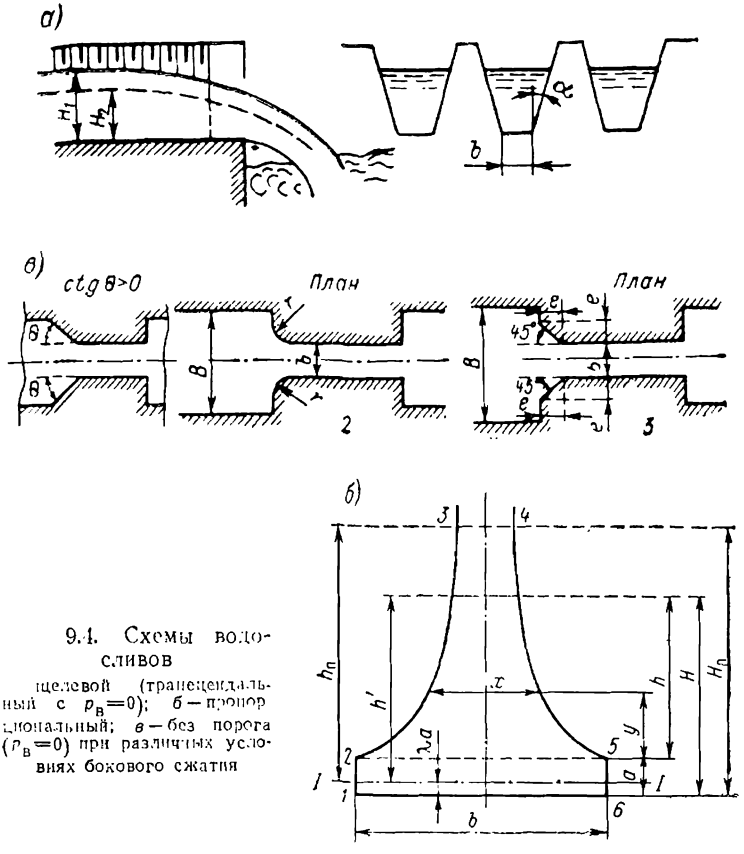
$H=1$	$m_н=0{,}475$
$H=1\div$	$m_н=0{,}485$
$H=1,.$	$m_н=0{,}495$
$H=2\div$	$m_н=0{,}510$

Число щелей примерно равно:

$$n = \frac{B}{(1{,}25 \div 1{,}5)\,h_{макс}}, \quad (9.33)$$

где B — ширина подводящего канала;

$h_{макс}$ — глубина равномерного движения в канале при $Q_м$



9.1. Схемы водосливов щелевой (трапецеидальный с $p_в=0$); *б* — пропорциональный; *в* — без порога ($p_в=0$) при различных условиях бокового сжатия

Вычисляя из (9.32) средние ширины живого сечения потока в плоскости одной щели $b_{1ср}$ и $b_{2ср}$ при двух расчетных расходах Q_1 и Q_2:

$$b_{1\,ср} = b + 0{,}8\,\mathrm{tg}\,\alpha H_1 = \frac{Q_1}{nm\sqrt{2g}H_{01}^{3/2}}, \tag{9.34}$$

$$b_{2\,ср} = b + 0{,}8\,\mathrm{tg}\,\alpha H_2 = \frac{Q_2}{nm\sqrt{2g}H_{02}^{3/2}}, \tag{9.35}$$

находим:

$$\mathrm{tg}\,\alpha = 1{,}25\,\frac{b_{1\,ср} - b_{2\,ср}}{H_1 - H_2} \tag{9.36}$$

$$b = \frac{H_1 b_{2\,ср} - H_2 b_{1\,ср}}{H_1 - H_2}. \tag{9.37}$$

Пропорциональные водосливы. Измерять и регулировать поток жидкости простыми и надежными средствами позволяют пропорциональные водосливы с прямоугольной прорезью в нижней части отверстия (водослив Сутро; рис. 9.4, *б*). Уравнение расхода через такой водослив имеет вид.

$$Q = mb\sqrt{2ga}(H - \lambda a) = mb\sqrt{2ga}\,h', \qquad (9.38)$$

где $h' = H - 0{,}05b$;

b — ширина канала;

a — высота прямоугольного выреза;

$\lambda = 0{,}05b/a$ — коэффициент, определяющий положение нуля отсчета.

При $h_п/a = 20 \div 30$. $m = 0{,}60$

» $h_п/a = 10 \div 20$. $m = 0{,}61$

$h_п/a = 5 \div 10$ $m = 0{,}63$

Здесь $h_п$ — напор над плоскостью отсчета, соответствующий максимальному расходу или верхнему пределу измерения прибора.

В табл. 9.8 приведены основные данные унифицированного ряда пропорциональных водосливов для каналов шириной от 200 до 900 *мм*.

Чтобы пропорциональные водосливы работали как неподтопленные, отношение уровней до и после пропорционального водослива должно быть не более 0,6.

Координаты кривой водослива можно вычислить по формуле

$$x = b\left(1 - \frac{2}{\pi}\operatorname{arctg}\sqrt{\frac{y}{a}}\right), \qquad (9.39)$$

Таблица 9.8

Максимальные расходы $Q_{макс}$ ($м^3/ч$) при унифицированных размерах пропорциональных водосливов

Ширина лотка b, *мм*	Высота прямоугольного выреза a, *мм*	Значения верхнего предела измерений уровнемера $h_п$, *мм*				
		250	400	630	800	1000
200	27 42 64		125 160 200			
300	29 46 73	125 160 —				
450				630 800		
600	74 115 183		630 — —			
900						

Таблица 9.9

Безразмерные координаты профиля кривых пропорциональных водосливов

	0,1 0,709	0,2 0,721	0,3 0,685	0,4 0,613	0,5 0,612	0,75 0,[illegible]	1 0,591	1,5 0,438
	2 0,393	2,5 0,36	3 0,334	3,5 0,313		4,5 0,284	5 0,272	6 0,252
	7 0,235	8 0,219	9 0,206	10 0,2		14 0,168	16 0,157	20 0,143

принимая значения y через $0{,}05\,h_л$ в начале кривой (на участке большой кривизны) и через $0{,}1\,h_п$ на остальном участке кривой, или данным табл. 9.9.

Параболические водосливы. Такие водосливы могут рассчитываться по формуле Грива:

$$Q = m\sqrt{2gp_п}\,H_0^2, \tag{9.40}$$

где $p_п$ — параметр параболы.

Согласно исследованиям Ф. Л. Поповьян, коэффициент расхода при напорах $H_0 > 7$ *см* равен $m_н = 0{,}632$ при $p_п < 1$ *см* и $m_н = 0{,}655$ при $p_п \geqslant 1$ *см*; при напорах же $H_0 < 7$ *см* независимо от высоты водослива при $p_п < 1$ *см*

$$m_н = 0{,}645 - \frac{0{,}158\ см}{H_0}; \tag{9.41}$$

для остальных водосливов

$$m_н = 0{,}66 - \frac{0{,}136\ см}{H_0}. \tag{9.42}$$

Для широких водосливов с $p_п \approx 10$ *см* в условиях совершенного сжатия струи $m_н = 0{,}655$ при любых значениях напора H_0.

Значения коэффициента подтопления $\sigma_п$, через который по формуле (9.31) выражается m, представлены кривой *4* на рис. 9.3, *а*.

Круговые водосливы. Они рассчитываются по формулам

$$Q = m_1\sqrt{2g}\,H_0^{5/2}; \tag{9.43}$$

$$Q = m_2\sqrt{2g}\,h^{3/2}; \tag{9.44}$$

$$Q = m\sqrt{2g}\,DH_0^{3/2}, \tag{9.45}$$

где D — диаметр трубы, в которой устроен водослив;

h — глубина на ребре водослива.

Значения коэффициента m_1, полученные нами по данным проведенных Ф. Л. Поповьян исследований водослива тонкой стенкой, и m_2 приведены на рис. 9.5. Там же приведены относительные глубины h/D на гребне водослива.

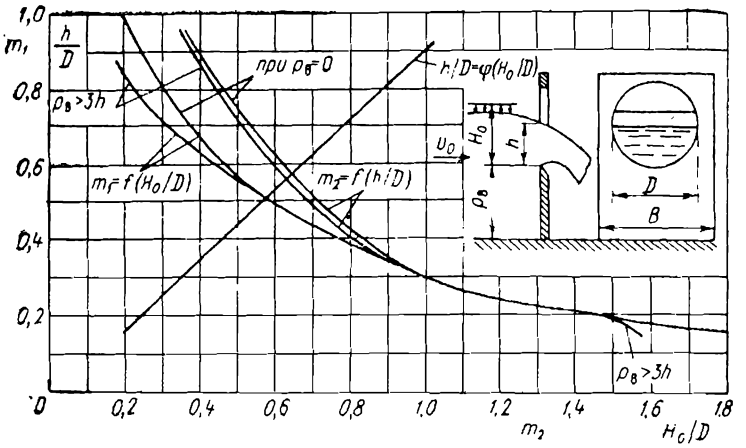


Рис. 9.5. Значения коэффициентов расхода m_1 и m_2, входящих в (9.43) и (9.44), для кругового водослива с тонкой стенкой при высоте его $p_в=0$ и $p_в>3h$, а также зависимость между глубиной воды на гребне водослива и напором на водосливе

Ю. Г. Полубояриновым предложена следующая зависимость для m в (9.45)

$$m=\frac{H/D}{a+bH/D}; \tag{9.46}$$

эмпирические коэффициенты, входящие в эту формулу, даны в табл. 9.10.

Х. А. Тибар рекомендует:

$$Q=m_{0т}\omega\sqrt{2gH} \tag{9.47}$$

здесь ω — площадь поперечного сечения потока во входном отверстии трубы, где глубина потока принята равной H;

$$m_{0т}=m_0kk_ik_f; \tag{9.48}$$

m_0 — коэффициент расхода незатопленного нормального водослива с широким порогом, учитывающий скоростной напор потока, связанный с коэффициентом расхода $m_н$ без учета скоростного напора, выраженным (9.17), следующей зависимостью:

$$m_н=\frac{m_0}{\left(1+\sigma^2m_0^2\right)}; \tag{9.49}$$

k — коэффициент, учитывающий влияние относительного заполнения во входном сечении на пропускную способность трубы; для круглой трубы

$$k=0{,}8+0{,}23\left(\frac{H}{D}\right)^2; \tag{9.50}$$

Таблица 9.10

Значения a и b, входящих в (9.46)

Тип водослива	a	b
А. Г. Полубояринову:		
водослив с тонкой стенкой		
Бидена и Штрауса	0,43	2,65
водослив с широким порогом и		
а) прямоугольным входным ребром:		
при $p_в=0$ и $B>D$	0,83	2,9
$p_в>0$ » $B>D$	0,9	2,9
$p_в>0$ » $B=D$	0,7	$\frac{0,576+2,8\,p_в/D}{0,3+0,94\,p_в/D}$
б) острым горизонтальным входом:		
$p_в>0$ и $B>D$	0,88	3,0
в) скругленным (по радиусу r) входным ребром		
при $p_в>0$ и $B>D$	0,9	$\frac{0,275+3,4\,r/D}{0,095+1,52\,r/D}$
По И. П. [illegible]ову — водослив с [illegible]м порогом:		
при $D/B=0,164$, $p_в/H=0,17\div0,22$, $H/D=0,6\div1,0$	0,51	3,30
$D/B=0,397$ $p_в/H=0,22\div2,73$, $H/D=0,25\div1,0$	0,74	2,72
$D/B=0,80$, $p_в/H=0,13\div1,21$, $H/D=0,2\div0,75$	0,785	2,41

k_i — коэффициент, учитывающий влияние относительной длины δ/H и уклона трубы; при $\delta/H \geqslant 10$

$$k_i = 1,04 + i - \frac{0,04+i}{10+1000i}\cdot\frac{\delta}{H}; \qquad (9.51)$$

k_f — коэффициент, учитывающий влияние очертания оголовка трубы на ее пропускную способность:

а) при развороте откосных крыльев 1:n для прямоугольных труб

$$k_f = 1 + 0,089\,(1-\sigma)^{2/3}\sqrt[3]{n}, \qquad (9.52)$$

а для круглых труб

$$k_f = 1 + 0,065\,(1-\sigma)^{2/3}\sqrt[3]{n}; \qquad (9.53)$$

б) для коридорного оголовка, а также оголовков с относительным радиусом закругления $r/b = 0,2$ (или $r/D = 0,2$)

$$k_f = 1 + \frac{1,14+0,125\sigma}{1+1,5\sigma\,(1-\sigma)}; \qquad (9.54)$$

в) для раструбного и обтекаемого оголовков при $\sigma=0,22\div0,23$ коэффициент $k_f = 1,08\div1,00$.

Круговой водослив с широким порогом будет подтоплен, если

$$h_п > (0,94\div0,8)\,H_0. \qquad (9.55)$$

Овоидальные водосливы с широким порогом. Согласно исследованиям И. П. Мартынова, они также могут быть рассчитаны по (9.45) и (9.46), где

при $D/B=0{,}299\div0{,}397$ $\quad a=1{,}89$ и $b=2{,}8$

» $D/B=0{,}556$ $\quad a=1{,}74$ и $b=2{,}67$

При этом $H/D = 0{,}3 \div 1{,}5$ и $p_в/H = 0{,}02 \div 0{,}9$.

Регулирующие водосливы. Эти водосливы применяются для поддержания постоянной скорости в горизонтальных песколовках с прямолинейным движением воды и представляют собой перепады высотой Δp и шириной b ($b < B$; B — ширина канала перед водосливом):

$$b = \frac{Bv}{m\sqrt{2g}}\sqrt{\frac{Bv}{Q_{макс}}}\left(\frac{1-k^{2/3}}{1-k}\right)^{3/2}, \tag{9.56}$$

$$\Delta p = \frac{Q_{макс}}{Bv}\cdot\frac{k-k^{2/3}}{1-k^{2/3}} = \frac{Q_{мин}}{Bv}\cdot\frac{1-k^{-1/3}}{1-k^{2/3}}, \tag{9.57}$$

где $Q_{макс}$ и $Q_{мин}$ максимальный и минимальный расходы, при которых скорости в песколовке должны быть равны v;

$k = Q_{мин}/Q_{макс}$;

m — коэффициент расхода водослива с широким порогом при нулевой высоте порога (табл 9.11).

Пример 1. Произведем расчет регулирующего водослива, устроенного в конце песколовки, шириной $B = 1$ *м*.

Скорость в песколовке при максимальном ($Q_{макс}=150$ *л/сек*) и минимальном ($Q_{мин}=60$ *л/сек*) расходах должна быть $v=0{,}3$ *м/сек*. Примем конструктивно $\theta=45°$ ($\operatorname{ctg}\theta=1$).

По (9.56), при $m \approx 0{,}35$

$$b=\frac{1\cdot0{,}3}{0{,}35\sqrt{19{,}62}}\sqrt{\frac{1\cdot0{,}3}{0{,}15}}\left(\frac{1-0{,}4^{2/3}}{1-0{,}4}\right)^{3/2}=0{,}182\ м;$$

Таблица 9.11

Значения m для водослива без порога ($p_в = 0$) при различных условиях бокового сжатия (см. рис. 9.4, *в*)

b/B	$\operatorname{ctg}\theta=0$, или $r/b=0$, или $e/b=0$	$\operatorname{ctg}\theta=0{,}5$ или $r/b=0{,}1$, или $e/b=0{,}05$	$\operatorname{ctg}\theta=1{,}0$, или $r/b=0{,}2$, или $e/b\geqslant0{,}2$	$\operatorname{ctg}\theta=2{,}0$, или $r/b=0{,}3$	$\operatorname{ctg}\theta=3{,}0$
0,0	0,320	0,343	0,350	0,353	0,350
0,2	0,324	0,346	0,352	0,355	0,352
0,4	0,330	0,350	0,356	0,358	0,356
0,6	0,340	0,356	0,361	0,363	0,361
0,8	0,355	0,365	0,369	0,370	0,369
0,9	0,367	0,373	0,375	0,376	0,375
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385

Примечания к рис. 9.4, *в*: *1* — случай устоев со скошенными под углом θ верховыми гранями;

2 — случай устоев с нормальными к течению верховыми гранями и с скругленными радиусом r входными вертикальными ребрами;

3 — случай устоев с нормальными к течению верховыми гранями на расстоянии e от входа и притупленными под углом 45° входными вертикальными ребрами.

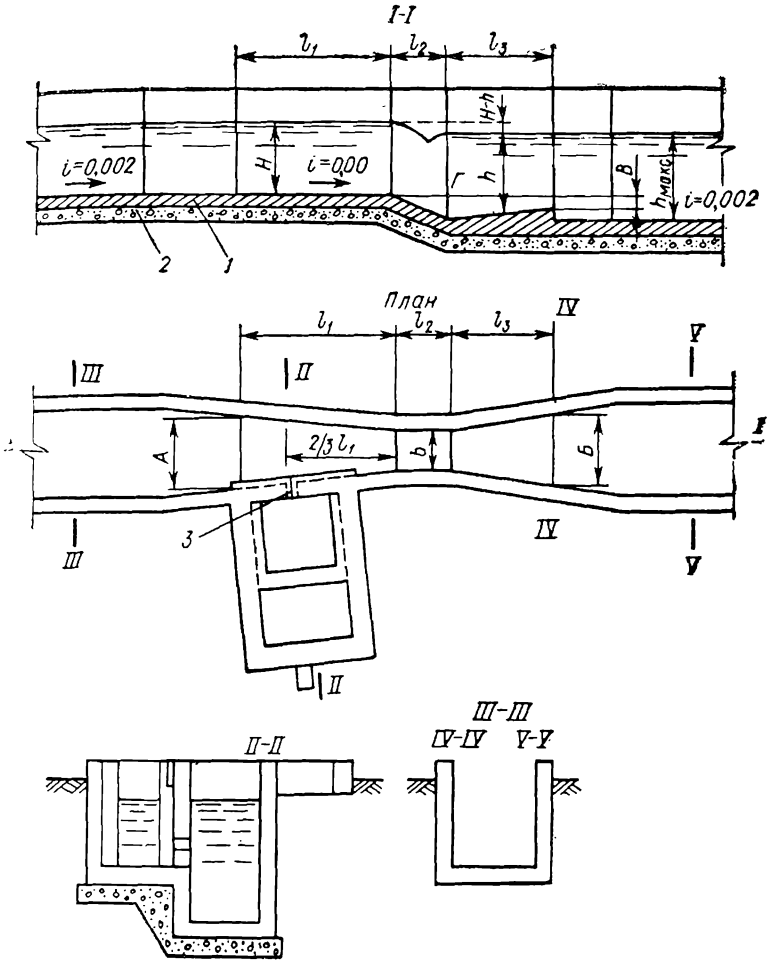


Рис. 9.6. Лоток Паршаля для измерения расхода воды

1 — железобетонное днище; *2* — подготовка из бетона М-50-100; *3* — газовая труба $d=65$ *мм*

$$\Delta p=\frac{0{,}06}{1{\cdot}0{,}3}\cdot\frac{1-0{,}4^{-1/3}}{1-0{,}4^{2/3}}=0{,}16\ м.$$

По табл. 9.11, при $b'/B \approx 0{,}2$ коэффициент $m = 0{,}352$, что мало отличается от принятого значения, поэтому пересчет не производим.

Лотки Вентури и Паршаля. Они широко применяются для измерения расходов в канализационных лотках.

Таблица 9.12

Размеры измерительных лотков, применяемых в СССР, в зависимости от пропускной способности Q

$Q_{мин}$, *л/сек*	$Q_{м}$ *л*	Размеры, *см*							
		b					*A*	*Б*	*B*
5	110	25	132,5	60	90	90	78	55	22,5
5	500	30	135	60	90	92,5	84	60	22,5
10	750	50	145	60	90	98,5	108	80	22,5
10	1150	75	157,5	60	90	107	138	105	22,5
20	1500	100	170	60	90	115,5	168	130	22,5
20	2000	125	182,5	60	90	124	198	155	22,5
30	3000	150	195	60	90	132	228	180	22,5

Стандартная конструкция лотка Паршала, разработанная в СССР (рис. 9.6 и табл. 9.12), связывает размеры отдельных элементов определенным образом. В горловине боковые стенки строго вертикальны, а дну придан уклон 0,375 в сторону движения воды. При $b > 30$ *см* длину подводящего раструба по оси лотка принимают равной $l_1 = 0{,}5b + 120$ *см*, ширину входа — $A = 1.2b + 48$ *см*, ширину выхода — $Б = b + 30$ *см*, длину горловины — $l_2 = 60$ *см*, а длину отводящего раструба по оси лотка — $l_3 = 90$ *см*. Дно подводящего раструба делают горизонтальным, а дно отводящего раструба — с обратным уклоном (к горловине), равным 0.166. Ширина суженной части (горловины) лотка назначается обычно в пределах от одной трети до половины ширины канала.

Расход сточных вод Q при свободном истечении определяют по эмпирической зависимости

$$Q = MH^n \ [м^3/сек], \tag{9.58}$$

где H — глубина воды перед лотком в сечении $II—II$, находящемся на расстоянии $^2/_3 l_1$ от горловины, *м*. Значения коэффициента M и показателя степени n зависят от ширины горловины лотка (табл. 9.13).

Приведенные значения M и n в (9.58) верны, когда глубина воды на границе размеров l_2 и l_3 меньше 0,5 H для лотков с $b = 15$ *см* и меньше 0,7 H для лотков с $b \geqslant 30$ *см*.

Таблица 9.13

Значения M и n, входящих в (9.58)

b, *м*			0,5					
M	0,384		1,182		2,365	2,958	3,548	10,95
		1,522		1,558				1,6

Лоток Паршаля устанавливают на каналах прямоугольного ения шириной не менее 40 *см*.

Лотки с критической глубиной. На каналах очистных сооружемалой средней производительности для измерения расходов жидкости удобно применять лотки с критической глубиной, в ко рых за счет сужения канала от ширины B до ширины горловин b в суженном сечении устанавливается «критическая глубина». От ошение ширины к длине для участка сужения обычно принимают 1:3, а для участка расширения 1:4. Длину горловины l_2 на- ают в три раза большей максимальной глубины в канале перед лотком ($l_2 = 3h_{1\text{макс}}$).

При пропуске максимального расхода $q_{\text{макс}}$ предельный уроводы в отводящем раструбе $h_2 = h_{\text{пред}}$ не должен превышать ня воды h_0 равномерного движения, т. е. $h_{\text{пред}} = h_0$. При этом, обеспечить свободное истечение в лотке, критическая глубина а в горловине должна удовлетворять соотношению

$$h_{\text{пред}} = (1{,}2 \quad 1{,}25)\, h_{\text{кр}}. \tag{9.59}$$

Ширина горлови лотка определяется по крити ской глубине:

$$b = \frac{q_{\text{макс}}}{h_{\text{кр}} \sqrt{g h_{\text{кр}}}}. \tag{9.60}$$

Из расчетной формулы А. Д. Альтшуля для определения расхода сточной воды через такой лоток по глубине потока h_1 в подводящем канале:

$$q = A b h_1^{5/2} \tag{9.61}$$

вычисляются: при $q_{\text{макс}}$ — величина подпертого уровня воды $h_{1\,\text{макс}}$; при $q_{\text{мин}}$ — значение $h_{1\,\text{мин}}$. Первая величина не должна превосходить допустимой для подводящего участка данного канала, а вторая не должна быть слишком малой, чтобы не повлиять на точность измерения расходов воды.

Коэффициент A в (9.61) зависит от степени сжатия потока (табл. 9.14).

Водосливы с зубчатым гребнем. Для таких водосливов, рекомендуемых Б. М. Худенко для аэрации струи, при высоте зубьев 50 *мм*, ширине 100 *мм*, с углом при вершине 90° коэффициент расхода в (9.7) примерно равен 0,41, а напор H отсчитывается от середины граней зубьев.

Таблица 9.14

Значения A, входящего в (9.61)

b/B	0,2	0,3	0,35	0,4		0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
A	1,67	1,69					1,89			

§ 9.4. ВОДОСЛИВЫ-АЭРАТОРЫ

На перепадах и водосливах происходит естественное аэрирование воды как за счет захвата ею атмосферного воздуха, так и вследствие поверхностной турбулентной диффузии кислорода из атмосферного воздуха в воду и т. п.

Согласно исследованиям ВОДГЕО, оптимальный удельный расход на водосливах q, при котором обеспечивается наибольший эффект насыщения воды кислородом воздуха в результате аэрации струи, составляет:

для водослива с широким порогом	40 *л/сек*
» » тонкой стенкой и зубчатой стенкой .	~80 »
» » » прямоугольного отверстия с зубчатыми кромками	120—160 »

Наилучшие условия аэрации воды достигаются при сопряжении потоков по типу затопленного прыжка при глубине в нижнем бьефе $h_н = 0{,}8 \div 0{,}9$ *м* и длине колодца $l_к = 4$ *м*.

Эффективность насыщения кислородом воды на водосливе зависит от перепада уровней верхнего и нижнего бьефов z. Ориентировочно можно принять:

$$z = 1{,}5\,(1 - \psi_{20°})\ [м], \tag{9.62}$$

где $\psi_{20°} = \psi_t^{1/n}$ — отношение дефицитов кислорода для чистой воды при 20° С;

$\psi_t = \dfrac{c_р - c_к}{c_р - c_н}$ — отношение дефицитов кислорода для загрязненной жидкости при $t°$ С;

$c_р = 0{,}95c\left(1 + \dfrac{h}{2h_а}\right)$ — равновесная концентрация кислорода в воде при данной температуре;

c — табличное значение растворимости кислорода в воде при данной температуре и нормальном атмосферном давлении ($h_а$, *м вод. ст*);

h — глубина аэрированного слоя жидкости, *м*;

$c_н$ и $c_к$ — концентрация кислорода в воде до и после водослива;

$n = n_1 n_2 n_3$;

n_1 — число ступеней водосливов;

$n_2 = 1 + 0{,}02\ (t° С - 20°)$ — коэффициент, учитывающий влияние температуры воды;

n_3 — коэффициент качества воды; для очищенных сточных вод следует принимать $n_3 = 0{,}7$.

§ 9.5. РАСЧЕТ КРИВОЛИНЕЙНЫХ В ПЛАНЕ ВОДОСЛИВОВ

Расход воды через криволинейный и выпуклый в сторону верхнего бьефа в плане водослив с радиусом кривизны R и углом θ, образуемым радиусами, проведенными из центра кривизны через концы криволинейного водосливного контура, может быть подсчи-

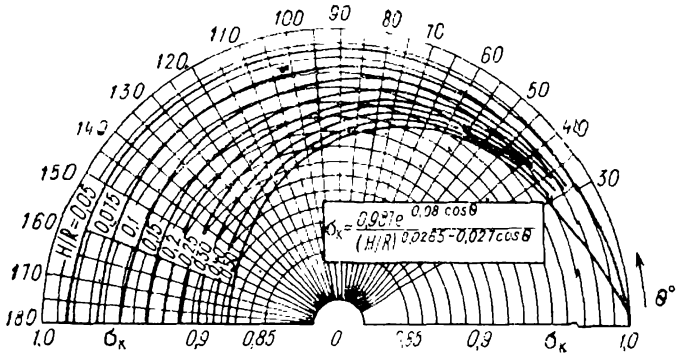


Рис. 9.7. Номограмма для определения коэффициента $\sigma_к$ кривизны водослива, выполненного в плане по радиусу R

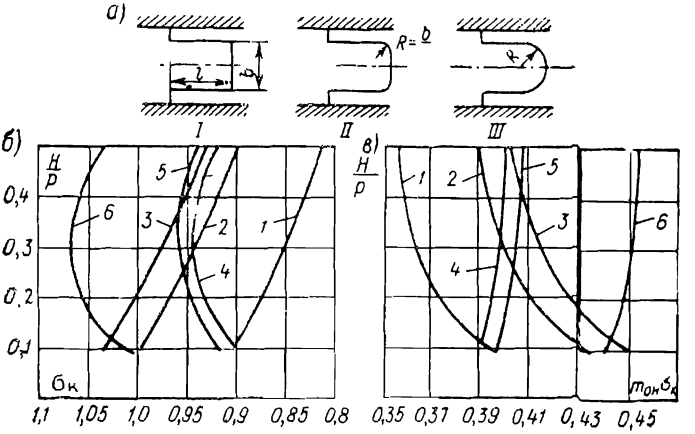


Рис. 9.8. Полигональные водосливы

а — схемы водосливов в плане; *б* — графики для поправочного коэффициента $\sigma_к$ в зависимости от отношения напора на водосливе к его высоте H/p; *в* — графики для коэффициента расхода, входящего в формулу (9.7) $m_0 = m_{0н}\sigma_к$

Кривы *2* и *3* соответственно к схемам *I*, *II* и *III* при внешнем переливе, кривые *4*, *5* и *6* — при внутреннем переливе

тан по формуле водослива (9.8), в которой коэффициент расхо, независимо от формы водосливной стенки

$$m = m_н\sigma_к, \tag{9.63}$$

$m_н$ — коэффициент расхода прямого нормального водослива;
$\sigma_к$ — коэффициент, учитывающий дополнительные явления, вызываемые кривизной водосливной стенки.

Коэффициент $\sigma_к$ может быть найден по номограмме (рис. 9.7), составленной В. Г. Скрягой, применимой при $0{,}05 \leqslant H/R \leqslant 0{,}5$; $30° \leqslant \theta \leqslant 180°$ и $B/b \geqslant 2$ (B — ширина подводящего русла; b — длина водосливного гребня).

При истечении через полигональные в плане водосливы (рис. 9.8) следует различать внутреннее истечение, когда поток переливается внутрь объема, образованного стенками водослива (водослив вдвинут в верхний бьеф), и внешнее, когда истечение происходит из этого объема (водослив вдвинут в нижний бьеф).

При внешнем истечении следует учитывать по (9.7) боковое сжатие. Коэффициент расхода m_0 такого водослива с тонкой стенкой, входящий в (9.7), или поправочный коэффициент $\sigma_к$ к коэффициенту расхода нормального водослива $m_{0н}$ можно найти по графику на рис. 9.8.

§ 9.6. РАСЧЕТ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ БОКОВЫХ ВОДОСЛИВОВ

Исходными уравнениями для расчета прямолинейного бокового водослива (рис 9.9) являются дифференциальные уравнения движения воды в канале с переменным расходом (9.64) и уравнение расхода через элементарную длину водослива (9.65):

$$k\frac{dv^2}{2g} + dh = (i_0 - i_f)\,dx, \tag{9.64}$$

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i_0 - i_f + k\dfrac{Q^2}{g\omega^2}\cdot\dfrac{dQ_б}{dx}}{1 - \dfrac{Q^2B}{g\omega^3}}; \tag{9.64а}$$

$$dQ_б = -dQ = m_н\sqrt{2g}\,(h-p)^{3/2}\,dx, \tag{9.65}$$

где $m_н$ — коэффициент расхода нормального водослива без учета скорости подхода;

$k = 2 - v_x/v$;

v_x — проекция на ось канала скорости течения части потока, сливающегося через водослив, в момент отделения от потока в канале;

v — средняя скорость течения в канале.

Согласно исследованиям А. М. Курганова, можно принять $k = 0{,}9$. Если движение потока в канале до водослива было спокойным, то при $h_{1\,кр}/h_2 < 0{,}7$ и в пределах водослива поток будет спокойным (здесь $h_{1\,кр}$ — критическая глубина потока перед водосливом, h_2 — глубина потока в канале в конце водослива). При этом в большинстве случаев в пределах водослива образуется кривая подпора, и в (9.64) можно принять уклон трения равным уклону дна канала: $i_0 \approx i_f$. Тогда из (9.64) и (9.65) получатся следующие равенства:

$$k\frac{v^2}{2g} + h = \text{const} = C \text{ (вдоль водослива)} \tag{9.66}$$

$$Q = \omega\sqrt{\frac{2g}{k}(C-h)}. \tag{9.67}$$

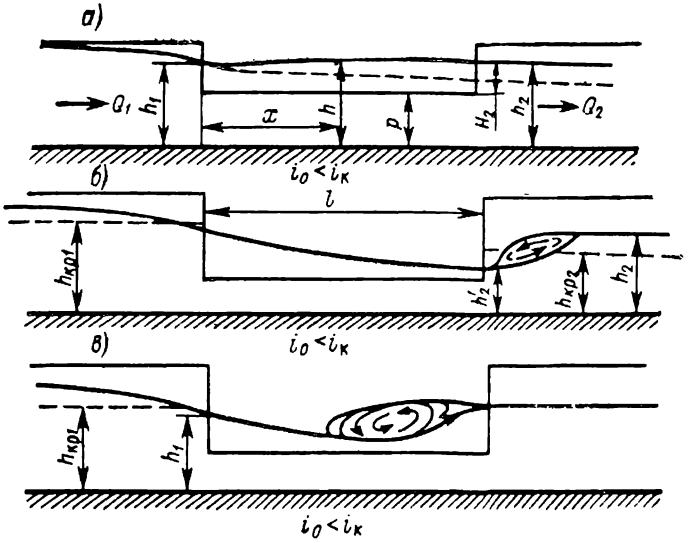


Рис. 9.9. Схема истечения воды через боковой водослив при уклоне дна канала меньше критического

а — спокойное состояние потока; пунктирная линия соответствует случаю, когда $i_f \gg i_0$; *б* — бурное состояние потока в пределах водослива; *в* — гидравлический прыжок в пределах водослива

Для канала трапецеидального сечения (рис. 9.10)

$$m_н (1 - p/C)\, l = b\,[\Phi_1(1) - \Phi_1(2)] + mC\,[\Phi_2(1) - \Phi_2(2)], \quad (9.68)$$

где

$$\Phi_1 = 3{,}39\,(1 - p/C)\,\mathrm{arctg}\sqrt{\frac{C-h}{h-p}} - (2{,}34 - 3{,}39p/C)\sqrt{\frac{C-h}{h-p}}; \quad (9.69)$$

$$\Phi_2 = (8{,}6p/C - 1{,}81)\,(1 - p/C)\,\mathrm{arctg}\sqrt{\frac{C-h}{h-p}} - \sqrt{\frac{C-h}{h-p}} \times$$
$$\times\,[(7{,}55 - 8{,}6p/C)\,p/C - 2{,}86h/C\,(1 - p/C)]; \quad (9.70)$$

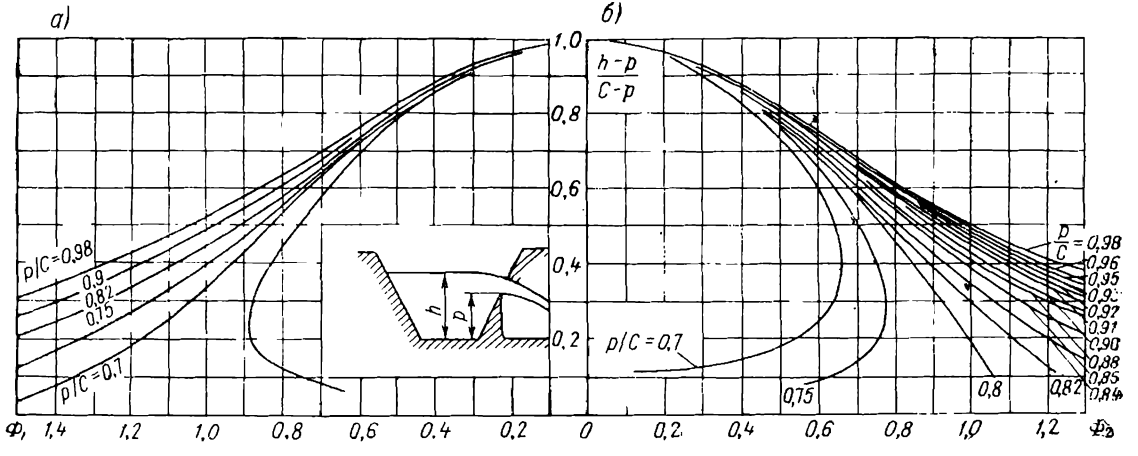
m — коэффициент заложения откоса канала;

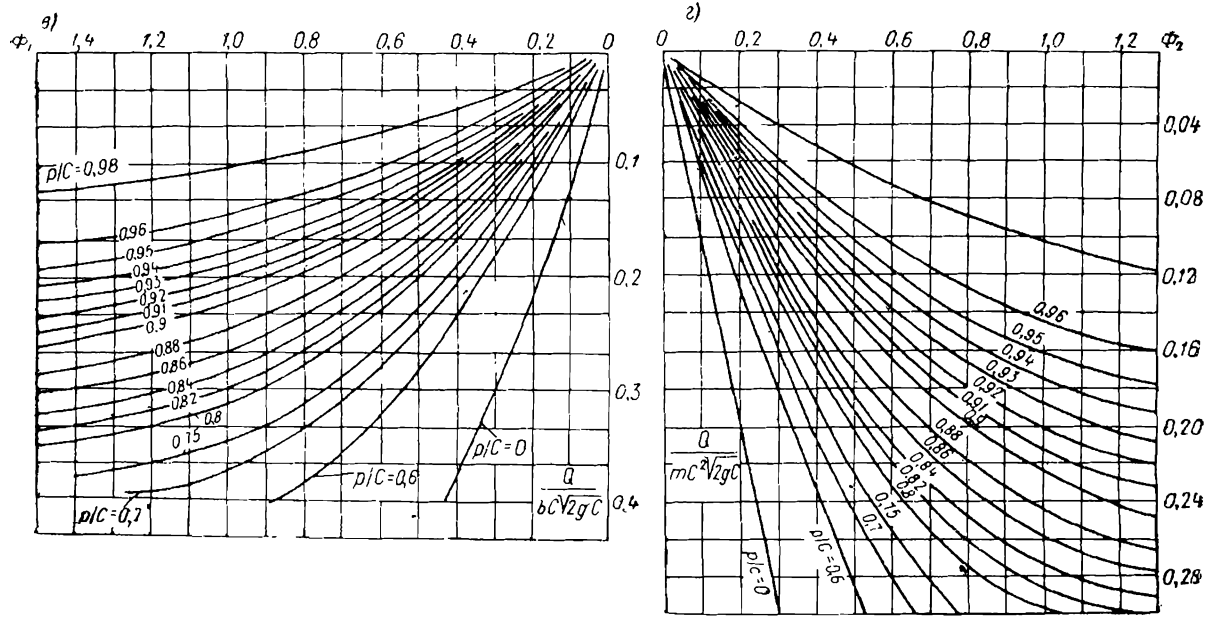
p — высота бокового водослива.

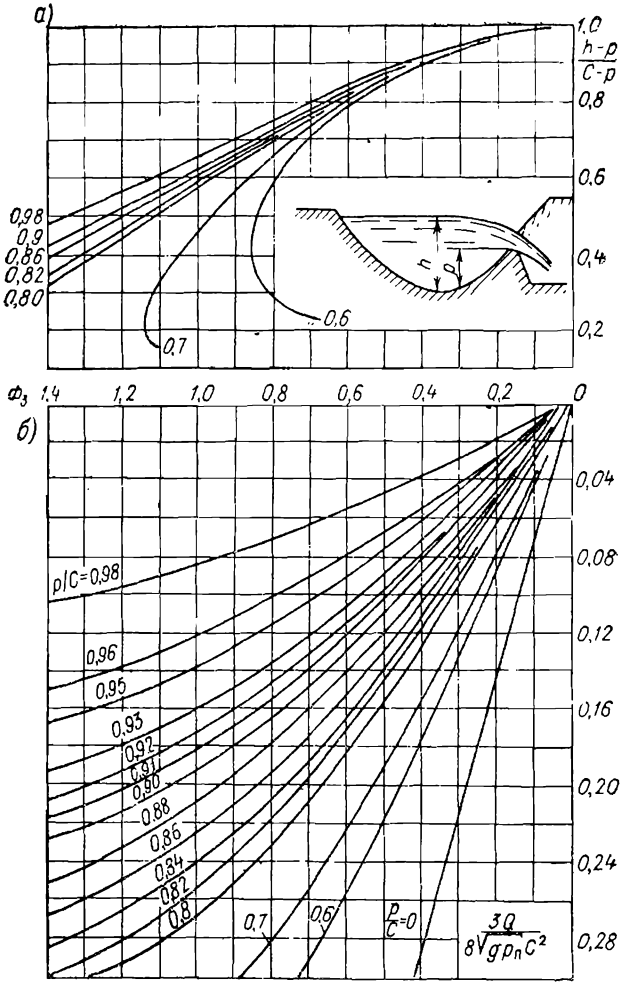
Φ_1 и Φ_2 относятся к сечениям канала в начале водослива и в конце его, для которых вычисляются Φ.

Рис. 9.10. Графики расчетных функций Φ_1 и Φ_2 для каналов

а и *в* — прямоугольных; *б* и *г* — треугольных сечений; *а* и *б* — вычисленных по (9.69) и (9.70) в зависимости от напора на водосливе; *в* и *г* — в зависимости от расходов воды в канале, выраженных (9.67). Для канал в трапецеидального сечения значения Φ_1 и Φ_2, найденные по *а* и *б*, подставляются в (9.68)




а)
Φ1
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0
p/C=0,98
0,96
0,95
0,94
0,93
0,92
0,91
0,9
0,88
0,86
0,84
0,82
0,8
0,75
p/C=0,7
p/C=0,6
p/C=0
0,1
0,2
0,3
0,4
Q / bC√2gC
г)
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
Φ2
0,04
0,08
0,12
0,16
0,20
0,24
0,28
Q / mC²√2gC
0,96
0,95
0,94
0,93
0,92
0,91
0,9
0,88
0,86
0,84
0,82
0,8
0,75
0,7
p/C=0
p/C=0,6



Для канала параболической формы

$$m_{\text{н}}(1 - p/C)\, l = \sqrt{2p_{\text{п}}C}\,[\Phi_3(1) - \Phi\ (2)], \tag{9.71}$$

где

$$\Phi_3 = \left(2{,}32\,\frac{p}{C} - 4{,}53\,\frac{p^2}{C^2} + 2{,}21\right)\operatorname{arctg}\sqrt{\frac{C-h}{h-p}} - \sqrt{\frac{C-h}{h-p}} \times$$

$$\times\left[1{,}51\,\frac{h}{C}\left(\frac{p}{C} - 1\right) - \frac{p}{C}\left(4{,}53\,\frac{p}{C} - 0{,}807\right) + 2{,}33\right]$$

$p_{\text{п}}$ — параметр параболы.

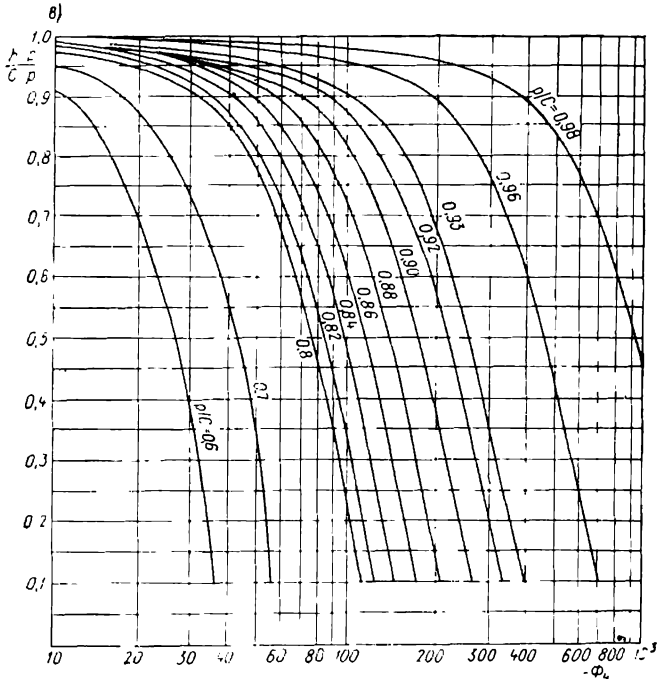


Рис. 9.11. Графики расчетных функций Φ_3 и Φ_4 для каналов *а* — параболического сечения в зависимости от напоров; *б* — то же, в зависимости от расходов; *в* — для водослива в трубе при $C=D$

Для водослива в круглой трубе диаметром D при наполнении ее $0{,}2 \leqslant h/D \leqslant 0{,}85$

$$m_{\text{н}} \frac{l}{D} = \Phi_4(1) - \Phi_4(2), \tag{9.73}$$

где

$$\Phi_4 = \left[2{,}034 - 2{,}6\,\frac{C-3p}{D} + 0{,}65\,\frac{p}{D}\cdot\frac{5p^2+6Cp+29C^2}{D(C-p)}\right]\times$$
$$\times \operatorname{arctg}\sqrt{\frac{C-h}{h-p}} - \left[1{,}04 - 0{,}994\,\frac{p}{C-p} + 0{,}0844\,\frac{D}{C-p} - \right.$$
$$- 2{,}6\,\frac{h-3p}{D} + 1{,}3\,\frac{h}{D}\cdot\frac{C+h}{D} + 0{,}65\,\frac{p}{D}\times$$
$$\left.\times\frac{15p^2-8Cp-5hp+C^2}{D(C-p)}\right]\sqrt{\frac{C-h}{h-p}}. \tag{9.74}$$

На рис. 9.10, *г* и *б* и 9.11, *а* и *в* приведены графики для определения значений Φ_1, Φ_2, Φ_3 и Φ_4 в зависимости от глубины потока (или

напора на водосливе), а на рис. 9.10, *в* и 9.11, *б* — для каналов прямоугольного, треугольного и параболического сечений в зависимости от расхода.

Для упрощения расчетов при $h/C > 0{,}9$ или $Q^2/2g\omega_c^2 C < 0{,}056 \times (2b + mc)/(b + mc)$ для трапецеидальных каналов и при $Q^2/2g\omega_c^2 C < 0{,}078$ для параболических каналов вместо (9.67)—(9.72) предлагаются более простые зависимости:

$$\frac{h}{C} = 1 - 1{,}125\,\frac{Q^2}{2g\omega_c^2 C}, \tag{9.75}$$

$$m_н \sqrt{2g}\, l\,(C - p) = \frac{Q_1}{\sqrt{h_1 - p}} - \frac{Q_2}{\sqrt{h_2 - p}}, \tag{9.76}$$

где ω_c — площадь сечения потока в канале при $h = C$. Кроме того, найдено, что при $Q/\omega_c \sqrt{2gC} \leqslant 0{,}3 \sqrt{1 - p/C}$ можно принимать:

для трапецеидального канала в (9.68)

$$b\Phi_1 + mC\Phi_2 = \frac{Q}{C\sqrt{2g\,(C - p)}}; \tag{9.77}$$

для параболического канала в (9.71)

$$\Phi_3 = \frac{Q}{2C\sqrt{g p_п C\,(C - p)}}; \tag{9.78}$$

для трубы круглого сечения в (9.73)

$$\Phi_4 = \frac{Q}{D\sqrt{2g}\,(C - p)^{3/2}}. \tag{9.79}$$

Если $Q_1/\omega_c \sqrt{2gC} \leqslant 0{,}3 \sqrt{1 - p/C}$, то можно считать глубину в канале и напор на боковом водосливе H постоянными вдоль водослива и расчет вести по формуле

$$Q_б = Q_1 - Q_2 = m_н l \sqrt{2g}\, H^{3/2}. \tag{9.80}$$

Расход через боковой прямолинейный водослив может быть выражен с достаточной точностью через средний напор на водосливе:

$$Q_б = m_н l \sqrt{2g}\, H_{ср}^{3/2} = m_н l \sqrt{2g} \left(\frac{H_1 + H_2}{2}\right)^{3/2} \tag{9.81}$$

что, однако, требует весьма высокой точности определения напора H_1. Поэтому А. М. Кургановым на основании многочисленных опытов предложена следующая зависимость:

$$Q_б = m_н k_б \sqrt{2g}\, H_2^{3/2} \tag{9.82}$$

где для незатопленного бокового водосли

$$k_б = 1 - \frac{0{,}7}{H_2}\left(\frac{Q_1^2}{2g\omega_{1,2}^2} - \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2}\right), \tag{9.83}$$

для затопленного

$$k_{б.з} = 0{,}9\sqrt{1-\left(\frac{h_п}{H_2}\right)^2} \qquad (9.83а)$$

$\omega_{1,2}$ — площадь сечения потока в канале в начале водослива при глубине h_2;

$h_п$ — глубина подтопления водослива.

При $h_{1\,кр}/h_2 > 1{,}0 \div 1{,}2$, несмотря на то, что до водослива и за ним течение в канале спокойное, в пределах водослива будет наблюдаться кривая спада при бурном состоянии потока (рис. 9.9, *б*).

Расход через боковой водослив можно выразить формулой

$$Q_б = m_н f\sqrt{2g}\,(h_{1\,кр} - p)^{3/2} l, \qquad (9.84)$$

где на основании исследований водосливов с тонкой стенкой, расположенных с одной и с двух сторон канала прямоугольного сечения при $0{,}6 < l/b < 6{,}5$ и при $i_0 = 0 \div 0{,}0005$,

$$f = \frac{1}{1{,}7 + 0{,}45 l/b}; \qquad (9.85)$$

для водослива в трубах:

1) с гребнем, параллельным дну трубы, т. е. с постоянной высотой порога водослива, и расположенным с одной, а также одновременно с двух сторон трубы;

2) с наклонным гребнем, когда высота порога линейно увеличивается от начала к концу водослива от 2 до 4 раз;

3) при $l/D = 0{,}5 \div 20$;

4) » $i = 0 \div 0{,}01$ и

5) » $p/D = 0{,}05 \div 0{,}5$

$$f = \frac{1}{1{,}25 + 0{,}7 l/D}. \qquad (9.86)$$

При расположении водослива с двух сторон канала в (9.84)—(9.86) должна входить удвоенная (общая) длина водослива.

Глубина перед водосливом в трубе $h_1 \approx 0.9\, h_{1кр}$, а в канале

$$\frac{h_1}{h_{1\,кр}} = 1 - 0{,}3\frac{h_{1\,кр} - p}{b}, \qquad (9.87)$$

Глубина в трубе в конце водослива

$$h_2' = 0{,}9\frac{Q_2}{Q_1} h_{1\,кр}, \qquad (9.88)$$

а в канале

$$h_2' = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{1}{3}} h_1. \qquad (9.89)$$

При $0{,}7 < h_{1кр}/h_2 < 1$ и спокойном течении до и после водослива в канале, в начале водослива будет наблюдаться бурное состояние потока, переходящее в спокойное через гидравлический прыжок в пределах бокового водослива.

§ 9.7. РАСЧЕТ КРИВОЛИНЕЙНЫХ В ПЛАНЕ БОКОВЫХ ВОДОСЛИВОВ

Криволинейные в плане боковые водосливы используются в качестве ливнеспусков. Для расчета водосливов с центральным углом поворота 90°, согласно исследованиям Г. С. Агасиева и А. М. Курганова (рис. 9.12, *а*), рекомендуется формула

$$Q_б = m \sqrt{2g}\, H_р^{3/2} D, \tag{9.90}$$

где

$$H_р = (h - p) + B\frac{v_0^2}{2g}; \tag{9.91}$$

$$B = \arccos\left(1 - \frac{D}{R_в}\right) + \sin\left[\arccos\left(1 - \frac{D}{R_в}\right)\right]; \tag{9.92}$$

при $Q_б/Q_1 \leqslant 0{,}5$

$$m = 0{,}7\left(\frac{Q_б}{Q_1}\right)^{1/2}. \tag{9.93}$$

при $0{,}25 \leqslant H_р/p \leqslant 0{,}9$

$$m = 0{,}1 + 0{,}47\left(\frac{H_р}{p} - 0{,}25\right)^{0.5} \tag{9.94}$$

при $Q_б/Q_1 \geqslant 0{,}5$ или $H_р/p \geqslant 0{,}9$

$$m = 0{,}48; \tag{9.95}$$

здесь h — глубина потока в трубе диаметром D перед водосливом высотой p;

$R_в$ — радиус закругления водослива;

v_0 — средняя скорость перед водосливом.

Высота порога водослива находится по (9.97) из условия пропуска расхода сточных вод $Q_{разб}$ без сброса в водоем:

$$Q_{разб} = Q_{сух}(1 + n_0), \tag{9.96}$$

где $Q_{сух}$ — расход в коллекторе в сухую погоду;

$$p = h_н + B\frac{v_{0н}^2}{4g}; \tag{9.97}$$

$h_н$ и $v_{0н}$ — глубина и скорость в подводящем [illegible]торе перед ливнеспуском при расходе $Q_{разб}$;

n_0 — норма разбавления.

При работе водослива отводной расход Q_2 будет всегда больше начального $Q_{разб}$. При этом коэффициент разбавления n увеличивается и соответствует

$$n = \frac{Q_2}{Q_{разб}}(1 + n_0) - 1. \tag{9.98}$$

Криволинейные боковые водосливы при $Q_1/Q_{разб} > 1{,}5$ обеспечивают постоянство отводного расхода, а изменение коэффициента разбавления примерно составляет:

$$\frac{n_{макс} + 1}{n_0 + 1} = 1{,}2 \div 1{,}4. \tag{9.99}$$

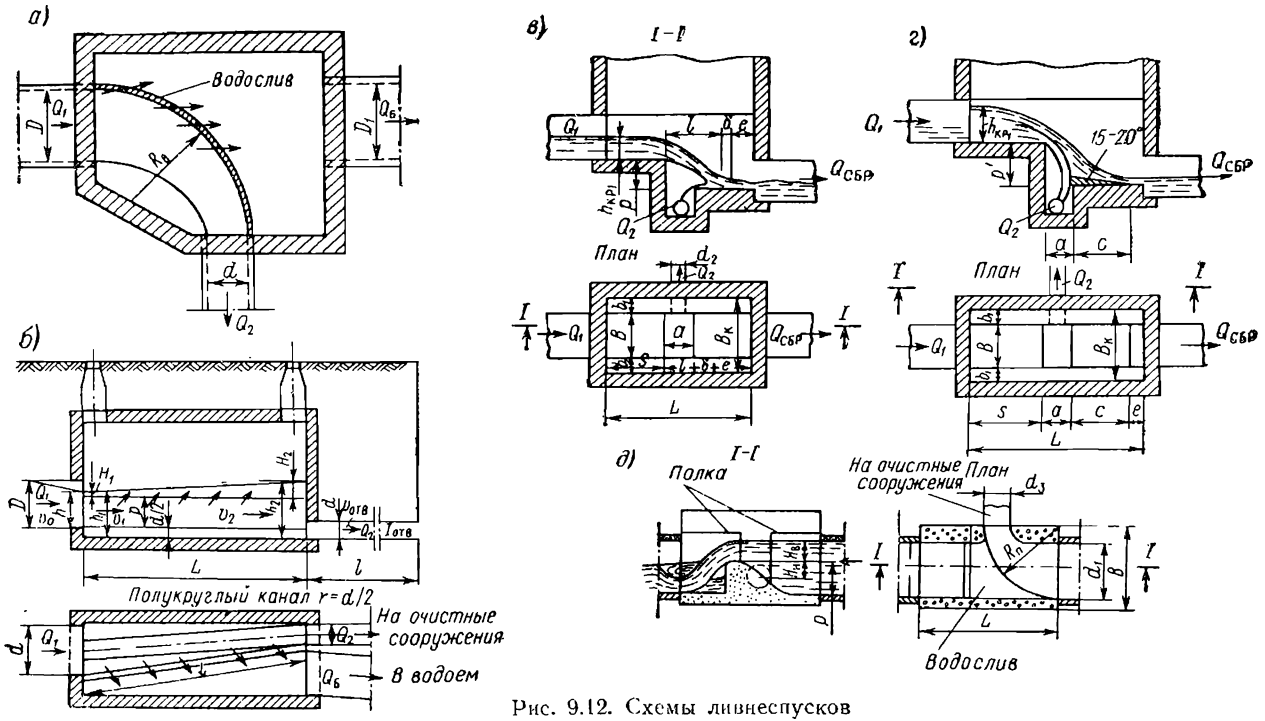


Рис. 9.12. Схемы ливнеспусков

а — с криволинейным в плане боковым водосливом; *б* — с прямолинейным боковым водосливом и напорным ответвлением; *в* — типа донного слива без порога; *г* — типа донного слива с порогом; *д* — с нормальным водосливом и напорным ответвлением

Таблица 9.15

Зависимость параметра B в (9.91), (9.97) и (9.100) от $R_в/D$

$R_в/D$	0,5			2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	10	14
B	3,14	2,57	2,17	1,916	1,73	1,6	1,45	1,39	1,3	1,24	1,15	1,07	1,0	0,881	0,75

Параметр B, а следовательно, и радиус поворота водослива (табл. 9.15) находят из зависимости

$$Q_б = Q_1 - (1 + n_{макс})\, Q_{сух} = \\ = m \sqrt{2g} \left[(h - h_н) + \frac{B}{4g}\left(v_0^2 - v_{0н}\right)\right]^{3/2} D. \qquad (9.100)$$

Пример 2. В подводящем коллекторе диаметром $D=1{,}4$ *м*, уложенном с уклоном $i_0=0{,}004$ в сухую погоду, $Q_{сух}=0{,}305$ *м*^{3}/*сек*, $v_0'=1{,}39$ *м/сек* и $h_0'=0{,}28$ *м*; во время расчетного дождя $Q_д=3{,}325$ *м*^{3}/*сек*, $Q_1=Q_{сух}+Q_д=3{,}63$ *м*^{3}/*сек*, $v_0=2{,}4$ *м/сек*, $h=1{,}33$ *м*. При коэффициенте разбавления $n_0=2$ расход $Q_{разб}=Q_{сух}(1+n_0)=0{,}915$ *м*^{3}/*сек*, $v_{0н}=1{,}89$ *м/сек* и $h_н=0{,}49$ *м*. Определить радиус закругления $R_в$ и вы... p криволинейного водослива.

При $n_{макс}=2{,}6$, по (9.100), $Q_б=Q_1-(1+n_{макс})\,Q_{сух}=2{,}53$ *м*^{3}/*сек*; принимая, по (9.95), $m=0{,}48$, находим $B=1{,}0$... а по табл. 9.15 – $R_в/D=6{,}8$, $R_в=9{,}5$ *м*. По (9.97), $p=0{,}59$ *м*.

Если же при этих данных устр... ивать прямолинейный боковой водослив высотой $p=h_н=0{,}49$ *м*, то пр... длине его $l=13$ *м*, согласно (9.84) и (9.86) при $h_к=0{,}84$ *м* и $m_н=0{,}41$, через водос... будет сбрасываться только $Q_б=0{,}63$ *м*^{3}/*сек*, т. е., по (9,98), $n=9$.

В пределах водослива будет наблюдаться кривая спада при бурном состоянии потока с глубиной в конце водослива $h_2 \approx 0{,}62$ *м*; дальше за водосливом переход к глубине $h_2=1{,}05$ *м*, соответствующей расходу $Q_2=3$ *м*^{3}/*сек*, произойдет через гидравлический прыжок.

§ 9.8. РАСЧЕТ ЛИВНЕСПУСКОВ С НАПОРНЫМИ ОТВЕТВЛЕНИЯМИ И ТИПА ДОННОГО СЛИВА

Согласно исследованиям Хуммеля, расчет боковых водосливов с напорным ответвлением (рис. 9.12, *б*) может быть произведен по (9.66) и (9.81); при этом напор над гребнем в конце водослива

$$H_2 = H_1 + v_1^2/2g. \qquad (9.101)$$

Коэффициент расхода при двустороннем боковом водосливе уменьшается на 15%.

Диаметр напорного ответвления выбирается таким, чтобы расход в сухую погоду $Q_{сух}$ пропускался при неполном (расчетном) наполнении и с достаточными (самоочищающими) скоростями. Чтобы отводной трубопровод не создавал подпора в подводящей трубе в сухую погоду, вдоль водослива устраивается полукруглый лоток радиусом $d/2$, заниженный на величину $d/2$ относительно лотка подводящей трубы. Уклоны лотка и гребня водослива равны уклону отводного трубопровода.

Длина напорного ответвления определяется по формуле

$$l_н = \frac{h_2 - d - 1{,}4v^2_{отв}/2g}{(v_{отв}/30d^{2/3})^2 - I_{отв}}, \qquad (9.102)$$

где $I_{отв}$ — уклон отводного трубопровода, необходимый для пропуска $Q_{сух}$ при расчетном наполнении.

Пример 3. Для данных предыдущего примера диаметр отводного трубопровода примем $d_1 = 0{,}5$ *м*. Тогда для пропуска $Q_{сух} = 305$ *л/сек* при наполнении $h'_0 = 0{,}4d_1 = 0{,}32$ и $v'_1 = 1{,}6$ *м/сек* необходим уклон $I_{отв} = 0{,}004$. Высоту водослива будем считать равной глубине, соответствующей $Q_{разб} = 915$ *л/сек*; $p = h_н + v^2_{0н}/2g = 0{,}67$ *м*.

При расходе Q напор в начале водослива $H = 1{.}33 - 0{,}67 = 0{,}66$ *м*, а в конце водослива, согласно (9.101), $H_2 = 0{,}66 + 0{,}29 = 0{,}95$ *м*. Для сброса $Q_б = 2{,}715$ *м³/сек* длина бокового водослива должна быть $l = 2{,}1$ *м*, а напорный режим будет на длине $l_н = 1090$ *м*.

Расчет ливнеспуска типа донного слива (см. рис. 9.12, *в*). Производится, согласно исследованиям Л. И. Стрельцовой, в следующем порядке.

1. Для обеспечения заданной величины сброса $Q_{сбр}$ и несбрасываемого расхода Q_2 ($Q_1 = Q_2 + Q_{сбр}$) угол наклона струи к горизонту должен отвечать равенству

$$\cos\beta = \left(1 - 2\frac{Q_2}{Q_1}\right); \qquad (9.103)$$

при этом необходимая высота перепада

$$p = 1{,}5\,\mathrm{tg}^2\beta h_{1\,кр}, \qquad (9.104)$$

где $h_{1\,кр}$ — критическая глубина, отвечающая расходу Q_1.

2. Ширина щели равна сумме дальности полета струи l_2 и расстояния от оси струи до ее наружной образующей δ_2:

$$a = l_2 + \delta_2 = 1{,}41h_{2\,кр}\sqrt{0{,}3 + p/h_{2\,кр}} + \frac{Q_2}{2B\sqrt{2g(p + 1{,}5h_{2\,кр})}\sin\beta}, \qquad (9.105)$$

3. Длина камеры ливнеспуска

$$L = s + l_1 + \delta_1 + e, \qquad (9.106)$$

где s — расстояние от входа в камеру до перепада, принимаемое равным $(4 \div 5)h_{1\,кр}$;

l_1 — длина падения струи от вертикальной стенки до оси струи:

$$l_1 = 1{,}41h_{1\,кр}\sqrt{0{,}3 + p/h_{1\,кр}};$$

δ_1 — расстояние от оси струи до ее наружной образующей:

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{2B\sqrt{2g(p + 1{,}5h_{1\,кр})}\sin\beta}; \qquad (9.107)$$

e — расстояние от струи до стенки камеры, конструктивно 0,3 *м*.

4. Ширина камеры $B_к$ равна ширине лотка b плюс ширина полок $2b_1$, принимаемая конструктивно.

Во избежание подтопления падающей струи за отверстием, отметка дна ливнеотвода должна быть ниже отметки дна нижнего

сьефа камеры. Отметка дна ливнеотвода в месте примыкания камеры ливнеспуска получается из условий выравнивания поверхности воды в лотке и трубе ливнеотвода.

Диаметр отводного коллектора d_2 принимается исходя из расчетного расхода Q_2 (при неполном наполнении) с проверкой на пропуск $Q_{сух}$.

При установке за отверстием порога (см. рис. 9.12, *г*) обеспечивается более постоянный расход Q_2, уходящий в отверстие. В этом случае ширина щели определяется по (9.105), но $\sin\beta$ выражается так:

$$\sin\beta = \sqrt{\frac{p}{p + 1{,}5h_{2\,кр}}}. \qquad (9.108)$$

Общая длина камеры

$$L = s + a + c + e, \qquad (9.109)$$

где c — длина порога, установленного за отверстием под $\alpha \approx 15 \div 22°$;

$$c = \frac{0{,}4p}{\operatorname{tg}\alpha}; \quad e = 0{,}5c; \qquad (9.110)$$

s и a указаны выше.

Высота порога принимается примерно равной 0,4 p.

У ливнеспуска с боковым напорным ответвлением сбросное устройство представляет собой лобовой водослив с переменным поперечным сечением (см. рис. 9.12, *д*), котангенс угла наклона верховой грани которого изменяется от 1 до 5. Коэффициент расхода такого водослива, по данным Л. И. Стрельцовой, изменяется от 0,435 при $Q_{сбр} \geqslant 1050$ *л/сек* до 0,47 при $Q_{сбр} \leqslant 600$ *л/сек*. Коэффициент сопротивления камеры ливнеспуска, отнесенный к скорости в трубе ответвления (на очистные сооружения), при $R_п = 1{,}5\ d_1$ может быть выражен зависимостью

$$\zeta_к = 0{,}36 + \frac{0{,}237}{Q_2/Q_{сбр} - 0{,}035}. \qquad (9.111)$$

Такие ливнеспуски также не обеспечивают постоянства коэффициента разбавления:

$$n = (1 + n_0)\sqrt{1 + \frac{H_в}{H_н}} - 1, \qquad (9.112)$$

где $H_в$ — напор на водосливе перед отводным трубопроводом;

$H_н$ — расстояние от оси отводного трубопровода до гребня водослива (начальный напор).

Так, для примера, данного Л. И. Стрельцовой, коэффициент разбавления изменяется от $n_0 = 1{,}17$ до $n = 2$, т. е. в 1,7 раза.

Пример 4. Для условий предыдущего примера имеем:

1. Принимаем лоток в камере ливнеспуска донного типа прямоугольным, шириной $b = d_1$. Результаты расчета по (9.103) — (9.107) следующие: $\cos\beta = 0{,}496$; $h_{1кр} = 0{,}88$ *м*; $p = 4$ *м*; $h_{2кр} = 0{,}35$ *м*; $l_1 = 2{,}73$ *м*; $l_2 = 1{,}69$ *м*; $\delta_2 = 0{,}037$ *м*; $\delta_1 = 0{,}137$ *м*; $a = 1{,}73$ *м*; $L = 3{,}52 + 2{,}73 + 0{,}137 + 0{,}3 = 6{,}69$ *м*; ширина каме $B = 1{,}4 + 2 \cdot 0{,}25 = 1{,}9$ *м*.

2. Если принять перепад $p = 0{,}5$ *м*, а за отверстием установить порог высотой 0,2 *м* и длиной $c = 0{,}6$ *м*, который как бы отсекает весь избыточный расход (больший $Q_{разб}$), то размеры камеры ливнеспуска будут следующими: $\sin\beta = 0{,}7$; $a = 0{,}65 + 0{,}09 = 0{,}74$ *м*; $L = 3{,}52 + 0{,}74 + 0{,}9 = 5{,}16$ *м*; $B = 1{,}9$ *м*.

Из результатов расчета видны преимущества донного ливнеспуска с по-
ером по сравнению с донным сливом без порога.

3. Если у ливнеспуска с боковым напорным ответвлением ширину водо-
ива принять равной диаметру $b = d_1 = 1{,}4$ м, то напор на гребне водослива

$$H_0 = \left(\frac{Q_{\text{сбр}}}{mb\sqrt{2g}}\right)^{2/3} \qquad \frac{2{,}715}{0{,}43\cdot 1{,}4\cdot 4{,}43}\Bigg)^{2/3} = 1{,}02 \text{ м}.$$

При высоте во $p = h_{\text{н}} + v_{0\text{н}}^2/2g = 0{,}67$ м гидростатический напор на

$$H = H_0 - \frac{v_1^2}{2g} = 1{,}02 - \left(\frac{3{,}63\cdot 1}{\pi\cdot 1{,}1^2}\right)^2 \quad 19{,}6 = 0{,}742 \text{ м}$$

(подводящий подтоплен).

Р меры ливнеспуска будут мо 5,5 × 1,5 м.

§ 9.9. РАСЧЕТ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ ВЫПУСКОВ

Концентрация $c_{\text{ст}}$ загрязняющих веществ в сточных водах, спускаемых в водоем, должна назначаться с учетом самоочищающей его способности, исходя из кратности разбавления n сточных вод водой водоема:

$$n = \frac{Q + Q_0}{Q_0} = \frac{c_{\text{ст}} - c_{\text{в}}}{c_{\text{доп}} - c_{\text{в}}}, \tag{9.113}$$

где Q — расход водоема в расчетном створе;

Q_0 — расход сточных вод, сбрасываемых в водоем;

$c_{\text{доп}}$ — предельно допустимая концентрация загрязняющего вещества в расчетном створе водоема, определяемая расчетом в соответствии с Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами (П-372-61);

$c_{\text{в}}$ — концентрация этого же вещества в водоеме до выпуска в него сточных вод.

Расчет разбавления сточных вод в относительно прямом водотоке при сосредоточенном выпуске. Данный расчет может быть произведен, согласно исследованиям Ю. Б. Безобразова, по формуле

$$\frac{c_x - c_{\text{в}}}{c_0 - c_{\text{в}}} = \frac{b}{H}\sum_{i=0}^{i=i_1} e^{-\pi^2\bar{x}i^2}\eta_i, \tag{9.114}$$

где $\eta_i = 4\sin(\pi i/2\ b/2B)/\pi i$ вычисляется при четных i и при $i = 0$ $\eta_0 = b/B$;

$$\bar{x} = \frac{gx}{C(0{,}7C + 6)H}\left(\frac{H}{B}\right)^2$$

H и B — средние глубина и ширина русла;

C — коэффициент Шези;

c_0 — концентрация загрязняющего компонента в сточных водах или в смеси сточных и речных вод в начальном сечении ($x = 0$);

b — ширина сечения струи вод в сечении ($x = 0$);

c_x — максимальная концентрация загрязняющего вещества в смеси сточных и речных вод в сечении, удаленном на расстоянии x от начального.

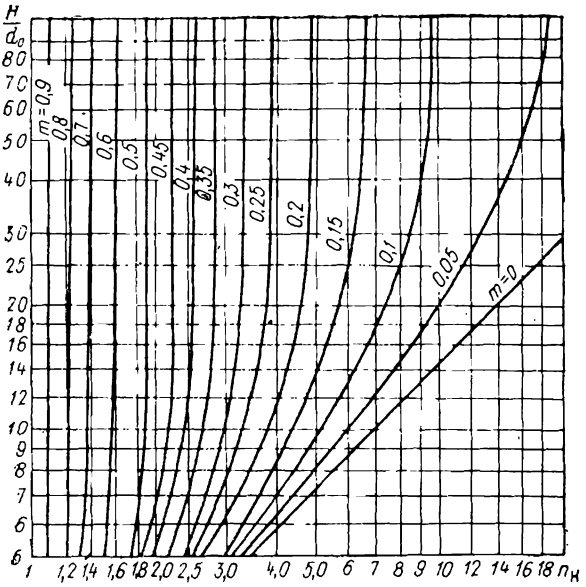


Рис. 9.13. График для расчета начального разбавления по (9.118)

Число членов ряда i_1 при расчете концентрации с точностью до σ может быть найдено из неравенства

$$\bar{x}\,(i_1 - 1)\,e^{\bar{x}\,(i_1-1)} \geqslant \frac{1}{\sigma}. \qquad (9.115)$$

Согласно нашим подсчетам на ЭВМ, результаты которых представлены на рис. 9.15, *а*, при $\bar{x} \geqslant 0{,}15$ с точностью до 2^{-3} можно принимать $(c_x - c_в)/(c_0 - c_в) = b^2/Bl$.

За начальное сечение ($x = 0$) принимают:

а) при $v_0 < 4v_п$ — сечение непосредственно выпуска шириной

$$b = \sqrt{\frac{Q_0}{v_п}} \qquad (9.116)$$

с начальной концентрацией $= c_{сл}$;

б) при $v_0 \geqslant 4v_п$ (напорный выпуск) — предельное сечение начального разбавления шириной

$$b = \sqrt{\frac{n_н Q_0}{v_п}} \qquad (9.117)$$

концентрацией

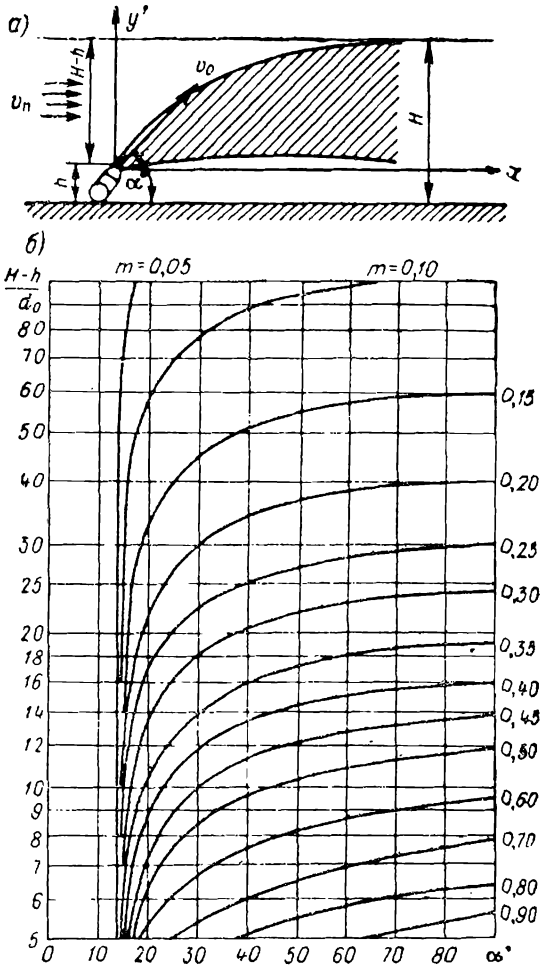


Рис. 9.11. К пуска
а – с б – г угла α

$v_п$ — расчетная средняя скорость течения во. отока;
v_0 — скорость истечения сточной воды из выпуска;
$n_н$ — начальное разбавление сточных вод, вычислен по формуле Н. Н. Лапшева:

$$= \frac{0{,}258}{1-m}\left(\frac{H}{d_0}\right)^2\left[\sqrt{m^2+8{,}1(1-m)\left(\frac{d_0}{H}\right)^2}-m\right]; \quad (9.118)$$

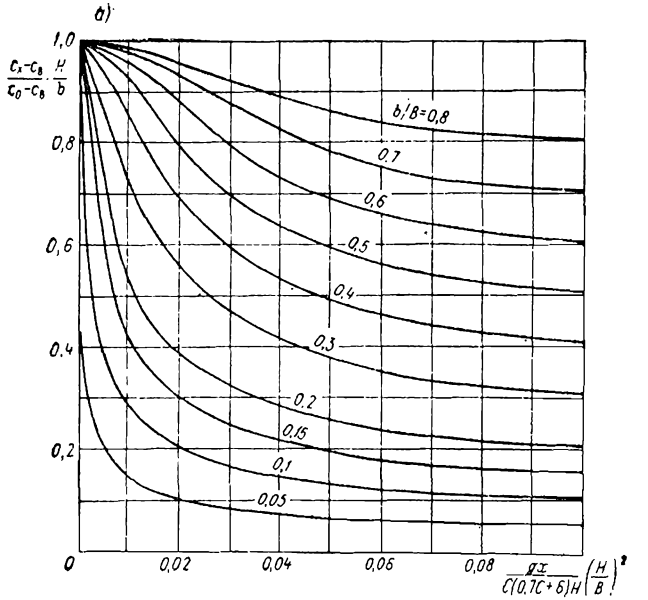


Рис. 9.15. Графики для
а — в прямом водотоке по (9.114); *б* и

На рис. 9.13 приведен график, составленный по (9.118)

Предельное сечение находится от выпуска на расстоянии $l_н = 2{,}08\ H$ при $0 \leqslant m \leqslant 0{,}073$ и $l_н = 28{,}6\ mH$ при $0{,}073 \leqslant m \leqslant 0{,}30$.

Для более интенсивного начального разбавления скорость на выходе из выпуска следует поддерживать в пределах 1,5—5 *м/сек* и направлять струю из него по направлению течения в водоеме под некоторым углом α к горизонту (рис. 9.14, *а*), вычисленным по формуле

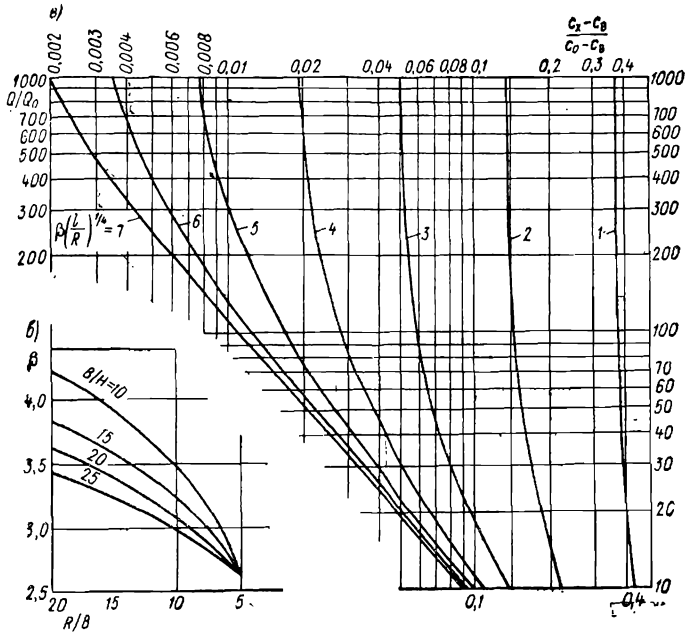
$$\operatorname{ctg}\alpha = 4{,}08 - 0{,}205 m^{2{,}75}\left(\frac{H-h}{d_0}\right)^2 \qquad (9.119)$$

или найденным по графику (рис. 9.14, *б*), где h — высота оголовка над уровнем дна.

Диаметр выпуска

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q_0}{\pi v_0}}. \qquad (9.120)$$

— $c_в$) в сечении
расстоянии l от
к р и



расчета разбавления

в — в криволинейном русл

начального сечения избыточной концентрацией вычисляется по формуле

$$\frac{c_x - c_в}{c_0 - c_в} = \frac{Q_0}{Q + Q_0}\left[\frac{Q}{Q_0} e^{-\beta (l/R)^{0,25}} + 1\right], \qquad (9.121)$$

где Q и Q_0 — расчетные расходы водотока и сточных вод;

β — коэффициент, учитывающий параметры криволинейного русла, определяемый по графику на рис. 9.15, *б*;

R — радиус закругления водотока.

По (9.121) построен график на рис. 9.15, *в*.

Расчет разбавления сточных вод в озерах и водохранилищах. Может быть произведен по формуле Н. Н. Лапшева:

$$\frac{c_{x,y} - c_в}{c_{ст} - c_в} = \left[1 - 27{,}8\,\frac{y}{x}\,(23{,}2 - 18{,}1p)\right]\left(\frac{5d_0}{x}\right)^{ps} \qquad (9.122)$$

где x и y — координаты точки, в которой концентрация вещества $c_{x,y}$; ось x совпадает с направлением выпуска; ось y перпендикулярна и расположена горизонтально; начало координат в центре сечения выпуска;

p — параметр, зависящий от степени проточности водоема и нагрузки сточных вод на него;

s — параметр, зависящий от глубины водоема.

Значение p для случая, когда движение воды в во[до]ляется стоком, определяют по формуле

$$p = \frac{L\omega_0}{1{,}5 \cdot 10^{-5}\beta W_в + L\omega_0}, \qquad \beta = \frac{W_{год}}{W_{ср}}, \tag{9.123}$$

где L — длина водоема от точки выпуска в направле[нии] стокового течения;

ω_0 — площадь отверстия выпуска;

$W_в$ — полная емкость водоема, $м^3$;

$W_{год}$ — годовой сброс сточных вод, $м^3/год$;

$W_{ср}$ — средний многолетний объем годового стока, $м^3/год$.

В случае, если течение в водоеме определяется ветром или известны величины стокового течения, p вычисляют по зависимости

$$p = \frac{m}{m + 1{,}5 \cdot 10^{-5}}. \tag{9.124}$$

При значениях $m > 0{,}001$ параметр p принимается равным единице.

Величину параметра s рассчитывают по формуле

$$s = 0{,}875 + 0{,}001 \frac{H_{ср}}{d_0}, \tag{9.125}$$

где $H_{ср}$ — средняя глубина водоема в месте выпуска.

Параметр $s \leqslant 1$; если по расчету $s > 1$, то следует принимать $s = 1$.

Максимальные значения концентрации вещества будут на оси x:

$$\frac{c_x - c_в}{c_{сг} - c_в} = \left(5\,\frac{d_0}{x}\right)^{ps} \tag{9.126}$$

Если направление течения в водоеме не совпадает с направлением выпуска, то линия максимальных концентраций будет описываться уравнением кривой:

$$\frac{x'}{d_0} = 0{,}81 m^{2{,}75}\left(\frac{y'}{d_0}\right)^3 + 1{,}1\,\frac{y'}{d_0}\operatorname{ctg}\beta, \tag{9.127}$$

где β — угол между направлением движения воды в водоеме и направлением выпуска;

ось x' совпадает с направлением течения в водоеме.

В данном случае в (9.126) вместо x надо подставлять длину кривой l в интервале от выпуска до точки с координатами (x', y'), которую определяют путем приближенного измерения или по предлагаемой нами формуле

$$l = x'\sqrt{1 + \left[0{,}5m\left(\frac{x'}{d_0}\right)^{3/4} + \operatorname{ctg}\beta\right]^{-2}} \tag{9.128}$$

Разбавление существенно зависит от гидрологических условий в месте сброса и конструкции выпуска. Одной из лучших конструкций признан рассеивающий выпуск сточных вод, представляющий собой подводный трубопровод с системой оголовков на нем.

Расчет рассеивающего выпуска. Его производят в следующем порядке.

1. Принимают длину рассеивающей части выпуска L такой, чтобы она составляла не более 80—90 % от полной ширины реки в межень и располагалась в пределах глубин, превышающих среднюю глубину реки в межень.

2. Назначают расстояние l между соседними оголовками рассеивающего выпуска так, чтобы исключить взаимное перемешивание струй:

а) при расположении оголовков на одном трубопроводе

$$l = h + l_{зап}, \tag{9.129}$$

б) при расположении оголовков на двух трубопроводах в шахматном порядке

$$l = 2h + 0{,}5l_{ос} + l_{зап}, \tag{9.130}$$

где h — средняя глубина реки;

$l_{ос}$ — расстояние между осями трубопроводов;

$l_{зап}$ — запас, принимаемый от 0,5 до 1 *м*.

3. Устанавливают число оголовков $k = L/l$.

4. Назначают скорость истечения из первого, по ходу движения сточной жидкости, оголовка v_{o1} из условия, чтобы она была не менее 2 *м/сек* и $v_{o1} \geqslant 4v_п$. Если напор в начале рассеивающей части выпуска H известен, то

$$v_{o1} = \varphi\sqrt{2gH}, \tag{9.131}$$

где φ — коэффициент скорости оголовка.

Повышенные скорости на выпуске можно создавать с помощью оголовка в виде цилиндрического патрубка диаметром $d_п$, оканчивающегося конически сходящейся насадкой с отверстием диаметром $d_1 \leqslant 0{,}4d_п$, для такого оголовка $\varphi = 0{,}94 \div 0{,}96$.

5. Принимая неравномерность распределения скоростей в пределах $\beta_{доп} = 1{,}05 \div 1{,}2$ (чем дальше створ водопользования, тем больше $\beta_{доп}$), определяют диаметр единичного выпуска

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q_0}{\pi k v_{o1}} \cdot \frac{2\beta_{доп}}{1+\beta_{доп}}}, \tag{9.132}$$

который следует принимать не менее 100 *мм*. При этом скорость из последнего оголовка

$$v_{o к} = \frac{v_{o1}}{\beta_{доп}}. \tag{9.133}$$

6. По графику, составленному нами на основании исследований П. А. Грабовского (рис. 9.16, *б*), определяют наименьший диаметр трубопровода d рассеивающей части выпуска. При этом, чтобы предотвратить заиливание, должно быть выдержано неравенство

$$d \leqslant 0{,}5\,\frac{v_{o к} d_0^2}{w_0 l} \cdot \frac{Q_{0\,мин}}{Q_{0\,макс}}, \tag{9.134}$$

где w_0 — наибольшая гидравлическая крупность взвеси в сбрасываемой сточной воде;

$Q_{0\,мин}$ и $Q_{0\,макс}$ — минимальный и максимальный расходы сбрасываемых сточных вод.

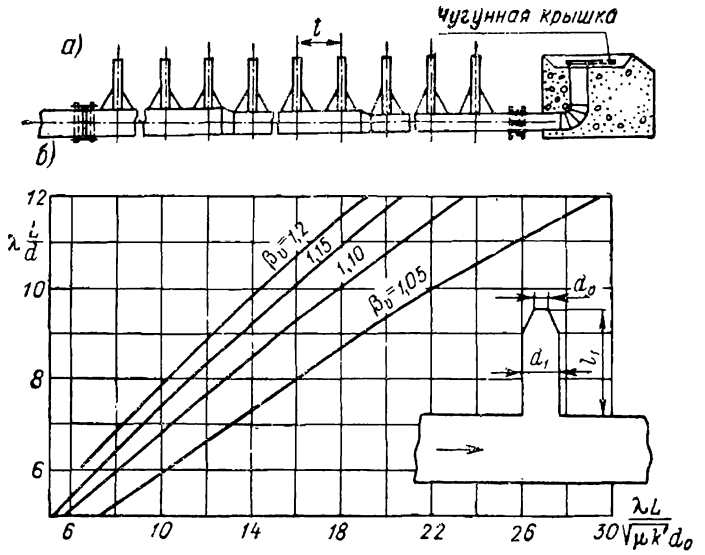


Рис. 9.16. Рассеивающий выпуск

а — схема выпуска с оголовками в виде цилиндрических насадок; *б* — график для определения наименьшего диаметра трубопровода; λ — коэффициент гидравлического трения трубопровода диаметром d; μ — коэффициент расхода выпуска

7. Если условие (9.134) не выполняется, то надо увеличить диаметры выпускных отверстий так, чтобы выполнить условие (9.134).

8. Потери напора на участке трубопровода

$$h_w = \frac{\lambda L Q_p^2}{d \cdot 2g\omega^2} + \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{0\,к}^2}{2g}, \qquad (9.135)$$

где Q_p — расчетный расход сточных вод на данном участке (§ 4.6).

Расчет выпусков в море. При расчете выпусков в море необходимо учитывать начальный процесс разбавления. Сточная жидкость, вытекающая из оголовка выпуска в море, образует турбулентную струю, всплывающую из-за разности плотностей. По мере движения масса струи увеличивается, а концентрация загрязнений в ней убывает; этот процесс называют начальным разбавлением. После достижения поверхности моря либо глубины, на которой плотность в струе становится равной плотности морской воды, распространение смеси сточной и морской воды происходит в основном в горизонтальном направлении под действием течений и турбулентности моря; такое разбавление называют основным.

Согласно исследованиям П. А. Грабовского, ось струи сточной воды в стратифицированной среде можно описать уравнением

$$\frac{y}{d_0} = \frac{0{,}0316\,\mathrm{Ri}}{\cos^3\varphi_0}\left(\frac{x}{d_0}\right)^3 + \frac{x}{d_0}\operatorname{tg}\varphi_0, \qquad (9.136)$$

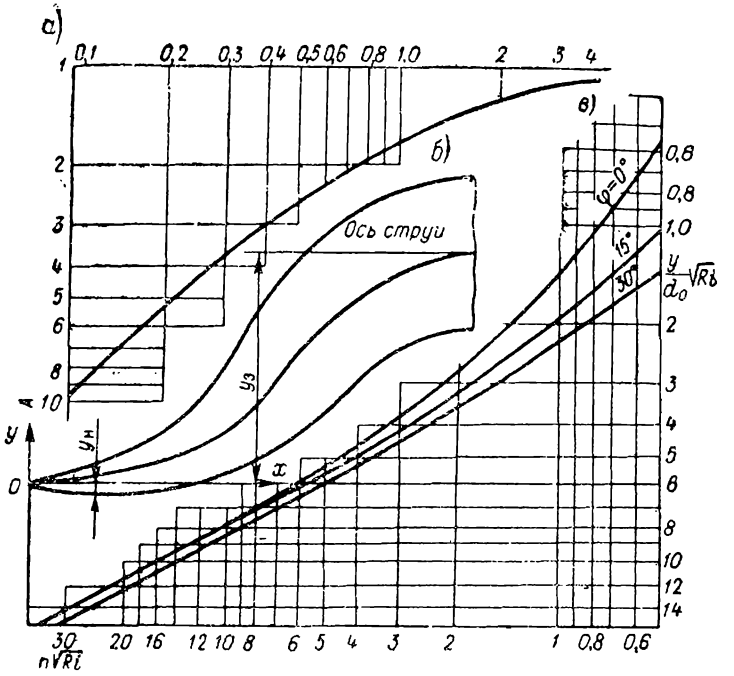


Рис. 9.17. Затопленная струя

а — график для определения высоты затопления струи; *б* — схема струи; *в* — график для определения начального разбавления *n*

$$A=0{,}695\,\frac{y_з}{d_0\sin\varphi_0}\left(\mathrm{Ri}\,\frac{\sigma d_0}{\rho_м-\rho_0}\right)^{0,4}\qquad B=5{,}1\,\sin\varphi_0\sqrt{\frac{\sigma d_0}{\mathrm{Ri}\,(\rho_м-\rho_0)}}$$

— вверху

где x и y — горизонтальная и вертикальная координаты центра рассматриваемого сечения от начала выпуска;

φ_0 — угол выхода струи к горизонту;

Ri — число Ричардсона:

$$\mathrm{Ri}=\frac{gd_0}{v_0^2}\cdot\frac{\rho_м-\rho_0}{\rho_м};$$

$\rho_м$ — плотность морской воды на уровне выпуска;

ρ_0 — плотность сточной жидкости;

v_0 — средняя скорость струи на выходе;

d_0 — диаметр выпускного отверстия.

Диаметр струи изменяется линейно в зависимости от ее

$$\frac{d_c}{d_0}=1+0{,}4\,\frac{s}{d_0}\approx 0{,}4\,\frac{y}{d_0}\sqrt{1+\left(\frac{x}{y}\right)^2}\qquad(9.137)$$

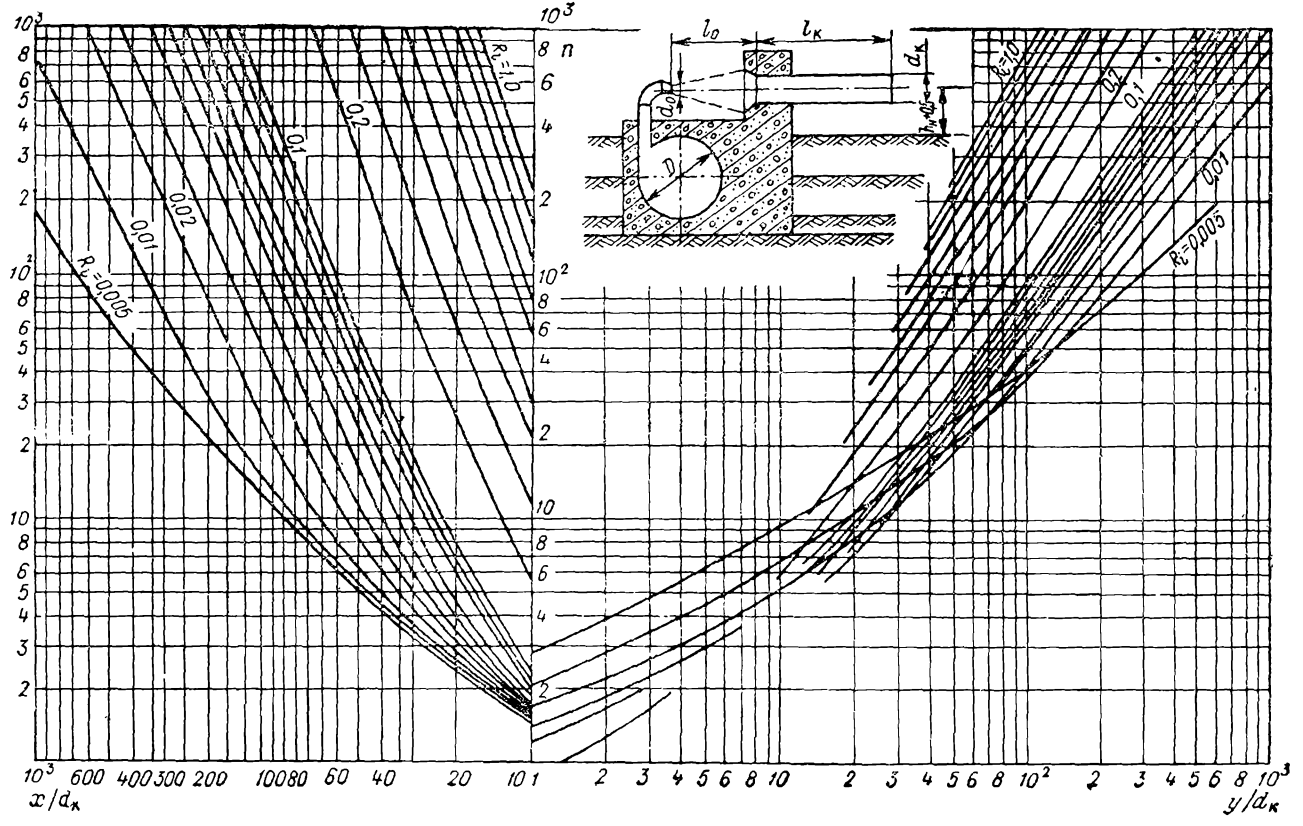

10^3
8
6
5
4
3
2
10^2
8
6
5
4
3
2
10
8
6
5
4
3
2
10^3
8
6
4
2
10^2
8
6
4
2
10
8
6
4
2
n
$R_к$=1,0
0,2
0,1
0,02
0,01
$R_к$=0,005
l_0
$l_к$
$d_к$
d_0
D
10^3 600 400 300 200 100 80 60 40 20 10 1 2 3 4 5 6 8 10 2 3 4 5 6 8 10^2 2 3 4 5 6 8 10^3
$x/d_к$
$y/d_к$

Рис. 9.18. График для определения начального разбавления в струях, выходящих из эжектирующей насадки

Горизонтальная составляющая осевой скорости изменяется по закону

$$\frac{u_x}{v_0} = 3{,}7 \cos^2 \varphi_0 \frac{d_0}{x}. \qquad (9.138)$$

Максимальный прогиб нижней границы струи (рис. 9.17, *б*) может быть найден из выражения

$$\frac{y_н}{Q_0} = \frac{2{,}16}{\sqrt{\mathrm{Ri}}} (0{,}24 - \mathrm{tg}\,\varphi_0)^{3/2} \cos^{3/2} \varphi_0. \qquad (9.139)$$

Для предотвращения размыва дна, а также для улучшения условий подхода морской воды к нижней части струи высота расположения оголовка должна быть на 0,5—1 *м* больше величины $y_н$.

Наличие вертикального градиента плотности в море в некоторых случаях приводит к тому, что струя сточных вод, разбавленная нижними более плотными слоями морской воды, не всплывает на поверхность и на промежуточном уровне образует затопленное «поле» сточных вод. Этим уровнем ограничивается длина струи, а следовательно, и начальное разбавление.

На рис. 9.17, *а* приведен график для определения высоты затопления $y_{зат}$ струи.

При горизонтальном направлении выпуска ($\varphi_0 = 0$)

$$\frac{y_{зат}}{d_0} = 0{,}252 \sqrt[4]{\mathrm{Ri}} \left(\frac{\rho_м - \rho_0}{\sigma d_0} \right)^{3/4} \qquad (9.140)$$

где σ — градиент плотности воды по глубине водоема.

Начальное разбавление может быть вычислено по формуле

$$n = \frac{0{,}86 \cos^{3,5} \varphi_0}{\sqrt{\mathrm{Ri}}} \left(1 + \frac{y^2}{x^2}\right) \sqrt{\left(\frac{y}{x} - \mathrm{tg}\,\varphi_0\right)\left[1 + \left(3\frac{y}{x} - 2\,\mathrm{tg}\,\varphi_0\right)^2\right]},$$

а при $\varphi_0 = 0$ (9.141)

$$n = \frac{0{,}484}{\sqrt[3]{\mathrm{Ri}}} \left[1 + 0{,}1\,\mathrm{Ri}^{2/3} \left(\frac{y}{d_0}\right)^{4/3}\right] \left(\frac{y}{d_0}\right)^{1/3} \sqrt{1 + 0{,}9\,\mathrm{Ri}^{2/3} \left(\frac{y}{d_0}\right)^{4/3}} \qquad (9.142)$$

На рис. 9.17, *в* представлены графики зависимости $n\sqrt{\mathrm{Ri}}$ от $\sqrt{\mathrm{Ri}}\,y/d_0$, подсчитанные по (9.141) и (9.142).

Процесс начального разбавления в море по глубине можно и интенсифицировать, согласно исследованиям В. Ф. Цвилинова, путем установки на выпуске сточных вод эжектирующих насадок (рис. 9.18), принуждающих к участию в разбавлении нижние слои морской толщи.

Максимальный коэффициент эжекции, равный отношению объемного расхода на выходе из насадки Q_c к рабочему расходу из сопла

Q_0, получился при $D = 1{,}3\ d_к$, $\alpha_к = 60°$, $l_к = (4 \div 5)d_к$ и $l_0 \approx$ $\approx (4 \div 5)d_к$:

$$n_э = \frac{Q_c}{Q_0} = 1{,}28\,\frac{d_к}{d_0} - 0{,}36. \qquad (9.143)$$

Оптимальное расстояние сопла от камеры смешения

$$l_0 = 3d_к - 2{,}1d_0. \qquad (9.144)$$

Начальное разбавление в струях, выходящих эжектирующей насадки и выраженных уравнением оси

$$\frac{y}{d_к} = \mathrm{Ri}\left(\frac{x}{d_к}\right)^{1{,}69} \qquad (9.145)$$

может быть определено по построенным нами графикам (рис 9.18).

Пример 5. Рассчитать рассеивающую часть выпуска сточных вод в море при следующих данных: расчетный расход сточных вод $Q_р = 1{,}35\ м^3/сек$, минимальный $Q_{мин} = 0{,}75\ м^3/сек$; плотность сточной жидкости $\rho_0 = 1000\ кг/м^3$, $БПК_{ст} = 120\ мг/л$; наибольшая гидравлическая крупность взвеси в сточной воде $w_0 = 2\ мм/сек$. В месте выпуска глубина водоема $H = 25\ м$; плотность морской воды у дна $\rho_м = 1014\ кг/м^3$; наименьший градиент плотности в купальный сезон $\sigma = 0{,}01\ кг/м^4$; $БПК_м$ морской воды $1{,}04\ мг/л$.

Необходимо, чтобы в купальный сезон сточная жидкость не всплывала на поверхность, а при всплытии ее в осенне-зимний сезон концентрация в смеси сточной и морской воды не превышала $2\ мг/л$ ($БПК_{доп} = 2\ мг/л$).

1. Определяем необходимое разбавление

$$n = \frac{БПК_{ст} - БПК_м}{БПК_{доп} - БПК_м} = \frac{120 - 1{,}04}{2 - 1{,}04} = 12$$

2. Принимаем угол истечения $\Phi_0 = 0$. По рис. 9.17, *в*, задаваясь рядом значений Ri при $n = 124$, находим $\bar{y} = y/d_0$, а затем вычисляем диаметры сечений выходных оголовков $d_0 = H/\bar{y}$ и скорости истечения

$$v_т = \sqrt{\frac{g\,(\rho_м - \rho_0)}{\rho_0} \cdot \frac{d_0}{\mathrm{Ri}}} = 0{,}37\sqrt{\frac{d_0}{\mathrm{Ri}}}$$

Расчет сведен в табл. 9.16.

Принимаем $d_0 = 15\ см$ и $v_т = 4\ м/сек$ (выбор меньшей скорости обусловлен тем, что здесь величина разбавления увеличивается с уменьшением скорости истечения).

3. Для этих начальных условий число Ричардсон

$$\mathrm{Ri}_р = \frac{9{,}81 \cdot 0{,}15\,(1014 - 1000)}{1000 \cdot 4^2} = 1{,}28 \cdot 10^{-3}.$$

Таблица 9.16

Зависимость d_0 и $v_т$ от Ri

Ri	0,2	0,1	0,08	0,06	0,04	0,02	0,01
$\bar{y}$	66	90	102	114	135	167	180
d_0, *м*	0,38	0,278	0,2	0,219	0,185	0,15	0,139
$v_т$, *м/сек*	1,14	1,95	2,2	2,88	3,94	7,16	13,8

Высота оголовков над дном при запасе в 0,5 *м*

$$y_{\text{ог}}=\frac{0{,}26d_0}{\sqrt{\text{Ri}}}+0{,}5=\frac{0{,}26\cdot 0{,}15}{\sqrt{1{,}28\cdot 10^{-3}}}+0{,}5=1{,}59\ м.$$

5. Глубина зоны начального разбавления

$$y_{\text{р}}=H-y_{\text{ог}}=25-1{,}59=23{,}4\ м.$$

6. При этой глубине разбавление составляет $n=148$, что несколько больше необходимого.

7. По (9.110) высота затопления

$$y_{\text{зат}}=0{,}252\sqrt[4]{\frac{4{,}15\cdot 10^{-3}}{(1{,}07\cdot 10^{-4})^3}}\cdot 0{,}15=60{,}6\cdot 0{,}15=9{,}09\ м.$$

По (9.136), при $y_{\text{зат}}/d_0=60{,}6$ вычисляем $x_{\text{зат}}/d_0$ и затем $y_{\text{зат}}/x_{\text{зат}}=0{,}784$. Диаметр струи, по (9.137),

$$d_{\text{с}}=0{,}4\cdot 60{,}6\sqrt{1+\frac{1}{0{,}784^2}}=39{,}2\cdot 0{,}15=6\ м.$$

Расстояние от дна до затопленного поля сточных вод

$$H_{\text{з}}=y_{\text{зат}}+0{,}5d_{\text{с}}+y_{\text{ог}}=13{,}9\ м<H.$$

Таким образом, сточная жидкость в купальный сезон на поверхность не всплывает.

8. При расчетной глубине $y_{\text{р}}$, по (9.136), будем

$$\frac{y_{\text{р}}}{x_{\text{р}}}=\sqrt[3]{3{,}16\cdot 10^{-2}\cdot 1{,}28\cdot 10^{-3}\left(\frac{23{,}4}{0{,}15}\right)^2}=0{,}99;$$

тогда расстояние между оголовками выпуска

$$l=0{,}4y_{\text{р}}\sqrt{1+\frac{x_{\text{р}}^2}{y_{\text{р}}^2}}=0{,}4\cdot 23{,}4\sqrt{2}=13{,}3\ м.$$

9. Принимаем $\beta_{\text{доп}}=1{,}085$. Скорость истечения из последнего по ходу воды оголовка

$$v_{0\,\text{к}}=\frac{v_{\text{т}}}{\beta_{\text{доп}}}=\frac{4{,}0}{1{,}085}=3{,}69\ м/сек,$$

10. Число оголовков, по (9.132),

$$k=\frac{8Q_{\text{р}}}{\pi v_{\text{ок}}\left(1+\beta_{\text{доп}}\right)d_0^2}=\frac{1{,}35}{0{,}393\ (1{,}085+1)\cdot 3{,}69\cdot 0{,}15^2}=19{,}7.$$

Принимаем $k=20$. Общая длина рассеивающей части

$$L=l\ (k-1)=13{,}3\cdot 19=252\ м.$$

12. Принимаем диаметр цилиндрической части оголовка $d_{\text{ц}}=0{,}4\ м$:

$$\frac{d_{\text{ц}}}{d_0}=\frac{0{,}4}{0{,}15}=2{,}66>2{,}5.$$

Относительная длина оголовка $l/d_{\text{ц}}=1{,}59/0{,}4=4$. При этих условиях $\varphi=0{,}95$.

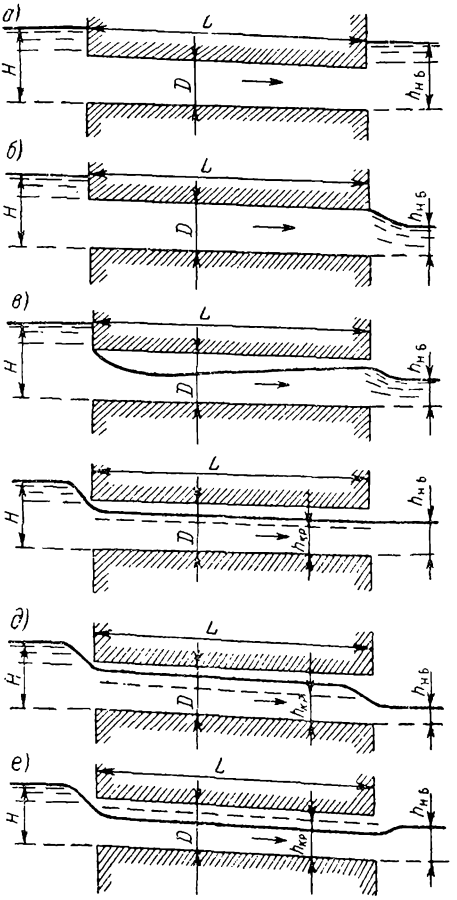


Рис. 9.19. Типы движения воды через кульверты

13. Наибольший диаметр трубопровода, при котором взвесь не будет осаждаться на последнем его участке, согласно (9.134),

$$d \leqslant \frac{v_{ок} d_0^2 Q_{мин}}{2w_0 l Q_р} =$$

$$= 0{,}5\,\frac{3{,}69 \cdot 0{,}15^2}{1{,}8 \cdot 0{,}002 \cdot 13{,}3} = 0{,}868 \text{ м}.$$

Чтобы избежать заиливания, диаметр трубопровода не должен превышать 800 *мм*.

Принимаем рассеивающий выпуск в две ветви ($N = 2$), удельное сопротивление

$$A \leqslant \frac{0{,}5N^3(\beta_{доп} - 1)}{\varphi^2 k^2 d_0^4 L} =$$

$$= 736 \cdot 10^{-5} \text{ сек}^2/\text{м}^6;$$

этому сопротивлению отвечает трубопровод диаметром 800 *мм*.

§ 9.10. ПРОПУСК ВОДЫ ЧЕРЕЗ КУЛЬВЕРТЫ

Водопропускная труба работает полным сечением при затопленном или незатопленном выходе, при высоком уровне в верхнем бьефе и большой длине трубы. Если уровень в верхнем бьефе ниже критического уровня H^*, водопропускная труба при незатопленном выходе не будет работать полным сечением. Значение H^* колеблется от 1,2 до 1,5 высоты водопропускной трубы в зависимости от геометрии входа, характеристик трубы и условий подхода. Для предварительного анализа можно использовать верхний предел H^* [71].

Движение воды в водопропускной трубе кульверты можно разделить на шесть типов (рис. 9.19):

тип 1 (*а*) — затопленный выход: $h_{н.б} > D$; $H > D$; полное заполнение;

тип 2 (*б*) — незатопленный выход: $h_{н.б} < D$; уровень воды в верхнем бьефе выше критического уровня $H^* = (1{,}2 \div 1{,}5)D$: полное заполнение трубы согласно критериям, приведенным на рис. 9.20; такая труба является гидравлически длинной;

тип 3 (*в*) — $h_{п.б} < D$, $H > H^*$, но согласно критериям на рис. 9.20 должно быть частичное наполнение трубы; в этом случае трубы называют гидравлически короткими.

тип 4 (*г*) — уровень воды в верхнем бьефе ниже критического положения ($H < H^*$), уровень воды в нижнем бьефе выше линии критической глубины ($h_{п.б} > h_{кр}$);

тип 5 (*д*) — $H < H^*$; $h_{в.б} < h_к$ уклон трубы докритический ($i_0 < i_{кр}$);

тип 6 (*е*) — $H < H^*$; $h_{п.б} < h_{кр}$; $i_0 > i_{кр}$; уклон трубы сверхкритический.

Первые два типа движения (рис. 9.19, *а* и *б*) представляют собой поток в трубе; при движении воды по типу 3 водопропускная труба работает подобно отверстию с коэффициентом расхода 0,45—0,75; при движении воды по типам 4, 5 и 6 труба работает подобно водосливу с коэффициентом расхода около 0,1.

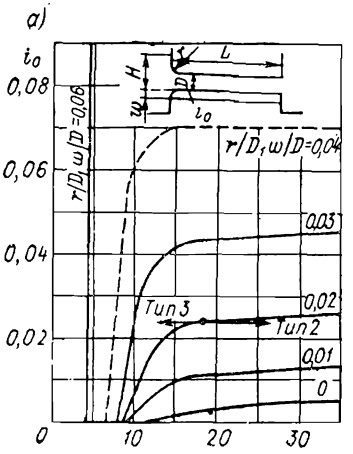
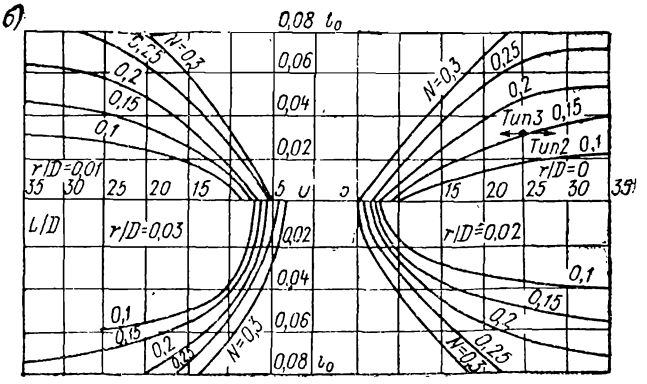


Рис. 9.20. Критерии для гидравлически коротких и длинных труб

а — бетонных, круглого и прямоугольного сечения с заостренным, закругленным или скошенным входом; *б* — круглого сечения с шероховатой волнистой поверхностью при $r/D = 0 \div 0{,}03$; $N = 20n^2H^*/R^{4/3}$

По осям абсцисс — L/D



тип 3 (*в*) — $h_{п.б} < D$, $H > H^*$, но согласно критериям на рис. 9.20 должно быть частичное наполнение трубы; в этом случае трубы называют гидравлически короткими.

тип 4 (*г*) — уровень воды в верхнем бьефе ниже критического положения ($H < H^*$), уровень воды в нижнем бьефе выше линии критической глубины ($h_{п.б} > h_{кр}$);

тип 5 (*д*) — $H < H^*$; $h_{в.б} < h_к$ уклон трубы докритический ($i_0 < i_{кр}$);

тип 6 (*е*) — $H < H^*$; $h_{п.б} < h_{кр}$; $i_0 > i_{кр}$; уклон трубы сверхкритический.

Первые два типа движения (рис. 9.19, *а* и *б*) представляют собой поток в трубе; при движении воды по типу 3 водопропускная труба работает подобно отверстию с коэффициентом расхода 0,45—0,75; при движении воды по типам 4, 5 и 6 труба работает подобно водосливу с коэффициентом расхода около 0,1.

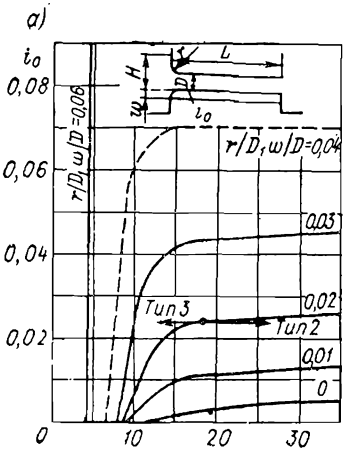
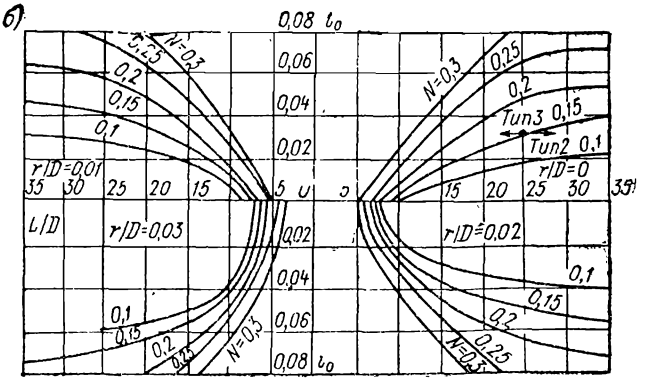


Рис. 9.20. Критерии для гидравлически коротких и длинных труб

а — бетонных, круглого и прямоугольного сечения с заостренным, закругленным или скошенным входом; *б* — круглого сечения с шероховатой волнистой поверхностью при $r/D = 0 \div 0{,}03$; $N = 20n^2H^*/R^{4/3}$

По осям абсцисс — L/D



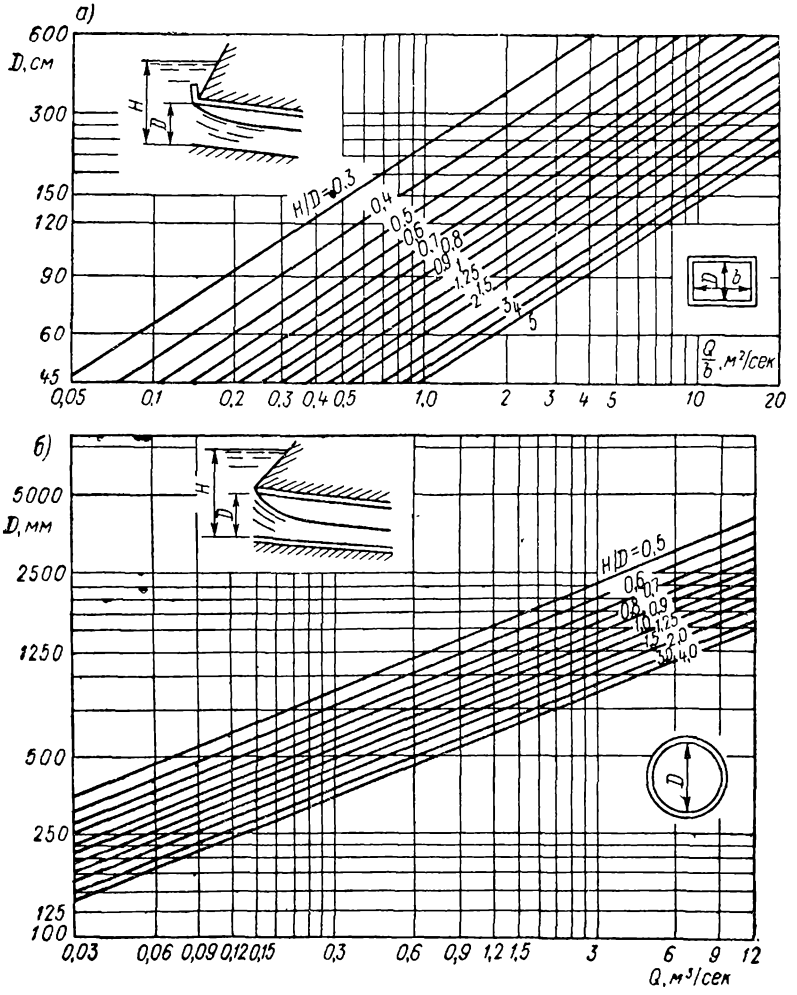


Рис. 9.21. Расчетные графики водопропускных труб

а — прямоугольного сечения; *б* — круглого сечения

Оценка пропускной способности этих труб может быть произведена по графикам, представленным на рис. 9.21, *а* и *б*, для водопропускных труб прямоугольного и круглого сечений, имеющих вход с заостренными кромками. Для водопропускных труб, имеющих вход с закругленными кромками, значение $H_з/D$ может быть приближенно установлено согласно данным табл. 9.17

Таблица 9.17

Отношение головного напора $H_з$ к высоте D водопропускных труб с закругленными кромками входа

Форма сечения труб	Выражение отношения $H_з/D$ при его величине		
	< 1		$>1{,}5$
Круглые	$0{,}97\,H_{ост}/D$	$0{,}87\,H_{ост}/D$	$1{,}09 + 0{,}1\,H_{ост}/D$
Прямоугольные	$H_{ост}/D$	$0{,}36 + 0{,}64\,H_{ост}/D$	$0{,}62 + 0{,}46\,H_{ост}/D$

Глава десятая

НЕРАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ И КОЛЛЕКТОРАХ

§ 10.1. ОСНОВНЫЕ УРАВНЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ

Основное уравнение для установившегося плавно изменяющегося движения жидкости в открытом канале (русле) имеет вид:

$$I = i_0 - \frac{dh}{dl} = -\frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) + \frac{Q^2}{K^2}, \qquad (10.1)$$

или

$$\frac{dh}{dl} - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3}\cdot\frac{d\omega}{dl} = i_0 - i_f, \qquad (10.1a)$$

где

$$\frac{d\omega}{dl} = \frac{\partial\omega}{dl} + B\frac{dh}{dl};$$

для цилиндрических каналов $\partial\omega/\partial l = 0$; z — ордината кривой свободной поверхности потока; $i_f = Q^2/K^2$.

Возьмем в потоке два сечения n и $n+1$, расположенные достаточно близко друг от друга. Тогда уравнение (10.1), написанное в конечных разностях для участка потока, ограниченного этими сечениями, будет иметь вид:

$$\delta l = \frac{(h_{n+1} + \alpha v_{n+1}^2/2g) - (h_n + \alpha v_n^2/2g)}{i_0 - \bar{i}_f} = \frac{\delta\mathcal{E}}{i_0 - \bar{i}_f}, \qquad (10.2)$$

где $\delta\mathcal{E}$ — изменение удельной энергии сечения на длине δl;

$\bar{i}_f$ — среднее постоянное значение уклона трения в пределах рассматриваемого участка.

Разбивая заданный поток по длине на ряд участков и применяя к каждому из них уравнение (10.2), можно построить кривую свободной поверхности потока в русле или найти расстояние l между сечениями 1—1 и 2—2, глубины в которых равны h_1 и h_2:

$$l = \sum_{k=1}^{m} \frac{\delta\mathcal{E}_k}{i_0 - \bar{i}_{fk}}, \qquad (10.3)$$

где m — число участков, взятых между сечениями 1—1 и 2—2.

§ 10.2. РАСЧЕТ КРИВЫХ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ НА ЦВМ

При расчете кривых свободной поверхности на ЦВМ используется конечно-разностное уравнение (10.2). Программу целесообразно составлять для наиболее общего случая — непризматического русла с переменным (плавно изменяющимся) по длине потока уклоном дна i_0. Площадь поперечного сечения ω и смоченный периметр χ табулируют в зависимости от глубины h и расстояния от начального створа l и задают в виде матриц. При составлении таких таблиц рекомендуется использовать планиметр и курвиметр.

Уклон дна i_0 задается для нескольких сечений. Перед счетом вводят в память машины коэффициент шероховатости канала n, координату l_0 начального сечения, глубину воды в нем h_0, предельные координаты свободной поверхности $l_м$ и $h_м$, а также максимальный горизонтальный шаг построения кривой $\Delta l'$ и начальный вертикальный шаг Δh.

Расстояние между сечениями n и $n+1$ находят следующим образом: принимают $l_{n+1} = l_n + \Delta l'$, $h_{n+1} = h_n + \Delta h$ и по этим данным определяют ω_{n+1}, χ_{n+1}, $i_{0,\,n+1}$, подсчитывают гидравлический радиус, коэффициент Шези C_{n+1}, удельную энергию сечения ϑ_{n+1} и уклон трения $i_{f,\,n+1}$. Расстояние между сечениями рассчитывают по (10.2). Полученное расстояние Δl, как правило, будет отличаться от ранее принятого $\Delta l'$. При несущественном отличии координаты l_{n+1} и h_{n+1} фиксируют. При существенном отличии и $\Delta l > \Delta l'$ вертикальный шаг Δh уменьшают в два раза и повторяют подсчеты с самого начала (с определения h_{n+1}). В противном случае принимают горизонтальный шаг равным $0{,}5(\Delta l + \Delta l')$ и подсчет повторяют с момента определения l_{n+1}.

Вычисления заканчивают после достижения координатами l_n и h_n граничных значений.

Призматические русла и русла с постоянным уклоном дна рассчитывают в том же порядке, однако объем вводимой в память машины первоначальной информации о русле значительно меньше: площади, смоченные периметры и уклон задают лишь для двух сечений (створов).

§ 10.3. РАСЧЕТ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ В КАНАЛАХ С ПОМОЩЬЮ ПОКАЗАТЕЛЬНЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ

При интегрировании уравнения (10.1) движения потока в цилиндрических каналах широко используется показатель Б. А. Бахметьева (8.37), а также гидравлический показатель y потока в критическом состоянии (8.44) (рис. 10.1).

На основе показательного закона Бахметьева (8.37) получены следующие уравнения:

а) для каналов с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$)

$$\frac{i_0 l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{ср})\,[Б(\eta_2, x) - Б(\eta_1, x)], \qquad (10.4)$$

где $\eta_2 = \eta_2/h_0$, $\eta_1 = h_1/h_0$ — относительные глубины в конце и в начале участка, расстояние между которыми l;

h_0 — нормальная глубина;

$$j_{ср} = \left(\frac{\alpha C^2 i_0 B}{g\chi}\right)_{ср}; \qquad (10.5)$$

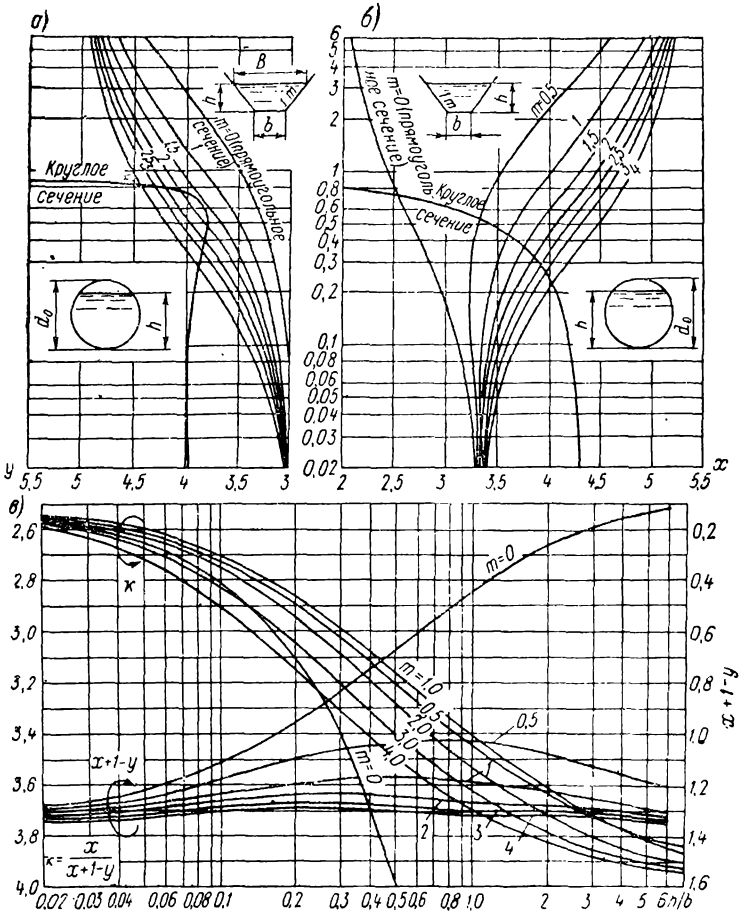


Рис. 10.1. Расчетные графики показателей
а — К. А. Михайлова — *y*; *б* — Б. А. Бахметьева — *x*; *в* — их сочетаний в зависимости от *h*/*b*

C, χ и B — коэффициент Шези, смоченный периметр и ширина потока поверху (принимаются средними для участка l);

i_0 — уклон дна канала;

g — ускорение силы тяжести;

$Б(\eta, x) = \int \frac{d\eta}{1-\eta^x}$ — функции относительной глубины при η_2 и η_1;

б) для каналов с обратным уклоном ($i < 0$)

$$\frac{i_0' l}{h_0'} = (\zeta_1 - \zeta_2) + (1 + j_{ср}')[B(\zeta_2, x) - B(\zeta_1, x)], \qquad (10.6)$$

i_0' — абсолютная величина уклона дна канала $i_0' = |i_0|$;

h_0' — фиктивная нормальная глубина, т. е. глубина равномерного движения потока в канале с уклоном i_0;

$$\zeta_1 = \frac{h_1}{h_0}; \quad \zeta_2 = \frac{h_2}{h_0}; \quad \cdot' = \frac{\alpha i_0' C^2 B}{g\chi};$$

$$B(\zeta, x) = \int \frac{d\zeta}{1 + \zeta^x} = 2\int \frac{d\zeta}{1 - \zeta^{2x}} - \int \frac{d\zeta}{1 - \zeta^x} = 2Б(\zeta, 2x) - Б(\zeta, x);$$

в) для каналов с горизонтальным дном ($i_0 = 0$)

$$\frac{i_{кр} l}{h_{кр}} = j_{кр.\,ср}(\xi_2 - \xi_1) - \frac{1}{x+1}\left(\xi_2^{x+1} - \xi_1^{x+1}\right) =$$

$$= j_{кр.\,ср}(\xi_2 - \xi_1) - [Б_0(\xi_2, x) - Б_0(\xi_1, x)], \qquad (10.7)$$

где $i_{кр}$ — критический уклон;

$h_{кр}$ — критическая глубина;

$$j_{кр.\,ср} = \left(\frac{\alpha i_{кр} C^2 B}{g\chi}\right)_{ср};$$

C, B и χ — отвечают действительной глубине (а не критической).

Во многих пособиях по гидравлике приведены таблицы значений функций $Б(\eta)$, $B(\zeta)$ и $Б_0(\xi)$. На рис. 10.2 эти функции представлены в виде кривых при четырех значениях гидравлического показателя: $x = 2$; 3; 4 и 5. Можно считать:

при $\eta \leqslant 0{,}85$

$$Б(\eta) = \eta(1 - \eta^x)^{-\frac{1}{x+1}}. \qquad (10.8)$$

при $\eta > 1{,}2$

$$Б(\eta) = \frac{\eta^{1-x}}{x-1}(1 - \eta^{-x})^{\frac{1-x}{2x-1}} \qquad (10.9)$$

при $\zeta \leqslant 1$

$$B(\zeta) = \zeta(1 + \zeta^x)^{-\frac{1}{x+1}}; \qquad (10.10)$$

при $\zeta \geqslant 1$

$$B(\zeta) = 2^{-\frac{1}{x+1}} + \frac{1}{x-1} \cdot 2^{\frac{1-x}{2x-1}} - \frac{\zeta^{1-x}}{x-1}(1 + \zeta^{-x})^{\frac{1-x}{2x-1}}. \qquad (10.10а)$$

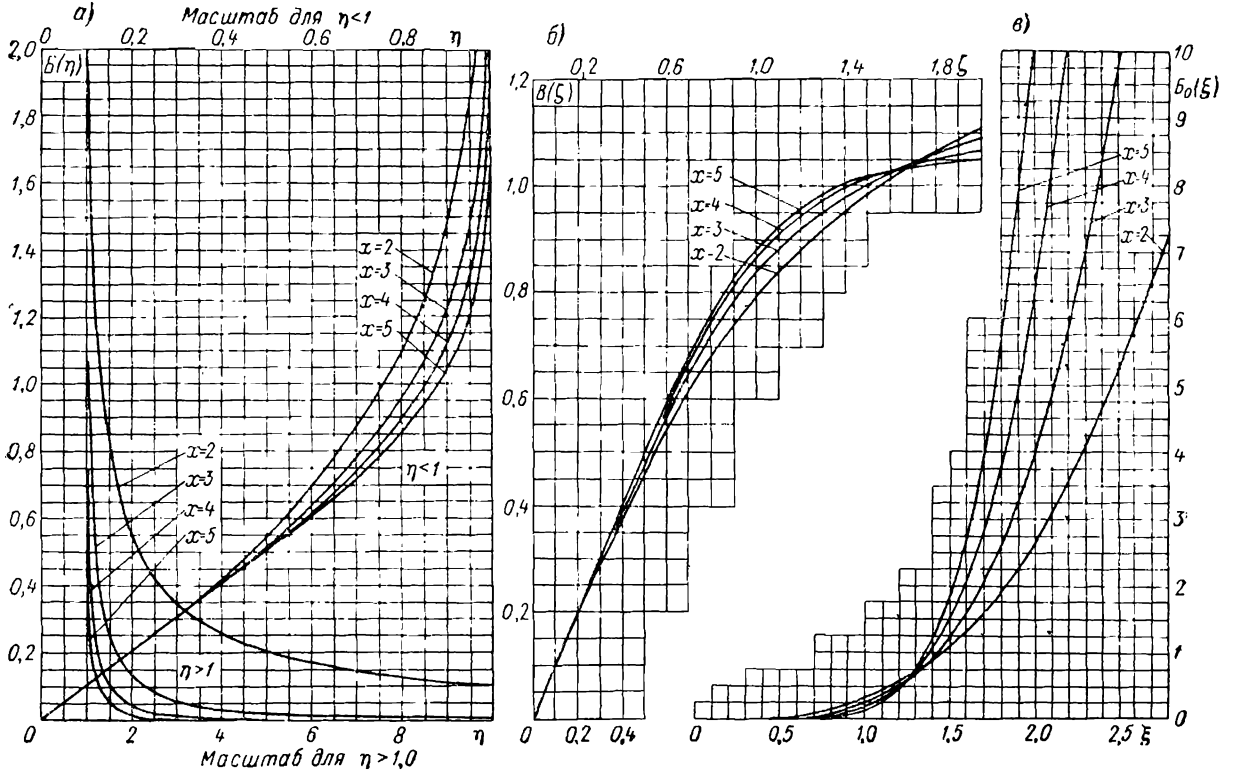

а)
Масштаб для η<1
0
0,2
0,4
0,6
0,8
η
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
б(η)
x=2
x=3
x=4
x=5
η<1
η>1
0
2
4
6
8
η
Масштаб для η>1,0
б)
0,2
0,6
1,0
1,4
1,8 ζ
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
в(ζ)
x=5
x=4
x=3
x-2
0
0,2
0,4
в)
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
$б_0(\xi)$
x=5
x=4
x=3
x=2
0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5 ξ

Рис. 10.2. Изменение функций $Б$, $В$ и $Б_0$ в зависимости от гидравлического показателя русла x и соответственно от аргумента: *а* — от η; *б* — от ζ; *в* — от ξ

По способу К. А. Михайлова с использованием показательных законов (8.37) и (8.44) имеем:

а) для каналов с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$)

$$\frac{i_0 l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - [Б(\eta_2, x) - Б(\eta_1, x)] + \left(\frac{h_{кр}}{h_0}\right)^y \frac{Б(M_2, \varkappa) - Б(M_1, \varkappa)}{x + 1 - y}, \quad (10.11)$$

$M = \eta^{x/\varkappa} = \eta^{x+1-y}$ — функция Леви; $\varkappa = x/(x + 1 - y)$; индекс 1 и 2 относятся к сечениям 1 и 2, находящимся на расстоянии l;

б) для каналов с горизонтальным дном ($i_0 = 0$)

$$\frac{i_{кр} l}{h_{кр}} = \frac{\xi_2^{x+1-y} - \xi_1^{x+1-y}}{x + 1 - y} + \frac{\xi_1^{x+1} - \xi_2^{x+1}}{x + 1} = Б_0(\xi_2, x - y) - Б_0(\xi_1, x - y) - Б_0(\xi_2, x) + Б_0(\xi_1, x); \quad (10.12)$$

в) для каналов с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$)

$$\frac{i_0' l}{h_0'} = B(\zeta_2, x) - B(\zeta_1, x) - (\zeta_2 - \zeta_1) + \left(\frac{h_{кр}}{h_0'}\right)^y \frac{B(I_2, \varkappa) - B(I_1, \varkappa)}{x + 1 - y}, \quad (10.13)$$

где

$$I = \zeta^{x/\varkappa} = \zeta^{x+1-y}.$$

Значения $Б(M, \varkappa)$ и $B(I, \varkappa)$ находят по тем же таблицам для $Б(\eta, x)$ и $B(\zeta, x)$, но с заменой η и x или ζ и x в них соответствующими значениями M и $\varkappa$ или I и $\varkappa$.

§ 10.4. РАСЧЕТ НЕРАВНОМЕРНОГО БЕЗНАПОРНОГО ДВИЖЕНИЯ В КОЛЛЕКТОРАХ

Принимая во внимание, что отношение модулей расхода зависит только от степени наполнения коллектора, т. е. $K/K_п = f(h/H) = f(a)$, где $K_п$ — модуль расхода коллектора при полном заполнении его, из дифференциального уравнения

$$\frac{i_0\, dl}{H} = \frac{f^2(a)(1 - \alpha Q^2 B/g\omega^3)}{f^2(a) \mp Q^2/Q_п^2}\, da \quad (10.14)$$

путем численного интегрирования получим:

$$\frac{i_0 l}{H} = \Phi\left(a_1, \frac{Q}{Q_п}\right) - \Phi\left(a_2, \frac{Q}{Q_п}\right) - \frac{\alpha Q^2}{gH^3}\left[\Psi\left(a_1, \frac{Q}{Q_п}\right) - \Psi\left(a_2, \frac{Q}{Q_п}\right)\right]. \quad (10.15)$$

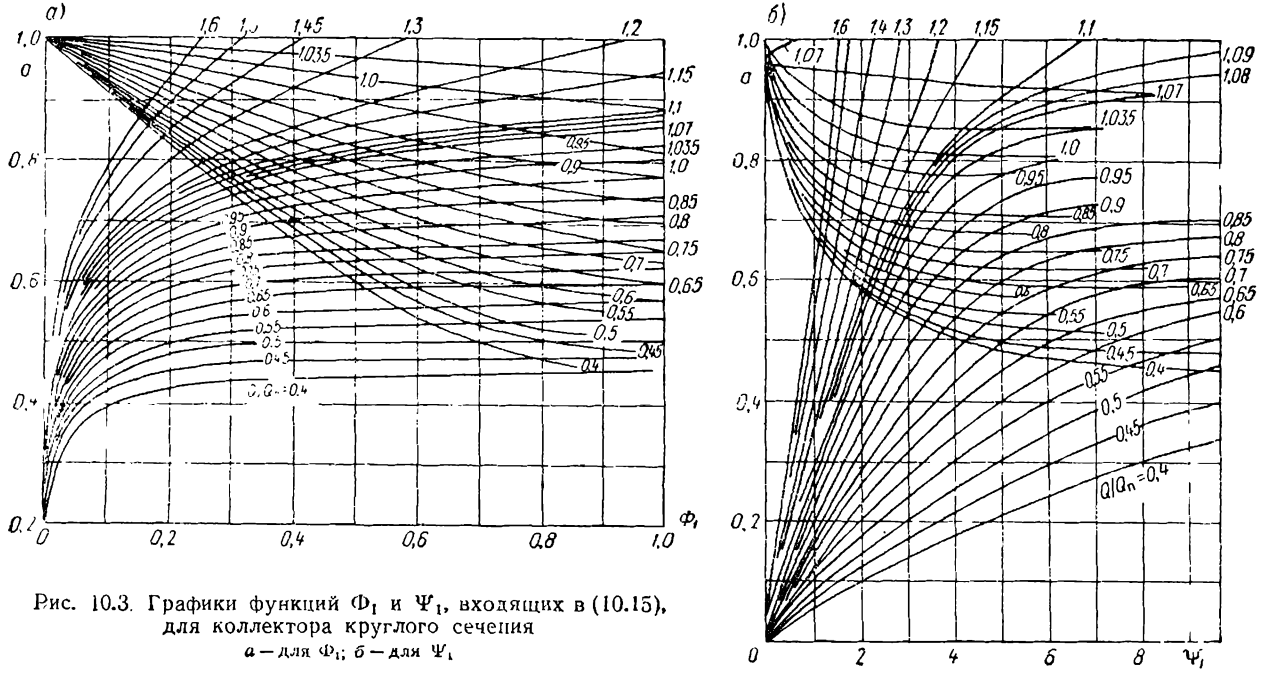


Рис. 10.3. Графики функций Φ_1 и Ψ_1, входящих в (10.15), для коллектора круглого сечения

а — для Φ_1; *б* — для Ψ_1

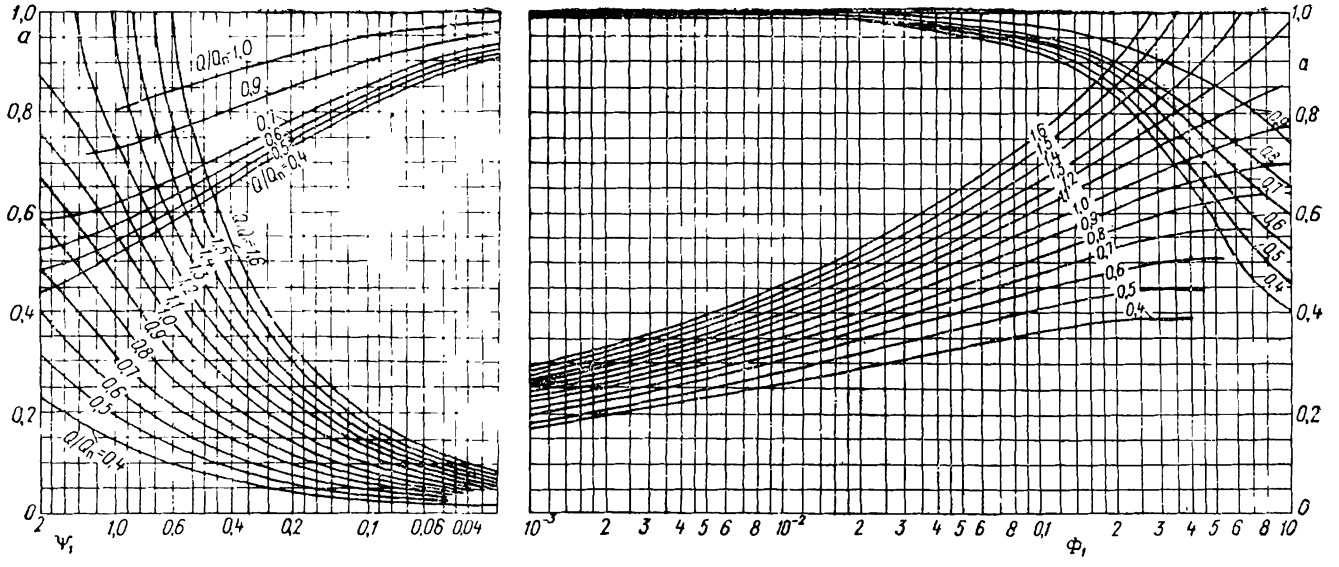


Рис. 10.4. Графики функций Φ_1 и Ψ_1, входящих в (10.15), для коллектора лоткового сечения

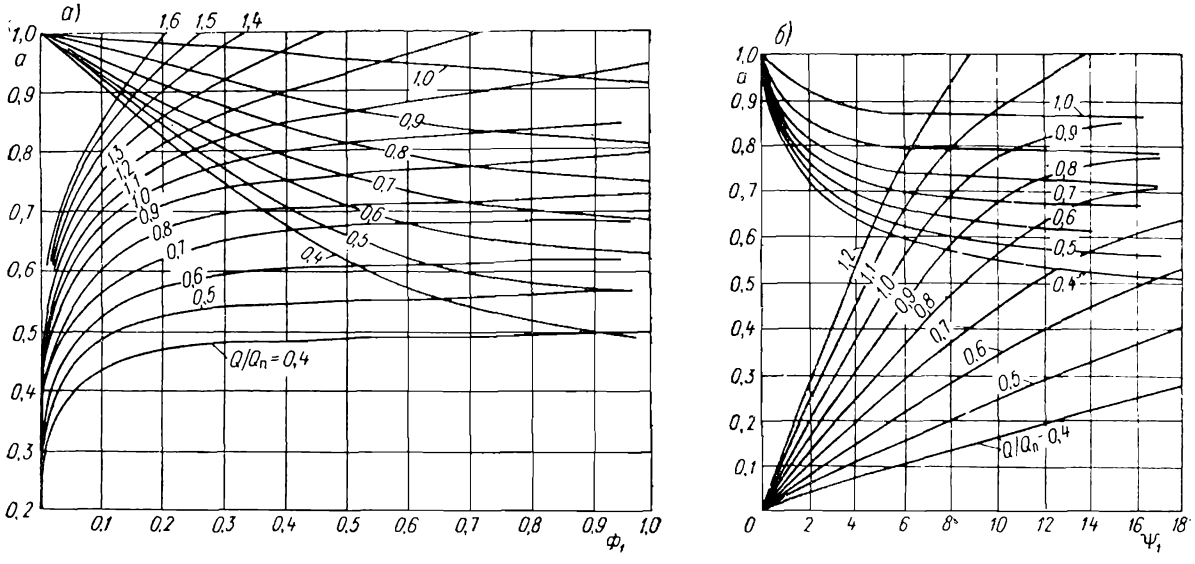


Рис. 10.5. Графики функций Φ_1 и Ψ_1, входящих в (10.15), для коллектора овоидального сечения

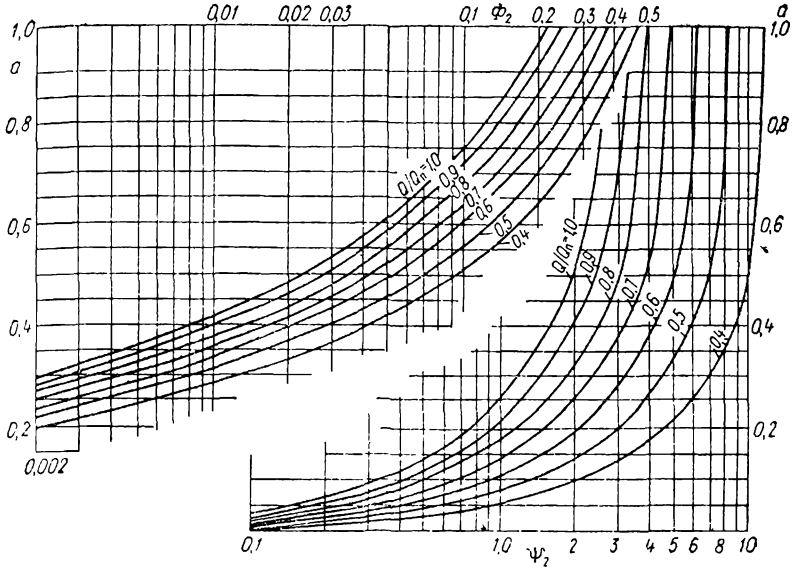


Рис. 10.6. Графики функций Φ_2 и Ψ_2, входящих в (10.15), для коллектора круглого сечения

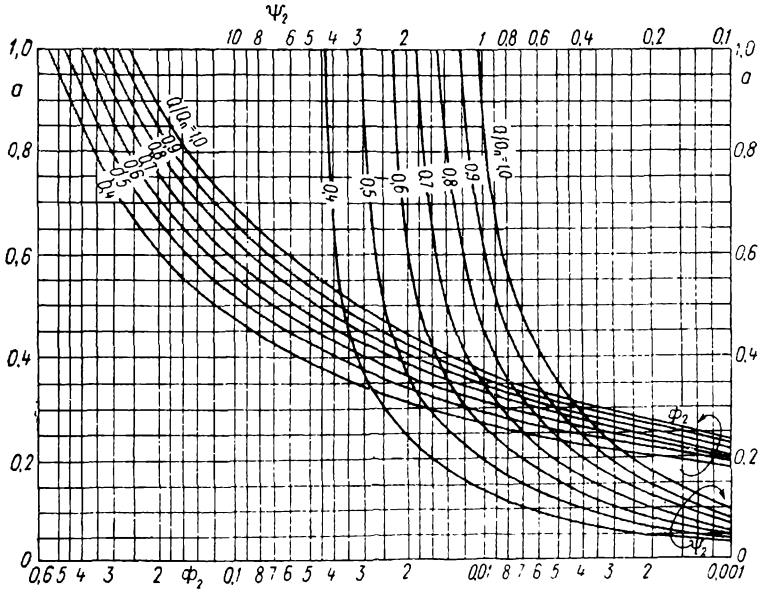


Рис. 10.7. Графики функций Φ_2 и Ψ_2, входящих в (10.15), для коллектора лоткового сечения

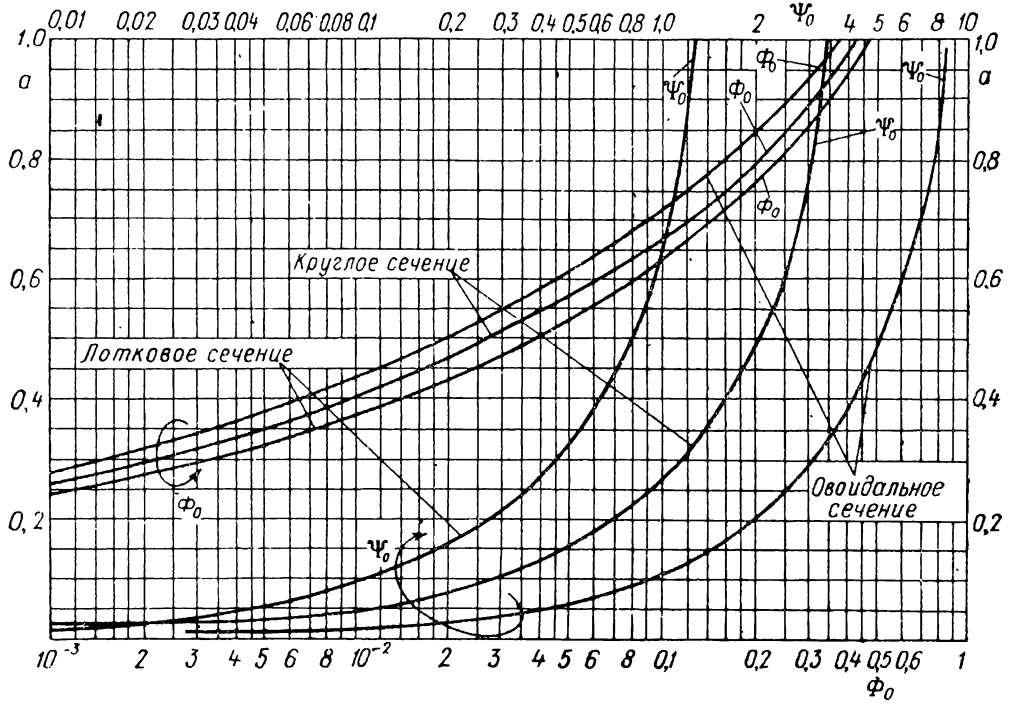


Рис. 10.8. Значения функций Φ_0 и Ψ_0, входящих в (10.16), для коллекторов круглого, лоткового и овоидального сечений

Значения Φ_1 и Ψ_1 для коллекторов с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$) даны на рис. 10.3—10.5, а Φ_2 и Ψ_2 для коллекторов с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$) — на рис. 10.6—10.7, графики которых построены нами на основании расчетов на ЭВМ.

Для коллекторов с горизонтальным дном ($i_0 = 0$)

$$\frac{Q^2 l}{K_{\text{п}}^2 H} = \frac{\alpha Q^2}{gH^5}[\Psi_0(a_2) - \Psi_0(a_1)] - [\Phi_0(a_2) - \Phi_0(a_1)]. \quad (10.16)$$

Значения Φ_0 и Ψ_0 приведены на рис. 10.8.

Пример 1. В конце коллектора $d = 2000$ *мм*, проложенного с уклоном $i_0 = 0{,}001$, имеется насосная станция с приемным резервуаром. Расход коллектора при наполнении $a = h/d = 0{,}55$ составляет $Q = 2532$ *л/сек*. Отметка лотка коллектора у приемного резервуара насосной станции $\nabla_{\text{к}} = +10$ *м*.

Отметка уровня сточной жидкости в приемном резервуаре насосной станции при равномерном ее движении по всей длине коллектора

$$\nabla_0 = \nabla_{\text{к}} + h_0 = 10 + ad = 10 + 1{,}1 = 11{,}1 \text{ м}.$$

При повышении уровня воды в приемном резервуаре выше Δ_0 в коллекторе начнет создаваться подпор и возможно заиливание из-за уменьшения скорости.

Минимальная отметка уровня сточной жидкости в конце коллектора может быть определена по величине критической глубины $h_{\text{кр}} = 0{,}772$ *м* с учетом, что на кромке перепада минимальная глубина равна $0{,}75h_{\text{кр}}$: $\nabla_{\text{мин}} = 10 + 0{,}75h_{\text{кр}} = 10 + 0{,}58 = 10{,}58$ *м*.

Поскольку по условиям задачи $h_0 > h_{\text{кр}}$, то состояние потока сточных вод в коллекторе спокойное.

Определим длину кривой спада при условии, что в конце коллектора установится критическая глубина $h_{\text{кр}} = 0{,}772$ *м*, а глубина в начале кривой спада $h_1 = h_0 - 0{,}025$ *м* $= 1{,}1 - 0{,}025 = 1{,}075$ *м*. При этих данных $a_1 = 0{,}537$; $a_2 = 0{,}386$; $Q_{\text{п}} = 4335$ *л/сек*; $Q/Q_{\text{п}} = 0{,}584$. По рис. 10.3 находим: $\Phi_1(a_1) = 0{,}4$; $\Phi_1(a_2) = 0{,}03$; $\Psi_1(a_1) = 9$; $\Psi_1(a_2) = 5$.

По (10.15) получаем:

$$l = \frac{d}{i_0}[(0{,}4 - 0{,}03) - 0{,}0203(9 - 5)] = 2000(0{,}38 - 0{,}08) = 580 \text{ м}.$$

§ 10.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

Гидравлическим прыжком называется резкое увеличение глубины потока от величины h_1, меньшей $h_{\text{кр}}$, до величины h_2, большей $h_{\text{кр}}$, т. е. через гидравлический прыжок бурный поток переходит в спокойный (рис. 10.9).

Величина $a_{\text{п}}$, показанная на чертеже, называется высотой прыжка, $l_{\text{п}}$ — длиной прыжка. Глубины в сечениях *1—1* и *2—2*, ограничивающих прыжок, называются сопряженными (или взаимными).

При небольшом уклоне дна цилиндрического канала эти глубины связаны между собой основным уравнением прыжка

$$\frac{\alpha_{02} Q^2}{g\omega_2} + z_2\omega_2 = \frac{\alpha_{01} Q^2}{g\omega_1} + z_1\omega_1, \quad (10.17)$$

где z_1 и z_2 — заглубления отметок центров тяжести первого и второго сечений от поверхности жидкости;

ω_1 и ω_2 — живые сечения потока до и после прыжка.

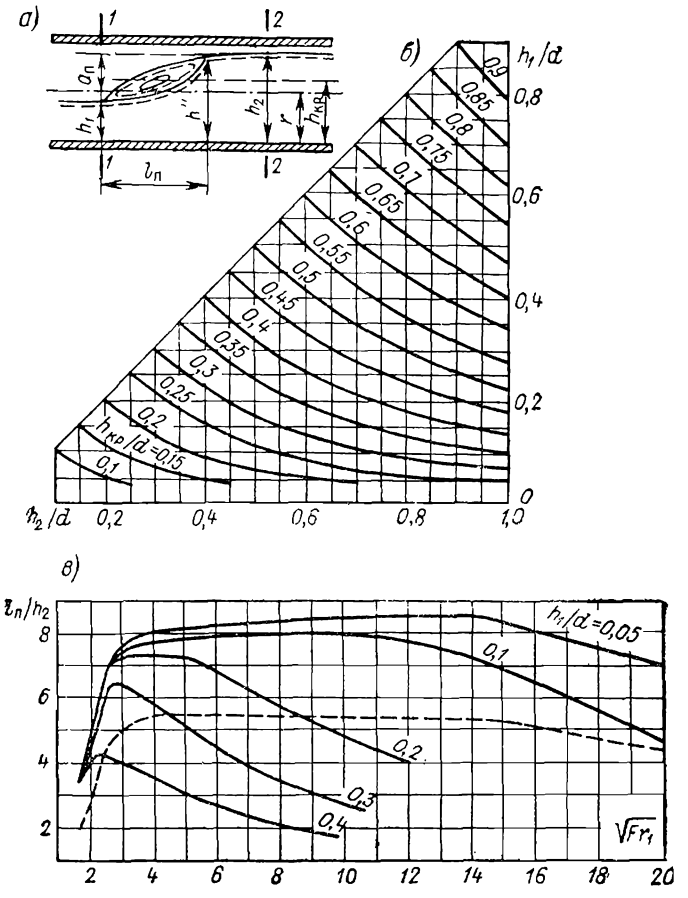


Рис. 10.9. Гидравлический прыжок в круглоцилиндрической трубе

а — схема; *б* — график для определения взаимных глубин; *в* — график для определения длины прыжка

По исследованиям Л. Б. Калинской, коэффициент количества движения α_0'' в прямоугольном сечении в конце водоворота выражается зависимостью

$$\alpha_0'' = 1 + 0{,}445\left(\sqrt[4]{\mathrm{Fr}_1} - 1\right), \tag{10.18}$$

а в трубе круглого сечения

$$\alpha_0'' = 1 + 0{,}2\left(\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 1\right), \tag{10.18а}$$

где $\mathrm{Fr}_1 = v_1^2/gh_1$ — число Фруда в сечении перед прыжком.

Таблица 10.1

Отношение силы давления P_2' в сечении за вальцом к силе P_2 при гидростатическом законе распределения давления

P_2'/P_2	0,8	0,82		0,91	0,92	0,94	

В послепрыжковой области происходит дальнейшее преобразование и рассеивание энергии; в конце этой области устанавливается глубина спокойного потока $h_2 > h''$.

$$h'' = h_2 - 0{,}08\,(h_2 - h_1)\frac{h_{кр}}{r}. \qquad (10.19)$$

Согласно исследованиям Б. Ф Левицкого и В. Д. Павленко, коэффициент количества движения α_0, учитывающий неравномерность распределения и пульсацию скоростей, для прыжка в круглоцилиндрической трубе выражается зависимостью

$$\alpha_{0,2} = 0{,}7\sqrt[6]{\mathrm{Fr}_1}\,\frac{h_2}{h_{кр}}. \qquad (10.20)$$

Распределение давления в сечении непосредственно за вальцом не подчиняется гидростатическому закону, а сила давления P_2' составляет часть от силы P_2, полученной в предположении гидростатического закона распределения давления (табл. 10.1).

Для определения взаимных глубин могут быть использованы графики на рис. 10.9, *б*, 10.10 и 10.13.

Приближенно сопряженные глубины можно определять по формулам:

при $h_2/h_{кр} < 3{,}5$

$$\frac{h_1}{h_{кр}} = \frac{h_{кр}}{h_2}(1 + c) - c, \qquad (10.21)$$

где $c = 0{,}16$ — для каналов параболического, прямоугольного и круглого сечений;

$c = 0{,}13$ — для каналов треугольного сечения;

для трапецеидального канала *:

при $mh_{кр}/b \leqslant 1{,}0$

$$c = 0{,}16 + 0{,}08\left(\frac{mh_{кр}}{b}\right)^{1/3}$$

при $mh_{кр}/b \geqslant 1{,}0$

$$c = 0{,}13 + 0{,}11\left(\frac{b}{mh_{кр}}\right)^{1/3};$$

* А. Н. Рахманов предлагает $c = 0{,}2$.

при $h_2/h_{кр} > 2{,}0$

$$\frac{h_1}{h_2} = \left[\frac{A}{A + (h_2/h_{кр})^{\varkappa}}\right]^{1/n} \tag{10.22}$$

где

для прямоугольного канала $A=2{,}0$; $\varkappa=3{,}0$ и $n=1{,}0$,
» параболического » $A=5{,}3$; $\varkappa=4{,}0$ и $n=1{,}5$,
» треугольного » $A=1{,}5$; $\varkappa=5{,}0$ и $n=2{,}0$,

ибо

$$A = \frac{\varkappa + 1}{\varkappa - 1}; \quad n = 0{,}5\,(\varkappa - 1);$$

для потоков в замкнутых трубах — по формуле В. Н. Козина:

$$\frac{h_2}{H} = k_1 \left(\frac{H}{h_1}\right)^{k_2} \left(\frac{\alpha Q^2}{gH^5}\right)^{k_3}, \tag{10.23}$$

где параметры k_1, k_2 и k_3 зависят формы сечения трубы (табл. 10.2).

Длина прыжка в прямоугольном канале может быть определена по формуле Б. А. Бахметева и Матцке:

$$l_п = 5\,(h_2 - h_1) = 5a_{пр} \tag{10.24}$$

или по формуле М. Д. Чертоусова:

$$l_п = 10{,}3h_1 \left[\sqrt{\left(\frac{h_{кр}}{h_1}\right)^3} - 1\right]^{0{,}81} \tag{10.25}$$

а в круглых трубах — по формуле В. С. Кальфа:

$$l_п = 6\,\frac{\omega_2 - \omega_1}{B_1} \tag{10.26}$$

(где ω_1 и ω_2 — площади живых сечений при глубинах h_1 и h_2, B_1 — ширина потока поверху при глубине h_1) или по графикам В. Н. Козина (рис. 10.9, *в*).

По исследованиям Г. Я. Швец, длина прыжка в трапецеидальном канале с $m = 0 \div 1{,}5$

$$l_п = (4{,}33 + 2{,}67m)\,h_2. \tag{10.27}$$

На длине $l_{пп}$ послепрыжкового участка в пределах между сечениями *2—2* и *3—3* (рис. 10.10, *а*) происходит затухание пульсаций

Таблица 10.2

Значения k_1, k_2 и k_3 в (10.23) при $0{,}05 < h_1/H < 0{,}8$ и $0 < a_2 < 1$

Форма сечения	k_1	k_2	k_3
Круглая	1,08	0,745	0,442
Лотковая	0,653	0,84	0,50
Шатровая	0,934	0,85	0,54
Овоидальная	1,90	0,745	0,45
Лоток смотрового колодца	1,23	0,774	0,49
Круглая при $h_1/d \leqslant 0{,}5$	1,15	0,752	0,46

до величин, свойственных равномерному движению, а также выравнивание эпюры осредненных скоростей до формы, которая отвечает также равномерному движению:

$$l_{\text{пп}} \approx (10 \div 30)\, t, \tag{10.28}$$

где t — глубина в канале за послепрыжковым участком.

Показанный на рис. 10.9, *а* прыжок получается при $h_1 < 0{,}7\ h_{\text{кр}}$; при $0{,}7\ h_{\text{кр}} < h_1 < 0{,}85\ h_{\text{кр}}$ образуется прыжок-волна (рис. 10.10, *б*); высота первой волны примерно в 1,5 раза больше высоты гидравлического прыжка $a_{\text{пр}}$, определенной по формуле (10.17); при $0{,}85\ h_{\text{кр}} < h_1 < h_{\text{кр}}$ наблюдается «прыжок» в виде периодических волн.

Вследствие поверхностного водоворота происходит интенсивное воздухововлечение (аэрация) в незатопленном гидравлическом прыжке. Максимальное среднее по глубине (сечению) воздухосодержание в начале прыжка, согласно исследованиям Ю. В. Кокорина, достигает величины $\bar{c}_{95} = 40 \div 60\%$. По мере уменьшения интенсивности турбулентности в потоке в концевой части прыжка и на послепрыжковом участке выделяется механически вовлеченный воздух (деаэрация).

Если в бурном потоке перед прыжком вода не насыщена растворенным воздухом, то из-за аэрации количество растворенного в ней воздуха увеличивается.

При безнапорных потоках с $q = 0{,}1 \div 0{,}24$ *м²/сек*; $\text{Fr}_1 = v_1/\sqrt{gh_1} = 8 \div 10$ и $\bar{c}_{95} = 30 \div 50\%$ Ю. В. Кокорин рекомендует для определения среднего по глубине (сечению) воздухосодержания в свободном незатопленном гидравлическом прыжке и на послепрыжковом участке (на расстоянии x от начала прыжка) эмпирическую зависимость

$$\bar{c}_{95} = \left(\frac{x}{a_{\text{пр}}} - 8\right)^2 + 10\%. \tag{10.29}$$

Воздухосодержание в гидравлическом прыжке является функцией не только числа Фруда, но также, например, числа Вебера или числа Рейнольдса. Поэтому при использовании для практических расчетов зависимости (10.29) за пределами указанных выше характеристик q, Fr_1, $\bar{c}_{95}$ нужно иметь в виду, что в гидравлическом прыжке с бо́льшими размерами (при некотором $\text{Fr}_1 = \text{const}$) будет и бо́льшее воздухосодержание.

Самоаэрация потока перед прыжком, в результате которой происходит только «разбухание» потока, не влияет на вторую сопряженную глубину, определяемую без учета вовлеченного в поток воздуха на послепрыжковом участке, но приводит к некоторому уменьшению длины гидравлического прыжка (на 10—20%). В практических расчетах сопряжения бьефов самоаэрацию потока можно не учитывать.

Вторая сопряженная глубина увеличивается, если поток в русле перед прыжком не только аэрирован, но и имеет повышенный коэффициент количества движения или повышенную среднюю скорость, обусловленную уменьшением потерь напора по длине потока при самоаэрации.

При набегании вертикального цилиндрического (радиусом r_0) потока со скоростью v_0 на горизонтальную плоскость происходит его

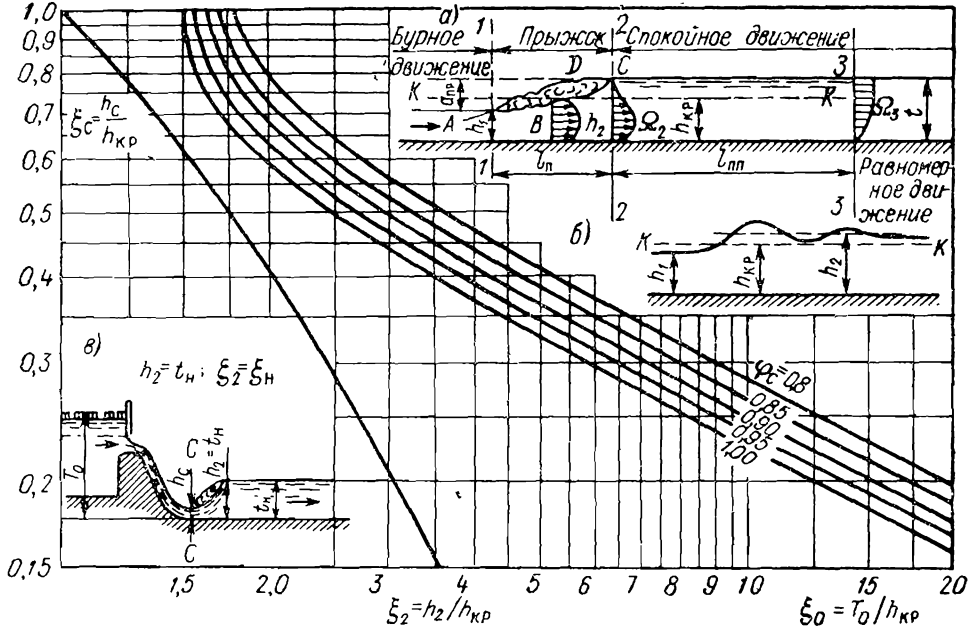


Рис. 10.10. График для определения глубины h_c в сжатом сечении и глубины h_2, сопряженной со сжатой, в зависимости от T_0 (в случае прямоугольного отводящего русла)

а — схема совершенного прыжка; *б* — схема прыжка-волны; *в* — схема к расчету глубин h_c и h_2

радиальное растекание и образуется кольцевой прыжок. При критической форме сопряжения глубины h_1 и h_2 и длина прыжка $l_{пр}$, по Г. А. Гечечиладзе, равны:

$$h_1 = 0{,}267 \sqrt[3]{\frac{gr_0}{v_0^2}}\, r_0; \tag{10.30}$$

$$h_2 = 0{,}73 \sqrt[3]{\frac{r_0^2 v_0^2}{g}} \tag{10.31}$$

$$l_{пр} \approx 4{,}0 h_2. \tag{10.27а}$$

§ 10.6. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ

Нередко на канализационных коллекторах устраивают перепадные колодцы:

1) в местах присоединения притоков к глубоко заложенным коллекторам;

2) при крутом рельефе местности для уменьшения (до максимально допустимых) скоростей движения сточных вод;

3) в связи с необходимостью согласования положения проектируемой канализационной сети с другими подземными сооружениями;

4) при затопленных выпусках в последнем перед водоемом колодце.

После перепада (рис. 10.11, *а*), а также после других искусственных сооружений: водослива, щитового затвора в отводящем канале (лотке) с уклоном $i_0 < i_{кр}$ устанавливается сжатая глубина h_c, меньшая критической глубины, а затем гидравлический прыжок.

Различают затопленный, надвинутый и отогнанный прыжки.

При затопленном прыжке (схема *1* на рис. 10.11, *б*) глубина t в отводящем канале больше глубины h_2, являющейся сопряженной с глубиной у сооружения, или $h_c > h_1$, где h_1 — глубина, сопряженная с глубиной потока t.

Надвинутый прыжок, или критическая форма сопряжения, образуется, когда глубина потока h_c окажется сопряженной с глубиной t (схема *2* на рис. 10.11, *б*).

Отогнанный прыжок возникает в том случае, когда у сооружения глубина h_c меньше глубины h_1 или $h_2 > t$ (схема *3* на рис. 10.11, *б*).

Форма сопряжения с отогнанным прыжком ($h_2 > t$) наиболее неблагоприятна, так как вызывает неравномерность движения жидкости по основному коллектору, усиленное истирание дна и т. д. Лучшей формой сопряжения является затопленный прыжок ($t \geqslant h_2$ или $h_1 \leqslant h_c$).

Связь гидравлических элементов подводящего коллектора и сжатого сечения — глубины потока после сооружения h_c с глубиной потока до сооружения — выражается уравнением баланса удельной энергии потока в сечениях до и после сооружения:

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2g\varphi^2\omega_c^2}, \tag{10.32}$$

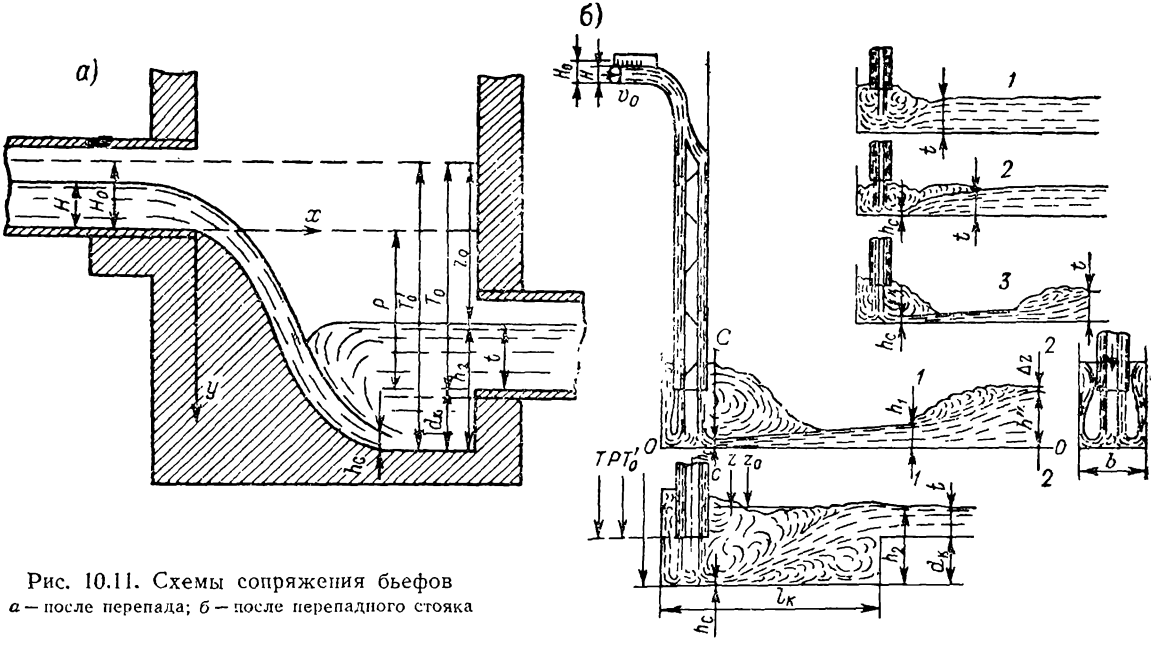
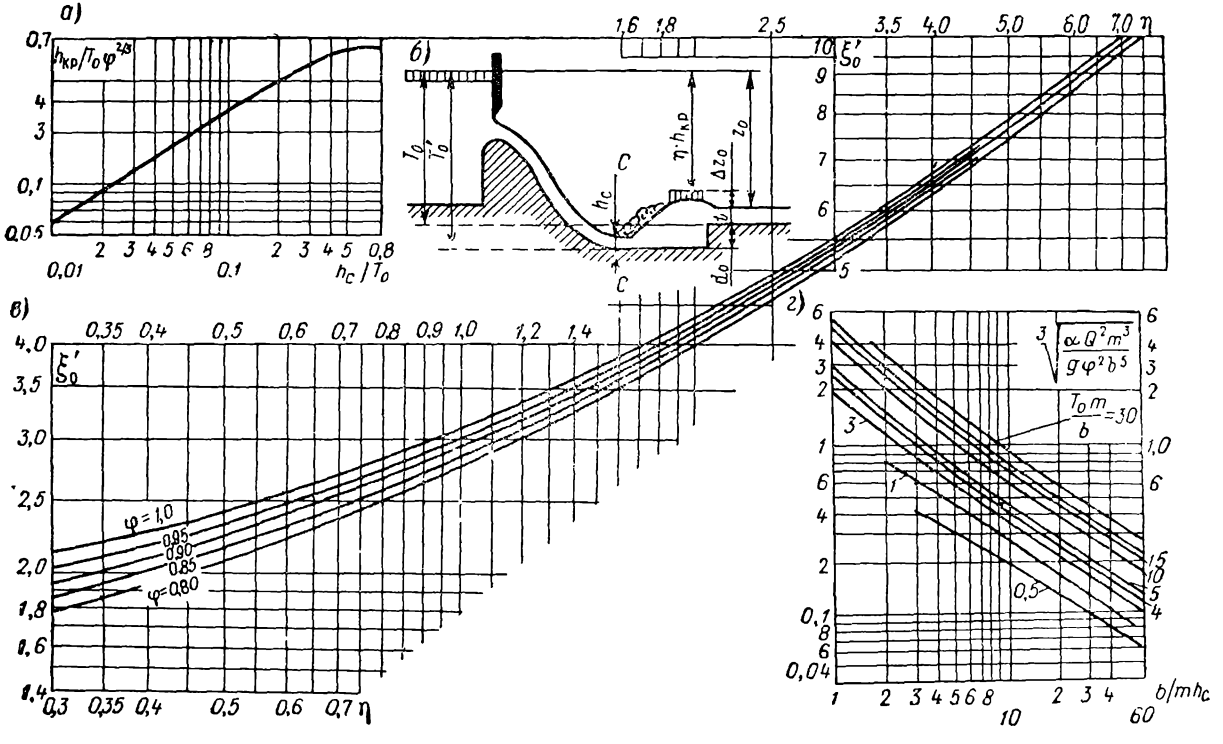


Рис. 10.11. Схемы сопряжения бьефов
а — после перепада; *б* — после перепадного стояка

Рис. 10.12. Графики расчета водобойного колодца
а — для определения глубины h_c в прямоугольном канале; *б* — расчетная схема; *в* — для определения глубины колодца с учетом перепада; *г* — для определения глубины h_c в трапецеидальном канале


а)
$h_{кр}/T_0\varphi^{2/3}$
0,7
4
3
0,1
0,05
2 3 4 5 6 8
0,01
0,1
2 3 4 5 0,8
h_c/T_0
б)
T_0
T_0'
C
h_c
$\eta \cdot h_{кр}$
Δz_0
z_0
d_0
C
1,6 1,8 2,5
3,5 4,0 5,0 6,0 7,0 η
10
9
8
7
6
5
ξ_0'
в)
0,35 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 1,2 1,4
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,8
1,6
1,4
ξ_0'
φ = 1,0
0,95
0,90
0,85
φ=0,80
0,3 0,35 0,4 0,5 0,6 0,7 η
г)
6
4
3
2
1
6
4
2
0,1
8
6
0,04
$\sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2 m^3}{g\varphi^2 b^5}}$
$\frac{T_0 m}{b}=30$
3
1
0,5
6
4
3
2
1,0
6
15
10
5
4
1 2 3 4 5 6 8 10 2 3 4 60
b/mh_c

где $T_0 = T + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ — удельная энергия потока в сечении перед сооружением;

Q — расчетный расход;

α — коэффициент Кориолиса;

φ — коэффициент скорости;

ω_c — площадь живого сечения, соответствующая глубине h_c.

Для определения глубины h_c могут быть использованы графики, построенные В. Н. Козиным (рис. 10.12, *а* и *г*, 10.13, *б*) для прямоугольного, трапецеидального и круглого сечений канала.

По В. Н. Козину, при $h_{кр}/T_0\varphi^{2/3} \leqslant 0{,}4$ для прямоугольного канала

$$\frac{h_c}{T_0} = 0{,}775\left(\frac{h_{кр}}{\varphi T_0}\right)^{1{,}53} \tag{10.33}$$

а при $0{,}02 \leqslant h_c/d \leqslant 0{,}3$ в круглом коллекторе

$$\frac{h_c}{d} = 0{,}725\left(\sqrt{\frac{\alpha}{gT_0}} \cdot \frac{Q}{\varphi d^2}\right)^{0{,}69} \tag{10.34}$$

Предельное значение удельной энергии $T_{0\,пр}$, соответствующее критической форме сопряжения, может быть приближенно определено по формуле

$$\left(\frac{T_0}{h_{кр}}\right)_{пр} = 0{,}6\,\frac{h_2}{h_{кр}}\left[\frac{A}{A + (h_2/h_{кр})^{\varkappa}}\right]^{1/n} + \frac{1}{2n\varphi^2}\left[\frac{A + (h_2/h_{кр})^{\varkappa}}{A\,(h_2/h_{кр})^{n}}\right]^2 \tag{10.35}$$

параметры A, n и $\varkappa$ — см. (10.22).

При $T_0 < T_{0\,пр}$ прыжок будет затоплен, а при $T_0 > T_{0\,пр}$ образуется отогнанный прыжок.

§ 10.7. РАСЧЕТ ВОДОБОЙНЫХ КОЛОДЦЕВ

Глубина водобойного колодца

$$d_к = \sigma d_0 + (\sigma - 1)\,t = \sigma h_2 - t, \tag{10.36}$$

где $\sigma = 1{,}05 \div 1{,}1$ — коэффициент, характеризующий степень затопления прыжка;

t — глубина воды в отводящем лотке;

h_2 — сопряженная глубина сжатого сечения;

d_0 — теоретическая глубина колодца, при которой прыжок устанавливается в сжатом сечении, определяемая путем решения системы двух уравнений — энергетического и количества движения:

$$T_0 + d_0 = z_0 + h_2 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2g\varphi^2\omega_c^2}, \tag{10.37}$$

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_c} + \omega_c z_c = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_2} + \omega_2 z_2, \tag{10.38}$$

где ω_2 — площадь живого сечения потока за прыжком при глубине

$$h_2 = d_к + t. \tag{10.39}$$

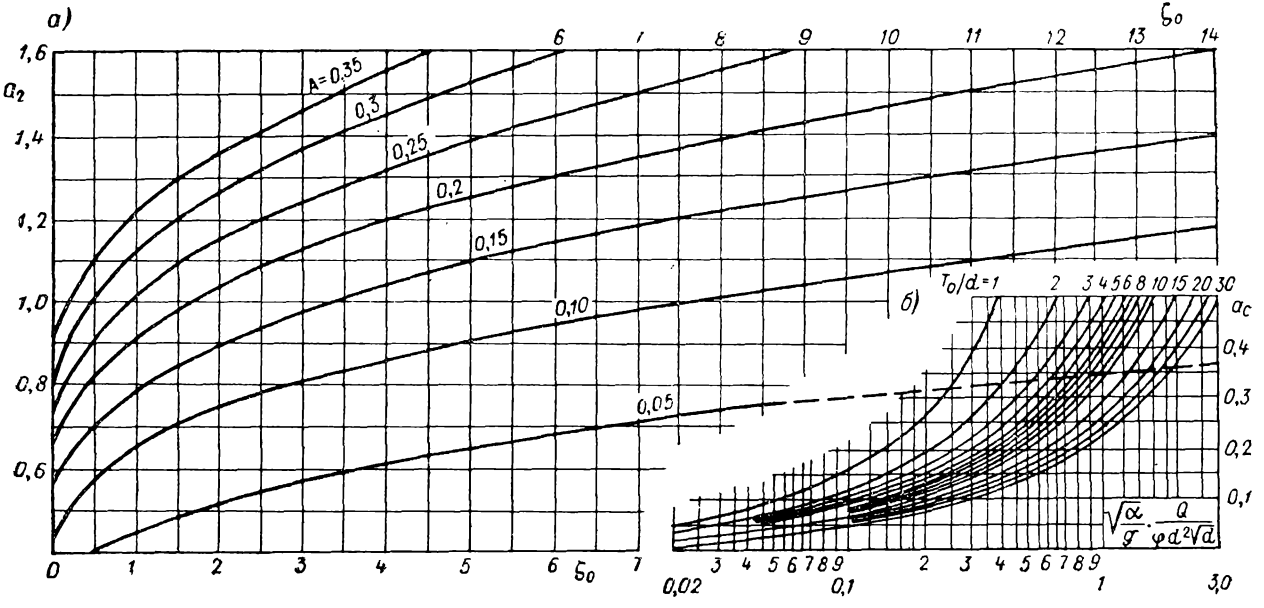


Рис. 10.13. К расчету сопряжения в трубе круглого сечения

а — график для определения относительной сопряженной глубины $a_2=h_2/D$; *б* — график для определения относительной глубины в сжатом сечении $a_c=h_c/D$

На основании решения этих уравнений построены графики для прямоугольного канала (рис. 10.10) и водобойного колодца с дном криволинейного сечения, очерченного по радиусу трубы, в относительных координатах (рис. 10.13, *а*).

Расчет ведется в следующем порядке.

1. При заданных T, Q и t вычисляют для прямоугольного водобоя относительные величины:

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}, \quad \text{где} \quad T_0 = T + \frac{\alpha v_0^2}{2g};$$

$$\xi_н = \frac{t}{h_{кр}} \qquad \eta = \xi_0 - \xi_н - \frac{1}{2\xi_н^2}.$$

2. По графику на рис. 10.12, *в*, приняв соответствующее значение коэффициента скорости φ_c, по η находят ξ_0', а затем

$$d_0 = (\xi_0' - \xi_0) h_{кр}. \tag{10.40}$$

Для водобоя с полукруглым сечением диаметром D вычисляют разность отметок свободных поверхностей воды при расчетных расходах в подводящем и отводящем лотках, учитывая скорость подхода потока к перепаду:

$$z_0 = z + \frac{\alpha v_0^2}{2g}, \tag{10.41}$$

а затем ее относительную величину $= z_0/D$ параметр

$$A = \sqrt{\frac{\alpha}{gD}} \cdot \frac{\varphi_c^{1,2} Q}{D^2}.$$

По графику (рис. 10.13, *а*) определяют относительную сопряженную глубину $a_2 = h_2/D$.

Глубина колодца

$$d_0 = h_2 - t = a_2 D - t. \tag{10.42}$$

В случае перепада водосливной поверхностью, очерченной кривой (рис. 10.11, *а*)

$$x = l_1 \sqrt{\frac{y}{p}},$$

длина колодца

$$l_к = 2 l_1, \tag{10.43}$$

где

$$l_1 = 1{,}15 \sqrt{H_0 (p + 0{,}33 H_0)}.$$

Длину водобойного колодца от сжатого сечения можно определять по формуле

$$l_к = \beta l_п, \tag{10.44}$$

где $l_п$ — длина гидравлического прыжка;

β — коэффициент уменьшения длины водобойного колодца, равный, по исследованиям Н. Ф. Федорова, 0,6.

§ 10.8. РАСЧЕТ ПЕРЕПАДНЫХ КОЛОДЦЕВ

Сточная жидкость может поступать в стояк:

а) из лотка, расположенного над ним;

б) из притока, присоединенного к нему посредством прямого косого тройника;

в) из воронки, расположенной над ним.

При присоединении стояка к дну плоского лотка с малым уклоном работает как шахтный водослив с широким порогом, и пропускная способность стояка

$$Q = m\pi d \sqrt{2g}\, h^{3/2}, \qquad (10.45)$$

h — высота слоя в лотке;

d — диаметр стояка;

$m \approx 0{,}354$ — коэффициент расхода шахтного водослива широким порогом.

При подводе воды к стояку трубой с малым уклоном, имеющей расчетное или полное наполнение, максимальная пропускная способность стояка с открытым верхним концом (для прочистки и недопущения вакуума) определяется по формуле

$$Q_{\text{макс}} = Ad^2, \qquad (10.46)$$

где при присоединении прямым тройником $A = 2{,}35$ *м/сек*, при присоединении косым (под 45°) тройником $A = 3{,}1$ *м/сек*.

Сопряжение притока с перепадным стояком плавными косыми тройниками более рационально, так как при присоединении притока с помощью прямого тройника в подводящей сети возникают пульсации и подпоры.

Диаметр перепадного стояка с воронкой рассчитывают по формуле

$$d_{\text{ст}} = (0{,}55 \div 0{,}583)\, Q_{\text{р}}^{0{,}375}\ [м], \qquad (10.47)$$

где коэффициент 0,55 отвечает воронке плавного профиля, а 0,583 — воронке упрощенного профиля; $Q_{\text{р}}$ — расчетный расход, *м³/сек*.

Сопряжение подводящего уличного коллектора и стенки перепадного стояка в приемной воронке осуществляется водосливом-лотком по плавной кривой с радиусом кривизны $R \geqslant 3d_{\text{ст}}$. Минимальное значение диаметра стояка принимается 250—300 *мм*.

Ширина водобойного колодца принимается для $d_{\text{ст}} \leqslant 350$ *мм* равной или более $2d_{\text{ст}}$. Для $d_{\text{ст}} \geqslant 400$ *мм* ширина его может колебаться в пределах от 1,5 до $2d_{\text{ст}}$. Однако минимальная ширина колодца должна быть не менее 0,7 *м*.

По эксплуатационным соображениям, длина водобойного колодца должна быть $l_{\text{в}} \geqslant 3d_{\text{ст}}$, причем ось стояка надо располагать на расстоянии $1d_{\text{ст}}$ от торцевой стенки.

Скорость в выходном сечении стояка при условии выхода жидкости в атмосферу

$$v = 3{,}3 \sqrt{2g}\, Q^{0{,}25}\ [м/сек], \qquad (10.48)$$

где Q — расход, *м³/сек*.

Для гашения энергии падающей струи при значительных скоростях в основании стояка устраивают многоступенчатые перепады шахтного типа круглой или прямоугольной формы, представляющие собой стояк, в который вделаны ступени, обращенные навстречу друг другу (рис. 10.14, *а*).

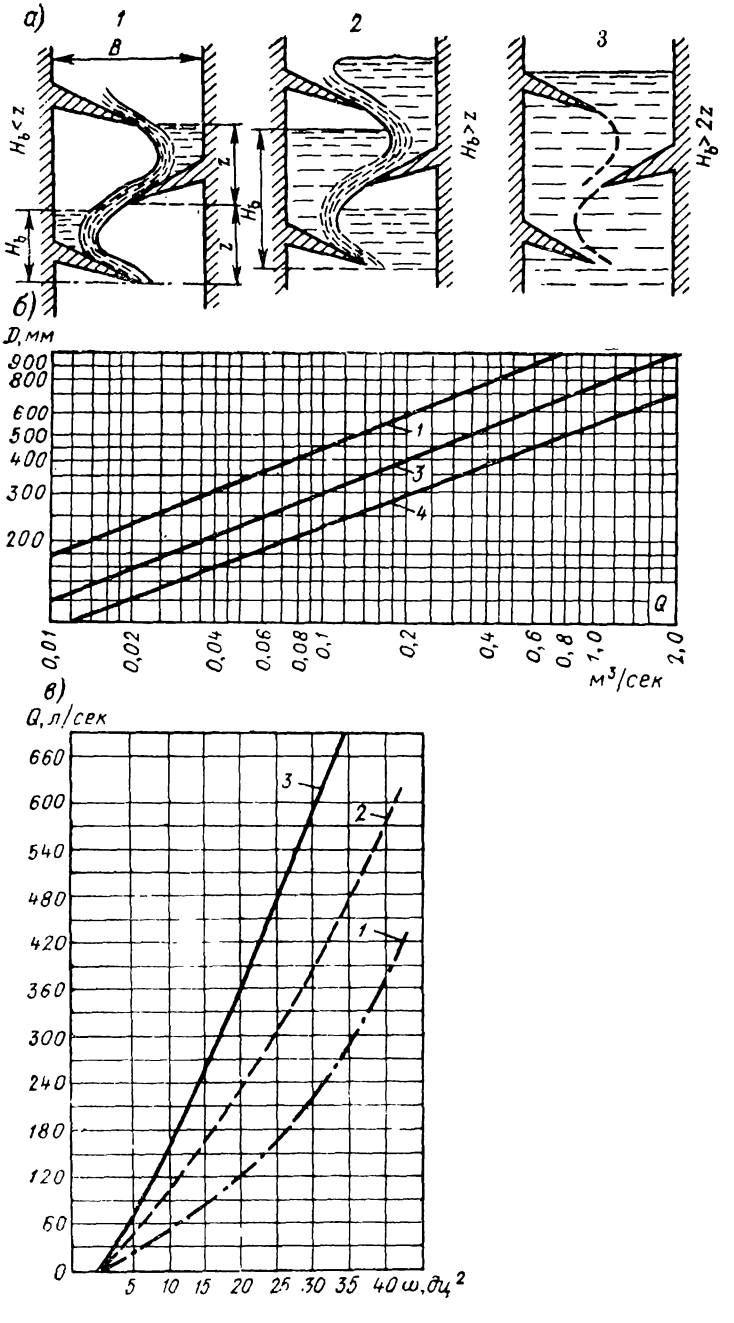

а)
1
2
3
B
$H_b < z$
$H_b > z$
$H_b > 2z$
z
H_b
б)
D, мм
900
800
600
500
400
300
200
1
3
4
Q
0,01
0,02
0,04
0,06
0,08
0,1
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
2,0
м³/сек
в)
Q, л/сек
660
600
540
480
420
360
300
240
180
120
60
0
3
2
1
5
10
15
20
25
30
35
40
ω, дц²

Рис. 10.14. К расчету шахтных перепадов

движения воды; *б* — график для расчета круглых многоступенчатых стояков; *в* — график для расчета прямоугольных стояков

1 — безнапорное движение; *2* — полунапорное движение; *3* — напорное движение; *B* — ширина стояка; *z* — высота одной секции стояк $H_в$ — высота водоворота; ретическая зависимость (на рис. 10.14, *б*); $D=0{,}55Q^{0{,}375}$ для стояков без ступеней (безнапорные потоки)

Пропускная способность каскадного стояка связана с площадью его поперечного сечения, согласно исследованиям Ю. Д. Шутова, следующей зависимостью:

$$Q = a\omega^{1{,}27}, \tag{10.49}$$

где Q — расход, *л/сек*;

ω — площадь сечения стояка, *дм*^{2};

a — коэффициент, зависящий от характера движения потока в стояках (табл. 10.3).

На рис. 10.14, *в* приведен график для подбора сечения прямоугольного многоступенчатого стояка по (10.49).

На границе смены характера движения потока в стояке высота слоя жидкости над первой ступенью может достигать следующих значений: для безнапорного движения — до 7 *z*, для полунапорного — до 14 *z*, для напорного — свыше 14 *z*.

Скорости в выходном сечении могут быть определены по эмпирической зависимости Ю. Д. Шутова:

$$v_{м\ кс} = \sqrt{\frac{Q}{b}}\ [м/сек], \tag{10.50}$$

где Q — расчетный расход, *л/сек*;

b — коэффициент, зависящий от площади сечения стояка (табл. 10.4).

Для каскадных стояков следует принимать только безнапорное движение, ибо оно обеспечивает минимальные значения скоростей в выходном сечении стояка.

Для стояков с высотой секции $z > 2B$ скорость в выходном сечении зависит от количества ступеней.

Чтобы уменьшить скорость потока в выходном сечении стояка, низ его надо погружать на 15—20 *см* ниже уровня воды в коллекторе.

Таблица 10.3

Значения *a*, входящего в (10.49), по Ю. Д. Шутову

Характер движения потока в стояке	Значения коэффициента *a*
Безнапорное движение потока; высота водоворотов на промежуточных секциях $H_в < B$ (схема *1* на рис. 10.14, *а*)	2,9
Полунапорное движение; высота водоворотов на промежуточных секциях $B < H_в < 2B$ (схема *2*)	
Напорное движение потока; высота водоворотов жуточных секциях $H_в > 2B$ (схема *3*)	

Таблица 10.4

Значения b, входящего в (10.50)

Размеры сечения стояка, *мм*	400×500	500×500	600×500	800×500
Значения коэффициента b	4,28		6,8	8,05

§ 10.9. РАСЧЕТ МНОГОСТУПЕНЧАТЫХ ПЕРЕПАДОВ

После разбивки общего перепада P на n ступеней со стенками падения $p = P/n$ (рис. 10.15) определяют высоты водобойных стенок.

Согласно предложению И. И. Науменко, при $h_{кр}/p < 0{,}8$ высота сплошной водобойной стенки на первой и последующих ступенях

$$c = 0{,}6\sqrt{ph_{кр}}, \tag{10.51}$$

а при $h_{кр}/p > 0{,}8$ высоту ее на первой ступени находят по (10.51), на второй и последующих ступенях высота стенки несколько увеличивается:

$$c = 0{,}23p + 0{,}39h_{кр}. \tag{10.52}$$

Высота прорезной водобойной стенки (на рис. 10.15, *а* — вид *А*) при $h_{кр}/p < 1$ на первой и последующих ступенях

$$c = 0{,}2p + 0{,}64h_{кр}; \tag{10.53}$$

при $h_{кр}/p > 1$ высоту прорезной стенки на первой ступени следует несколько уменьшать в соответствии с зависимостью

$$c = 0{,}84\sqrt{ph_{кр}}. \tag{10.54}$$

Длина «отлета» струи l_0 может быть вычислена по следующим зависимостям:

при установке сплошных водобойных стенок

$$l_0 = 1{,}65h_{кр} + 0{,}65(c + p); \tag{10.55}$$

при установке прорезных водобойных стенок

$$l_0 = 1{,}67h_{кр} + 0{,}52(c + p). \tag{10.56}$$

Длину ступеней можно принимать одинаковой:

$$l_{ст} = l_0 + 1{,}5h_2, \tag{10.57}$$

где h_2 — вторая сопряженная глубина, вычисленная по максимальному расчетному расходу.

Для коэффициента скорости φ_c в конце многоступенчатого перепада, входящего в уравнение энергии

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi_c^2 h_c^2}, \tag{10.58}$$

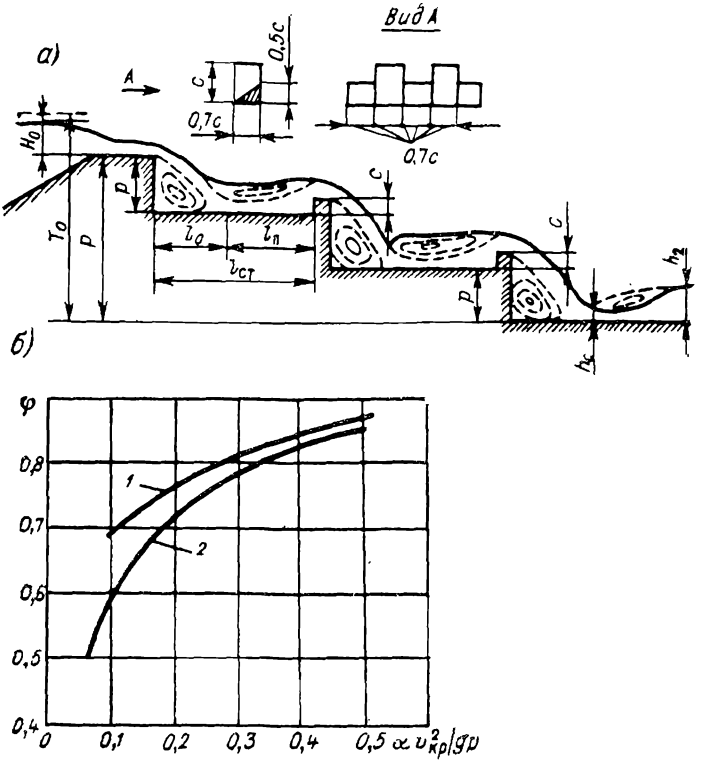


Рис 10.15. К расчету многоступенчатых перепадов

а — расчетная схема; *б* — график зависимости коэффициента скорости на одноступенчатом перепаде

1 — на каналах прямоугольного сечения; *2* — при перепадах на трубопроводах круглого сечения

предлагаются следующие зависимости:

при установке сплошных водобойных стенок

$$\varphi_c = 0{,}456 - 0{,}009n + (1{,}047 - 0{,}0716n + 0{,}0041n^2)\frac{h_{кр}}{P}, \quad (10.59)$$

при установке прорезных водобойных стенок

$$\varphi_c = 0{,}406 - 0{,}0145n + (0{,}782 + 0{,}0831n - 0{,}0038n^2)\frac{h_{кр}}{P}. \quad (10.60)$$

На многоступенчатых перепадах без водобойных стенок величина φ_c на 15—20% выше значения φ_c за теми же перепадами, но с водобойными стенками.

Согласно опытным данным В. С. Кальфа, отношение глубины над кромкой перепада к критической глубине при истечении из

круглой трубы $h_{кон}/h_{кр} = 0{,}745$ (при $h_{кр}/D = 0{,}25 \div 0{,}55$) и расстояние от стенки падения до сжатого сечения составляет:

$$l_0 = v_{кон}\sqrt{\frac{2p + h_{кон}}{g}}. \qquad (10.61)$$

Значения коэффициента скорости, входящего в уравнение баланса удельной энергии при сопряжении бьефов

$$h_к + \frac{\alpha v_к^2}{2g} + p = h_с + \frac{\alpha v_с^2}{2g\varphi^2}, \qquad (10.62)$$

представлены на рис. 10.15, *б*.

§ 10.10. РАСЧЕТ ЕРШОВЫХ СМЕСИТЕЛЕЙ

На очистных сооружениях перед контактными резервуарами для смешивания хлора со сточной водой нередко устанавливается ершовый смеситель, т. е. лоток с пятью вертикальными перегородками, поставленными перпендикулярно или под углом 45° против течения воды. Скорость движения воды в суженном сечении назначается не менее 0,8 *м/сек*. Для расходов 10—400 *л/сек* ширина смесителя $b = 0{,}2 \div 1{,}2$ *м*, длина $L = 2{,}5 \div 4{,}5$ *м*, высота $h_1 = 0{,}6 \div 1$ *м*, площадь поперечного сечения щели 0,025—0,5 $м^2$.

Потери напора в каждом сужении Δh выражаются формулой Вейсбаха (3.22) с коэффициентом сопротивления $\zeta = 3$ при перегородках, поставленных перпендикулярно, а против течения — $\zeta = 3{,}5$. Расстояние между перегородками составляет 0,75 b.

Уклон смесителя должен быть:

$$i = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h}{b}. \qquad (10.63)$$

§ 10.11. РАСЧЕТ КОРОТКИХ КАНАЛОВ

При сопряжении двух каких-либо бьефов (водоемов) A и B каналом (рис. 10.16) можно различать два разных участка:

первый участок, в пределах которого свободная поверхность потока падает на величину $z_{вх}$, представляет собой водослив с широким порогом;

второй участок является собственно каналом, в пределах которого наблюдается неравномерное или равномерное движение воды.

Задачами гидравлического расчета каналов являются:

1) определение расхода воды;
2) установление общей картины протекания потока;
3) установление формы сопряжения в нижнем бьефе.

При расчете следует различать каналы с малым уклоном ($i < i_к$) и с большим уклоном ($i > i_к$).

Расход Q в каналах с малым уклоном определяют следующим образом.

1. Устанавливают превышение горизонта воды нижнего бьефа над дном в его конце h_B (рис. 10.16, *а* и *б*).

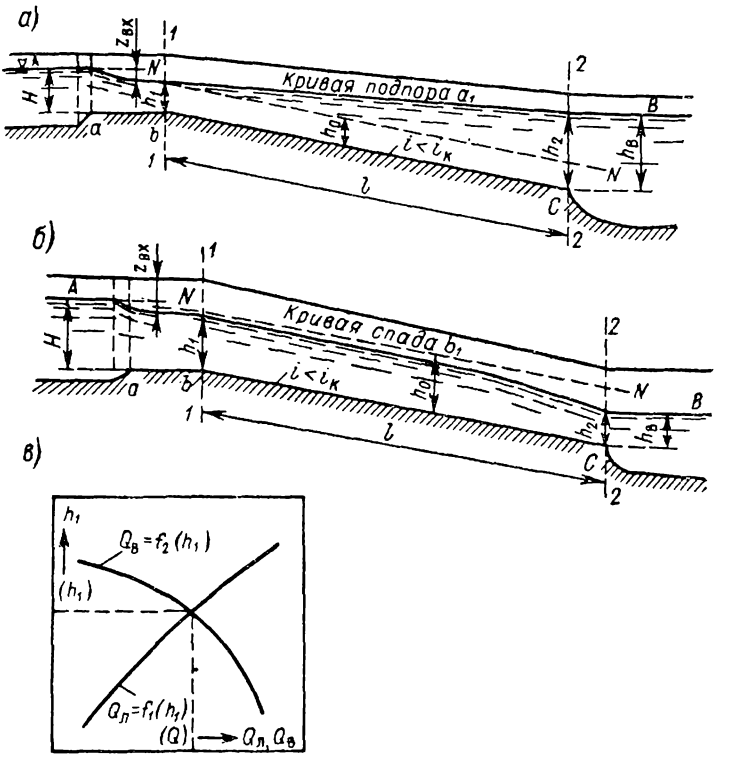


Рис. 10.16. Схемы для расчета канала при $h_в > h_к$ ($h_в = h_2$)
$а - h_2 > h_0$; $б - h_2 < h_0$; $в$ – график для отыскания расхода Q и глубины h_1 (в начале канала) по „кривым расходов канала и водослива"

2. Задают ряд расходов воды в канале: $Q'_л$, $Q''_л$, $Q'''_л$ для каждого из них по уравнению неравномерного движения находят глубины в сечении в конце водослива (начале канала): h'_1, h''_1, h'''_1 При этом, если глубина $h_в$ оказывается меньше критической $h^t_{кр}$, соответствующей расходам $Q^i_л$, то глубину в конце канала надо принимать не $h_в$, а соответствующую критическую глубину $h_{кр}$.

3. По полученным данным строят «кривую расхода канала» (рис. 10.16, $в$) $h_1 = f_1(Q_л)$

4. Для ряда полученных глубин h'_1, h''_1, h'''_1 по (9.18) для подтопленного водослива с широким порогом находят расходы воды $Q_в$, переливающейся через водослив.

5. По этим данным строят вторую «кривую расхода водослива» $Q_в = f_2(h_1)$ Точка пересечения этих кривых определяет, во-первых, расход сооружения Q и, во-вторых, глубину h_1.

В каналах с большим уклоном входной водослив обычно работает как неподтопленный водослив, и расход через него определяют по (9.8), а глубину в конце водослива и в начале канала принимают равной критической.

Расчет условий сопряжения в книгах М. Д. Чертоусова и Р. Р. Чугаева.

§.10.12. К РАСЧЕТУ КОВШОВЫХ ВОДОЗАБОРОВ

Водоприемный ковш представляет собой искусственно созданный водоем, который образуется дамбой, вынесенной в русло реки, или специально отрытой выемкой. Водоприемные ковши используют для борьбы с шугой, а иногда для частичного осветления воды, забираемой из рек, несущих большие количества взвеси. Поперечное сечение ковша может быть определено по средней расчетной скорости, рекомендуемой А. С. Образовским в пределах 0,05—0,15 *м/сек* (чем больше скорость течения воды в реке и чем сложнее шуголедовые условия, тем скорость следует принимать меньше).

Различают два основных характерных режима отбора — режим деления и режим водообмена, критерием которых служит отношение средней скорости в ковше v к скорости течения реки $v_р$, т. е. $v/v_р$.

Режим деления имеет место при отборе из реки относительно больших количеств воды. При этом в русле реки возникает кривая спада, а в ковш вода поступает со скоростями, равными или бо́льшими, чем скорости воды в реке. Режим деления для угла $\varphi = 135°$, образуемого осью ковша с направлением течения реки, будет при $v/v_р = 0{,}132$, а для других значений φ (от 150 до 30°) — при $v/v_р > 0{,}125 \div 0{,}242$.

При режиме водообмена значительная часть воды, входящая в ковш, выходит из него обратно в русло реки; создается своеобразная застойная зона. Режим водообмена для угла $\varphi = 135°$ будет при $v/v_р \leqslant 0{,}004$, а для других углов φ (от 150 до 30°) — при $v/v_р < 0{,}042 \div 0{,}081$.

Длину ковша $l_т$, необходимую для всплывания кристаллов внутриводного льда и шуги, А. С. Образовский предлагает определять по формуле

$$l_т = 29\left(\sqrt{b_н^2 - \frac{1{,}105}{u_ш}Q} - b_н\right), \qquad (10.64)$$

где $b_н = Q/Hv_в$ — начальная ширина транзитной струи;

Q — отбираемый расход;

$u_ш$ — скорость всплытия шуги, равная 0,016—0,02 *м/сек*;

H — глубина ковша, назначенная исходя из условий забора воды водоприемником;

$v_в$ — фактическая скорость входа в ковш, равная 0,5 $v_р$ при режиме водообмена и 0,9 $v_р$ при режиме деления.

Полная длина ковша принимается равной

$$L = l_т + l_в + l_ш, \qquad (10.65)$$

где $l_ш = 10 \div 20$ *м* — длина ковша, занятая отложениями шуги;

$l_в$ — входная часть ковша, охваченная нерабочими циркуляциями и равная ширине ковша B.

Глава одиннадцатая

ФИЛЬТРАЦИЯ

§ 11.1 ОСНОВНОЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ

Явление движения воды в порах грунта называется фильтрацией. Грунт характеризуется коэффициентом пористости

$$n = \frac{\text{объем пор грунта}}{\text{объем пор грунта} + \text{объем частиц грунта}} < 1.$$

При фильтрации зависимость между гидравлическим уклоном и действительной скоростью течения u имеет вид:

$$i = \frac{A\eta}{\gamma} \cdot \frac{u}{R^2} + \frac{B\rho}{\gamma} \cdot \frac{u^2}{R}, \tag{11.1}$$

где A и B — безразмерные коэффициенты ($5 < A < 12$; $0{,}2 < B < 0{,}5$).

Гидравлический радиус R однородного сыпучего пористого материала определяется по формуле

$$R = \frac{nd}{6k_\Phi (1 - n)}, \tag{11.2}$$

где d — диаметр шара, равновеликого (по объему) зерну сыпучего материала (12.2);

k_Φ — коэффициент формы по (12.3) отношение поверхности зерна к поверхности шара диаметром d (см. табл. 12.1); обычно $1 < k_\Phi < 1{,}05$.

Для неоднородного сыпучего материала

$$\frac{1}{d} = \sum_{i=1}^{m} \frac{\gamma_i}{d_i}, \tag{11.3}$$

где γ_i — доля (объемная) материала с зернами диаметром d_i;

$$\sum_{i=1}^{m} \gamma_i = 1.$$

Из (11.1) получаем:

$$i = \frac{v}{k} + \left(\frac{v}{k_\text{т}}\right)^2 \tag{11.4}$$

где k — коэффициент фильтрации;

$k_\text{т}$ — коэффициент турбулентной фильтрации.

Из (11.1) и (11.4) имеем:

$$k = \frac{n\gamma R^2}{A\eta}; \tag{11.5}$$

$$k_т = \sqrt{\frac{n^2\gamma R}{B\rho}}. \tag{11.6}$$

Уравнени приводится к виду формулы Дарси:

$$i = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{u^2}{2g}, \tag{11.7}$$

где

$$\lambda = \frac{8A}{\mathrm{Re}} + 8B; \tag{11.8}$$

$$\mathrm{Re} = \frac{uR}{\nu}. \tag{11.9}$$

При $\mathrm{Re} < 1 \div 5$ наблюдается линейная зависимость между скоростью фильтрации и гидравлическим уклоном, так как второе слагаемое правой части (11.1) мало по сравнению первым; это — закон Дарси

$$v = ki, \tag{11.10}$$

описывающий ламинарную фильтрацию.

При фильтрации в каменной наброске, трещиноватой скале наблюдается квадратичная зависимость

$$v = k_т \sqrt{i} \tag{11.11}$$

В данном случае фильтрация называется турбулентной. Формула (11.5) справедлива для чистых песков.

Изложенная теория справедлива и для расширяющихся загрузок (взвешенного слоя), что было доказано Д. М. Минцем. В этом случае основным расчетным уравнением является:

$$i = \frac{1-n}{n}\left(\frac{\gamma_з}{\gamma} - 1\right), \tag{11.12}$$

где $\gamma_з$ — удельный вес зерен пористого материала;

i — гидравлический уклон по (11.1).

При расширении загрузки устанавливается такая пористость ее, которая удовлетворяет (11.12).

Линейный закон фильтрации (11.10) применим при скоростях ее меньше некоторых «критических» значений:

$$v < v_{кр}. \tag{11.13}$$

Критическую скорость можно выразить формулой М. Д. Миллионщикова:

$$v_{кр} = 0{,}022n\nu\sqrt{\frac{n}{c}}, \tag{11.14}$$

где c — коэффициент проницаемости, характеризующий фильтрационные свойства среды независимо от рода жидкости

Таблица

Фильтрационные свойства типичных пористых материалов

	Коэффициент пористости n		Коэффициент проницаемости c, $см^2$
Лёсс		$\cdot 9 \cdot 10^3$	$(13 \div 51) \cdot 10^{-10}$
Песок			$(117d - 13) \cdot 10^{-8}$ (d в $мм$)
Рыхлый	0,37—0,50	$1,5 \cdot 10^2 - 2,2 \cdot 1$	$(2 \div 18) \cdot 10^{-6}$
Почва	0,43—0,54	$2 \cdot 10^3 - 4 \cdot 10^3$	$(2,9 \div 14) \cdot 10^{-6}$
Песчаник	0,08—0,38	$1,5 \cdot 10^4 - 10 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^{-11} - 3 \cdot 10^{-7}$
Известняк	0,01—0,10	$0,15 \cdot 10^4 - 1,3 \cdot 10^4$	$2 \cdot 10^{-11} - 4,5 \cdot 10^{-9}$
Кирпич	0,12—0,34	$3 \cdot 10^3 - 5 \cdot 10^4$	$4,8 \cdot 10^{-10} - 2,2 \cdot 10^{-8}$
Кожа	0,56—0,59	$1,2 \cdot 10^4 - 2,1 \cdot 10^4$	$9,5 \cdot 10^{-9} - 1,2 \cdot 10^{-8}$
Стек.	0,89—0,93	$5,6 \cdot 10^2 - 7,7 \cdot 10^2$	$(24 \div 51) \cdot 10^{-7}$

(табл. 11.1), он имеет размерность площади и связан с коэффициентом фильтрации следующей зависимостью:

$$c = k \frac{\nu}{g} = k \frac{\mu}{\gamma}. \tag{11.15}$$

В однородном грунте нарушение линейного закона наступ по Г. М. Ломизе, при

$$v > 1{,}7 \frac{6(1-n)\nu}{d_{ср}}, \tag{11.16а}$$

а в неоднородном грунте, по Ф. И. Котяхову, при

$$v > 0{,}3 \frac{\nu n^{1.5}}{4\sqrt{2c}}. \tag{11.16б}$$

Скорость фильтрации при турбулентном режиме в фильтрующем слое с частицами размером от 1 до 6 $см$ определяется по формуле С. В. Избаша:

$$v = \left(20 - \frac{14\ см}{d_{50}}\right) n \sqrt{Id_{50}}, \tag{11.17}$$

а в щебне угловатой формы с частицами размером от 1 до 5 $см$ — по формуле М. Ф. Срибного:

$$v = \left(20 - \frac{5\ см}{d_{50}}\right) n \sqrt{Id_{50}}. \tag{11.18}$$

Для начала фильтрации необходим некоторый градиент напора, который стронул бы связанную воду. Поэтому можно считать, что при фильтрации воды в песчано-глинистых породах с гидравлическим уклоном $I < 0{,}0001$ закон Дарси в большинстве случаев неприменим, а градиенты менее 0,00001 вообще недостаточны для фильтрации воды.

§ 11.2. КОЭФФИЦИЕНТЫ ФИЛЬТРАЦИИ И ВОДООТДАЧИ

Коэффициент фильтрации определяется опытами в полевых или лабораторных условиях. Для оценки коэффициента фильтрации в табл. 11.2 приведены соответствующие данные.

Таблица 11.2

Некоторые значения коэффициента фильтрации

Материал	k, *см/с*	Материал	k, *см/с*
Гравий с зернами размером 4—7 *мм*	3,5	Тугоплавкий (из кудиновской глины) шамот	$6{,}2\cdot10^{-6}$
То же, 2 *мм*	3,0	Огнеупорный (из часовъярской глины) шамот	$5{,}8\cdot10^{-}$
Чистый песок .	1—0,01	Многошамотная литейная масса при компоненте глины с каолином:	
Песчаный грунт с примесью глины	0,01—0,005	в 50%	$22{,}2\cdot10^{-6}$
Песчано-глинистые грунты	$(50\div1)\cdot10^{-4}$	» 40%	$33{,}3\cdot10^{-6}$
Глины	$10^{-4}-10^{-7}$	35% .	$41{,}6\cdot10^{-6}$
Плотная (утрамбованная) глина .	$-^{7}-10^{-10}$	25%	$55\cdot10^{-6}$
Золошлаковый материал *, намытый в золоотвал при средней крупности:		» 20%	$208\cdot10^{-6}$
0,04 *мм*	до $3\cdot10^{-4}$	Пористый железобетон при коэффициенте армирования 2%, В/Ц=0,35÷0,45 и количестве цемента 140—280 *кгс/м*^{3}, с гравийным заполнителем крупностью:	
0,06	$2\cdot10^{-3}$	7—10 *мм*	1,2—0,75
0,08 »	$(5\div60)\cdot10^{-4}$	5—7 »	1,0—0,6
0,10 »	$(1{,}4\div10{,}5)\cdot10^{-3}$	3—5 »	0,7—0,4
0,15 »	$(5\div20)\cdot10^{-3}$	2—3 »	0,4—0,08
0,20 » . .	$(9\div25)\cdot10^{-3}$		
Керамзитовый песок крупностью d, *мм*	$(147d-13)\cdot10^{-3}$		
Кварцевый песок к упностью d, *мм* .	$(834d-92)\cdot10^{-4}$		
Грунтосиликатный бетон . .	$(0{,}2\div2)\cdot10^{-10}$		

* Отложения золошлакового материала характеризуются слоистой текстурой и по фильтрационным свойствам являются анизотропными, т. е. коэффициент фильтрации вдоль слоев k_s в два-пять раз выше, чем нормально к слоям $k_п$. В таблице даны значения $k_ф=\sqrt{k_s k_п}$.

Таблица 11.3

Значения $\alpha_п$, учитывающего пористость грунта

n	0,259—0,39	0,392	0,4	0,41	0,42	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47	0,47
$\alpha_п$	0,155	0,156	0,168	0,184	0,204	0,228	0,252	0,27	0,306	0,35	0,415

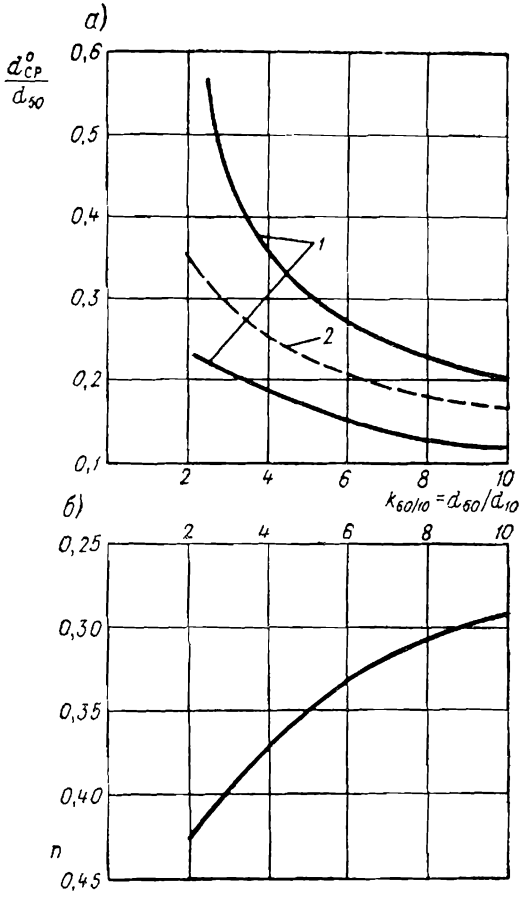


Рис 11.1. Графики зависимости коэффициента неоднородности песчаного грунта $k_{60/10}$

а — от среднего диаметра пор $d^0_{ср}$; *б* — от коэффициента пористости
1 — огибающие кривые; *2* — осредненная кривая

Коэффициент фильтрации можно оцен по эмпирической формуле В. С. Истоминой:

$$k=\frac{gn}{96\nu}\left(1-0{,}114\,\frac{1-n}{n}\right)\left(d^0_{ср}\right)^2 \qquad (11.19)$$

где n — коэффициент пористости, определяемый по графику (рис. 11.1, *б*) в зависимости от коэффициента неоднородности грунта:

$$k_{60/10}=d_{60}/d_{10};$$

d_{60} — контролирующий диаметр, менее которого в фильтре содержится 60% частиц;

d_{10} — действующий диаметр, менее которого в фильтре содержится 10% частиц;

$d^0_{ср}$ — средний диаметр пор, определяемый по графику (рис. 11.1, *а*) через диаметр частиц d_{50} (менее которого в фильтре содержится 50%) или с некоторым запасом по (11.20) при назначении коэффициента $\alpha_п$ по табл. 11.3:

$$d^0_{ср} = \alpha_п d_{60}. \tag{11.20}$$

Скорость перераспределения напора при откачке характеризуется коэффициентом пьезопроводности, который в напорных пластах

$$a = \frac{kt}{\mu_н}, \tag{11.21}$$

а в безнапорных

$$a = \frac{kh_{ср}}{\mu_б}, \tag{11.22}$$

где t — мощность водоносного пласта;

$h_{ср}$ — средняя мощность безнапорного пласта за период откачки;

$\mu_н$ — коэффициент водоотдачи напорных пластов;

$\mu_б$ — коэффициент водоотдачи безнапорных пластов.

Величина $\mu_б$ изменяется от 0,1 (мелкозернистые пески и супеси) до 0,25—0,3 (крупнозернистые гравелистые пески); для известняков — от 0,005 до 0,1; для сланцев, песчаников и разнообразных изверженных пород — от 0,001 до 0,03.

В водоносных горизонтах, сложенных рыхлыми породами, значения $\mu_н$ при мощности пласта $t \approx 20 \div 30$ *м* и пористости (пустотности) 0,2—0,3 составляют 10^{-2}—10^{-4}, в плотных трещиноватых породах при пористости 0,01—0,1 они оцениваются в 10^{-4}—10^{-6}.

Для ориентировочной оценки величины $\mu_б$ в песчаных отложениях при $\mu_б > 0{,}15$ П. А. Бецинский предлагает выражение

$$\mu_б = 0{,}177 \sqrt[7]{k}, \tag{11.23}$$

где k — в *м/сутки*.

§ 11.3. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА МИНЕРАЛЬНОЙ ВАТЫ, МАТЕРИАЛОВ И ИЗДЕЛИЙ ИЗ СТЕКЛЯННЫХ И БАЗАЛЬТОВЫХ ВОЛОКОН

Исследованиями последних лет установлено, что вместо песчано-гравийных фильтров в дренажах гидротехнических сооружений с успехом можно использовать обратные фильтры из искусственных минеральных волокнистых материалов (выпускаемых в виде плит, войлока, матов и т. д.).

В табл. 11.4 приведены значения коэффициента проницаемости *c* минеральной ваты и не пропитанных связками войлока, матов и полос из штапельного базальтового и стеклянного волокна с диаметром $d = 2 \div 40$ *мк* в зависимости от прикладываемого удельного давления p на фильтрующий материал.

Таблица 11.4

Значения $c \cdot 10^8$ $см^2$ для войлока, матов и полос из штапельного базальтового и стеклянного волокна

p, $кгс/см^2$	d, $мк$							
					16		32	
0	20,6	63,3		620	728	1090	1325	1630
0,5	5,1	16,7		190	280	382	425	497
1,0	3,1	14,2		127	156	249	286	255
1,5	2,3	9,84		93,5	128	191	226	211
2,0	2,1	7,53		66,0	107	163	165	169
2,5	1,7	6,94		54,2	90,-	141	134	147

Коэффициент фильтрации для минеральной ваты, войлока, матов и скорлуп из стеклянных и базальтовых волокон, не пропитанных или пропитанных органическими и минеральными связками, можно определять по рис. 11.2 или по формуле

$$k = \frac{g}{\nu} c m_1 m_2. \qquad (11.24)$$

В не пропитанных связками войлоке, матах при направлении фильтрации поперек волокон и $p = 0{,}02 \div 3$ $кгс/см^2$ коэффициенты $m_1 = m_2 = 1$.

При направлении фильтрационного потока вдоль волокон:

$m_1 = 2$	$p = 0{,}01 \div 0{,}02$ $/см^2$
$m_1 = 2 \div 1{,}2$	$p = 0{,}02 \div 0{,}3$
$m_1 = 1$	$p - 0{,}3$ $кгс/см^2$

Для войлока, плит, матов или скорлуп из волокна на органических связках (фенолоформальдегидные смолы или фенолоспирты при доле связки по весу $\varphi \leqslant 0{,}1$) или на магнезиальной связке (при $\varphi = 0{,}25$) коэффициент $m_2 = 0{,}8$. Для изделий на бентоколлоидной связке при $\varphi = 0{,}25$ и $p = 0{,}02$ $кгс/см^2$ значение $m_2 = 0{,}4$, а при

Таблица 11.5

Значения $k_{в.\,т}$

Материал	Предел изменения ΔH, $см$ $вод.$ $ст.$	$k_{в.\,т}$, $1/сек$
Уточный рукавный трикотаж из жгутов в 13 сложений (метрический номер жгута — 2) . .	0—3	1,3
Стеклохолст жесткий конструкционный прерывного волокна (ХЖКН)		1,3
Сетка стеклянная электроизоляционная (ССТЭ-6)		0,85
Стекловолокнистый холст из штапельного волокна (ВВГ)	0—6,5	
Вязально-прошивной материал (ВП-2)	0—10	
Четырехремизный усиленный двухлицевой (ТССНФ)		

$p = 2$ *кгс/см*^{2} коэффициент $m_2 = 0{,}013$. Изменение величин между приведенными крайними значениями m_2 и p происходит по линейному закону.

Значения коэффициента фильтрации, взятые по графику, при направлении фильтрационного потока вдоль волокон надо умножить на указанные выше величины коэффициента m_1.

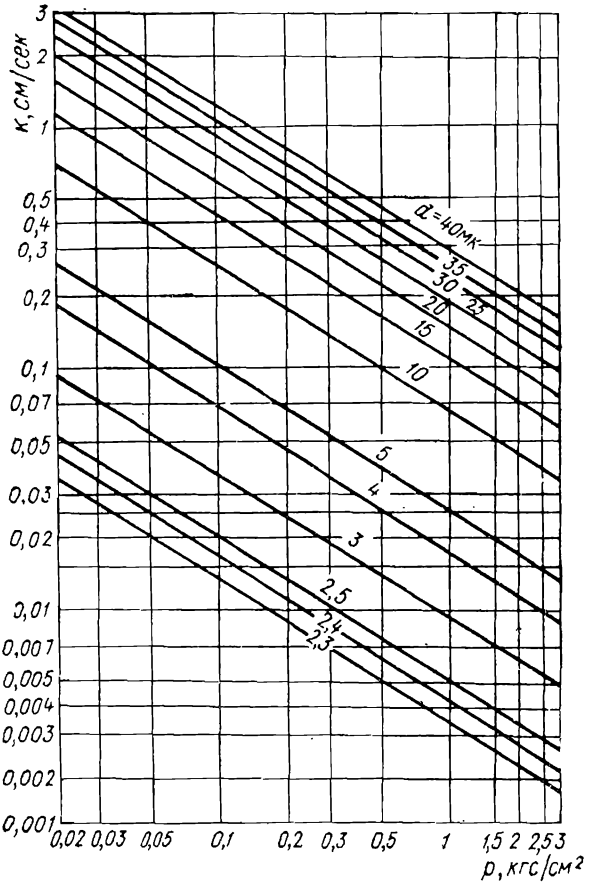


Рис. 11.2. Зависимость коэффициента фильтрации k поперек волокон от диаметра d элементарного штапельного или непрерывного стеклянного и базальтового волокон и удельного давления p на фильтрующий материал (в минеральном войлоке, матах и плитах из базальтового и стеклянного волокон на фенолоформальдегидных смолах, фенолоспиртовой и магнезиальной связках)

Для придания матам необходимой прочности при транспортировке, монтаже, укладке или при работе фильтра в дренаже они покрыты одной или двумя внешними оболочками из стеклотканей или нетканого стеклохолста (ВВГ). Для мелких трубчатых дренажей, пьезометрических и водопонизительных технических скважин можно изготовить фильтры из одного стеклохолста или иных стеклотканей.

Из графика зависимости между перепадом напоров ΔH и скоростью фильтрования v через ткани (рис. 11.3) следует, что для каждой ткани имеются начальные участки с линейной связью

$$v = k_{в.т.} \Delta H. \qquad (11.25)$$

Значения коэффициента $k_{в.т.}$, характеризующего водопроницаемость некоторых тканых и нетканых материалов, наиболее подходящих в качестве оболочек для фильтров, помещены в табл. 11.5.

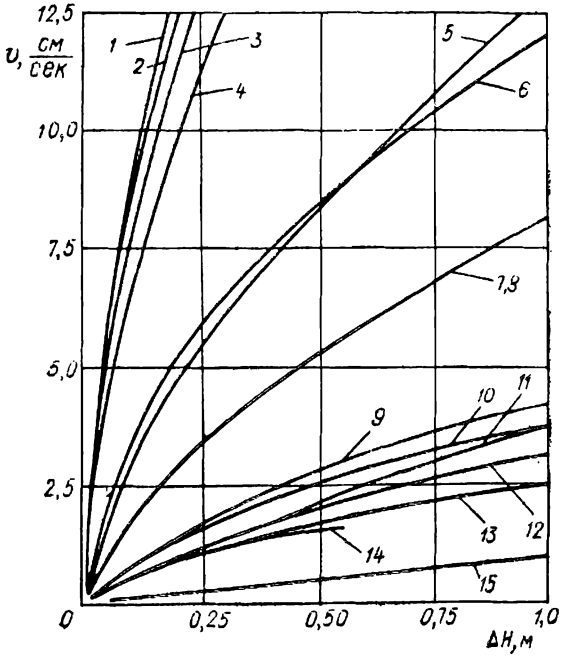


Рис. 11.3. Зависимость между перепадом напоров ΔH и скоростью фильтрования v через ткани

1, *8* и *11*—уточный рукавный трикотаж из стекложгутов: в 13 сложений (метрический номер жгута—2), в 30 сложений (метрический номер жгута—0,8) и в 60 сложений (метрический номер жгута—0,4); *2*—стеклохолст жесткий конструкционный (ХЖКН); *3*—сетка стеклянная фильтровальная (ССТЭ-6); *4*—стекловолокнистый холст (ВВГ); *5*—вязально-прошивной материал (ВП-2); *7*—то же, ВП-1; *6*—четырехремизный усиленный двухлицевой сатин; *9*, *10*, *12* и *14*—стеклоткани соответственно АСТТ(б)-$С_2$; АСТТ(б)-$С_1$, ТСФ(б)-7с и ЭОО8-70; *13*—четырехремизный сатин (основа кордная); *15*—стеклоткань гекстолитовая

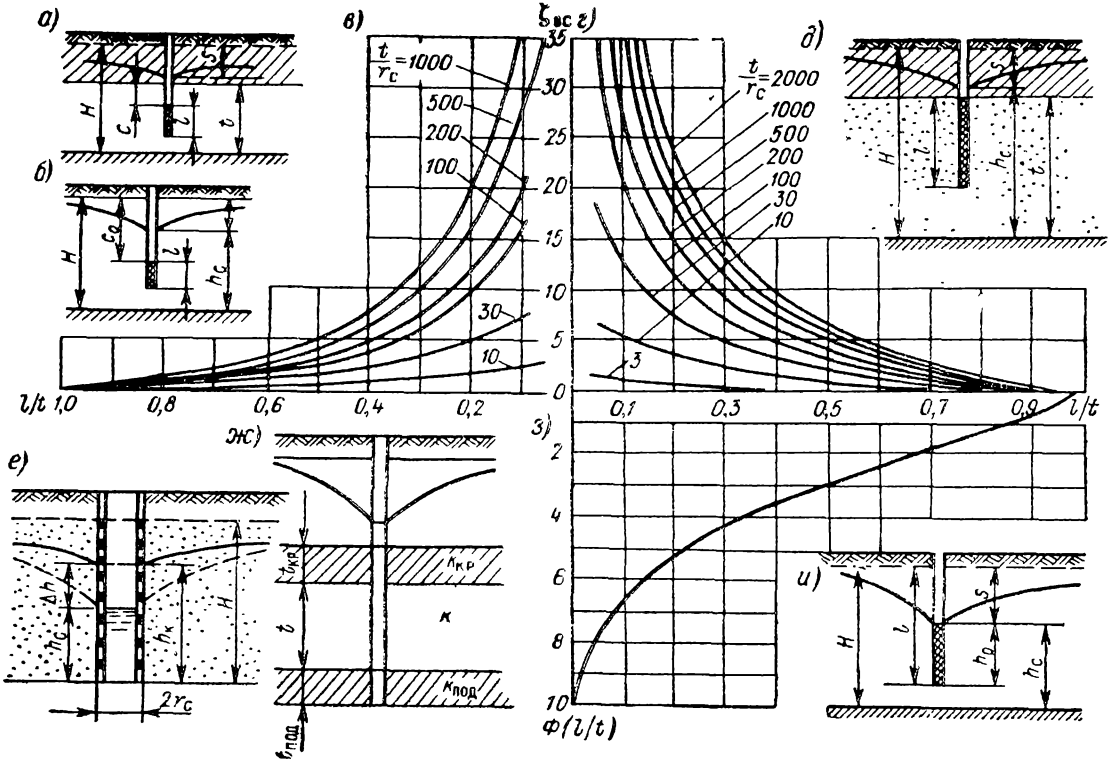

а)
б)
в)
ζ вс г)
t/r_c=1000
500
200
100
30
10
l/t 1,0 0,8 0,6 0,4 0,2
д)
t/r_c=2000
1000
500
200
100
30
10
3
0,1 0,3 0,5 0,7 0,9 l/t
ж)
з)
Φ(l/t)
е)
и)
H
l
t
h_c
h_к
Δh
2r_c
h_кр
h_под
h_0
s

Рис. 11.4. К расчету вертикальных скважин

а и *б* — схемы фильтров в средней части соответственно напорного и безнапорного пластов при $c + l/2 = (0{,}35 \div 0{,}65)\,t$; *в* — график $\zeta_{вс} = f(l/t)$ для схем *а* и *б*; *д* и *и* — схемы фильтров, примыкающих к кровле или подошве пласта; *г* — график $\zeta_{вс} = f(l/t)$ — для схем *д* и *и*; *е* — схема скважины с участком высачивания; *ж* — схема связи водоносного пласта с соседними; *з* — график интегральной функции $\Phi(l/t)$, входящей в (11.31).

§ 11.4. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СКВАЖИН

Различают два типа скважин: совершенные и несовершенные. Под совершенной понимают такую скважину, которая вскрывает водоносный горизонт на полную мощность, причем стенки ее закреплены водоприемным устройством (рис. 11.4, *е*). Такие скважины могут сооружаться только в устойчивых, не склонных к обрушению породах.

В водозаборных скважинах, оборудованных фильтрами, различают два вида несовершенства:

а) по степени вскрытия горизонта, которая зависит от длины фильтра по отношению к мощности пласта;

б) по характеру вскрытия, который зависит от устанавливаемых в пласте конструкций фильтров.

Дебит скважин в напорном водоносном пласте (рис. 11.4, *а* и *д*) можно выразить следующей формулой:

$$Q = \frac{2\pi kt\,(H - h_c)}{R + \zeta} = \frac{2\pi kts}{R + \zeta}, \qquad (11.26)$$

а в безнапорном водоносном горизонте (рис. 11.4, *б* и *и*):

$$Q = \frac{\pi k\left(H^2 - h_c^2\right)}{R + \zeta} = \frac{\pi ks\,(2H - s)}{R + \zeta}, \qquad (11.27)$$

где t — мощность водоносного пласта;

H — статический напор в водоносном пласте;

h_c — расстояние от уровня воды в колодце до подстилающего слоя;

$s = H - h_c$ — глубина откачки;

R — фильтрационное сопротивление, зависящее от геометрии водоносного горизонта в плане, схемы расположения в нем скважины и ее диаметра (табл. 11.6);

ζ — фильтрационное сопротивление, обусловленное несовершенством скважины, состоящее в соответствии с п. а и б из двух слагаемых:

$$\zeta = \zeta_{вс} + \zeta_{ф}. \qquad (11.28)$$

Радиус действия скважины (условный радиус влияния) приближенно может быть выражен формулой

$$R_к \approx 1{,}5\sqrt{a\tau}, \qquad (11.29)$$

где τ — время эксплуатации (откачки);

a — коэффициент пьезопроводности.

Таблица 11.6

Сопротивление R в зависимости от условий залегания водоносного грунта и положения скважины в плане

Описание положения скважины в плане	Выражение R
Скважина в центре круга с радиусом влияния $R_к$	$\ln \frac{R_к}{r_c}$
Центр скважины относительно центра кругового пласта на расстоянии e	$\ln \frac{R_к^2 - e^2}{r_c R_к}$
Скважина вблизи водоема на расстоянии a	$\ln \frac{2a}{r_c}$
Скважина в полосе шириной L между двумя водоемами (междуречье) на расстоянии l от одного из параллельных контуров питания	$\ln 0{,}64 \frac{L}{r_c} \sin \frac{\pi l}{L}$
Скважина в полосе шириной L между водоупором и водоемом на расстоянии l от водоупора	$\ln \frac{1{,}27L}{r_c} \operatorname{ctg} \frac{\pi l}{2L}$
Скважина в пласте рассматриваемого прямолинейного	$\ln \frac{1{,}13a\tau}{lr_c}$
Скважина в прямоугольном пласте с двумя пересекающимися под углом 90° контурами питания на расстояниях l_1 и l_2 от них	$\ln \frac{2l_1 l_2}{r_c \sqrt{l_1^2 + l_2^2}}$
Скважина в прямоугольном пласте с двумя пересекающимися контурами на расстоянии l_1 от контура питания и l_2 от непроницаемого контура	$\ln \frac{2l_1 \sqrt{l_1^2 + l_2^2}}{r_c l_2}$
Скважина в прямоугольном пласте с двумя пересекающимися непроницаемыми контурами на расстояниях l_1 и l_2 от них	$2 \ln \frac{1{,}13a\tau}{\sqrt{r_c l_1 l_2 \cdot 2\sqrt{l_1^2 + l_2^2}}}$
Скважина в полосе шириной L между двумя непроницаемыми контурами на расстоянии l от одного из параллельных контуров питания	$\frac{7{,}1\sqrt{a\tau}}{2L} + \ln \frac{0{,}16L}{r_c \sin \frac{\pi l}{L}}$
Для любой скважины в однолинейном ряду, расположенном вдоль полосы шириной L между областями питания и естественного дренажа. При этом расстояние между дренами в ряду $2l_0$, от ряда дрен до области питания R_1, а до области естественного дренажа R_2	$\ln \frac{l_0}{\pi r_c} + \frac{\pi R_1 R_2}{l_0 L}$
Два линейных симметричных на расстоянии B ряда скважин с радиусом депрессии $R_к$	$\frac{\pi R_к}{l_0} + \ln \frac{l_0}{\pi r_c \left\lvert 1 - e^{-\frac{\pi B}{l_0}} \right\rvert}$

Продолжение табл.

Описание водоносного пласта и положение скважины в нем в плане	Выражение R
Для любой из n скважин, расположенных по кругу радиусом R_0 и образующих радиус депрессии $R_к$	$\ln \frac{R_к^n}{n r_с R_0^{n-1}}$
Для n дискретных скважин с расходами Q_i на расстояниях r_i от скважины, в которой расход Q_0 и понижение уровня s	$\frac{Q_0}{Q_{сум}} \ln \frac{R_к}{r_с} + \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{Q_{сум}} \ln \frac{R_к}{r_i}$

Примечания. 1. Понижение уровня в центре системы взаимодействующих скважин определяется по такой же зависимости, что и для одиночной скважины с расходом $Q_{сум}$ и радиусом $r_{пр}$; при этом для линейной системы скважин с длиной ряда $2l_с$ радиус $r_{пр} \approx 0{,}37 l_с$; для кольцевой системы скважин, расположенных по окружности радиусом R_0, значение $r_{пр} = R_0$, для круговой площадной системы $r_{пр} \approx 0{,}61 R_0$.

2. Сложные контуры реальных дренажей приводятся к равновеликому кругу по формуле $R_0 = 0{,}56\sqrt{F}$, где F — общая площадь дренажа.

3. Формулы для R действительны при длительности откачки $t \geqslant 10 l_{макс}^2/a$, где $l_{макс}$ — максимальное расстояние откачки.

В случае поступления воды в эксплуатируемый горизонт мощностью t с коэффициентом k из соседних пластов через слабопроницаемую кровлю и подошву (рис. 11.4, *ж*) радиус действия водозабора приближенно равен:

$$R_к = 1{,}12 \sqrt{\frac{k t t_{кр}}{k_{кр} + k_{под} t_{кр}/t_{под}}}, \qquad (11.30)$$

где $k_{кр}$, $k_{под}$, $t_{кр}$ и $t_{под}$ — коэффициенты фильтрации мощности слабопроницаемых слоев в кровле и подошве.

Фильтрационное сопротивление на несовершенство скважины по степени вскрытия в напорном пласте (рис. 11.4, *д*) может быть найдено по формуле И. А. Чарного:

$$\zeta_{вс} = \left(\frac{t}{l} - 1\right) \ln \frac{4t}{r_с} - \frac{t}{2l} \Phi\left(\frac{l}{t}\right), \qquad (11.31)$$

где l — длина фильтра;
$\Phi(l/t)$ — интегральная функция, представленная на рис. 11.4, *з*.

Для определения $\zeta_{вс}$ можно пользоваться семейством кривых, представленных на рис. 11.4, *в* и *г*.

Для несовершенных скважин в безнапорном пласте $\zeta_{вс}$ определяется приближенно также по (11.31) или графикам на рис. 11.4 через расчетную глубину $t_р$ и длину $l_р$:

$$t_р = H - 0{,}5s; \qquad (11.32)$$

для схемы *и*

$$l_р = l - 0{,}5s, \qquad (11.33)$$

а для схемы *б*

$$l_р = l \text{ и } c_р = c_0 - 0{,}5s, \qquad (11.34)$$

где c_0 — глубина погружения водоприемной части фильтра от статического уровня.

Для $\zeta_ф$ В. И. Шуровым предложена следующая формула:

$$\zeta_ф = \frac{320t}{dnl}, \tag{11.35}$$

где d — диаметр фильтрующего отверстия, *см* (табл. 11.8);

n — число отверстий на 1 *м* перфорированной части;

и l — в *м*.

Для скважины, оборудованной щелевым фильтром при $\eta < 0{,}3$, может быть рекомендована такая формула:

$$\zeta_ф = \frac{2}{N} \ln \frac{2}{\pi\eta}, \tag{11.36}$$

где N — число вертикальных рядов щелей;

η — скважность, т. е. отношение суммарной площади всех щелей к поверхности всего фильтра (табл. 11.9).

Сопротивление фильтра приводит к уменьшению расхода скважины максимум на 12%.

Максимальный расход скважины примерно равен:

$$Q_{макс} \approx \pi d_ф l_ф v_{доп}, \tag{11.37}$$

где $d_ф$ и $l_ф$ — диаметр и длина фильтра;

$v_{доп}$ — допустимая скорость фильтрации у стенки фильтра, выраженная С. К. Абрамовым для скважин с сетчатыми, щелевыми и гравийными фильтрами в виде:

$$v_{доп} = 65 \sqrt[3]{k} \ [м/сутки]; \tag{11.38}$$

здесь k — коэффициент фильтрации, *м/сутки*.

Ориентировочные значения радиусов влияния $R_к$, полученные по данным большого ряда откачек, в зависимости от крупности песчано-гравийных отложений, слагающих водоносный пласт, приведены в табл. 11.7 Там же приведены значения k и $i_{кр}$, соответствующие допустимым скоростям фильтрации при входе воды в фильтр.

Таблица 11.7

Значения радиуса влияния, коэффициентов фильтрации, допустимых уклонов и скоростей

Показатели	Песок				
	тонкозернистый	мелкозернистый	среднезернистый	крупнозернистый	гравелистый
$R_к$, *м*	100	100	300	600	1000
k, *м/сутки*	1—10	10—40	40—70	70—200	200—400
$i_{кр}$	11	11—6	6—4	4—2	2—1
$v_{доп}$, *м/сутки*			240—280		400

Таблица 11.8

Размеры отверстий фильтров в зависимости от коэффициента неоднородности пород и их среднего диаметра

ип фильтра	Размеры проходных отверстий, *мм*	
	при $k_{60/10} < 2{,}0$	при $k_{60/10} > 2{,}0$
С круглой перфорацией .	$2{,}5-3d_{50}$	$3-4d_{50}$
Со щелями .	$1{,}25-1{,}5d_{50}$	$,5-2d_{50}$
Сетчаты	$1{,}5-2d_{50}$	$2-2{,}5d_{50}$

Примечание. Меньшие значения размеров проходных отверстий относятся к мелкозернистым пескам, а бо́льшие — к крупнозернистым.

Таблица 11.9

Скважность щелевых фильтров, изготавливаемых из труб различных материалов

Фильтры из труб	Ширина щели, *мм*	Предельная скважность, %
Стальных	3—30	30
Чугунных . . .	3—15	15
Асбестоцементных .	0,5—6	2
Деревянных клепочн	1—4	15
Винипластовы	0,5—8	25
Гончарных .	2—30	17
Фарфоровых	1—2	6

Пример 1. Сопоставим дебит двух скважин в грунтовом потоке мощностью $H=30$ *м* с коэффициентом фильтрации $k=20$ *м/сутки*, оборудованных фильтрами $d_1=0{,}1$ *м*; $d_2=0{,}2$ *м*; $l_1=10$ *м*; $l_2=5$ *м*, т. е. имеющих одинаковую поверхность ($\pi d_1 l_1 = \pi d_2 l_2$).

При равных понижениях $s=5$ и радиусе влияния $R_к=100$ *м* дебит скважины определится по формуле

$$Q=\frac{\pi k s (2H-s)}{\ln \frac{R_к}{r_с}+\zeta_{вс}}.$$

По рис. 11.4 полу $\zeta_{вс\,1}=8{,}5$ и $\zeta_{вс\,2}=17$; тогда $Q_1=26{,}6$ *м³/ч* и $Q_2=15{,}6$ *м³/ч*.

Из расчета видна значительная разница в дебитах скважин при равных водоприемных поверхностях, но при разных соотношениях между длиной и диаметром фильтров.

Скважность η проволочных фильтров выражается зависимостью

$$\eta=\frac{a_0}{a_0+d_{пр}}\cdot 100\%, \qquad (11.39)$$

где $d_{пр}$ — диаметр проволочной обмотки;

a_0 — просвет между витками проволоки.

При откачке воды из скважин, пробуренных в безнапорный водоносный горизонт, между уровнями воды в самой скважине и за

ее наружными стенками наблюдается скачок уровней:

$$\Delta h = \Delta h_в + \Delta h_ф, \tag{11.40}$$

где $\Delta h_в$ — промежуток высачивания воды;
$\Delta h_ф$ — потери напора в фильтре.

Величина $\Delta h_в$ может быть определена по форму.

$$\Delta h_в = \left\{ [0{,}73 \lg (\sqrt{Q/k}/r_c) - 0{,}51] \frac{Q}{k} + h_0^2 \right\}^{0{,}5} - h_0; \tag{11.41}$$

здесь h_0 — глубина воды в скважине от ее дна.

Потери напора в фильтре составляют

$$\Delta h_ф = \zeta_ф \frac{4Q^2}{\pi d_ф^2}, \tag{11.42}$$

где $\zeta_ф$ — коэффициент сопротивления фильтра, равный:
при $7{,}3\eta l_ф/d_ф > 6$

$$\zeta_ф = 1; \tag{11.43а}$$

при $7{,}3\eta l_ф/d_ф < 1{,}5$

$$\zeta_ф = \left(\frac{2d_ф}{7{,}3\eta l_ф}\right)^2 \tag{11.43б}$$

С. К. Абрамовым предложена эмпирическая формула для определения величины скачка Δh с учетом конструкции фильтра

$$\Delta h = 0{,}01 a_к \sqrt{\frac{Qs}{kF_ф}} \ [м], \tag{11.40а}$$

где $F_ф$ — рабочая площадь фильтра, $м^2$;
$a_к$ — коэффициент, учитывающий влияние конструкции фильтра, равный $a_к \approx 20\sqrt{м}$ для сетчатых и гравийных фильтров, $a_к \approx 7\sqrt{м}$ для дырчатого, щелистого и проволочного фильтров;
Q — в $м^3/сутки$;
k — в $м/сутки$;
s — в $м$.

Для несовершенных скважин коэффициент $a_к$ рекомендуется увеличивать в 1,25—1,5 раза в зависимости от степени несовершенства скважин.

§ 11.5. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ДРЕНЫ

1. Расход горизонтального водозабора на 1 *пог. м* его длины может быть оценен по (11.26) и (11.27), в которых при расположении водозабора на междуречье на расстоянии l от реки (рис. 11.5, *а*) — $R = \pi l$, а на расстоянии $l_р$ от реки (рис. 11.5, *б*) — $R = 2\pi \frac{l_р L}{l_р + L}$; здесь L — дальность действия горизонтального водозабора:

$$L = 1{,}12\sqrt{a\tau}. \tag{11.44}$$

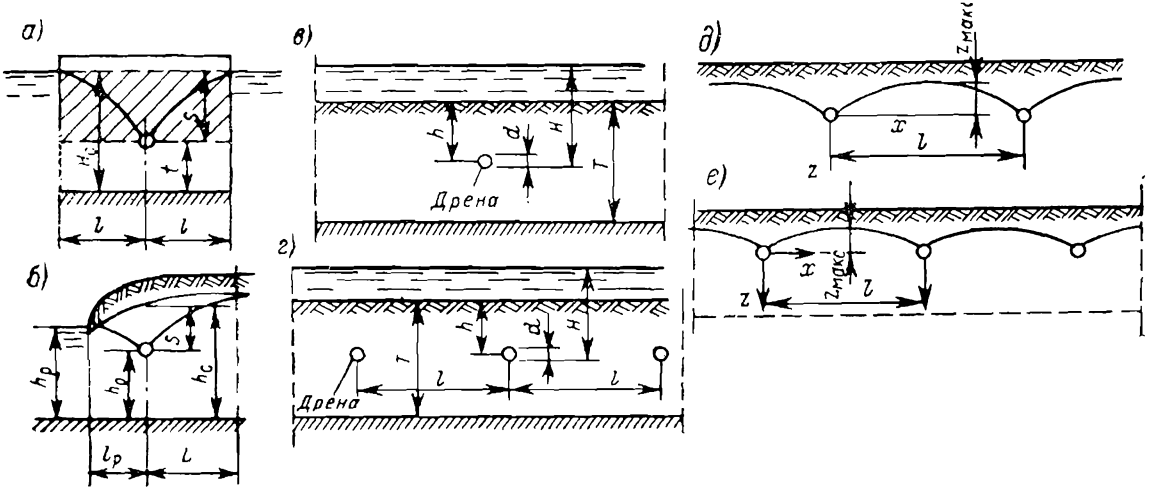


Рис. Расчетные схемы горизонтальных дрен

Дополнительное сопротивление ζ в (11.26) и (11.27):
в напорном пласте

$$\zeta = \left[\frac{28}{9(1+9\,d/t)} - \frac{14}{45}\right] t; \tag{11.45}$$

в безнапорном потоке

$$\zeta = \left[\frac{28}{9(1+9\,d/h_{ср})} - \frac{14}{45}\right] h_{ср} \tag{11.46}$$

2. Дебит подруслового водозабора (рис. 11.5, *в*) может быть определен по формуле

$$q = k\,\frac{H - h_0}{Б}, \tag{11.47}$$

где k — расчетное значение коэффициента фильтрации подрусловых отложений с учетом проницаемости донных осадков в водоеме;

H — превышение горизонта воды в водоеме над дном водозабора;

h_0 — высота напора или глубина наполнения в водозаборе от дна его.

При залегании водоупора на глубине T от дна водоема и глубине заложения h подруслового водозабора диаметром d

$$Б = 0{,}37\,\lg\left[\lg\left(\frac{\pi}{8}\cdot\frac{4h-d}{T}\right)\operatorname{ctg}\left(\frac{\pi}{8}\cdot\frac{d}{T}\right)\right]; \tag{11.48}$$

при глубоком залегании водоупора ($T \to \infty$)

$$Б = 0{,}37\,\lg\left(4\,\frac{h}{d} - 1\right), \tag{11.49}$$

а в случае дрены, лежащей на водоупоре,

$$Б = 0{,}733\,\lg\operatorname{ctg}\left(\frac{\pi}{8}\cdot\frac{d}{T}\right). \tag{11.50}$$

3. Фильтрационный расход каждой дрены из многочисленной их системы (рис. 11.5, *г*) определяется также по (11.47), при этом коэффициент $Б$ при расстоянии между дренами $l < 0{,}6T$ выражается формулой

$$Б = 0{,}37\,\lg\frac{\operatorname{sh}\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{4h-d}{l}\right)}{\operatorname{sh}\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{d}{l}\right)}. \tag{11.51}$$

4. Расход при симметричной фильтрации к дрене и при отсутствии водоупора может быть определен, если в уравнение кривой депрессии

$$\frac{xk}{q} = \operatorname{sh}^2\left(-\frac{\pi}{2}\cdot\frac{zk}{q}\right) \tag{11.52}$$

подставить превышение одной из точек кривой депрессии z_0 над дреной, находящейся на расстоянии x_0 от нее (табл. 11.10).

Таблица 11.10

К определению расхода q по (11.52)

	1,11		1,97	2,23	2,54	5,3	5,95	6,7	8,5	14,1	23,7	38,9	66,5
zk/q	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7	1,0	1,05		1,2	1,4	1,6	1,8	
xk/q	0,446	0,75	1,18	1,45	1,78	5,3	6,25	7,4	10,2	19,8	38	70	133

5. Для системы из двух параллельных дрен (рис. 11.5, *д*), находящихся на расстоянии l, максимальное превышение междудренной ветви $z_{макс}$ кривой депрессии над горизонтом воды в дренах при отсутствии водоупора составляет:

$$z_{макс} = 0{,}733 \frac{q}{k} \lg\left(1 + \frac{lk}{q}\right); \qquad (11.53)$$

для системы из большого числа дрен (рис. 11.5, *е*)

$$z_{макс} = 0{,}733 \frac{q}{k} \lg \operatorname{ctg}\left(\frac{\pi}{4k} \cdot \frac{q}{l + q/k}\right). \qquad (11.54)$$

§ 11.6. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ОСВЕТЛЕНИЯ ВОДЫ ФИЛЬТРОВАНИЕМ

1. Интенсивность процесса фильтрования характеризуется скоростью фильтрования, представляющей собой частное от деления расхода фильтруемой воды на площадь фильтрующего слоя.

По характеру фильтрующего слоя фильтры разделяются на следующие виды:

а) зернистые, в которых фильтрующий слой состоит из зерен песка, дробленого кварца, антрацита, мрамора, магнезита и др.;

б) тканевые, в которых фильтрующим слоем служит ткань (хлопчатобумажная, льняная, сукно, капроновая или стеклоткань);

в) сетчатые, в которых фильтрующим слоем является сетка с отверстиями, достаточно малыми для задержания из воды взвеси;

г) намывные, в которых фильтрующий слой образуется из вводимых в воду фильтрующих порошков, откладывающихся в виде тонкого слоя на каркасе фильтра; в качестве фильтрующих порошков применяют диатомит, древесную муку, асбестовую крошку и др. а каркасом служит пористая керамика, металлическая сетка, синтетическая ткань.

Зернистые фильтры по скорости фильтрования разделяют на медленные (менее 0,5 *м/ч*), скорые (2—15 *м/ч*) и сверхскоростные (более 25 *м/ч*).

2. При осветлении вод, содержащих особо прочную взвесь, например взвесь, образующуюся при коагуляции в зоне оптимальных величин pH глинистой суспензии с упрочнением коагулянта полиакриламидом, на поверхности фильтрующего слоя (медленных и скорых фильтров) образуется пленка.

При чисто пленочном фильтровании вод, содержащих несжимаемую взвесь, продолжительность фильтроцикла

$$T_{\Phi} = \frac{H_{\text{кон}} - H_0}{\beta \eta M_{\text{т}} v^2}, \tag{11.55}$$

где $H_{\text{к}}$ и H_0 — конечная и начальная (в фильтрующем слое) потери напора;

η — динамический коэффициент вязкости фильтруемой воды;

v — скорость фильтрования;

$M_{\text{т}}$ — весовое содержание взвеси в осветляемой воды;

β — удельное сопротивление осадка (устанавливается опытным путем и зависит от принятых единиц измерения).

Удельное сопротивление осадка по мере роста толщины пленки возрастает; потери напора в ней определяются по зависимости

$$\beta = \beta_0 H^n, \tag{11.56}$$

где n — показатель сжимаемости осадка.

Продолжительность фильтроцикла

$$T_{\Phi} = \frac{H_{\text{кон}}^{1-n} - H_0^{1-n}}{(1-n)\beta_0 M_{\text{т}} v^2 \eta}. \tag{11.57}$$

3. Продолжительность работы фильтра до проскока в фильтрат взвеси в концентрации бо́льшей, чем заданное отношением c_0/c_{Φ},

$$T_{\text{защ}} = \frac{1}{k}\left(\frac{h_{\Phi}}{d^{0,7} v^{1,7}} - \frac{s_0 d}{v}\right) [\text{мин}], \tag{11.58}$$

где h_{Φ} — толщина фильтрующего слоя, *см*;

s_0 — константа, зависящая от соотношения мутности поступающей на фильтр воды c_0 к мутности фильтрата c_{Φ}; при $c_{\Phi}/c_0 = 0{,}05$ величина $s_0 = 3{,}7 \div 6{,}8$ и $k = 1{,}69 \div 1{,}29$, а при $c_{\Phi}/c_0 = 0{,}1$ величина $s_0 = 3 \div 5{,}6$ и $k = 1{,}51 \div 1{,}24$;

v — в *м/ч*;

d — в *мм*.

При осветлении воды с прочной взвесью фильтр выходит на промывку не по проскоку взвеси в фильтрат, а по достижении предельной потери напора $H_{\text{пр}}$. В этом случае продолжительность фильтроцикла

$$T_{\Phi} = \frac{H_{\text{пр}} - H_0}{H_0} \cdot \frac{i_0 h_{\Phi}}{h/t}, \tag{11.59}$$

где h/t — темп прироста потери напора;

i_0 — гидравлический уклон в чистой фильтрующей загрузке.

4. Коэффициент фильтрации в процессе заиления загрузки фильтра уменьшается, согласно данным З. К. Киселевой, по зависимости

$$k = k_0\left(1 - \frac{\alpha M}{n_0 W_{\text{з}}}\right)^3 = k_0\left(1 - \frac{W_{\text{из}}}{n_0 W_{\text{з}}}\right)^3. \tag{11.60}$$

где n_0 — коэффициент пористости чистой загрузки;

$W_з$ — объем загрузки в фильтре;

$W_{вз} = \alpha M$ — объем задержанной взвеси в порах загрузки;

α — удельный объем взвеси в порах загрузки, примерно равный: для ила 0,0083—0,046, для коагулированного ила 0,016—0,022, для глины 0,0019—0,008, для коагулированной глины 0,0044—0,0085 $м^3/кгс$;

$M/W_з$ — грязеемкость загрузки, практически пропорциональная времени работы фильтра (примерно равная 2,6—1,4 $кгс/м^3$).

5. При расчете фильтров назначают толщину фильтрующего слоя, диаметр его зерен и скорость фильтрования. При выборе расчетной скорости следует ориентироваться на данные табл. 11.11 или пользоваться графиком на рис. 11.6, составленным для осветления вод средней полосы.

Расчетный темп прироста потери напора, равный предельно допустимой величине потери напора в фильтре, деленной на расчетную продолжительность межпромывочного периода работы фильтра, может быть принят для открытых фильтров 250 *мм/ч*, для напорных — 850 *мм/ч*.

При осветлении воды мутностью M, отличной от 15 *мг/л*, пересчет расчетной скорости прироста потери напора производится по формуле

$$\Delta H_р = \alpha \frac{\Delta H_{15}}{15} \ [м], \qquad (11.61)$$

где α — коэффициент, учитывающий свойства взвеси; при осветлении коагулированной речной воды $\alpha = 1$, при осветлении воды, умягченной известкованием с коагулированием, $\alpha = 0{,}75$.

Таблица

Рекомендуемые скорости фильтрования и характеристика фильтрующего слоя фильтров, работающих на полное осветление воды мутностью не выше 15 *мг/л*

Фильтр	Дм			Коэффициент неоднородности d_{60}/d_{10}	Высота слоя, *мм*	Расчетная скорость фильтрования (*м/ч*) при режиме	
	минимальный	максимальный	эквивалентный			нормальном	форсированном
Скорый	0,5	1,2	0,7—0,8	2—2,2	700	6	
	0,7	1,5	0,9—1,0	1,8—2	1200—1300	8	
	0,9	1,8	1,1—1,2	1,5—1,7	1800—2000	10	
Двухслойный:							
кварцевый песок	0,5	1,2	0,8	—	400—500	10	12
антрацит	0,8	1,8	1,1	2	400—500		
Скорый двухпоточный	0,5	1,5	0,9	2—2,2	Кварцевый песок 1450—1650	12	15

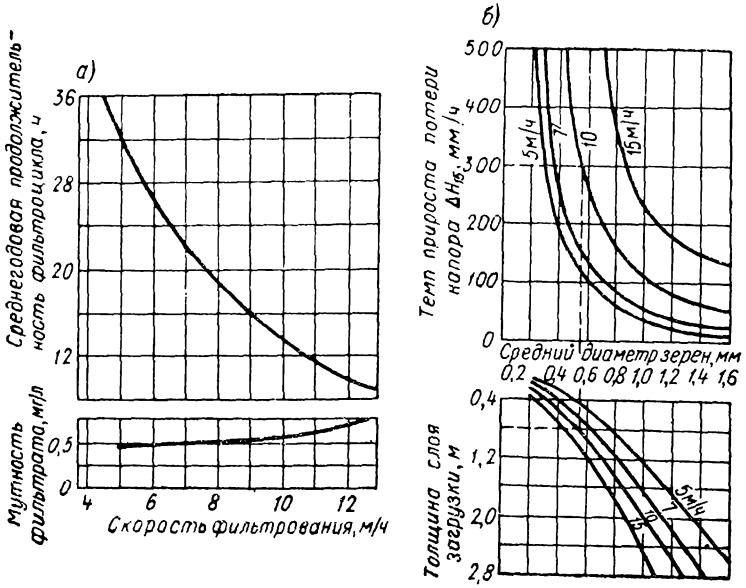


Рис. 11.6. Графики для расчета фильтров

а — влияние скорости фильтрования на показатели работы фильтра; *б* — для темпа прироста потери напора и толщины слоя загрузки

Пример 2. Вода реки, поступающая на открытые фильтры, содержит 24 *мг/л* взвеси и умягчается известкованием. Выбрать расчетную скорость фильтрования и характеристики фильтрующего слоя (фильтр промывается один раз в 12 ч).

Расчетная скорость прироста потери напора в фильтре, работающем на воде мутностью 24 *мг/л*,

$$\Delta H_p = 0{,}75.$$

Для определения искомых величин проводим через точки на оси ординат (рис. 11.6, *б*) соответствующую $\Delta H_p = 300$ *мм/ч* линию, параллельную оси абсцисс. Снося на эту ось точки пересечения данной линии с кривыми скорости фильтрования 5, 7, 10 и 15 *м/ч*, получаем интересующие нас величины:

Скорость фильтрования, *м/ч*				15
Средний диаметр зерен фильтрующего слоя, *мм*	0,28	0,35	0,54	0,86
Толщина фильтрующего слоя, *мм*	180	360	800	1860

Для оценки толщины фильтрующего слоя крупнозернистых фильтров (средний диаметр зерен $d = 0{,}8 \div 1{,}5$ *мм*) может быть использована формула для глубины H проникания загрязнений в толщу загрузки фильтра, работающего до потери напора 2,5 *м* и осветляющего речную воду при температуре 25 °С:

$$H = 3{,}5 d^{2{,}46} v^{1{,}56} \ [см], \qquad (11.62)$$

где v — скорость фильтрования, *м/ч*; d — в

Необходимая площадь фильтров контактных осветлителей может быть определена по формуле

$$F = \frac{Q}{Tv_p - 3{,}6nwt_1 - nl_2v_p - nt_3v_p} =$$

$$= \frac{Q}{v_p(T - nt_2 - nt_3) - 3{,}6nwt_1} \ [м^2], \quad (11.63)$$

где Q — полезная расчетная производительность фильтровальной станции, *м³/сутки*;

T — продолжительность работы станций в течение суток, *ч*; (при $Q > 2000$ *м³/сутки* выгодна ее трехсменная работа: $T = 24$ *ч*);

v_p — расчетная скорость фильтрования при нормальном режиме работы станции, *м/ч* (табл. 11.11, 11.13, 11.14 и 11.15);

n — число промывок каждого фильтра в сутки; $n = 1{,}5 \div 2$ для частично автоматизированных, $n = 3 \div 4$ для полностью автоматизированных станций;

w — расчетная интенсивность промывки (*л/сек·м²*), принимаемая в пределах 12—20 *л/сек·м²* (табл. 11.12 и 11.13);

t_1 — продолжительность промывки в часах, которую принимают равной 0,084—0,1 *ч* для скорых фильтров, 0,1—0,12 *ч* для двухслойных, 0,12—0,13 *ч* для контактных осветлителей; 0,13—0,15 *ч* для фильтров АКХ;

t_2 — время простоя фильтра в связи с его промывкой в часах, равное 0,3—0,5 *ч* для обычных скорых крупнозернистых двухслойных фильтров и контактных осветлителей и 0,5 *ч* для фильтров АКХ;

Таблица 11.12

Интенсивность и продолжительность промывки фильтров

Тип загрузки и фильтра	Требуемое относительное расширение загрузки, %	Интенсивность промывки, *л/сек·м²*	Продолжительность промывки, *мин*
Скорые фильтры:			
$d = 0{,}7 + 0{,}8$ *мм*	45	12—14	6—5
$d = 0{,}9 + 1{,}0$ »	30	14—16	
$d = 1{,}1 + 1{,}2$ »	25	16—18	
Скорые фильтры с двухслойной загрузкой	50	13—15	7—6
Скорые двухпоточные фильтры:			
взрыхление наддренажного слоя песка	—	6—8	2—1
основная нижняя промывка	30	13—15	6—5
промывка дренажа	—	10—12	2—1

Примечания. 1. Значения интенсивности промывки указаны при температуре воды 20° С.

2. Бо́льшим значениям интенсивности промы соответствуют меньшие значения продолжительности.

3. При неподвижном устройстве верхней промывки интенсивность промывки следует принимать 3—4 *л/сек·м²*, напор 30—40 *м*. Распределительные трубы надо располагать на расстоянии 60—80 *мм* от поверхности загрузки через каждые 700—1000 *мм*. Расстояния между отверстиями в распределительных трубах или между насадками необходимо принимать 80—100 *мм*. При вращающемся устройстве интенсивность промывки следует принимать 0,5—0,75 *л/сек·м²*, напор 40—45 *м*.

Таблица 11.13

Крупность, высота слоев загрузки, скорость фильтрования и интенсивность промывки грубозернистых фильтров

Материал загрузки	Крупность материала загрузки, *мм*	Коэффициент неоднородности, не более	Высота слоя загрузки, *м*	Скорость фильтрования, *м/ч*	Интенсивность промывки, *л/сек·м²*	
					водяной	воздушной
Кварцевый песок	0,8—1,8	1,8	1,5—2	10—12	6—8	15—20
То же	1,5—2,5	2	2,5—3	13—15	6—8	18—25

Таблица 11.14

Скорость фильтрования в контактных осветлителях

Количество осветлителей	2	3	4	5	6 и более
Расчетная скорость фильтрования, *м/ч*	3	4	4,5	4,8	5

Таблица 11.15

Скорость фильтрования в медленных фильтрах

Содержание взвешенных частиц в исходной воде, *мг/л*	Скорость фильтрования, *м/ч*	
	при работе всех фильтров	при выключении одного из фильтров на ремонт или чистку
До 25	0,2	до 0,3
Свыше 25	0,1	0,2

$t_з$ — продолжительность спуска первого фильтрата или продолжительность работы фильтра после промывки при сниженной производительности; принимают 0,17—0,2 *ч* в зависимости от мутности фильтруемой воды.

6. Чтобы весь не выносилась из осветлителя в фильтрат, максимально допустимая потеря напора $H_{пр}$ в слое при его заиливании должна быть:

$$H_{пр} = h_ф (1 - n_0) \left(\frac{\gamma_з}{\gamma_в} - 1 \right), \qquad (11.64)$$

где $\gamma_з$ и $\gamma_в$ — удельный вес песка и воды;

$h_ф$ — толщина слоя загрузки.

Для обычных песков при пористости чистой загрузки $n_0 = 0{,}4$ и $\gamma_з = 2{,}65$ *тс/м³* величина $H_{пр} \approx h_ф$. Предельно допустимая по-

теря напора в фильтрующем слое не должна превышать его толщину.

7. Количество промывной воды $Q_п$ определяют по формуле

$$Q_п = Fw, \qquad (11.65)$$

здесь w — интенсивность промывки ($л/сек \cdot м^2$) в период наиболее высокой температуры промывной воды:

$$w = s\frac{d_{экв}^{1,33}(e+n_0)^{1,77}}{(e+1)^{1,33}\eta^{0,54}} \quad [л/сек \cdot м^2], \qquad (11.66)$$

где $s = 5$ для песков, $s = 2{,}8$ для дробленого антрацита;

$n_0 \approx 0{,}4$;

e — расширение фильтрующего слоя при промывке в долях его первоначальной высоты (принимается от 30 до 50%);

d — в *мм*;

η — в *пз*.

Интенсивность промывки водой с температурой 20° С, при которой начинается взвешивание нижних наиболее крупных ($d_{макс}$) фракций загрузки,

$$w_{кр} = (15 \div 8)\, d_{макс}^{1,33} \quad [л/сек \cdot м^2], \qquad (11.67)$$

где коэффициент 15 — для кварцевого песка, а 8 — для антрацитовой крошки; d — в *мм*.

Для определения напора $h_{г.с} + h_{ф.с}$ при промывке необходимо найти:

а) потерю напора $h_{г.с}$ в гравийных поддерживающих слоях

$$h_{г.с} = 0{,}22 H_{г.с} w \quad [м], \qquad (11.68)$$

где $H_{г.с}$ — толщина слоев гравия в фильтре,

б) потерю напора в фильтрующем слое

$$h_{ф.с} = (a + bw)\, h_ф \quad [м], \qquad (11.69)$$

где a и b — параметры, равные для кварцевого песка с размером зерен 0,5—1 *мм* соответственно 0,76 и 0,017, а для песков с размером зерен 1—2 *мм* — 0,86 и 0,004; $h_ф$ — в *м*; w — в $л/сек \cdot м^2$.

Для удаления из воды растворенных органических веществ природного и неприродного происхождения целесообразно применение фильтров с активным углем, потери напора в котором могут приниматься по данным табл. 11.16.

Таблица 11.16

Потери напора в слое активного угля

Средний диаметр зерен угля, *мм*	Потери напора (*м. вод. ст.*) в слое угля толщиной 1 *м* при скорости фильтрования в *м/ч*			
	5	10	20	30
1	0,20		0,80	
1,5	0,07		0,32	
2	0,0		0,15	

§ 11.7. РАСЧЕТ ДРЕНАЖА СКОРЫХ ВОДООЧИСТНЫХ ФИЛЬТРОВ ИЗ ПОРИСТОГО БЕТОНА

Дренаж скорых водоочистных фильтров из пористого бетона имеет ряд экономических и эксплуатационных преимуществ перед трубчатым дренажом с поддерживающими гравийными слоями.

По исследованиям Н. П. Заволоки и Г. М. Басса, при изготовлении дренажа можно применять разнозернистый заполнитель крупностью 2—20 *мм*, средний диаметр которого определяется на основе ситового анализа по формуле

$$d = \sum_{i=1}^{n} p_i d_i, \tag{11.70}$$

где p_i — относительное весовое содержание частиц заполнителя на сите калибра d_i.

Чтобы зерна фильтрующей загрузки не просыпались через поры дренажа, должна соблюдаться следующая зависимость наибольшего допускаемого диаметра заполнителя $d_н$ от наибольшего размера зерен загрузки d_{100}:

при $d_{100} < 1{,}5$ *мм*

$$d_н = 6{,}35 d_{100} - 1{,}0 \text{ мм}, \tag{11.70а}$$

при $d_{100} \geqslant 1{,}4$ *мм*

$$d_н = 3{,}56 d_{100} + 3{,}16 \text{ мм}. \tag{11.70б}$$

Дренаж скорых фильтров обычно устраивают из пористых бетонных блоков с продольными каналами длиной L_0, через которые распределяется промывная вода.

При шаге продольных каналов $2d_0$ (d_0 — диаметр продольного канала) наиболее равномерное распределение промывной воды обеспечивается при следующем равенстве:

$$\frac{8L_0}{\pi d_0} I = 2140 \left[\frac{A_0^{1/2}}{(1 - A_0)^{1/3}} \cdot \frac{d_0 d}{2b_0^2} \right]^{3/4} \tag{11.71}$$

где I — интенсивность промывки фильтра, *см/сек*;

b_0 — толщина слоя пористого бетона над каналом, *см*;

A_0 — объемная относительная пористость бетона (табл. 11.17).

Таблица 11.17

Осредненная пористость бетона, приготовленного виброуплотнением на гранитном щебне 2—20 *мм*

d, *мм*	2,26	3,87	5,12	5,91	6,68	7,46	8,76	9,7	10,9	11,47	12,38	13,21
A_0	0,131	0,116	0,108	0,103	0,101	0,101	0,104	0,112	0,126	0,135	0,152	0,162

Уклон трения в дре[illegible]ке из пористого бетона при обратной промывке фильтров

$$i = \frac{456}{g} \sqrt{\frac{(1-\Lambda_0)^{5/3}}{A_0^{3/2}} \cdot \frac{\nu}{d^5} v^7} \qquad (11.72)$$

Для выравнивания подачи воды из центрального или бокового подающего канала в продольные распределительные каналы на входе в последние надо предусматривать патрубки диаметром на один калибр меньше диаметра продольного распределительного канала с площадью отверстий в заглушке патрубка

$$f_0 = \frac{20 d_0 L_0 I}{0{,}6 \sqrt{2 g h_w}}, \qquad (11.73)$$

где h_w — потери напора в патрубке большого сопротивления, принимаемые 2—2,5 *м вод. ст.*

Продолжительность службы (в годах) пористобетонного дренажа в условиях реагентной очистки воды может быть определена по формуле Н. П. Заволока и Г. М. Басса:

$$T = \frac{1}{365} \exp\left\{ \frac{B}{2A} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4A}{B^2} \left(1 - \frac{0{,}6}{k_з} \right) R_m} \right] \right\}, \qquad (11.74)$$

где B — фактор стойкости пористого бетона (для портландцемента $B = 0{,}161$, для пуццоланового $B = 0{,}183$);

A — фактор агрессивности воды (для портландцемента $A = 0{,}967$, для пуццоланового $A = 0{,}648$);

$k_з$ — коэффициент запаса прочности на сжатие;

R_m — исходная прочность пористого бетона на сжатие, *кгс/см²*.

Если активная реакция очищаемой воды pH $\geqslant 7$ и щелочность ее не менее 3 *мг-экв/л*, то дренаж можно выполнить из портландцемента; в противном случае — из пуццоланового цемента.

Пример 3. Для очистной станции производительностью 41 800 *м³/сутки* принято восемь фильтров площадью по 30 *м²* (8,75 × 3,45). Если загрузка состоит из кварцевого песка 0,7—1,5 *мм* ($d_{100} = 1{,}5$ *мм*), то наибольший допускаемый диаметр заполнителя $d_{ц} = 8{,}35$ *мм*; так что в качестве заполнителя можно использовать гранитный щебень со средним диаметром $d = 7{,}04$ *мм*. При расходе цемента Ц = 225 *кгс/м³* и В/Ц = 0,32 исходная прочность $R_m = 63$ *кгс/см²* и $k_з = 63\ 0{,}42 = 150$.

При активной реакции воды 7,1 и щелочности ее 3,8 *мг-экв/л*, по (11.74), $T = 25{,}4$ года. При интенсивности промывки фильтров 14 *л/сек·м²*, $L_0 = 3{,}45$ *м* и $d_0 = 125$ *мм* из (11.71) имеем: $b_0 = 10$ *см*; $i = 2{,}5$.

Из бокового канала длиной 8,75 *м* вода входит через отверстия общей площадью 28,3 *см²* в патрубках большого сопротивления диаметром 100 *мм* в разделительные каналы. Потери напора в патрубке составят 2,57 *м вод. ст.* а в дренаже 2,57 + 0,25 = 2,82 *м вод. ст.*

§ 11.8. ОСНОВЫ ФИЛЬТРОВАНИЯ СУСПЕНЗИЙ

Процесс фильтрования суспензий, газов и воздуха основан на способности пористых перегородок, являющихся основной частью фильтрующих аппаратов, задерживать на своей поверхности твердые взвешенные частицы и пропускать под действием разности давления Δp до и после перегородки жидкую фазу и газ. Твердые частицы, задержанные на поверхности перегородки, образуют осадок, который должен периодически или непрерывно удаляться, так

как увеличен толщины осадка повышается его гидравлическое сопротивление.

Расход фильтрата Q малоконцентрированных суспензий вязкостью η через поверхность площадью Ω может быть подсчитан по формуле

$$Q = \frac{\Delta p \Omega}{R_{\text{п}} \eta}, \tag{11.75}$$

где $R_{\text{п}}$ — сопротивление фильтрующей перегородки с диаметром пор d^0 и толщиной t, определяемое экспериментально или по формуле

$$R_{\text{п}} = \frac{200 e_{\text{п}}^2 (1-n)^2 t}{(d^0)^2 n^3}; \tag{11.76}$$

$e_{\text{п}}$ — коэффициент, зависящий от поверхности пор (для гладкой поверхности — 1,16, для шероховатой — 1,5);

n — пористость фильтрующего материала.

Накапливающийся осадок оказывает при фильтровании суспензии дополнительное сопротивление

$$R_{\text{ос}} = \frac{200 e_{\text{п}}^2 (1-n_{\text{ос}}) h_1 k_{\text{п}}}{(d^0)^2 n_{\text{ос}}^3}, \tag{11.77}$$

где h_1 — высота жидкости над фильтрующей перегородкой перед началом фильтрования;

$n_{\text{ос}}$ — пористость осадка;

$k_{\text{п}}$ — коэффициент пропорциональности между высотой слоя жидкости h_1 и толщиной осадка.

Коэффициент $k_{\text{п}}$ определяют опытным путем или подсчитывают, если известны концентрация осадка в исходной суспензии и его объемный вес.

Для сжимаемого осадка, когда осадок под давлением Δp приобретает определенную структуру (от рыхлой на поверхности до плотной у механической поддержки), его проницаемость выражают функцией «сдавливания»

$$c = \frac{b}{\Delta p^{\beta}}, \tag{11.78}$$

где b и β — постоянные для данного материала, принимаемые по опытным данным.

Сопротивление осадка представляют в виде:

$$R_{\text{ос}} = \frac{1-\beta}{b} \Delta p^{\beta} \frac{V_{\text{ос}}}{\Omega}; \tag{11.79}$$

здесь $V_{\text{ос}} = \Omega t_{\text{ос}}$ — объем влажного осадка толщиной $t_{\text{оо}}$ на поверхности;

β — коэффициент сжимаемости осадка (изменяется от 0 до 1).

Например, для водных суспензий (при выражении Δp в $Н/м^2$):

гидроокиси алюминия	$b = 10^{-11}$ $м^2$	$\beta = 0{,}95$
» хрома	$b = 2{,}27 \cdot 10^{-12}$ $м^2$	$\beta = 0{,}707$
карбоната магния	$b = 1{,}34 \cdot 10^{-13}$ $м^2$	$\beta = 0{,}37$
» кальция	$b = 10^{-8}$ $м^2$	$\beta = 0{,}33$

Объем фильтрата V в зависимости от продолжительности фильтрования τ с образованием несжимаемого осадка на несжимаемой фильтрующей перегородке равен:

$$V = s\frac{\sqrt{p\Omega\tau}}{\eta(R_{\text{ос}} + sR_{\text{п}})}, \qquad (11.80)$$

где s — коэффициент, зависящий от условий фильтрования.

Если фильтрование протекает при постоянной разности давлений, то $s = 2$. При фильтровании с постоянной скоростью $s = 1$, а величина Δp в (11.80) имеет максимальное значение, соответствующее концу фильтрования.

К практически несжимаемым можно отнести осадки, состоящие из частиц неорганических веществ размером более 100 *мк*, например из частиц песка, карбоната кальция, бикарбоната натрия. Совершенно несжимаемыми фильтрующими перегородками можно считать пористые керамические перегородки, а также перегородки из спекшихся стеклянных или металлических порошков.

Пример 4. Установить зависимость продолжительности фильтрования от разности давлений в пределах $4\cdot10^4 - 8\cdot10^4$ Н/м² суспензии гидроокиси алюминия в воде при 20° С ($\eta = 10^{-3}$ Н·*сек*/*м*²).

В течение каждой операции фильтрования через $\Omega = 1$ *м*² разделяется $V_{\text{с}} = 0{,}5$ *м*³ суспензии при постоянной разности давлений.

Отношение объема осадка к объему фильтрата примем $x_{\text{о}}$ 0,01; сопротивлением фильтрующей перегородки ввиду его небольшой величины пренебрежем.

Объемы фильтрата V дка $V_{\text{ос}}$, лучаемого за одну операцию фильтрования, составляют:

$$V = \frac{V_{\text{с}}}{1 + x_{\text{о}}} = \frac{0{,}5}{1 + 0{,}01} = 0{,}495 \qquad V_{\text{ос}} = x_{\text{о}}V = 495\cdot10^{-5}$$

Из (11.80) при $R_{\text{п}} = 0$ и условии (11.79) $\beta = 0{,}95$ *м*² по:

$$\tau = \frac{\eta R_{\text{ос}} V}{2\Delta p\Omega} = \frac{\eta(1-\beta)x_{\text{о}}V^2}{2\Omega^2 b\,\Delta p^{1-\beta}} = \frac{10^{-3}\cdot0{,}05\cdot0{,}01\,(0{,}495)^2\cdot10^{11}}{2\cdot1\,(\Delta p)^{1-0{,}95}} \approx 6120\,\Delta p^{-0{,}05},$$

В соответствии с полученным уравнением при увеличении Δp от $4\cdot10^4$ до $8\cdot10^4$ Н/*м*², т. е. в два раза, τ уменьшается только от 3600 до 3480 *сек*, т. е. всего на 3,3%. Отсюда можно сделать вывод, что при сильно сжимаемых осадках продолжительность фильтрования не удается существенно уменьшить увеличением разности давлений.

§ 11.9. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЕРАМЗИТОВЫХ ЗАГРУЗОК ФИЛЬТРОВ

Исследованиями В. Н. Мартенсена и других установлено, что применение дробленого керамзита в качестве фильтрующего материала по сравнению с кварцевым песком позволяет улучшить качество очистки, увеличить производительность фильтров, повысить грязеемкость загрузки, уменьшить потери напора и снизить удельные расходы воды на регенерацию загрузки.

Объемный вес дробленого керамзита $\gamma_{\text{др}}$ зависит от объемного веса гранулированного $\gamma_{\text{г}}$ и от диаметра фракции d:

$$\gamma_{\text{др}} = (0{,}29\lg d + 0{,}93)\,\gamma_{\text{г}} - 0{,}25\lg d - 0{,}1 \ \text{гс/см}^3, \qquad (11.81)$$

где $\gamma_{\text{г}}$ — в *гс*/*см*³; d — средний диаметр фракции дробленого керамзита, *мм*.

Гидравлическая крупность (при температуре воды 20° С) зависит от $\gamma_{др}$ и d:

$$w_0 = (10{,}6 \lg d + 8)\,\gamma_{др} + 1{,}03d - 1{,}6 \quad см/сек. \tag{11.82}$$

Для диаметра 0,75 *мм* и объемного веса 390 *кгс/м*^{3} гидравлическая крупность $w_0 = 1{,}84$ *см/сек*, а для $d = 4$ *мм* и $\gamma_{др} = 575$ *кгс/м*^{3} величина $w_0 = 10{,}8$ *см/сек*.

Гидравлические уклоны при движении воды ($t = 20°$ С) сверху вниз через загрузку после свободного осаждения керамзита без специального уплотнения составляют:

$$I = \frac{0{,}026}{d}\, v\gamma_{др}, \tag{11.83}$$

где v — скорость фильтрации, *м/ч*.

При скорости фильтрации 50 *м/ч* через загрузку с диаметрами фракции 0,75 *мм* уклон $I = 1{,}7$, а при $v = 5$ *м/ч* и $d = 2{,}75$ *мм* он равен $I = 0{,}01$.

Интенсивность промывки может быть оценена по формуле

$$w = [(11d + 17{,}5)\,\varepsilon - 5d - 10]\,\gamma_{др} + \\ + (7{,}5d - 9{,}5)\,\varepsilon - 4{,}5d + 5{,}25, \tag{11.84}$$

где w — интенсивность промывки, *л/сек·м*^{2};

ε — коэффициент расширения загрузки.

Значения интенсивностей промывки колеблются в широких пределах: от 3 *л/сек·м*^{2} для диаметра зерен загрузки 0,75 *мм*, коэффициента расширения 1,2 и объемного веса 350 *кгс/м*^{3} до 46 *л/сек·м*^{2} для диаметра зерен загрузки 2,75 *мм*, коэффициента расширения 1,8 и объемного веса 575 *кгс/м*^{3}.

§ 11.10. ФИЛЬТРАЦИЯ ЧЕРЕЗ ЗЕМЛЯНЫЕ ПЕРЕМЫЧКИ

Фильтрационные расчеты перемычек, земляных плотин, прикануальных дамб обычно выполняют для установления положения кривой депрессии в теле дамбы, определения фильтрационного расхода и глубины высачивания, а также для установления размеров наслонных дренажей, устраиваемых с целью защиты низового откоса дамбы (перемычки) от оплывания, и т. д.

Обычно верховой клин плотины заменяют эквивалентным фильтрующим прямоугольником длиной $\Delta L = \beta h_1$ (рис. 11.7), так что поперечное сечение плотины (дамбы) условно заменяется профилем с вертикальным верховым откосом и длиной

$$L_р = L + \Delta L = L + \beta h_1, \tag{11.85}$$

где

$$\beta = \frac{m_1}{2m_1 + 1}. \tag{11.86}$$

Фильтрационный расход (на 1 *пог. м*) через однородную плотину (рис. 11.7) на водонепроницаемом основании может быть определен по формуле

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_р}. \tag{11.87}$$

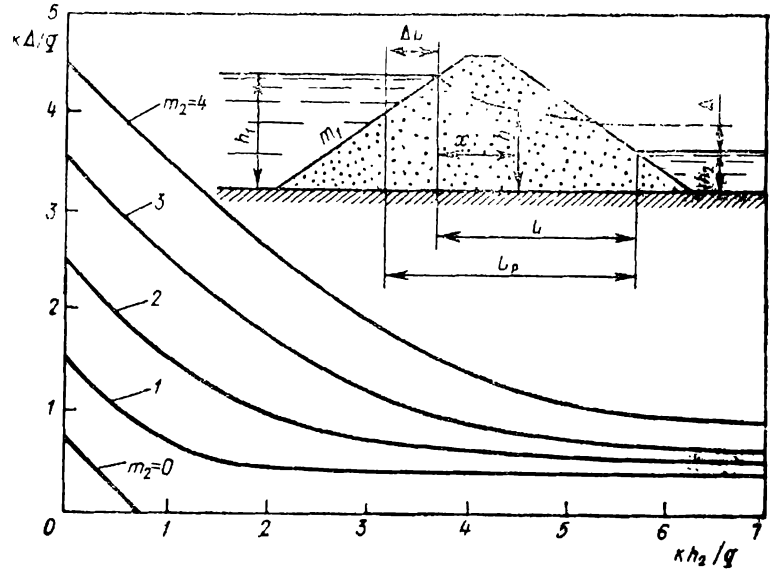


Рис. 11. 7. График для определения высоты промежутка высачивания при фильтрации через земляную плотину (перемычку)

Высоту промежутка высачивания Δ можно определить по графику на рис. 11.7

Кривая депрессии может быть построена по уравнению

$$h = \sqrt{2\frac{q}{k}(l - x - m_2\Delta) + (h_2 + \Delta)^2} \qquad (11.88)$$

У верхового откоса кривая депрессии исправляется визуально так, чтобы она была перпендикулярна откосу. Расчет плотины с трубчатым дренажом ничем не отличается от предыдущего.

Плотину с дренажом в виде банкета из каменной наброски можно рассчитывать так же, намечая низовое ограничение грунтового массива по вертикали, проходящей через точку пересечения уровня воды в нижнем бьефе с верховым откосом дренажа.

При расположении однородной земляной плотины на водопроницаемом основании расчет фильтрации через тело плотины можно производить по изложенному выше методу. Основание же плотины рассматривают как область напорной фильтрации.

При расчете плотины с ядром используется виртуальный способ [72]: маловодопроницаемое ядро, имеющее коэффициент фильтрации $k_я$ и толщину δ, заменяется другим, воображаемым ядром с таким же k, как и у остальной части плотины, и толщиной

$$\delta_в = \delta\frac{k}{k_я}. \qquad (11.89)$$

§ 11.11. РАСЧЕТ ФИЛЬТРАЦИИ ПОД СООРУЖЕНИЯМИ

При проектировании подземного контура, т. е. линии, ограничивающей снизу водонепроницаемые части сооружения, необходимо учитывать фильтрацию воды под ним, ибо:

а) фильтрационный поток оказывает противодавление W на подошву сооружения (эту силу нужно учитывать при расчете его устойчивости);

б) возникает вопрос о величине фильтрационного расхода Q;

в) в основании сооружения создаются скорости фильтрации u, могущие привести к суффозии (размыву) грунта фильтрационным потоком; поэтому иногда приходится определять величины скоростей и в разных точках основания сооружения;

г) фильтрационный поток, пронизывая грунт основания, стремится сдвинуть его в сторону нижнего бьефа; эта сдвигающая сила зависит от величины пьезометрических уклонов I в разных точках основания.

При расчете напорной фильтрации можно использовать метод коэффициентов сопротивления, предложенный Р. Р. Чугаевым.

При заданных подземном контуре и горизонтах воды в бьефах контур разбивается на отдельные элементы (рис. 11.8):

1) входной и выходной элементы контура в виде, например, входного и выходного шпунтов (см. элементы *1—а—2* и *5—в—6*);

2) внутренний шпунт (см. элемент *3—б—4*); таких внутренних шпунтов может быть несколько; если $s = 0$, то вместо внутреннего шпунта учитывается только промежуточный уступ *3—4*;

3) горизонтальные элементы контура (*2—3* и *4—5*).

Вдоль каждого элемента контура теряется напор h_l, который в случае ламинарной фильтрации выражается зависимостью

$$h_l = \zeta \frac{q}{k}, \tag{11.90}$$

где q — удельный расход;

k — коэффициент фильтрации;

ζ — коэффициент сопротивления, зависящий только от размеров рассматриваемого элемента контура и глубины расчетного водоупора $T_р$.

Коэффициент сопротивления внутреннего шпунта $\zeta_ш$ или па $\zeta_{ус}$ определяется по формуле

$$\zeta_ш = \frac{t}{T_1} + 1{,}5\frac{s}{T_2} + \frac{0{,}5s}{T_2 - 0{,}75s}, \tag{11.91}$$

где t — высота вертикального уступа;

s — глубина шпунта;

T_1 и T_2 — заглубления расчетного водоупора под подошвой сооружения с одной и с другой стороны шпунта.

Всегда $T_1 > T_2$, причем $T_1 = T_2 + t$ (на рис. 11.8 указаны три пары величин T_1 и T_2; каждая такая пара относится соответственно к 1-му, 2-му и 3-му шпунтам)

В случае $s = 0$

$$\zeta_{ус} = \frac{t}{T_1}, \tag{11.92}$$

Коэффициенты сопротивления входного ($\zeta_{вх}$) и выходного ($\zeta_{вых}$) элементов контура (их численные значения не зависят от направления фильтрации) равны:

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} = \zeta_{ш} + 0{,}44, \tag{11.93}$$

где $\zeta_{ш}$ определяется по (11.91) в предположении, что данный входной или выходной шпунт является внутренним.

Когда $s = 0$

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} = \frac{t}{T_1} + 0{,}44, \tag{11.94}$$

а при $s = 0$ и $t = 0$, т. е. при плоском входе или выходе (или чистом повороте потока на 90°),

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} = \zeta_{пов} = 0{,}44. \tag{11.95}$$

Коэффициент сопротивления горизонтальных элементов контура (например, элемента *2—3* или *4—5*)

при $l \geqslant 0{,}5(s_1 + s_2)$

$$\zeta_2 = \frac{l - 0{,}5(s_1 + s_2)}{T}; \tag{11.96}$$

при $l \leqslant 0{,}5(s_1 + s_2)$

$$\zeta_2 = 0. \tag{11.97}$$

Пьезометрическая линия *pp* для подземного контура *1—а—2—3—б—4—5—в—6* принимается в виде линии, состоящей:

а) из прямолинейных наклонных участков (*2′—3′* и *4′—5′*);

б) ряда прямолинейных вертикальных участков-ступеней (*1′—2′*; *3′—4′*; *5′—6′*); величина каждой такой ступени выражает потерю напора на соответствующем шпунте или уступе подземного контура.

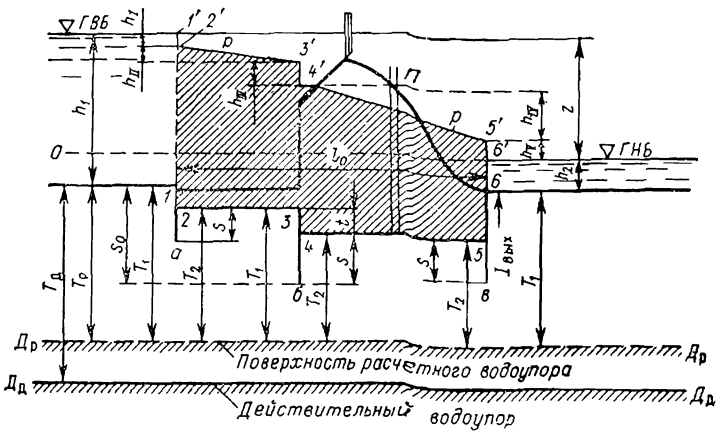


Рис. 11.8. Расчетная схема напорной фильтрации

Полный напор н сооружения z (т. е. потеря напора вдоль всего подземного контура) распределяется между отдельными элементами контура прямо пропорционально численным значениям их коэффициентов сопротивления, т. е. потеря напора $(h_l)_i$ на длине некоторого i-го элемента контура

$$(h_l)_i = \frac{z}{\sum \zeta} \tag{11.98}$$

где ζ_i — коэффициент сопротив. рассматриваемого i-го элемента контура.

Эпюра противодавления для горизонтальных элементов контура (*2—3* и *4—5*) выражается заштрихованной на чертеже площадью, ограниченной сверху пьезометрической линией *pp* и снизу — самим подземным контуром *1- 2—3—4—5—6*.

При построении эпюры противодавления за расчетную глубину $T_р$ расположения водоупора принимают:

а) или $T_р = T_д$ при $T_д \leqslant T_{ак}$, (11.99)

б) или $T_р = T_{ак}$ при $T_д \geqslant T_{ак}$, (11.100)

где $T_д$ — заглубление действительного водоупора (измеренное по вертикали от поверхности водоупора до той точки подземного контура, которая расположена наиболее высоко);

$T_{ак}$ — глубина активной зоны фильтрации, определяемая по следующим формулам:

а) для распластанного подземного контура, когда $l_0 \geqslant 5s_0$,

$$T_{ак} = 0{,}5l_0; \tag{11.101}$$

б) ког.. $3{,}4 \leqslant l_0/s_0 \leqslant 5$,

$$T_{ак} = 2{,}5s_0; \tag{11.102}$$

для заглубленн подземного контура, когда $1 \leqslant l_0/s_0 \leqslant 3{,}4$,

$$T_{ак} = 0{,}8s_0 + 0{,}5l_0; \tag{11.103}$$

г) для весьма заглубленног подземного контура, когда $0 \leqslant l_0/s_0 \leqslant 1{,}0$,

$$T_{ак} = s_0 + 0{,}3l_0, \tag{11.104}$$

где l_0 и s_0 — длины проекции подземного контура на горизонталь и на вертикаль.

При определении максимального выходного градиента на поверхность дна нижнего бьефа $I_{вых}$ (в точке *6*, рис. 11.8) расчетная глубина принимается:

при $T_д \leqslant 2T_{ак}$

$$T'_р = T \tag{11.105}$$

при $T \geqslant 2T$

$$T'_р = 2T_{ак}. \tag{11.106}$$

При этом расчетном положении водоупора $T'_р$ устанавливаются значения ζ' и находится величина $I_{вых}$:

$$I_{вых} = \frac{z}{T_l} \cdot \frac{1}{\alpha \sum \zeta'}, \tag{11.107}$$

где T расч водоупора по. нижнего бьефа;

$$\alpha = \sqrt{\sin\left[\frac{\pi}{2}\left(\frac{s}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1\right)\right]}. \qquad (11.108)$$

При $T_д > 2T_{ак}$ значение $I_{вых}$, полученное по (11.107), следует увеличивать на 10%.

Для чистого шпун при действительном водоупоре, заложенном весьма глубоко,

$$I_{вых} = 0{,}318\,\frac{z}{s}. \qquad (11.109)$$

Наибольшая скорость фильтрации равна произведению найденного значения $I_{вых}$ на коэффициент фильтрации k.

Удельный фильтрационный расход находят по формуле

$$q = \frac{z}{\sum \zeta''} k, \qquad (11.110)$$

где коэффициенты сопротивления вычисляют при действительных значениях T ($T_р = T_д$).

ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НЕКОТОРЫХ СООРУЖЕНИЙ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И КАНАЛИЗАЦИИ

§ 12.1. ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ КРУПНОСТЬ

Гидравлической крупностью w_0 называют скорость равномерного падения частицы в неподвижной воде.

При свободном обтекании шара диаметром $d_ш$ жидкостью плотностью ρ и вязкостью ν по формуле О. М. Тодеса и Р. Б. Розенбаума имеем:

$$w_0 = \frac{\nu}{d_ш} \mathrm{Ar} \left(18 + 0{,}61 \sqrt{\mathrm{Ar}}\right)^{-1} \qquad (12.1)$$

где $\mathrm{Ar} = g(\rho_т - \rho) d_ш^3 / \rho \nu^2$ — критерий Архимеда для твердого компонента плотностью $\rho_т$.

Частицы неправильной формы характеризуются эквивалентным по объему $V_т$ диаметром шара

$$d_э = 1{,}24 V_т^{1/3} \qquad (12.2)$$

и геометрическим коэффициентом формы $k_ф$ (табл. 12.1), т. е. отношением поверхности данной частицы $S_т$ к поверхности эквивалентного шара:

$$k_ф = \frac{S_т}{\pi} \left(\frac{\pi}{6V_т}\right)^{2/3} \frac{d_т^2}{d_э^2}. \qquad (12.3)$$

Гидравлическая крупность частиц неправильной формы оказывается больше вычисленной по (12.1) при $\mathrm{Re}_т = w_0 d_э / \nu < 0{,}2$

Таблица 12.1

Опытные значения $k_ф$ для некоторых неправильных частиц

Материал частиц	$k_ф$	Материал частиц	$k_ф$
Песок окатанный		Уголь газовый	2,07
Песок с округлыми зернами	1,16	Кокс	2,86
Песок острозернистый	1,5—1,67	Сланец	3,17—3,5
Песок нефракционированный		Угольная пыль	1,62—2,58
Уголь		Графит искусственный	1,15—1,5
ный	3.0	Алюминиевые цилиндрики ($l/d_т = 1+3$)	1,15—1,25
Ант;	1,5—3,5 (в среднем 2,13)	Алюмосиликат	1,02—1,05

$\sqrt{1+0{,}862\lg k_\Phi}$ раз, а при $2\cdot10^3 < \mathrm{Re}_т < 2\cdot10^5$ — в $\left(12{,}4 - 11{,}4k_\Phi^{-1}\right)^{-0{,}5}$ раз.

Гидравлическая крупность зависит от стесненности движения частиц, характеризующегося двумя факторами: влиянием стенок канала и влиянием соседних частиц. Первый фактор обычно оценивается геометрическим симплексом $D/d_т$ (D — диаметр канала; $d_т$ — диаметр шара, эквивалентного частице по поверхности), а второй фактор зависит от объемной концентрации частиц β. Стесненные условия учитываются поправками E_D и E_β:

$$E_D = \frac{w_{0\,ст}}{w_0} = \left[1 - \left(\frac{d_т}{D}\right)^2\right]^{1,5} \qquad (12.4)$$

$$E_\beta = \frac{w_{0\,ст}}{w_0} = \frac{(1-\beta)^{4,75}\left(18 + 0{,}61\sqrt{\mathrm{Ar}}\right)}{18 + 0{,}61\sqrt{\mathrm{Ar}\,(1-\beta)^{4,75}}} \approx (1-\beta)^n, \qquad (12.5)$$

где n — опытный коэффициент, равный, по данным экспериментов Д. М. Минца с песком и гравием, 2,25—4,5 (в среднем $n = 3$). При $D/d_т \geqslant 10$ можно пренебречь влиянием стенок, а при $\beta < 0{,}01$ — влиянием концентрации.

В табл. 8.5 приведены гидравлические крупности наносов.

Скорость движения одиночных пузырьков газа в жидкости $w_г$, в отличие от скорости падения твердых частиц, характеризуется коэффициентом деформации пузырьков φ_Φ, представляющим собой отношение эквивалентного диаметра $d_э$ к фронтальному диаметру пузырьков d_Φ:

$$\varphi_\Phi = \frac{d_э}{d_\Phi} = 0{,}81 + 0{,}206\,\mathrm{th}\left(1{,}6 - 2\lg \mathrm{Re}\, M^{0,23}\right);$$

здесь

$$\mathrm{Re} = \frac{w_г d_э}{\nu}; \quad M = g\nu\left(\frac{\mu}{\sigma}\right)^3$$

ν и μ — кинематический и динамический коэффициенты вязкости жидкой среды;

σ — межфазовое поверхностное натяжение.

Для дистиллированной воды при $t = 21°\,\mathrm{C}$ величина $M = 2{,}4\cdot10^{-11}$, а для минерального масла при $t = 27{,}5°\,\mathrm{C}$ значение $M = 1{,}45\cdot10^{-2}$.

При $\mathrm{Re} \leqslant 2$

$$w_г = \frac{gd_э^2}{18\nu};$$

при $2 < \mathrm{Re} < 350$ ($\varphi_\Phi = 1$)

$$w_г = \sqrt{\frac{4}{3}\cdot\frac{gd_э}{21{,}2}}\,\mathrm{Re}^{0,41}.$$

Для максимально деформированных пузырьков ($\varphi_{мин} = 0{,}62$)

$$w_г = 0{,}705\sqrt{gd_э}.$$

§ 12.2. ПРИНЦИП РАСЧЕТА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И АЭРИРУЕМЫХ ПЕСКОЛОВОК

Длина горизонтальной песколовки L, в пределах которой частица с гидравлической крупностью w_0 при скорости потока опустится на глубину H, вычисляется по формуле

$$L = k \frac{H}{w_0} v, \tag{12.6}$$

где $v = Q/\Omega$ — средняя скорость течения воды при расходе Q площади живого сечения $\Omega = BH$;

B — ширина песколовки,

w_0 — гидравлическая крупность (табл. 12.2) улавливаемой частицы взвеси наименьшего размера (обычно $d = 0{,}2 \div 0{,}25$ *мм*)

k — коэффициент, учитывающий турбулентность, несовершенство гидравлических условий работы, расслоение песка в подводящих каналах и другие факторы (табл. 12.2)

$$k \approx \frac{w_0}{\sqrt{w_0^2 - (0{,}05v)^2}}. \tag{12.7}$$

Общая глубина песколовки

$$H_{\text{стр}} = H + h_{\text{ос}} + h_{\text{борт}}, \tag{12.8}$$

где H — глубина протока воды в песколовке;

$h_{\text{борт}}$ — высота бортов над уровнем воды в песколовке, принимаемая 0,2—0,4 *м*;

$h_{\text{ос}}$ — глубина слоя выпавшего в песколовке осадка.

Аэрируемые песколовки представляют собой железобетонный резервуар прямоугольной формы в плане, глубиной до 5 *м*. Протекающие через такую песколовку сточные воды аэрируются (продуваются сжатым воздухом) посредством аэраторов с интенсивностью 3—5 $м^3/м^2 \cdot ч$. Система аэрации — низконапорная (1,1—1,2 *м вод. ст.*).

Таблица 12.2

Значения k для песколовок (по В. И. Калицуну)

d, *мм*	w_0 при $t = 15°$ С, *мм/сек*	Горизонтальные песколовки	Аэрируемые песколовки при B/H		
0,15	13,2	—	1,31	1,25	1,20
0,20	18,7	1,07	1,22	1,13	1,04
0,25	24,2	1,38	1,11	1,00	0,86
0,30	29,7	1,16	1,00	0,83	0,62
0,35	35,1	1,11	0,89	0,63	—
0,40	9,7	1,08	0,74	—	

В аэрируемой песколовке осадка выпадает больше, чем в обычных песколовках, зольность его выше и составляет 92—95% (в горизонтальных песколовках — до 85%); в то же время в нем оседаются мелкие фракции песка, не задерживаемые обычными песколовками.

Аэрируемая песколовка может быть совмещена с преаэратором. В этом случае в нее можно подавать избыточный активный ил, и при подаче воздуха создаются условия для стабилизации скорости движения воды.

Длина песколовки определяется по (12.6), в которой коэффициент k зависит лишь от отношения B/H и гидравлической крупности расчетной фракции песка (по В. И. Калицуну):

$$k = -\frac{1{,}32B/H}{\lg(1 - 2Bw_0/Hv_{доп})} \cdot \frac{w_0}{v_{доп}} = -\frac{13{,}2w_0B/H}{\lg(1 - 20w_0B/H)}, \quad (12.9)$$

где $v_{доп} = 0{,}1$ *м/сек* — средняя скорость движения воды в придонной части (к аэраторам).

§ 12.3. ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ОТСТОЙНИКОВ

Отстойники предназначены для задержания из сточных вод нерастворенных грубодисперсных веществ, преимущественно органического происхождения.

Исходными данными при расчете отстойников на любую степень полноты выделения из сточных вод нерастворенных примесей независимо от их типа являются:

1) расход сточных вод и начальная концентрация в них взвешенных веществ C_1, принимаемая по данным анализа;

2) допустимая конечная концентрация C_2 взвешенных веществ в отстоенной воде, принимаемая в соответствии с санитарными нормами или обусловленная технологическими требованиями.

Например, при расчете первичных отстойников перед аэротенками и биофильтрами величину C_2 надо принимать в пределах 100—150 *мг/л*; максимально допустимая гидравлическая крупность частиц взвеси должна быть: при спуске в проточные водоемы — 0,4 *мм/сек*, в водохранилища — 0,2 *мм/сек*.

Необходимый эффект осветления составляет:

$$Э = \left(1 - \frac{C_2}{C_1}\right) \cdot 100\,[\%]. \quad (12.10)$$

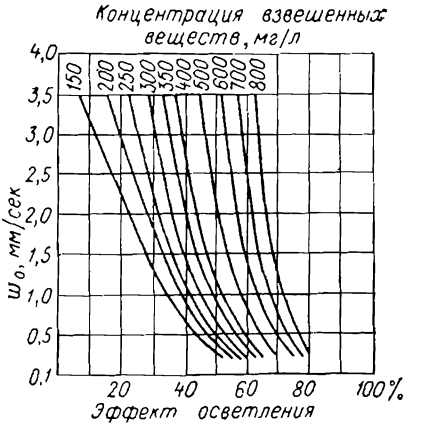


Рис. 12.1. График кинетики выпадения взвеси сточных вод

Наименьшая скорость w_0 осаждения взвешенных

веществ из сточных вод, соответствующая эффекту, находится по графику С. М. Шифрина (рис. 12.1).

Выбор типов отстойников (горизонтальных, вертикальных, радиальных, с вращающимися распределительными устройствами, отстойников-перегнивателей) производится на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Если требуемый эффект осветления в отстойниках недостижим, то процесс отстаивания интенсифицируется посредством специальных мероприятий (предварительная аэрация, коагулирование, увеличение продолжительности отстаивания и пр.).

Эффект осветления сточных вод принимают на основании технико-экономических расчетов, учитывая работу последующих сооружений.

Рассмотрим последовательность расчета отстойников.

1. Определяется длина горизонтальных отстойников

$$L = \frac{vH}{kw_0} \ [м] \qquad (12.11)$$

или радиус вертикальных, радиальных и с вращающимися распределительными устройствами отстойников

$$R = \sqrt{\frac{Q}{3{,}6\pi k w_0}} \ [м], \qquad (12.12)$$

где Q — расчетный расход сточных вод, $м^3/ч$;

H — глубина проточной части отстойника (от границы нейтрального слоя до уровня воды), $м$;

$H = 1{,}5 \div 3$ $м$ (до 4 $м$) для горизонтальных;

$H = 1{,}5 \div 5$ $м$ для радиальных;

$H = 0{,}8 \div 1{,}2$ для отстойников с вращающимися распределительными устройствами;

v — средняя расчетная скорость в проточной части отстойника (для радиальных — в сечении на половине радиуса), $мм/сек$;

k — коэффициент, принимаемый:

$k = 0{,}5$ для горизонтальных;

$k = 0{,}45$ — для радиальных;

$k = 0{,}9$ — для отстойников с вращающимися распределительными устройствами;

$k = 0{,}35$ — для вертикальных отстойников;

w_0 — скорость осаждения частиц взвеси в отстойнике (гидравлическая крупность), $мм/сек$:

$$w_0 = \frac{kH}{\alpha t}\left(\frac{h}{kH}\right)^n - \omega; \qquad (12.13)$$

здесь t — продолжительность отстаивания ($сек$) в цилиндре со слоем воды h, соответствующая заданному эффекту осветления; определяется экспериментально или принимается приближенно для основных видов взвесей по табл. 12.3;

α — коэффициент, учитывающий влияние температуры воды на ее вязкость, равный:

α .	0,45	0,55	0,66	0,8	0,9	1,0				1,8
Максимальная среднемесячная температура сточных вод, °С . . .	60	50	40	30	25	20	15	10	5	0

Таблица 12.3

Продолжительность отстаивания (*сек*) в цилиндре глубиной 500 *мм* при температуре воды +20° С

Эффект осветления, %	$n=0{,}25$				$n=0{,}4$				$n=0{,}6$		
	для коагулирующих взвесей (типа взвеси городских сточных вод)				для мелкодисперсных минеральных взвесей с удельным весом 2—3 *гс/см*³				для структурных тяжелых взвесей с удельным весом 5—6 *гс/см*³		
	Концентрация,										
	100	200	300	500	500	1000	2000	3000	200	300	400
20	600	360			150	140	100	40			
30	900	540	320	260	180	150	120	50			
40	1320	650	450	390	200	180	150	60	75	60	45
50	1900	900	640	450	240	200	180	80	120	90	60
60	3800	1200	970	680	280	240	200	100	180	120	75
70		3600	2600	1830	360	280	230	130	390	180	130
80				5260	1920	690	570	370	3000	580	380
90						2230	1470	1080			
100							3600	1850			

ω — вертикальная составляющая скорости движения воды в отстойнике, равная:

ω, *мм/сек*	0	0,05	0,1	0,5
v, *мм/сек*	5	10	15	20

n — эмпирический коэффициент, зависящий от свойств взвеси; определяется экспериментально; для основных видов взвесей n может приниматься по табл. 12.3.

При вычислении ω для радиальных и горизонтальных отстойников в первом приближении следует принимать $v = 5 \div 10$ *мм/сек*, для отстойников с вращающимися распределительными устройствами и вертикальных $v = 0$.

Кинетика осаждения взвешенных веществ из сточной воды и показатель степени n должны определяться при отстаивании в покое, в сосудах диаметром не менее 120 *мм*.

Значения $(kH/h)^n$ в расчетах первичных отстойников для городских сточных вод могут приниматься по табл. 12.4.

2. После определения L и R уточняется значение v:

для горизонтальных отстойников

$$v = \frac{Q}{3{,}6HB} \ [мм/сек], \qquad (12.14)$$

где B — ширина отстойников (*м*), принимаемая в пределах 2—5 H;

для радиальных отстойников

$$v = \frac{Q}{3{,}6\pi RH} \ [мм/сек]. \qquad (12.15)$$

Таблица 12.4

Значения $(kH/h)^n$ для отстойников различных типов

Высота отстойника H, м	Тип отстойника			
	вертик ий	льный	горизонтальный	с вращающимся распределительным устройством
1,0	—	—	—	1,14
1,5	—	1,08	1,11	1,27
2,0	1,11	1,16	1,19	—
3,0	1,21	1,21	1,32	—
4,0	1,29	1,38	1,41	—
5,0	—	1,46	1,50	—

Если уточненное значение v значительно отличается от принятого ранее (при вычислении ω), величины L и R определяются повторно с учетом полученного значения v. Заметим, что продолжительность отстаивания сточных вод в желобах двухъярусных отстойников принимается 1,5 *ч*.

Исходные данные для расчета вторичных отстойников следует брать из табл. 12.5.

Для городских сточных вод вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников допускается определять по табл. 12.6, для производственных сточных вод — экспериментально.

Таблица 12.5

Исходные данные для расчета вторичных отстойников

Назначение отстойников	Продолжительность отстаивания при максимальном протоке, *ч*		Максимальная скорость протока, *мм/сек*	
	Отстойники			
	горизонтальные и радиальные	вертикальные	горизонтальные и радиальные	вертикальные
Вторичные отстойники:				
а) после обычных биофильтров	0,75	0,75		0,5
б) после высоконагружаемых биофильтров	1,5	1,5	5	0,5
в) после аэротенков на неполную очистку:				
при снижении $БПК_{полн}$ до 50%	0,75	0,75	7	0,7
при снижении $БПК_{полн}$ до 90%				0,5
г) после аэротенк ную очистку			5	0,5

Таблица 12.6

Вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников

Продолжительность отстаивания, *ч*	Вынос взвешенных веществ (*мг/л*) при БПК$_{полн}$ очищенной (*мг/л*)					
		20	25	50		100
0,50	25	31	38	75		110
0,75	21	27	33	66		100
1,0	18	24	29	59		93
1,5	15	20	25	51		83

При минимальном количестве отстойников (два первичных или три вторичных) расчетную продолжительность отстаивания для городских сточных вод следует увеличить в 1,2—1,3 раза. Нагрузка на 1 *пог. м* водослива не должна превышать 10 *л/сек*.

У отстойников с вращающимися распределительными устройствами период их вращения

$$T = \frac{\pi R^2 H k}{Q}. \qquad (12.16)$$

§ 12.4. ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫХ УСТРОЙСТВ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Одним из основных условий нормальной работы очистных канализационных сооружений является равномерное распределение сточных вод между сооружениями с целью выравнивания нагрузки на них.

Исследованиями Г Д. Савченко установлено следующее:

1. Распределительная камера с подводом воды лотком обеспечивает максимальное отклонение от равномерного распределения ±5%.

2. Распределительные чаши кольцевого типа с односторонним подводом воды к ним снизу дюкером с коленами обеспечивают отклонение от ±3 до ±6% при нагрузке на сооружение в пределах 0,75—1,25 Q_p.

3. Распределительная чаша кольцевого типа с односторонним подводом воды к ней и круговым входом в нее через внутреннюю цилиндрическую трубу (рис. 12.2, *а*) обеспечивает наилучшее распределение сточной жидкости при односторонней подаче (отклонение от равномерного распределения составляет ±1% при расчетной нагрузке и ±2,9% при отклонении нагрузки на 25% от Q_p). При этом:

а) диаметр центральной трубы следует принимать равным диаметру подводящего трубопровода;

б) высоту кольцевого отверстия под центральной трубой надо принимать 0,25—0,5 d;

в) при выходе сточной жидкости из центральной трубы нужно устраивать внезапное расширение с соотношением диаметров чаши и центральной трубы не менее 1,5 ($D/d \geqslant 1{,}5$);

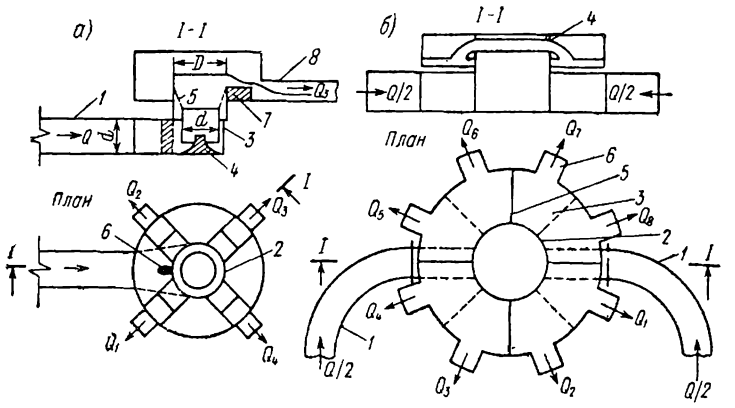


Рис. 12.2. Схемы распределительных чаш различных конструкций

а — с односторонним подводом воды к ней через внутреннюю цилиндрическую трубу: *1* — подводящий трубопровод; *2* — распределительная чаша; *3* — внутренняя цилиндрическая труба; *4* — коноидальная направляющая вставка; *5* — воронка растекания; *6* — рассекатель; *7* — водосливы; *8* — отводные трубы

б — с двусторонним подводом воды снизу и распределением ее между одинаковыми сооружениями по кольцевому водосливу: *1* — подводящие трубопроводы; *2* — кольцевой водослив с тонкой стенкой; *3* — кольцевой колодец; *4* — сменные элементы чаши; *5* — вертикальные перегородки; *6* — отводные трубы

г) коническая воронка при выходе жидкости из центральной трубы с углом роспуска ее 7—16° ухудшает равномерность распределения;

д) рассекатель потока в подводящем трубопроводе также ухудшает равномерность распределения сточной жидкости;

е) в верхней части чаши необходимо предусматривать свободное истечение жидкости через водосливы с широким порогом.

При свободном истечении жидкости из чаши через водослив с широким порогом коэффициент расхода me, учитывающий сжатие и входящий в формулу

$$Q_{ср} = meb\sqrt{2g}\ H^{3/2}, \qquad (12.17)$$

составляет 0,327—0,332.

4. Распределительные чаши кольцевого типа с двусторонним подводом воды к ним встречными потоками и свободным истечением через большие отверстия в тонкой цилиндрической стенке под небольшим напором (рис. 12.2, *б*) обеспечивают хорошее распределение (отклонение составляет 1% при $Q_р$ и ±1—2% при 0,75—1,25 $Q_р$). Коэффициент расхода отверстия может быть принят $\mu = 0{,}603 \div 0{,}606$.

§ 12.5. ОСВЕТЛЕНИЕ ПРИРОДНОЙ ВОДЫ В ОТСТОЙНИКАХ

Для выделения из воды путем гравитационного осаждения частиц с плотностью большей, чем плотность воды перед поступлением ее на фильтры или непосредственно на производственные нужды, применяют отстойники.

Взвешенные вещества природных вод обычно состоят из частиц неодинакового размера, формы и плотности. Скорость осаждения такой полидисперсной взвеси характеризуется кривой ее осаждения или показателем осаждаемости взвеси, выражаемым неделимой дробью: числитель A обозначает количество взвешенных веществ в процентах (по отношению к общему содержанию взвеси в воде), которые выпадают в осадок к моменту полного осаждения частиц гидравлической крупностью 1,2 *мм/сек*, а знаменатель B — количество взвешенных веществ, выпадающих в осадок к моменту полного осаждения частиц гидравлической крупностью 0,1 *мм/сек*.

Показатель осаждаемости взвеси для речных вод во время паводка колеблется в пределах $A/B = 10/20 \div 20/60$, а в период малой мутности воды $A/B = 5/15 \div 15/40$; для вод, обработанных коагулянтами, $A/B = 65/98 \div 75/95$.

Расчетная скорость осаждения взвеси u_0 в зависимости от заданной степени осветления воды y может быть определена по А. Н. Кастальскому:

$$u_0 = \frac{1{,}2B - 0{,}1A - 1{,}1y}{B - A}, \tag{12.18}$$

где

$$y = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot 100\,[\%];$$

M_1 и M_2 — содержание взвешенных веществ в осветляемой и в отстоенной воде, *мг/л*.

Для отстойников хозяйственно-питьевых вод должно быть $M_2 = 8 \div 12$ *мг/л*, а для промышленных вод M_2 устанавливается принятой схемой очистки воды и требованиями, предъявляемыми производством к ее качеству.

При расчете отстойников глубиной $H_0 = 3 \div 5$ *м* величину вертикальной составляющей скорости горизонтального турбулентного потока w обычно принимают равной $^1/_{30}$ средней величины горизонтальной скорости v_c движения воды в отстойнике.

Площадь F горизонтального отстойника (рис. 12.3, *а*) в плане и его ширину B определяют по формулам

$$F = \alpha \frac{Q}{u_0}, \tag{12.19}$$

$$B = \frac{Q}{v_c H_0}, \tag{12.20}$$

где H_0 — глубина отстойника;

Q — расход воды;

α — коэффициент, учитывающий взвешивающее влияние вертикальной составляющей скорости потока:

$$\alpha = \frac{u_0}{u_0 - v_c/30}. \tag{12.21}$$

Средняя горизонтальная скорость движения воды в отстойнике

$$v_c = k u_0. \tag{12.22}$$

Значения коэффициента k берутся на основании принятого соотношения длины отстойника L к его глубине H:

L/H	10	15	20	25
k	7,5	10	12	13,5

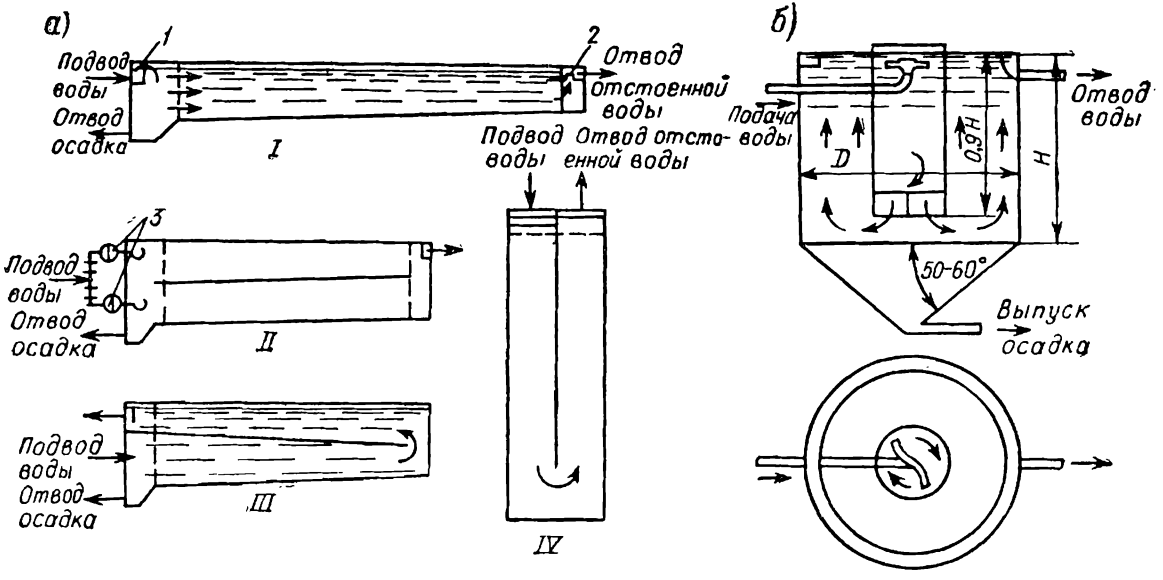


Рис. 12.3. Схемы отстойников водоочистных станций

а — горизонтальных: *I* — одноэтажного прямоточного (разрез, *1* и *2* — распределительный и сборный водосливы); *II* — двухэтажного прямоточного (разрез, *3* — водомеры); *III* — двухэтажного с поворотом потока (разрез); *IV* — одноэтажного с поворотом потока (план); *б* — вертикального

Скорость выпадения взвеси u_0 принимают по данным технологического анализа. При отсутствии таких данных для ориентировочных расчетов можно пользоваться следующими величинами:

Характеристика воды способ обработки	*Ориентировочная расчетная скорость u_0, мм/сек*
Вода, содержащая до *мг/л* взвешенных веществ, коагулированная	0,35 — 0,45
То же, 50 — 250 *мг/л*	0,45 — 0,5
» 250 — 1000	0,5 — 0,6
Не коагулированная	0,12 — 0,15

При применении флокулянтов величина увеличивается на 25—30%.

Рекомендуются следующие скорости движения воды в отстойнике: для цветных вод и для вод, содержащих до 250 *мг/л* взвешенных веществ, — 3—6 *мм/сек*; для мутных вод, содержащих более 250 *мг/л* взвешенных веществ, — 4—8 *мм/сек*, а для мутных вод, не обработанных коагулянтом, — 1—2 *мм/сек*.

Радиальные отстойники следует рассчитывать по формуле

$$F = 0{,}2\left(\frac{Q}{u_0}\right)^{1{,}07} + f\ [м^2], \qquad (12.23)$$

где F — площадь отстойника в п.

Q — расчетный расход, $м^3/ч$;

u_0 — скорость выпадения взвеси, задерживаемой отстойником, *мм/сек*;

f — площадь центральной зоны, величину которой можно определить через производительность отстойника:

$$f = aQ\ [м^2]. \qquad (12.24)$$

Значения коэффициента пропорциональности a зависят от расчетной скорости осаждения взвеси:

u_0 *мм/сек*	0,3	0,4	0,5	0,7	1,0
a,	/67	/125	/200	1/116	

При этом радиус центральной зоны должен быть на 1 *м* больше радиуса водораспределительного устройства. Определенный из (12.23) радиус следует округлять до ближайшего значения по ГОСТ 10876—64, из таблиц которого внутренний диаметр и высота соответственно равны: 18—3,6; 24—3,6; 30—3,6; 50—4,5; 75—6, 100—7 *м*.

Площадь поперечного сечения вертикального отстойника (рис. 12.3, *б*) состоит из площади зоны осаждения и площади камеры хлопьеобразования. Площадь зоны осаждения следует определять по формуле

$$F = \beta\frac{Q}{u_0}, \qquad (12.25)$$

где β — коэффициент объемного использования отстойника, принимаемый в пределах 1,3—1,5 (нижний предел — для отношения диаметра к высоте 1,0; верхний — для отношения 1,5).

Высоту зоны осаждения H принимают в пределах от 4 до 5 *м*, отношение диаметра отстойника к высоте его зоны осаждения — не более 1,5.

§ 12.6. ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ГИДРОЦИКЛОНОВ

Процесс осветления воды в гидроциклоне (рис. 12.4) осуществляется под действием силы, равной разности значений центробежной силы для твердой и жидкой фаз, возникающей вследствие интенсивного вращения массы воды в результате тангенциального впуска ее в гидроциклон.

Осветляемая вода поступает в верхнюю часть гидроциклона тангенциально и, вращаясь, движется в нем к сливному патрубку,

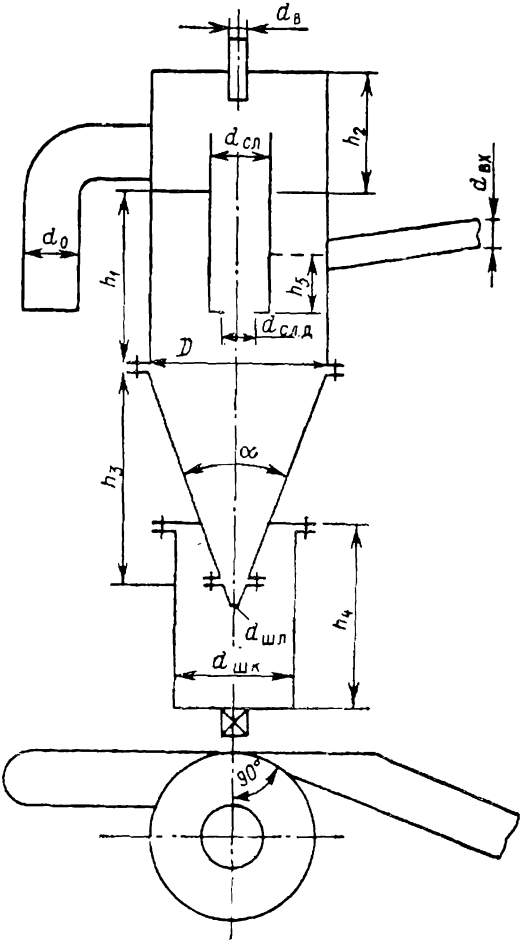


Рис. 12.4. Схема гидроциклона конструкции Новосибирского инженерно-строительного института

расположенному коаксиально корпусу гидроциклона в его центре. Взвесь отбрасывается к стенке гидроциклона и по ней опускается вниз в конус, откуда она непрерывно удаляется в сток через насадку в нижней части конуса.

Для выделения из сточных вод структурных оседающих и грубодиспергированных всплывающих примесей рекомендуется открытый гидроциклон, производительность которого, отнесенная к единице площади его в плане, пропорциональна гидравлической крупности задерживаемых частиц (w_0, *мм/сек*):

$$q = Bw_0 \ [м^3/м^2 \cdot ч], \qquad (12.26)$$

где $B = 2{,}2$ — для гидроциклонов без внутренних устройств;
$B = 7{,}15$ — для гидроциклонов с диафрагмой и цилиндрической перегородкой;
$B = 3{,}6\,(1 - d^2/D^2)$ — для многоярусных гидроциклонов диаметром $D = 2 \div 6$ *м* и диаметром центрального отверстия в диафрагме $d = 0{,}6 \div 1{,}4$ *м*.

Общая гидравлическая нагрузка на многоярусный гидроциклон пропорциональна числу ярусов.

Гидроциклоны без внутренних устройств применяются для выделения из сточных вод крупно- и мелкодисперсных примесей гидравлической крупностью более 5 *мм/сек*. Высота их цилиндрической части H равна диаметру D, диаметр выпускной насадки 0,1 D, угол наклона образующей конической поверхности нижней части 60°.

Гидроциклоны с диафрагмой и цилиндрической перегородкой применяются при расходе сточных вод на один аппарат до 200 $м^3/ч$ для очистки их от крупно- и мелкодисперсных примесей гидравлической крупностью 0,2 *мм/сек* и более, а также коагулированной взвеси и нефтепродуктов. Диаметр цилиндрической части их резервуара $D = 0{,}5 \div 9$ *м*; рабочая высота ее H равна D; диаметр отверстия в диафрагме 0,5 D; угол наклона диафрагмы 45°; диаметр перегородки — 0,85 D; высота перегородки — 0,8 D; количество впускных насадок, тангенциально присоединенных к нижней части перегородки, две-три; диаметр впускной насадки — 0,05 D; угол наклона образующей конической поверхности нижней части равен углу естественного откоса шлама в воде, но не менее 60°

Многоярусные гидроциклоны применяются при расходе сточных вод на один аппарат свыше 200 $м^3/ч$ для выделения из них не слеживающихся крупно- и мелкодисперсных примесей гидравлической крупностью 0,2 *мм/сек* и более, а также нефтепродуктов. Количество ярусов обычно 4—20; диаметр гидроциклона $D = 2 \div 6$ *м*; диаметр центрального отверстия в диафрагме — 0,6—1,4 *м*; количество впускных тангенциальных насадок в каждом ярусе — три (через 120° по окружности); скорость выхода воды из насадок 0,3—0,5 *м/сек*; угол наклона диафрагм равен углу естественного откоса шлама в воде, но не менее 15°

Для выделения из сточных вод только оседающих агрегатоустойчивых грубодисперсных структурных примесей рекомендуются напорные гидроциклоны, конструктивные размеры которых зависят от количества сточных вод, концентрации и свойств содержащихся в них взвесей.

Таблица 12.7

Основные параметры гидроциклонов конструкции НИСИ (линейные размеры в *мм*)

	Диаметры гидроциклонов, *мм*				
		100			
$F_{вх}$	0,8	3,1	7	15	28
$d_{с.л.}$	14	28	42	56	75
$d_{сл}$	20	50	75	100	130
$d_{шл}$	7	14	20	28	35
$d_{в}$	15	15	20	25	25
d_{0}	32	70	100	125	150
$d_{вх}$	20	40	70	100	125
α, *град*	20	20	25	30	30
h_1	130	280	360	400	600
h_2	300	320	340	380	400
h_3		230	250	300	360
h_4		600	500	500	500
h_5		25	37,5	50	66,5
$d_{ш.к}$	50	70	100	100	150
μ	0,74	0,95	0,95	0,87	0,836
$k_{сл}$	0,203	0,097	0,097	0,137	0,161
$k_{шл}$	0,08	0,184	0,254	0,338	0,361
$q'_{вх}=\frac{q_{вх}}{F_{вх}\sqrt{2gH_{вх}}}$	0,56		0,59	0,611	0,524
$q'_{шл}=\frac{q_{шл}}{F_{шл}\sqrt{2gH_{вх}}}$	0,0515	0,112	0,199	0,241	,281
$\delta^*=\frac{(\rho_{тв}-\rho_{ж})\cdot 2gH_{вх}h\delta^2}{\eta q_{сл}}$	23	58,4	32,8	27,3	

Как указывает А. М. Фоминых, наибольший эффект и стабильную работу при очистке воды обеспечивают гидроциклоны, разработанные в Новосибирском инженерно-строительном институте, конструктивные размеры которых представлены, согласно схеме на рис. 12.4, в табл. 12.7.

Опыты, проведенные на водах различных источников, показали, что наиболее оптимальным является давление 20—30 *вод. ст.* Увеличение давления выше 30 *м вод. ст* экономически нецелесообразно. Производительность гидроциклона при свободном изливе определяется по формуле

$$q_{вх}=3600\mu F_{вх}\sqrt{2g\frac{H_{вх}}{1+\left(\frac{\mu F_{вх}}{k_{сл}F_{сл}+k_{шл}F_{шл}}\right)^2}}\ [м^3/ч], \qquad (12.27)$$

$F_{вх}$ — площадь входного отверстия, принимаемая в пределах 4—5% от площади цилиндрической части гидроциклона, $м^2$;

$H_{вх}$ — давление на входе, *м вод. ст.*;
$F_{сл}$ и $F_{шл}$ — площади сливного и шламового отверстий, $м^2$;
$k_{сл}$ — коэффициент производительности сливного отверстия:

$$k_{сл} = \sqrt{\frac{0{,}95 - 0{,}1F_{сл}/F_{вх}}{(0{,}05 + 0{,}1F_{сл}/F_{вх})\,[2{,}5 + 2{,}25\,(F_{сл}/F_{вх})^{1{,}5}\,R/r_{сл}}}; \qquad (12.28)$$

μ — коэффициент расхода входного отверстия:

$$\mu = \left[2{,}25\left(\frac{F_{вх}}{F_{сл}}\right)^2 + 2\sqrt{\frac{F_{вх}}{F_{сл}}} \cdot \frac{R}{r_{сл}}\right]^{-0{,}5} \qquad (12.29)$$

R — радиус гидроциклона;
$r_{сл}$ — радиус сливного отверстия;
$k_{шл}$ — коэффициент производительности шламового отверстия:

$$k_{шл} = A\,\frac{d_{шл}}{d_{сл}}\sqrt[3]{F_{вх}}; \qquad (12.30)$$

$A = 0{,}08 \div 0{,}12$ при $d_{шл} > 0{,}41\,d_{сл}$ и $A = 1{,}26 - 2{,}8\ d_{шл}/d_{сл}$ при $d_{шл}/d_{сл} < 0{,}41$.

Диаметр граничного зерна δ может быть подобран по формуле

$$\delta = \sqrt{\frac{20{,}4\eta u r_{сл}\sqrt{F_{сл}/F_{вх}}}{(\rho_{тв} - \rho_{ж})\,v_{вх}^2\,(R/r_{сл})^{2m}}}, \qquad (12.30а)$$

где $\rho_{тв}$ и $\rho_{ж}$ — плотности твердых частиц и жидкости;
$v_{вх}$ — скорость во входном отверстии;
u — радиальная скорость:

$$u = \frac{q_{сл}}{\pi r_{сл}\,[H + (R - r_{сл})\,\mathrm{ctg}\,\alpha/2]}; \qquad (12.31)$$

α — угол конусности;
m — показатель степени в уравнении $vR^m = \mathrm{const}$:

$$m = 0{,}4\,\frac{F_{вх}}{F_{сл}} + 0{,}2. \qquad (12.32)$$

§ 12.7. К РАСЧЕТУ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СТОЯКОВ

Надежность работы систем внутридомовой канализации характеризуется устойчивостью против срыва гидрозатворов, которыми оснащены санитарно-технические приборы, устанавливаемые в зданиях.

Расход, при котором происходит срыв гидрозатвора у какого-либо санитарно-технического прибора, присоединенного к данному стояку, называют предельным. Зависимость диаметра стояка от предельного расхода жидкости (Q, *л/сек*), согласно исследованиям Л. Я. Добромыслова и С. П. Казакова, выражается в виде:

$$d = 60{,}9Q^{0{,}363}\ [мм]. \qquad (12.33)$$

Таблица 12.8

Допустимые расходы сточной жидкости (*л/сек*) в канализационных стояках

Диаметр стояка, *мм*	Угол присоединения отводя линии к стояку		
	90°		
	0,65	0,81	
	3,8	4,75	
	6,5	8,1	
	10,1	12,6	

Срыв гидрозатвора одного из приборов, присоединенных к стояку данного диаметра, происходит при вполне определенном дефиците воздуха в стояке:

$$\frac{Q_ж}{Q_в} = \frac{1{,}067}{d^{0{,}439}}, \tag{12.34}$$

где d выражено в *мм*; $Q_ж$ и $Q_в$ — фактические максимальные расходы сточной жидкости и воздуха, *л/сек*.

Значения допустимых расчетных расходов сточной жидкости в канализационных стояках, при которых сохраняется герметичность гидравлического затвора, указаны в табл. 12.8.

§ 12.8. ВЫБОР НАСОСА ДЛЯ ЗАДАННЫХ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Для того чтобы выбрать насос, должны быть известны:

1) род перекачиваемой жидкости и ее температура;

2) отметка z_1 воды в резервуаре и давление p_1 в нем;

3) отметка z_2 свободной поверхности воды в регулирующей (приемной) емкости и давление в ней p_2;

4) расход Q перекачиваемой жидкости.

Заданные отметки z_1 и z_2, а также давления p_1 и p_2 позволяют определить статический напор сети:

$$H_S = \frac{p_2 - p_1}{\gamma} + z_2 - z_1. \tag{12.35}$$

Затем рассчитывают потери напора при различных расходах:

$$h_w = s_в Q^2 = \left(1{,}05Al_н + \frac{\zeta_{вс}}{2g\omega_{вс}^2}\right) Q^2, \tag{12.36}$$

где $s_в$ — сопротивление водоводов;

A — удельное сопротивление напорного трубопровода длиной $l_н$;

$\zeta_{вс}$ — коэффициент сопротивления всасывающего трубопровода площадью $\omega_{вс}$

Зная величину потерь при расходе, строят характеристику сети, т. е. кривую

$$H = h_w = H_S + s_в Q^2. \tag{12.37}$$

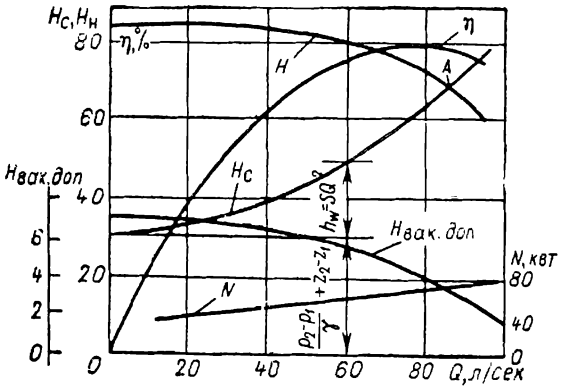


Рис. 12.5. К примеру расчета

Потребный напор насоса определяется рабочей точкой A (рис. 12.5), соответствующей заданной подаче. Далее по каталогам, содержащим данные о конструкциях и характеристиках насосов, подбирают насос, обеспечивающий заданную подачу жидкости при найденном рабочем напоре в точке A.

Если ближайший по каталогу насос не строго соответствует заданным условиям работы, то необходимое соответствие можно обеспечить, несколько изменив скорость вращения вала насоса. При этом следует иметь в виду, что с изменением скорости вращения напор H, подача Q и мощность N примерно изменяются согласно формулам пропорциональности:

$$\frac{H}{H_0} = \left(\frac{n}{n_0}\right)^2 \tag{12.38}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{n}{n_0}; \tag{12.39}$$

$$\frac{N}{N_0} = \left(\frac{n}{n_0}\right)^3 \tag{12.40}$$

Если характеристика насоса описывается уравнением (5.25), то изменение расхода и напора при качественном регулировании насоса происходит по зависимостям

$$\beta^2 = \frac{H_s}{h_{пр}} + \left(1 - \frac{H_s}{h_{пр}}\right)\frac{Q^2}{Q_A^2}; \tag{12.41}$$

$$\beta^2 = \left(1 + \frac{s_н}{s_в}\cdot\frac{H_s}{h_{пр}}\right)\frac{H}{H_A} - \frac{s_н}{s_в}\cdot\frac{H_s}{h_{пр}}. \tag{12.42}$$

Пример. Насос подает во[да] из водоема в бак водонапорной башни. Геометрическая высота подачи 30 [м]. Давление на свободных поверхностях в водоеме и баке равно атмосферному. Подача воды составляет 50—85 [л/сек]. Длина всасывающего трубопровода $l_{вс} = 8$ м и диаметр $d_{вс} = 250$ мм.

Таблица 12.9

Технические данные насоса типа 6НДС

Подача Q, *л/сек*	Полный напор H, *м*	Скорость вращения n,	Мощность *квт*		К. п. д. насоса η, %	Допустимая вакуумметрическая высота всасывания $H_{вак.\ доп}$, *м*	Диаметр рабочего колеса D, *мм*
			на валу насоса	электродвигателя			
85	69,5	2950				3,8	

Местные сопротивления на всасывающем трубопроводе: приемный клапан с защитной сеткой $\zeta_{п.к}=6$; два отвода (колена) $-2\zeta_{отв}=2\cdot0,4=0,8$; монтажная задвижка (открытая полностью) $\zeta_з=0,1$. Диаметр напорного трубопровода $d_н=200$ *мм*, длина $l_н=1000$ *м*. Шероховатость труб $\Delta_э=0,2$ *мм*. Определить высоту всасывания, тип насоса и его максимальную подачу.

По табл. 3.2 находим коэффициент трения на линии всасывания $\lambda_{вс}=0,032$ и удельное сопротивление на линии нагнетания $A_{кв}=6,959$ $(сек/м^3)^2$. Коэффициент сопротивления на линии всасывания составляет

$$\zeta_{вс}=\lambda_{вс}\frac{l_{вс}}{d_{вс}}+\zeta_{п.к}+2\zeta_{отв}+\zeta_з=0,032\frac{8}{0,25}+6+0,8+0,1=7,92$$

Вычисляем по формуле (12.36), с учетом табл. в симе при различных подачах:

Q, *л/сек*	10	20	30	40	50	60	70	80	85	95
h_w, *м*	0,51	2,17	4,9	8,7	13,6	19,6	26,6		39,5	49

и по этим данным строим характеристику сети (рис. 12.5).

Рабочая точка A, соответствующая максимальной подаче $Q=85$ *л/сек*, показывает, что для питания данной сети требуется насос с напором $H=69,5$ *м*. По сводному графику рабочих полей лопастных насосов устанавливаем, что для заданных условий наиболее пригоден насос типа 6НДС.

На рис. 12.5 показаны рабочие характеристики этого насоса, а в табл. 12.9 приведены его технические данные.

Допустимая высота всасывания (подробн § 4.4)

$$h_{вс.\ доп}=h_{вак.\ доп}-\frac{v_{вс}^2}{2g}-h_{w\,вс}=3,8-0,153-1,15=2,5\ м.$$

§ 12.9. РАСЧЕТЫ ОБЪЕМОВ ВОДОРЕГУЛИРУЮЩИХ ЕМКОСТЕЙ

Объем водорегулирующей емкости удобно определять при помощи интегральных графиков, ординаты которых дают суммарное количество воды, израсходованной с начала суток до каждого данного часа (рис. 12.6, *б*). Наклон интегральной кривой к оси абсцисс характеризует интенсивность расходования воды за тот или иной промежуток времени.

На интегральный график водопотребления накладывается интегральный график подачи воды насосами (ломаная линия *2* на рис. 12.6, *а*, точки излома которой соответствуют моментам изменения подачи воды насосами, т. е. моментам пуска или остановки отдельных насосных агрегатов).

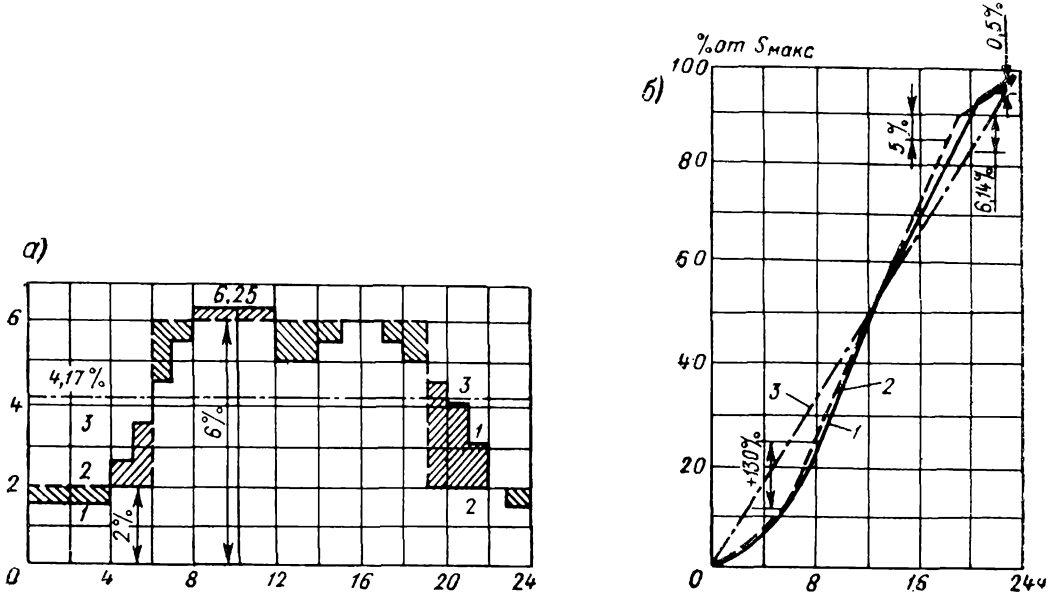


Рис. 12.6. Графики водопотребления и водоподачи

а — ступенчатый график колебания расходов в течение суток; *б* — интегральный график, соответствующий ступенчатому

1 — кривая водопотребления; *2* и *3* — кривые водоподачи при ступенчатой и равномерной круглосуточной работе насосов

Требуемый объем регулирующей емкости бака равен сумме абсолютных величин максимальной положительной и максимальной отрицательной разностей ординат кривых подачи и потребления на интегральном графике.

Например, при равномерной работе насосов (кривая подачи *3*) регулирующая емкость бака составила $13 + 6{,}14 = 19{,}14\%$, а при ступенчатой работе (кривая подачи *2*) $5 + 0{,}5 = 5{,}5\%$.

Более же точным способом определения объема водорегулирующей емкости является *табличный способ*. Подобным образом определяется объем регулирующей емкости баков водонапорных башен, напорных регулирующих резервуаров, резервуаров чистой воды и т. п. Кроме регулирующей емкости, в резервуарах и башнях должен содержаться объем воды, обусловливаемый противопожарными требованиями и требованиями обеспеченности снабжения водой потребителей на случай аварии. На водоочистных сооружениях в потребном объеме резервуаров учитывается расход воды на две промывки фильтров.

Для предотвращения переполнения емкости обычно устраиваются переливные трубопроводы. Переливной трубопровод с воронкой можно рассматривать как шахтный водосброс простейшей конструкции.

Согласно исследованиям В. Г. Скряги и И. Д. Пичахчи, радиус водосливной воронки R определяется по зависимости

$$R = \frac{Q_p}{m_ш \sigma \cdot 2\pi \sqrt{2g}\, H^{3/2}}, \qquad (12.43)$$

где H — напор над водосливной воронкой;

$m_ш$ — коэффициент расхода, зависящий от H/R:

$$m_ш = 0{,}48 - 0{,}25\frac{H}{R}; \qquad (12.44)$$

σ — коэффициент, зависящий от угла наклона стенки воронки к вертикали:

$\alpha°$	45	30	15	0
σ	0,93	0,94	0,96	1,0

Рекомендуется принимать $H/R = 0{,}2 \div 0{,}46$, что соответствует работе воронки как незатопленного водослива.

Диаметр отводящего трубопровода после воронки должен быть таким, чтобы в переливном трубопроводе поддерживался напорный режим, а действующий напор $H_п$, т. е. разность отметок поверхности слияния встречных струй в воронке и отметки оси трубопровода в месте излива, был полностью затрачен на преодоление сопротивлений и создание скорости:

$$H_п = h_д + \sum h_м + \frac{v^2}{2g}. \qquad (12.45)$$

Для устранения влияния стен резервуара на истечение ось водосливной воронки должна отстоять от них на расстоянии $\geqslant 3R$. Предотвращение вращательного движения обеспечивается путем устройства на входе в воронку противоводоворотных ребер.

§ 12.10. К РАСЧЕТУ ДОЖДЕПРИЕМНИКОВ

Приемная способность дождеприемников с решеткой в уличном лотке зависит, согласно исследованиям А. М. Муравейской, от типа и конструкции решетки, в частности от направления стержней решетки относительно оси потока, числа и размеров прозоров в решетке, толщины стержней.

Величина «проскока» потока $q_{пр}$ мимо дождеприемника с продольными стержнями решеток может быть выражена зависимостью

$$\frac{q_{пр}}{Q_0} = 0{,}139\left(\frac{Q_0}{p\sqrt[6]{i_0}} - 5\right)^{1/3} \qquad (12.46)$$

где Q_0 — расход воды в уличном лотке;
i_0 — продольный уклон лотка;
p — параметр решетки, имеющий размерность расхода:

$$p = Ab_p b\sqrt{g\delta}; \qquad (12.47)$$

A — безразмерный коэффициент, зависящий от b/δ (табл. 12.10);
b_p — ширина решетки;
b — ширина прозоров;
σ — толщина стержней.

Решетки с косо направленными стержнями обладают несколько большей, а с поперечными стержнями меньшей приемной способностью, чем решетки с продольными стержнями.

Наибольший «вынос» (дальность вылета) струи на решетках с продольными стержнями $l_{мак}$ может быть определен по формуле

$$_{макс} = \left[\left(\frac{q_p}{Q_0} - 0{,}5\right)^2 + 0{,}012\right] n_p^{2/3} l_{макс} = 18h_0\sqrt{i_0} \qquad (12.48)$$

где q_p — расход, принимаемый решеткой;
h_0 — наибольшая глубина воды в лотке;
n_p — число прозоров решетки.

Длина решетки $l_{р.\,мин}$ с примерно двойным запасом на случай возможного ее засорения

$$l_{р.\,мин} = 5v_0\sqrt{\frac{2z_0}{g}}\, n_p^{-1/3}; \qquad (12.49)$$

Таблица 12.10

Значения A, p/A и p

b/δ	p/A, $м^3/сек$	A	p,
3,50	0,01100	1,02	0,01120
4,28	0,00845	1,01	0,00852
3,22	0,00620	1,21	0,00750
2,14	0,00358	1,61	0,00576

здесь v_0 — средняя скорость движения воды в лотке:

$$v_0 \approx 1{,}8h_0^{2/3}\sqrt{i_0}\ \ [м/сек];$$

z_0 — глубина воды в лотке перед дождеприемником с учетом продольного уклона лотка:

$$z_0 = h_0 + i_0 l_р.$$

h_0 — в *см*.

Наиболее рациональной следует считать длину решетки в пределах 0,3—0,5 *м*.

Ликвидировать «проскок» дождевой воды можно с помощью двух спаренных дождеприемников, расположенных один от другого на расстоянии $l_{сп}$, определяемом по формуле

$$l_{сп} = 6{,}75 l_р i_0 \left(\frac{Q_0}{p}\right)^{2/3}, \qquad (12.50)$$

где $l_р$ — длина решетки.

Приемная способность бордюрного дождеприемника значительно ниже, чем решетчатого, и может быть найдена по зависимости

$$\frac{q_{пр}}{Q_0} = 0{,}074\left(\lg \frac{\sqrt{gL_{борд}^5}}{85 Q_0 i_0}\right)^2, \qquad (12.51)$$

где $L_{борд}$ — длина отверстия в бордюрном дождеприемнике.

Для определения расстояний l между дождеприемниками А. М. Муравейской рекомендована формула

$$l = \frac{Q_0 - q_{пр}}{q\,(M + 0{,}5m)\,\psi} \cdot 10^4\ [м]; \qquad (12.52)$$

здесь q — расчетная интенсивность дождя, *л/сек·га*;

M — ширина квартала, *м*;

m — ширина улицы, *м*;

ψ — коэффициент стока.

Переполнение уличных лотков обычно происходит вследствие недостаточного количества установленных дождеприемников или полного загрязнения их решеток.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Международная система единиц СИ (по ГОСТ 9867—61)

Основные единицы

Наименование величи	Единица измерения	Обозначение
Длина	Метр	*м*
Масса	Килограмм	*кг*
Время	Секунда	*с (сек)*
Термодинамическая темпер	Кельвин	К

Метр — длина, равная 1 650 763,73 длин волн в вакууме излучения, соответствующего переходу между уровнями $2p_{10}$ и $5d_5$ атома криптона-86.

Килограмм — единица массы — равен массе международного прототипа килограмма. Эталоном массы оставлена платино-иридиевая гиря, хранящаяся в Международном бюро мер в Севре (близ Парижа).

Секунда — 9 192 631 770 периодов излучения, соответствующего переходу между двумя сверхтонкими уровнями основного состояния атома цезия-133.

Кельвин — единица термодинамической температуры — 1/273,16 часть термодинамической температуры тройной точки воды.

Температура может быть выражена также в градусах Цельсия:

$$T\text{K} = t\ ^\circ\text{C} + 273{,}15\ \text{K}.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Важнейшие производные единицы

Наименование величин	Наименование и определение единицы	Обозначение
Площадь	*Квадратный метр* — площадь квадрата с длиной стороны, равной 1 *м*	$м^2$
Объем, вместимость	*Кубический метр* — объем куба с длиной ребра, равной 1 *м*	
Скорость	*Метр в секунду* — скорость прямолинейно и равномерно движущейся точки, при которой она за время 1 *с* проходит путь длиной 1 *м*	
Ускорение	*Метр на секунду в квадрате* — ускорение прямолинейно и равноускоренно движущейся точки, при котором за время 1 *с* скорость точки изменяется на 1 *м/с*	*м/*
Плотность	*Килограмм на кубический метр* — плотность однородного тела, имеющего при объеме 1 $м^3$ массу 1 *кг*	

		Обозначение
Сила (вес)	*Ньютон* — сила, сообщающая телу массой 1 *кг* ускорение 1 *м/с²* в направлении действия силы	Н
Давление	*Паскаль* — давление, вызываемое силой 1 Н, равномерно распределенной по поверхности площадью 1 $м^2$	Па
Работа, энергия	*Джоуль* — работа силы 1 Н при перемещении тела на расстояние 1 *м* в направлении действия силы	Дж
Мощность	*Ватт* — мощность, при которой работа 1 Дж совершается за время 1 *с*	Вт
Динамическая вязкость	*Паскаль-секунда* — динамическая вязкость среды, при ламинарном течении которой в слоях, находящихся на расстоянии 1 *м*, в направлении, перпендикулярном течению, под действием давления сдвига 1 Па возникает разность скоростей течения 1 *м/с*	Па·*с*
Кинематическая вязкость	*Квадратный метр на секунду* — кинематическая вязкость среды плотностью 1 $кг/м^3$, динамическая вязкость которой равна 1 Па·*с*	$м^2/с$
Объемный расход	*Кубический метр в секунду* — объемный расход, при котором через определенное сечение за время 1 *с* равномерно перемещается 1 $м^3$ вещества	$м^3/с$
Удельная газовая постоянная	*Джоуль на килограмм-кельвин* — удельная газовая постоянная идеального газа массой 1 *кг*, совершающего при повышении температуры на 1 К и при постоянном давлении работу 1 Дж	Дж/(*кг*·К)
Радиоактивность	*Кюри* — количество радиоактивного изотопа, в котором происходит $3{,}7 \cdot 10^{10}$ распадов в 1 *сек*	Кц

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Соотношения между единицами измерений в системах МКГСС, СГС и СИ

До сих пор на практике широко используется измерение:

силы — в килограммах (*кгс*);

давление — в килограммах на квадратный сантиметр ($кгс/см^2$), в миллиметрах водяного (*мм вод. ст.*) или ртутного (*мм рт. ст.*) столба, атмосферах (*ат*) или барах (*бар*);

динамической вязкости — в пуазах (*пз*) и кинематической — в стоксах (*ст*) или сантистоксах (*сст*).

1 Н = 10^5 *дин* = 0,101972 *кгс*; 1 *кгс* = 9,80665 Н.

1 Па = 1 $Н/м^2$ = 0,101972 $кгс/м^2$ = 10 $дин/см^2$ = 0,00001 *бар* = =0,102 *мм вод. ст.* = 0,0075 *мм рт. ст.*;

1 $кгс/см^2$ = 98 066,5 Па = 98,0665 кПа = 0,098 МПа;

1 *мм вод. ст.* = 9,80665 Па;

1 *мм рт. ст.* = 133,322 Па.

1 Па · *с* = 1 $Н \cdot с/м^2$ = 0,102 $кгс \cdot сек/м^2$ = 10 *пз*;

1 *пз* = 0,1 Па · *с*;

1 *ст* = 1 $см^2/сек$ = 10 *сст* = 0,0001 $м^2/сек$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Множители и приставки для образования десятичных кратных и дольных единиц и их наименования

Множитель	Наименование приставки	Обозначение		Наименование приставки	Обозначение
10^{12}	тера	*Т*	10^{-3}	милли	*м*
10^{9}	гига	*Г*	10^{-6}	микро	*мк*
10^{6}	мега	*М*	10^{-9}	нано	*н*
10^{3}	кило	*к*	10^{-12}	пико	*п*
10^{2}	(гекто)	*Г*	10^{-15}	фемто	*ф*
10^{1}	(дека)	*да*	10^{-18}	атто	*а*
10^{-1}	(санти)	*с*			

Примечания. 1. Наименования десятичных кратных и дольных единиц образуются присоединением приставок к наименованиям исходных единиц.

2. В скобках указаны приставки, которые допускается применять только в наименованиях кратных и дольных единиц, получивших широкое распространение.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Плотность и вязкость некоторых жидкостей (при температуре кипения)

Жидкость	Температура, °С	Плотность, *г/см³*	Вязкость η, *пз*
Жидкий кислород	−183	1,14	0,00218
» хлор	−38	1,43	0,005
» фтор	−188	1,5	0,00257
Аммиак	−30	—	$107 \cdot 10^{-6}$
»	−33,4	0,684	—
Жидкий азот	−195,7	0,8	0,00158
» воздух	−150	—	0,00083
Сероуглерод	20	—	0,0037
Хлористый натрий (раствор с 26% NaCl)	—	—	0,0184
Хлороформ	—	—	0,0056
Метан	−162	0,422	0,00098
Жидкий озон	−110	1,46	—
» »	−5	0,537	—
» водород	−253	0,07	$2 \cdot 10^{-6}$
» фтористый хлор	−109	1,6	—
хлористый водород	−85	1,2	—
Бром	58	3,1	—
Йод	183	4,9	—
Жидкий бутан	0	0,601	0,00207
Метилпропан	−10	0,592	0,0024
Пентан	20	0,626	0,0024
Толуол	20	0,867	0,00586
Этан	−88,6	—	0,00137
Пропан	−97	—	0,00198
Фреон-22	−40	—	0,00343

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Плотность и вязкость некоторых газов при давлении 760 *мм рт. ст.*

Газ	ρ, *кг/м³·град*	η при 0° С, 10^6 *пз*	η при 20° С, 10^6 *пз*	ν при 20° С, *сст*	Удельная газовая постоянная R, $\frac{кг \cdot м}{кг \cdot град}$
Азот	1,25	166	174,8	13,31	30,26
Аммиак	0,77	93	100	13,7	49,8
Водород	0,09	84	88	98,2	420,6
Водяной пар	0,768	89,3	96,7	11,24	47,1
Воздух	1,293	171,2	181	13,9	29,27
Двуокись углерода (CO_2)	1,977	138	147	7,51	19,27
Двуокись серы	2,926	116	126	4,4	13,24
Кислород	1,429	192	202,5	13,49	26,5
Метан	0,717	102	108	15,1	52,9
Окись углерода (CO)	1,25	168	176,8	14,3	30,29
Сероводород	1,539	117	124	8,04	24,9
Озон (O_3)	2,14	—	—	—	—

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Эквивалентная шероховатость труб и каналов, вычисленная по формуле (3.28)

Вид трубы, материал и характеристи поверхности труб и каналов	*мм*
Цельнотянутые трубы	
Технические гладкие из латуни, меди и свинца	0,0015—0,01
То же, из алюминия	0,015—0,06
Новые стальные, в зависимости от условий хранения	0,02—0,1
Стальные, очищенные после многих лет эксплуатации; битумизированные; умеренно корродированные; с небольшими отложениями накипи	0,15—0,3 (до 0,4)
Стальные водяных систем отопления; паропроводы насыщенного пара; нефтепроводы для средних условий эксплуатации	0,2
Стальные водопроводные трубы, бывшиеся в эксплуатации	
Стальные теплофикаци паропроводы перегретого пара	0,1
Стальные конденсатопроводы, работающие периодически	1
Стальные газопроводы после года эксплуатации	0,12
Стальные воздухопроводы сжатого воздуха от компрессоров	0,8
Цельносварные стальные трубы	
Новые и в лучш стояни соединения сварные и клепаные	0,04—0,1
Новые битумизированные	~0,05

Вид трубы, материал и характеристи поверхности труб и каналов	мм
Бывшие в эксплуатации	~0,1—0,15
Покрытые изнутри лаком, но не свободные от окисления; загрязненные в процессе эксплуатации на воде, но не корродированные	0,95—1
С двойной поперечной клепкой, некорродирован ; загрязненные в процессе эксплуатации на воде	,2—1,5
С двойной поперечной клепкой; сильно корродированные .	2
Магистральные газопроводы после многих лет эксплуатации	0,5—1,1
Со значительными женями	2—4
Клепаные стальные трубы	
Вдоль и поперек по одному ряду заклепок; крыты лаком; хорошее состояние поверхности	0,3—0,4
С двойной продольной и простой поперечной клепкой; изнутри покрыты лаком или без лака, но некорродированные	0,6—0,7
С простой поперечной и двойной продольной клеп нутри просмоленные или покрытые лаком	1,2—1,3
С четырьмя-шестью продольными рядами клепки; ное время в эксплуатации	
С четырьмя поперечными и шестью продольными рядами клепки, соединения изнутри перекрыты	4
Поверхность труб в плохом состоянии; номерное перекрытие соединений	⩾5
Оцинкованные трубы	
Стальные новые трубы с чистой оцинковкой	0,07—0,1
То же, с обычной оцинковкой	0,1—0,15
Оцинкованные из листовой стали, новые	0,15
То же, бывшие в эксплуатации на воде	0,18
Чугунные трубы	
Новые	0,25—1
Новые битумизированны	0,1—0,15
Асфальтированные	0,12—0,3
Водопроводные, бывшие в эксплуатации .	1,4
Бывшие в эксплуатации, корродированны ениями	1—1,5
Со значительными отложениями .	2—4
Очищенные после многих лет экс	0,3—1,5
Сильно корродированны	до 3
Цементные, деревянные и другие трубы	
Бетонные; хорошая поверхность с затиркой	0,3—0,8
Бетонные; поверхность среднего качества . . .	2,5
Бетонные; с грубой (шероховатой) поверхносты	3—9
Железобетонные	2,5
Асбестоцементные новые	0,05—0,1
Асбестоцементные, бывшие в эксплуатации	~0,6
Цементные; поверхность сглажена . .	0,3—0,8
Цементные поверхность не обработана . .	1—2
Цементные; цементный раствор в местах не сглажен	1,9—6,4
Деревянные из строганых досок	0,15—0,3
Деревянные из клепки или из грубых досок	0,6—1
Фанерные при поперечном расположении волокон березы .	0,12

Вид трубы, материал и характеристика поверхности труб и каналов	*мм*
Фанерные при продольном расположении волокон березы	0,03—0,05
Трубы из чистого стекла	0,0015—0,01
VII. Облицовка каналов	
Хорошая штукатурка из чистого цемента сглаженными соединениями	0,05—0,22
Штукатурка цементным раствором с железнением	0,5
Штукатурка по металлической сетке	10—15
Керамические соляно-глазурованные	1,4
Шлакобетонные плиты	1,5
Шлако- и опилко-алебастровые плиты, тщательно выполненные	1—1,5

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Значения коэффициента шероховатости *n*

Описание водотока	Коэффициент *n*		
	минимальный	нормальный	максимальный
Из стекла	0,009	0,01	0,013
» гладкой латуни	0,009	0,01	0,013
» стали полосовой с фланцевыми и сварными соединениями	0,010	0,012	0,014
Из черного сварочного железа	0,012	0,014	0,015
» гальванизированного сварочлеза	0,013	0,016	0,017
Из облицованного чугуна	0,010	0,013	0,014
» необлицованного чугуна	0,011	0,014	0,016
» цемента с чистой поверхностью	0,010	0,011	0,013
Бетонная прямая труба без засорений	0,010	0,011	0,013
Бетонная труба с поворотами, соединениями и некоторыми засорениями	0,011	0,013	0,014
Бетонная труба с затертой гладкой поверхностью	0,011	0,012	0,140
Бетонная прямая канализационная труба с люками и выпускными отверстиями	0,013	0,015	0,017
Бетонная труба с необработанной поверхностью, выполненная в стальной опалубке	0,012	0,013	0,014
То же, в гладкой деревянной опалубке	0,012	0,014	0,016
То же, в шероховатой деревянной опалубке	0,015	0,017	0,020
Обычная дренажная труба из глины	0,011	0,013	0,017
Глазурованная канализационная труба из глины	0,011	0,014	0,017
То же, с люками, входом и т. п.	0,013	0,015	0,017
Глазурованная дренажная труба с открытыми швами	0,014	0,016	0,018
Канализационная труба, покрытая сточным илом, с изгибами и соединениями	0,012	0,013	0,016
Коллектор с замощенным обработанным сводом и гладким дном	0,016	0,019	0,020

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Параметры аналитических характеристик водопроводных и канализационных центробежных насосов

Марка насоса	Число оборотов в минуту	Диаметр рабочего колеса, мм	$h_{пр}$, м	$S_{п}$, сек²/м⁵	Марка насоса	Число оборотов в минуту	Диаметр рабочего колеса, мм	$h_{пр}$, м	$S_{н}$, сек²/м⁵
Водопроводные насосы									
1,5К-6	2 900	128	21,7	498 000	6НДв	1 450	405	61,7	1 570
2К-6	2 900	162	36,0	175 000	8НДв	960	525	47,8	484
2К-9	2 900	129	22,1	124 000	8НДв	1 450	525	100,4	286
3К-6	2 900	218	65,8	56 300	10Д-6	1 450	465	80,7	840
3К-9	2 900	168	38,5	50 000	10Д-9	1 450	366	51,2	590
4К-6	2 900	272	105,6	23 700	12Д-6	1 450	546	110,8	435
4К-8	2 900	218	67,3	21 700	12Д-9	1 450	432	68,8	258
4К-12	2 900	174	41,8	12 400	12Д 13	1 450	365	45,3	194
4К-18	2 900	148	29,5	13 700	12Д-19	1 450	300	29,0	168
6К-8	1 450	328	39,3	2 970	14Д-6	1 450	660	150	220
6К-12	1 450	264	25,2	2 590	20Д-6	970	855	121	75
8К-12	1 450	315	36,9	1 290	32Д-19	585	740	26,7	4,87
8К-18	1 450	268	24,3	913	32Д-19	730	740	40,7	4,49
28В-12	600	1 100	76,7	11,8	48Д-22	485	985	34,0	0,84
32В-12	500	1 360	78,2	4,12	20НДс-В	730	765	56,2	29,3
40В-16	368	1 450	43,8	1,02	20НДс-В	960	765	92	23,2
40В-24	500	1 185	51,8	1,04	24НДс-В	600	990	62,6	5,55
52В-11	375	2 000	115	0,676	24НДс-В	750	990	97	5,55
52В-17	375	1 800	74,8	0,412	М-8×4	1 450	375	208	12 900
70В-36	375	1 990	89,5	0,26	10М-7×6	1 470	456	490	8 770
16НДн	960	460	26,1	17	10М-8×6	1 470	400	361	9 500
20НДн	960	550	38,3	7,8	28М-12×2	980	890	263	90
24НДн	730	690	36,3	5,18	10НМК×2	1 450	590	241	735
6НДс	2 950	242	92,6	3 300	10НМК×2	1 450	545	200	780
12НДс	960	460	34,2	129	3В-200×2	1 450	445	134	2 120
12НДс	1 450	460	76,5	100	3В-200×4	1 450	445	268	4 150
14НДс	960	540	47,3	83,5	5МД-7×3	2 950	285	298	40 000
14НДс	1 450	540	107,3	88	8МД-12×3	2 900	262	263	10 200
18НДс	730	700	46,0	40	8МД-9×2	2 950	360	375	6 250
18НДс	960	700	75,2	30	12НА×5	1 450	210	78,4	13 600
20НДс	730	765	55,3	29	12А-18×6	1 450	210	96	17 400
20НДс	960	765	92,2	23,6	20А-18×3	1 450	340	125	1 450
22НДс	730	860	67,0	15	24А-18×1	—	—	63,7	167
22НДс	960	860	118,2	16,7	6АП-9×6	2 880	82	59,8	$3,35 \cdot 10$
24НДс	600	990	62,0	5,26	8АП-9×6	2 850	111	124,1	$1,04 \cdot 10^{6}$
24НДс	750	990	98,8	6,14	10АП-18×6	2 880	129	131	138 000
4НДв	1 450	280	28,6	7 280	12АП-18×2	2 865	185	91,3	114 000
4НДв	2 950	280	121	9 600	14АП-18×2	2 880	305	373	90 000
5НДв	1 450	350	45,2	2 860	АТН-8-1×7	—	—	33	227 000
Горизонтальные фекальные насосы									
21/2НФ	1 450	195	11,3	7 100	16Ф-7а	750	—	78,7	41
21/2НФ	2 940	195	47,5	8 800	16Ф-7б	750	—	66,3	39
21/2НФ	2 940	—	42,2	7 700	*Вертикальные*				
21/2НФ	2 940	—	37,8	8 200	2НФВм	1 450	250	20,7	2 900
4НФ	975	300	12,1	2 700	4НФВм	1 450	—	17	13 000
4НФ	1 450	300	28	2 200	4НВ-5м	1 450	—	78,6	15 900
6НФ	960	450	25,3	270	16ФВ-18	740	675	36,6	17,3
8Ф-5	1 450	535	109,2	620	16ФВ-18а	740	—	33,7	17,9
8Ф-5а	1 450	—	93,8	670	24ФВ-13	360	1 250	33,8	4,8
8Ф-5б	1 450	—	77,7	600	26ФВ-22	485	1 050	39,5	2,7
8НФ	950	540	37,1	140	26ФВ-22а	485	—	35,6	2,7
16Ф-7	750	965	92	39					

Пропускная способность трапецеидальных каналов при глубине, равной ширине канала по дну (по формуле Н. Ф. Федорова)

Размер сечения b, см	Уклоны в тысячных									
	0,1		0,2		0,3		0,4		0,5	
	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек
$m=1$										
20	8,0	0,1	16,8	0,21	23,8	0,26	24,0	0,3		
40	76,8	0,24	108,8	0,34	134,4	0,42	150,4	0,47		
60	323,2	0,31	316,8	0,44	388,8	0,54	453	0,63		—
80	473,6	0,37	678,4	0,53	844,8	0,66	972,8	0,76		—
100	880	0,44	1 240	0,62	1 520	0,76	1 760	0,88		—
120	1 372	0,49	1 960	0,7	2 408	0,86	2 800	1,0		—
150	2 565	0,57	3 645	0,81	4 455	0,99	5 175	1,15		1,29
$m=1,5$										
20	15	0,15	23	0,23	28	0,28	33	0,33	38	0,38
40	105	0,26	148	0,37	184	0,46	212	0,53	240	0,6
60	306	0,34	432	0,48	540	0,60	621	0,69	702	0,78
80	656	0,41	928	0,58	1 152	0,72	1 314	0,84	1 504	0,94
100	1 200	0,48	1 700	0,68	2 100	0,84	2 425	0,9	2 700	1,08
120	1 944	0,54	2 736	0,76	3 384	0,94	3 924	1,09	4 392	1,22
150	3 487	0,62	5 00[illegible]	0,89	6 131	1,09	7 087	1,26	7 978	1,42
$m=2$										
20	19,2	0,16	30	0,25	37,2	0,31	3.2	0,36	48	0,4
40	134,4	0,28	192	0,4	235,2	0,49	273,6	0,57	307,2	0,64
60	399,6	0,37	561,6	0,52	691,2	0,64	810	0,75	907,2	0,84
80	844,8	0,44	1 210	0,63	1 498	0,78	1 728	0,9	1 978	1,03
100	1 530	0,51	2 190	0,73	2 700	0,9	3 120	1,04	3 480	1,16
120	2 506	0,58	3 548	0,82	4 320	1,0	5 011	1,16	5 650	1,31
150	4 455	0,66	6 412	0,95	7 830	1,16	9 112	1,35	10 192	1,51

Размер сечения b, см	Уклоны в тысячных									
	0,6		0,8				2		3	
	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	к	Q, л/сек	v, м/сек
$m=1$										
20	29,6	0,37	34,4	0,43	38,4	0,48	55,2	0,69	68,8	0,86
40	192	0,6	224	0,7	249,6	0,78	358,4	1,12	435,4	1,37
60	561,6	0,78	648	0,9	741,6	1,03	1 04[illegible]	1,45	1 282	1,78
80	1 203	0,94	1 421	1,11	1 574	1,23	2 240	1,75	2 752	2,15
100	2 180	1,09	2 520	1,26	2 840	1,42	4 040	2,02	4 940	2,47
120	2 464	1,12	2 833	1,29	3 190	1,45	1 554	2,07	7 812	2,79
150	6 345	1,41	7 335	1,63	8 235	1,83	11 7[illegible]	2,6	14 401	3,2

Размер сечения b, см	Уклоны в тысячных									
	0,6		0,8						3	
	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/
$m=1,5$										
20	41	0,41	48	0,48	55	0,55	77	0,77	95	0,95
40	264	0,66	304	0,76	344	0,86	488	1,22	600	1,50
60	765	0,85	891	0,99	999	1,11	1 422	1,58	1 755	1,95
80	1 648	1,03	1 904	1,19	2 144	1,34	3 056	1,91	3 760	2,35
100	2 950	1,18	3 450	1,38	3 875	1,55	5 525	2,21	6 750	2,7
120	4 824	1,34	5 580	1,55	6 228	1,73	8 856	2,46	10 872	3,02
150	8 719	1,55	10 069	1,79	11 250	2,0	16 144	2,87	19 687	3,5
$m=2$										
20	52,8	0,44	62,4	0,52	69,6	0,58	99,6	0,83	122,4	1,02
40	336	0,7	393,6	0,32	432	0,9	628,8	1,31	768	1,6
60	993,6	0,92	1 156	1,07	1 285	1,19	1 836	1,7	2 268	2,1
80	2 131	1,11	2 458	1,28	2 765	1,44	3 955	2,06	4 838	2,52
100	3 840	1,28	4 440	1,48	4 980	1,66	8 110	2,37	8 700	2,9
120	6 221	1,44	7 171	1,66	8 035	1,86	11 448	2,65	14 083	3,26
150	11 137	1,65	12 892	1,91	14 647	2,17	20 587	3,05	25 110	3,72

Размер сечения, b см	Уклоны в тысячных									
	4		6		8				15	
	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, /сек	Q, л/сек	v, м/сек
$m=1$										
20	80,0	1,0	98,4	1,23	114,4	1,43	128,0	1,6	156,8	1,96
40	505,6	1,58	620,8	1,94	723,2	2,26	812,8	2,54	998,4	3,12
60	1 483	2,06	1 764	2,45	2 110	2,93	2 369	3,29	2 894	4,02
80	3 162	2,47	3 891	3,04	4 480	3,5	5 043	3,94	6 157	4,81
100	5 740	2,87	7 000	3,5	8 010	4,05	9 120	4,56	11 080	5,54
120	9 016	3,22	10 976	3,92	12 712	4,54	14 224	5,08	17 444	6,23
150	16 605	3,69	19 800	4,4	23 423	5,2	26 325	5,85	31 905	7,09
$m=1,5$										
20	110	1,1	135	1,35	—	—	176	1,76	218	2,18
40	696	1,74	856	2,14	984	2,46	1 117	2,79	1 368	3,42
60	2 034	2,26	2 484	2,76	2 880	3,2	3 240	3,6	3 951	4,39
80	—	—	5 312	3,32	6 208	3,88	6 850	4,3	8 400	5,25
100	7 800	3,12	9 500	3,8	11 000	4,4	12 325	4,93	16 160	6,06
120	12 600	3,5	15 444	4,29	17 712	4,92	19 980	5,55	24 516	6,81
150	22 669	4,03	26 719	4,75	32 062	5,7	36 000	6,4	43 875	7,80
$m=2$										
20	135,6	1,19	175,2	1,46	202,8	1,69	228	1,9	282	2,35
40	897,6	1,87	1 104	2,3	1 272	2,65	1 430	2,98	2 756,8	3,66
60	2 614	2,42	3 197	2,96	3 834	3,55	4 169	3,86	5 076	4,7
80	5 587	2,91	6 854	3,57	7 872	4,1	8 870	4,62	10 829	5,64
100	10 110	3,37	12 300	4,1	14 220	4,74	15 930	5,31	19 500	6,5
120	16 200	3,75	19 785	4,55	22 939	5,31	25 574	5,92	31 536	7,3
150	29 082	4,31	35 562	5,27	41 175	6,1	46 237	6,85	—	—

Пропускная способность труб круглого сечения при их полном заполнении (по формуле Н. Ф. Федорова при $\nu = 0{,}0141$ *см*, $\Delta_2 = 1{,}35$ *мм* и $a_2 = 90$ для $d \leqslant 600$ *мм* и $\Delta_2 = 2$ *мм* и $a_2 = 100$ для $d > 600$ *мм*)

Диаметр, *мм*	Уклоны в тысячных									
	0,6		0,8				2		4	
	Q, *л/сек*	*v*, *м/сек*	*Q*, *л/сек*	*v*, *м/сек*	*Q*, *л/сек*	*v*, *м/сек*	*Q*, *л/сек*	*v*, *м/сек*	*Q*, *л/сек*	*v*, *м/сек*
150	3,18	0,18	3,71	0,21	4,42	0,25	6,36	0,36	9,19	0,52
200	7,23	0,23	8,48	0,27	9,42	0,30	13,82	0,44	19,79	0,63
250	13,25	0,27	15,22	0,31	17,67	0,36	25,03	0,51	36,32	0,74
300	21,91	0,31	25,45	0,36	28,27	0,40	41,00	0,58	59,37	0,84
350	32,71	0,34	38,48	0,40	43,29	0,45	61,58	0,64	89,48	0,93
400	47,75	0, 8	55,29	0,44	62,83	0,50	89,22	0,71	128,2	1,02
450	65,21	0,41	76,34	0,48	85,88	0,54	120,5	0,77	176,5	
500	86,39	0,44	100,1	0,51	113,9	0,58	163,0	0,83	233,7	1,19
550	111,7	0,47	130,7	0,55	,3	0,62	209,1	0,88	301,7	1,27
600	141,4	0,50	164	0,58	186,6	0,66	265,8	0,94	381,7	1,35
650	165,9	0,50	192,5	0,58	219,0	0,66	311,9	0,94	444,6	1,34
700	204,0	0,53	238,6	0,62	265,5	0,69	381,0	0,99	546,5	1,42
750	247,4	0,56	282,8	0,64	318,1	0,72	459,5	1,04	653,8	1,48
800	291,5	0,58	336,8	0,67	382,0	0,76	542,9	1,08	774,1	1,54
850	340,5	0,60	397,2	0,70	448,3	0,79	641,2	1,13	907,9	1,60
900	400,8	0,63	464,4	0,73	521,7	0,82	714,3	1,17	1 062	1,67
950	460,7	0,65	538,7	0,76	602,5	0,85	864,8	1,22	1 226	1,73
1000	534,1	0,68	612,6	0,78	691,2	0,88	939,6	1,26	1 406	1,79
1100	684,2	0,72	788,8	0,83	893,3	0,94	1 254	1,32	1 806	1,90
1250	957,2	0,78	1 104	0,90	1 252		1 792	1,46	2 528	2,06
1400	1 293	0,84	1 493	0,97	1 678	1,09	2 401	1,56	3 414	2,22
1500	1 537	0,87	1 802	1,02	2 014	1,14	2 880	1,63	4 100	2,30
1600	1 850	0,92	2 131	1,06	2 393	1,19	3 418	1,70	4 825	2,40
1750	2 333	0,97	2 694	1,12	3 031	1,26	4 329	1,80	6 134	2,55
1900	2 892	1,02	3 346	1,18	3 771	1,33	5 359	1,89	7 627	2,69
2000	3 330	1,06	3 864	1,23	4 335	1,38	6 158	1,96	8 765	2,79
2250	4 533	1,14	5 248	1,32	5 885	1,48	8 429	2,12	11 888	2,99
2500	5 949	1,22	6 921		7 805	1,59	11 143	2,27	15 757	3,21

Диаметр, мм	Уклоны в тысячных									
	6		8		10		20		40	
	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек	Q, л/сек	v, м/сек
150	,31	0,64	,03	0,74	14,84	0,84	21,20	1,20	30,22	
200	24,50	0,78	28,59	0,91	2,35	1,03	45,87	1,46	65,66	2,09
250	44,67	0,91	52,03	1,06		1,19	83,45	1,70	118,3	2,41
300	72,81	1,03	84,82	1,20	95,43	1,35	5,7	1,92	193,0	2,73
350	110,6	1,15	128,0	1,33	144,3	1,50	205,9	2,14	291,5	3,03
400	153,3	1,26	183,5	1,46		1,64	295,3	2,35	415,9	3,31
450	216,3	1,36	251,3	1,58	284,7	1,79	402,4	2,53	571,0	3,59
	286,7	1,46	333,8	1,70	377,0	1,92		2,72	759,9	3,87
550	370,6	1,56	432,4	1,82	487,0	2,05	680,0	2,90	978,8	4,12
600	469,4	1,66	542,9	1,92	616,4	2,18	870,8	3,08	1 233	4,36
650	,5	1,66	633,8	1,91	716,8	2,16	1 015	3,06	1 434	4,32
700	665,8	1,73	769,7	2,00	869,7	2,26	1 235	3,21	1 747	4,
750	795,2	1,80	927,8	2,10	1 043	2,36	1 480	3,35	2 094	4,74
800	944,0	1,88	1 106	2,20	1 242	2,47	1 759	3,50	2 488	4,95
850		1,96	1 294	2,28	1 459	2,57	2 066	3,64	2 917	5,14
900	298	2,04	1 508	2,37	1 698	2,67	2 405	3,78	3 391	5,33
950	1 503		1 737	2,45	1 963	2,77	2 764	3,90	3 913	5,52
1000	28	2,20	1 987	2,53	2 246	2,86	3 173	4,04	4 477	5,70
1100	2 214	2,33	2 566	2,70	2 880	3,03	4 067	4,28	5 778	6,08
	3 092		3 596	2,93	50	3,30	5 695	4,64	8 075	6,58
1100	4 156	2,70	4 834	3,14	5 434	3,53	7 635	4,96	10 852	7,05
1300		2,83	5 814	3,29	6 521	3,69	9 154	5,18	13 023	
1600	5 951	2,96	6 876	3,42		3,85	10 877		15 521	
	7 529	3,13	8 683	3,61	9 766	4,06	13 734	5,71	19 555	8,12
1900	9 356	3,30	10 774	3,80	12 107	4,27	17 097	6,03		
2000	10 68	3,40	12 346	3,93	13 823	4,40	19 509	6,21		
2250	14 592	3,67	16 779	4,22	18 886	4,75	26 640	6,70		
2500	19 193	3,91	22 236	4,53	24 936	5,08	35 342	,20		

Литература

1. Абрамов Н. Н., Поспелова М. М. Расчет водопроводных сетей. Госстройиздат, 1962.
2. Абрамов Н. Н. Водоснабжение. Стройиздат, 1967.
3. Абрамов С. К. Подземные дренажи в промышленном и городском строительстве. Стройиздат, 1967
4. Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. «Недра», 1970.
5. Андрияшев М. М. Графические расчеты гидравлического удара в водоводах. Стройиздат, 1969.
6. Бахарев В. А. К теории вязкостей жидкостей газов. Труды Казанск. инж.-стр. инст., вып. VII, 1968
7. Ботук Б. О. Ржевский Б. Н. Федоров Н. Ф. Канализационные сети. Стройиздат, 1966.
8. Бочевер Ф. М. и др. Основы гидрогеологических расчетов. «Недра», 1969.
9. Бретшнайдер С. Т. Свойства газов жидкостей. «Химия», 1966.
10. «Водоснабжение и санитарная техника». 1965—1971 гг.
11. Возная Н. Ф. Химия воды и микробиология. «Высшая школа», М., 1967.
12. Гаврилко В. М. Фильтры водозаборных водопонизительных и гидрогеологических скважин. Стройиздат, 1968.
13. Гидравлика и гидротехника. Республ. межведомств. н.-т. сб., № 6, 1968; № 8, 1969; № 10, 1970; № 13, 1971 и № 4, 1972.
14. Гидромеханика, волновое движение жидкости, строительная механика. Комитет технической терминологии АН СССР, вып. 58, 1962.
15. Гидротехника. Научно-техн. инф. бюлл. ЛПИ имени М. И. Калинина, 1969, № 2, 8 и 11.
16. «Гидротехническое строительство», 1965—1971 гг.
17. Горбис З. Р Теплообмен и гидромеханика дисперсных сквозных потоков. «Энергия», 1970.
18. Егоров А. И. Гидравлический расчет трубчатых систем для распределения воды в водопроводных очистных сооружениях. Госстройиздат, 1960.
19. Единицы физических величин. Гос. комитет стандартов, мер и измерительных приборов при Совете Министров СССР, М., 1970.
20. Жужиков В. А. Фильтрование. «Химия», 1968.
21. Жуков А. И. и др. Канализация. Стройиздат, 1969.
22. Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. Госэнергоиздат, 1960.
23. Известия вузов, серии «Строительство архитектура», «Энергетика» и «Нефть и газ» за 1965—1971 гг
24. Ильин В. Г Расчет совместной работы насосов, водопроводных сетей и резервуаров. Госстройиздат УССР, 1963.
25. Кикашейшвили Г. Е. Технико-экономический расчет кольцевых водопроводных сетей. Сообщения АН ГССР, т. 57, № 2, 1970.

26. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам. Госэнергоиздат, 1961.
27. Клячко В. А., Апельцин И. Э. Очистка природных вод. Стройиздат, 1971.
28. Кожинов В. Ф. Очистка питьевой и технической воды. Стройиздат, 1971
29. Койда Н. У. К вопросу о применении теории подобия при фильтрации жидкости. ИФЖ, 8, 1959.
30. Койда Н. У., Ильина Т. П., Казимиров Е. Я., Щербо А. М. Вариационные методы гидравлических расчетов трубопроводов. «Высшая школа», Минск, 1968.
31. Койда Н. У., Федоров Н. Ф. Технико-экономический расчет канализационных сетей с помощью ЭЦВМ. Стройиздат, 1971.
32. Кокорин Ю. В. Экспериментальное исследование аэрации и деаэрации потока в гидравлическом прыжке и на послепрыжковом участке. Изв. ВНИИГ, т. 98, 1972.
33. Кузьмин Ю. М. Сетчатые установки в водоочистных сооружениях. Стройиздат, 1966.
34. Кургаев Е. Ф. Основы расчета осветлителей. Стройиздат, 1962.
35. Курганов А. М. Об истечении вязкой жидкости через цилиндрические насадки. Изв. вузов, «Пищевая технология», № 4, 1967.
36. Курганов А. М. К расчету турбулентной струи. Научные труды вузов ЛитССР. «Строительство и архитектура», V, 1, 1966.
37. Курганов А. М. К расчету движения в междутрубном пространстве и вдоль коридорного пучка труб. «Теплоэнергетика», 1968, № 9; «Энергомашиностроение», 1968, № 4.
38. Левин С. Р. Гидравлический расчет газопроводов и газовых сетей. Стройиздат, 1964.
39. Лобачев П. В. Внутренние водостоки зданий. Стройиздат, 1967.
40. Материалы XXIII (1968 г.), XXIV (1969 г.), XXV (1970 г.) и XXVII (1971 г.) научно-технических конференций ВИСИ.
41. Минц Д. М. Теоретические основы технологии очистки воды. Стройиздат, 1964.
42. Мостков М. А. Прикладная гидромеханика. Госэнергоиздат, 1963.
43. Мошнин Л. Ф., Тимофеева Е. Т. Указания по защите водоводов от гидравлического удара. ВОДГЕО, Госстройиздат, 1961.
44. Мошнин Л. Ф. Методы технико-экономического расчета водопроводных сетей. Госстройиздат, 1950.
45. Орловский З. А. Худенко Б. М. Проектирование водосливов-аэраторов и барботеров для насыщения очищенных сточных вод кислородом. «Проектирование водоснабжения и канализации», сер. 2, № 48, изд. Союзводоканалпроекта, 1968.
46. Попов В. Н. Таблицы для гидравлических расчетов. Гостехиздат УССР, 1962.
47. Руководство по расчету средств защиты водоводов от гидравлических ударов. ВОДГЕО, 1970.
48. Санитарная техника. Доклады к XXIV—XXX научным конференциям ЛИСИ 1966—1972 гг. и доклады к научным конференциям молодых ученых ЛИСИ с 1965 г.

49. Сапожников М. М. Гидравлические закономерности турбулентного движения в трубах из различных материалов. Стройиздат, 1964.
50. Сборники Трудов МИСИ имени В. В Куйбышева· № 55, вып. I и II, 1968; № 66, 1970.
51. Сборники: Трудов НИИ санитарной техники № 29, 1969; института ВОДГЕО, № 5, 1969, вып. 16, 1967
52. Сборники Научных трудов ЛИСИ. 31, 1959, № 50, 1966; № 59, 1969; № 69, 1971.
53. Силин Н. А., Витошкин Ю. К., Караспк В. М., Очередько В. Ф. Гидротранспорт, вопросы гидравлики, «Наукова думка», Киев, 1971.
54. Справочник проектировщика. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий. Стройиздат, 1967.
55. Справочник проектировщика. Канализация населенных мест и промышленных предприятий. Госстройиздат, 1963.
56. Строительные нормы и правила, ч. II, раздел Г, 4 и 6 (СНиП II-Г.1—70, II-Г 4—70, II-Г 6—62).
57. Тарасов-Агалаков Н. А. Практическая гидравлика в пожарном деле. Изд-во МКХ РСФСР, 1959.
58. Тебенихин Е. Ф., Гусев Б. Т. Обработка воды магнитным полем в теплоэнергетике. «Энергия», 1970.
59. Теплов А. В. Основы гидравлики. «Энергия», 1971.
60. Технические указания по расчету напорного гидравлического транспорта грунтов. «Энергия», 1967.
61. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Деривационные каналы гидроэлектростанций, МСЭС-108-59, Госэнергоиздат, 1960.
62. Троицкий В. П. Разработка методики гидравлического расчета безнапорных аэрированных водных потоков. Научные исследования по гидротехнике в 1970 г. «Энергия», 1971.
63. Труды Воронежского инженерно-строительного института: т. 15, вып. 5, 1969; т. 15, вып. 6, 1970; т. 17, вып. 1, 1971; т. 17, вып. 5, 1971.
64. Труды: ЛПИ имени М. И. Калинина, № 289, 1967; Таллинского политехнического института, сер. А, № 212, 1964.
65. Угинчус А. А. Гидравлические и технико-экономические расчеты каналов. Стройиздат, 1965.
66. Федоров Н. Ф. Шифрин С. М. Канализация. «Высшая школа», 1968.
67. Федоров Н. Ф. Новые исследования гидравлические расчеты канализационных сетей. Стройиздат, 1964.
68. Федоров Н. Ф. Сахаров И. В. Расчет местных сопротивлений при проектировании канализационных сетей. Госстройиздат, 1958.
69. Федоров Н. Ф., Волков Л. Е. Гидравлический расчет канализационных сетей. Стройиздат, 1968.
70. Цейтлин А. С. Гидравлический расчет керамических и стеклянных трубопроводов. Госстройиздат УССР, 1963.
71. Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов. Стройиздат, 1969.
72. Чугаев Р. Р. Гидравлика. «Энергия», 1970.
73. Чугаев Р. Р Подземный контур гидротехнических сооружений. Госэнергоиздат, 1962.

74. Шевелев Ф. А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных и пластмассовых водопроводных труб. Стройиздат, 1970.

75. Щукин В. К. Теплообмен и гидродинамика внутренних потоков в полях массовых сил. «Машиностроение», 1970.

76. Яковлев С. В., Ласков Ю. М. Перекачка ила и осадка сточных вод. Госстройиздат, 1961.

77. Яньшин Б. И. Гидродинамические характеристики затворов и элементов трубопроводов. «Машиностроение», 1965.

Оглавление

Стр.

Предисловие 3
Основные обозначения 4

Глава первая

ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ВОДЫ, СТОЧНЫХ ЖИДКОСТЕЙ, РЕАГЕНТОВ И ДРУГИХ ВОДНЫХ РАСТВОРОВ

§ 1.1. Состав воды и сточных жидкостей 5
§ 1.2. Плотность и объемный вес воды, сточных жидкостей, реагентов и других водных растворов 12
§ 1.3. Сжимаемость 15
§ 1.4. Вязкость 18
§ 1.5. Воздухо- и газосодержание 23
§ 1.6. Поверхностное натяжение 25

Глава вторая

ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ

§ 2.1. Абсолютное и манометрическое давления 27
§ 2.2. Измерение давлений 28
§ 2.3. Давление жидкости на плоские фигуры 29
§ 2.4. Давление жидкости на криволинейные поверхности 32
§ 2.5. Плавание тел 34

Глава третья

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

§ 3.1. Уравнение Бернулли, условия его применения 37
§ 3.2. Режимы движения жидкости 39
§ 3.3. Определение потерь напора 41
§ 3.4. Определение коэффициентов λ и C 43
§ 3.5. Местные сопротивления в трубопроводах и арматуре 56
§ 3.6. Зависимость коэффициентов местных сопротивлений от чисел Рейнольдса 90
§ 3.7. Взаимное влияние местных сопротивлений 90

Глава четвертая

РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНОЙ И НАПОРНОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТЕЙ

§ 4.1. Расчет самотечных трубопроводов 93
§ 4.2. Расчет дюкеров и сифонов 96
§ 4.3. Расчет водосточных систем в зданиях 98
§ 4.4. Расчет всасывающих трубопроводов 100
§ 4.5. Расчет перфорированных трубопроводов 101
§ 4.6. Расчет потерь напора в сети с распределенным по длине расходом 108
§ 4.7. Выбор диаметров труб, работающих под напором, том экономического фактора .

Стр.
§ 4.8. Расчет разветвленных (тупиковых) сетей 118
§ 4.9. Гидравлический расчет кольцевых сетей 123
§ 4.10. Гидравлический расчет водопроводных сетей на цифровых вычислительных машинах (ЦВМ) 132
§ 4.11. Гидравлический расчет водопроводных сетей на аналоговых вычислительных машинах (АВМ) 137
§ 4.12. Технико-экономические расчеты водопроводных сетей на цифровых вычислительных машинах 139
§ 4.13. Расчет схемы с двумя и тремя резервуарами 143
§ 4.14. Особенности расчета водоводов 146

Глава пятая

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ УДАР

§ 5.1. Исходные условия расчета гидравлического удара 148
§ 5.2. Расчет гидравлического удара в простом трубопроводе 151
§ 5.3. Расчет гидравлического удара при внезапном выключении насосов 155
§ 5.4. Оценка гидравлического удара при применении противоударных мероприятий 158
§ 5.5. Принципы расчета гидравлического удара в разветвленных сетях 166
§ 5.6. Расчет гидравлического удара с использованием электронных вычислительных машин 169

Глава шестая

НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ АНОМАЛЬНЫХ ЖИДКОСТЕЙ И ГИДРОСМЕСЕЙ

§ 6.1. Основные характеристики аномальных жидкостей 172
§ 6.2. Течение структурных жидкостей 173
§ 6.3. Расчет илопроводов 175
§ 6.4. Расчет пульпопроводов 178

Глава седьмая

ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ И НАСАДКИ. СТРУИ

§ 7.1. Основные сведения об истечении через отверстия насадки 185
§ 7.2. Коэффициенты сжатия и расхода при истечении через отверстия и насадки 187
§ 7.3. Истечение через отверстия при наличии вихревых воронок 193
§ 7.4. Истечение из-под щита 194
§ 7.5. Истечение при переменном напоре 198
§ 7.6. Свободные и несвободные затопленные струи 201
§ 7.7. Незатопленные струи 203

Глава восьмая

РАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ

§ 8.1. Основные расчетные зависимости 209
§ 8.2. Допускаемые скорости течения воды в открытых каналах 211
§ 8.3. Критические глубины и уклоны 216

Стр.
§ 8.4. Показательные зависимости 219
§ 8.5. Расчет каналов 221
§ 8.6. Расчет безнапорных потоков в замкнутых трубах и канализационных коллекторах 225
§ 8.7 Местные сопротивления в безнапорных потоках 229
§ 8.8. Расчет канализационных сетей на цифровых вычислительных машинах (ЦВМ) 235
§ 8.9. Безнапорные аэрированные потоки 238
§ 8.10. Расчет элементов безнапорного равномерного аэрированного потока воды 241

Глава девятая

ВОДОСЛИВЫ, ЛИВНЕСПУСКИ И ВЫПУСКИ

§ 9.1. Основные типы водосливов и формы струи 249
§ 9.2. Расчет нормальных водосливов 252
§ 9.3. Расчет измерительных водосливов 257
§ 9.4. Водосливы-аэраторы 268
§ 9.5. Расчет криволинейных в плане водосливов 268
§ 9.6. Расчет прямолинейных боковых водосливов 270
§ 9.7. Расчет криволинейных в плане боковых водосливов 278
§ 9.8. Расчет ливнеспусков с напорными ответвлениями и типа донного слива 280
§ 9.9. Расчет канализационных выпусков 283
§ 9.10. Пропуск воды через кульверты 296

Глава десятая

НЕРАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ И КОЛЛЕКТОРАХ

§ 10.1. Основные уравнения неравномерного движения 300
§ 10.2. Расчет кривых свободной поверхности на ЦВМ . 301
§ 10.3. Расчет неравномерного движения в каналах с помощью показательных зависимостей . 301
§ 10.4. Расчет неравномерного безнапорного движения в коллекторах 305
§ 10.5. Гидравлический прыжок 311
§ 10.6. Сопряжение бьефов 317
§ 10.7. Расчет водобойных колодцев 320
§ 10.8. Расчет перепадных колодцев 323
§ 10.9. Расчет многоступенчатых перепадов 326
§ 10.10. Расчет ершовых смесителей 328
§ 10.11. Расчет коротких каналов 328
§ 10.12. К расчету ковшовых водозаборов 330

Глава одиннадцатая

ФИЛЬТРАЦИЯ

§ 11.1. Основной закон фильтрации 331
§ 11.2. Коэффициенты фильтрации и водоотдачи 334
§ 11.3. Фильтрационные свойства минеральной ваты, материалов и изделий из стеклянных и базальтовых волокон 336
§ 11.4. Расчет вертикальных скважин 341
§ 11.5. Горизонтальные дрены 346

Стр.
§ 11.6. Основы расчета осветления воды фильтрованием 349
§ 11.7 Расчет дренажа скорых водоочистных фильтров из пористого бетона 356
§ 11.8. Основы фильтрования суспензий 357
§ 11.9. Гидравлические характеристики керамзитовых загрузок фильтров 359
§ 11.10. Фильтрация через земляные перемычки 360
§ 11.11. Расчет фильтрации под сооружениями 362

Глава двенадцатая

ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НЕКОТОРЫХ СООРУЖЕНИЙ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И КАНАЛИЗАЦИИ

§ 12.1. Гидравлическая крупность 366
§ 12.2. Принцип расчета горизонтальных аэрируемых песколовок 368
§ 12.3. Принципы расчета отстойников 369
§ 12.4. Принципы расчета распределительных устройств очистных сооружений 373
§ 12.5. Осветление природной воды в отстойниках 374
§ 12.6. Принципы расчета гидроциклонов 378
§ 12.7. К расчету канализационных стояков 381
§ 12.8. Выбор насоса для заданных условий работы 382
§ 12.9. Расчеты объемов водорегулирующих емкостей 384
§ 12.10. К расчету дождеприемников 387

Приложения:

1. Международная система единиц СИ 389
2. Важнейшие производные единицы 389
3. Соотношения между единицами измерения в системах МКГСС, СГС и СИ 390
4. Множители и приставки для образования десятичных кратных и дольных единиц и их наименования 391
5. Плотность и вязкость некоторых жидкостей 391
6. Плотность и вязкость некоторых газов при давлении 760 *мм рт. ст.* 392
7. Эквивалентная шероховатость труб каналов, вычисленная по формуле (3.28) 392
8. Значения коэффициента шероховатости n 394
9. Параметры аналитических характеристик водопроводных и канализационных центробежных насосов 395
10. Пропускная способность трапецеидальных каналов при глубине, равной ширине канала по дну (по формуле Н. Ф. Федорова) 396

Пропускная способность труб круглого сечения при их полном заполнении (по формуле Н. Ф. Федорова) 398

Литература 400