

ББК 38.761(я27)
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. — Изд. 2-е, перераб. и доп. — Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. — 424 с., ил.

В Справочнике представлены основные расчетные формулы и выражения различного рода коэффициентов, входящих в эти формулы, вспомогательные таблицы и графики, необходимые для гидравлических расчетов систем водоснабжения и канализации. Даются пояснения пользования помещенными в Справочнике материалами.

Особое внимание уделено внедрению в проектную практику результатов новых исследований, использованию ЭВМ в расчетах.

Справочник предназначен в качестве пособия для специалистов водоснабжения и канализации широкого профиля.

К $\frac{30210-124}{047(01)-78}$ 155-78

ББК 38.761(я27)
С74

© Стройиздат, Ленинградское отделение, 1978

Анатолий Матвеевич Курганов
Николай Федорович Федоров

СПРАВОЧНИК ПО ГИДРАВЛИЧЕСКИМ РАСЧЕТАМ
СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И КАНАЛИЗАЦИИ

Редактор Я. В. Зарицкий
Оформление обложки художника С. Е. Шиблера
Технический редактор Г. С. Слауцкая
Корректоры Ю. М. Зислин и И. И. Кудревич

ИБ № 1988

Сдано в набор 9.03.78 Подписано к печати 12.07.78 М-19313 Формат
84×108^{1/2}. Бумага типографская № 1 Высокая печать Литературная гарнитура.
Усл. печ. л. 22,26 Уч. изд. л. 23,79. Изд. № 1994Л. Тираж 30000 экз.
Заказ № 999. Цена 1 р. 50 к.

Стройиздат Ленинградское отделение
191011, Ленинград, пл. Островского, 6

Ордена Трудового Красного Знамени Ленинградская типография № 2 имени Ев-
гении Соколовой «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете Совета
Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли,
198052, Ленинград, Л-52 Измайловский проспект, 29.

Предисловие

В Основных направлениях развития народного хозяйства СССР на 1976—1980 годы, принятых XXV съездом КПСС, обращается внимание на то, что для обеспечения сбалансированного роста экономики нашей страны как в текущей пятилетке, так и на долгосрочную перспективу надо активнее вести разработку проблемы экономии природной воды, а также уменьшения ее загрязнения. Решение этой проблемы связано с созданием сложных комплексов сооружений, в 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 20 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 авторы попытались применить 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. Из-за ограниченности ее объема в ней пришлось рекомендовать в основном только одно решение или одну формулу, опустить математические выводы, самые сложные и относительно редко встречающиеся в практике расчеты, сократить библиографию.

Гидравлический расчет специальных сооружений неразрывно связан с технологическим расчетом. Поскольку привести их расчет полностью не представляется возможным, то поэтому в гл. 14 дан гидравлический расчет (в виде примеров) лишь некоторых основных видов сооружений. Справочник не исключает необходимости пользования специальной литературой, когда этого требует характер работы.

Авторы выражают благодарность коллективу института Ленинградский Водоканалпроект за рецензирование Справочника и доктору техн. наук проф. Н. У. Койде за предоставленные им материалы, использованные при подготовке § 10 2, 13 4, 13 5, 13 6, 13 8, и за ценные советы при редактировании рукописи.

Все отзывы и пожелания приняты авторами с признательностью и учтены при переиздании. Замечания просьба направлять в Ленинградское отделение Издательства литературы по строительству по адресу: 191011, Ленинград, пл. Островского, 6.

ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Вес	G
Удельный вес	γ
Время	t (τ)
Высота выступов шероховатости	Δ
Глубина	h
Давление	p
Диаметр	d, D
Длина	l, L
Коэффициент Буссинеска	α_1
Динамический коэффициент вязкости	η
Кинематический коэффициент вязкости	ν
Коэффициент Дарси	λ
» Кориолиса	α
» расхода	μ
» волослива	m
» сжатия струи	ϵ
» скорости	ϕ
» фильтрация	k
» Шези	C
» шероховатости	n
Напор	H
Смоченный периметр	χ
Плотность	ρ
Площадь живого сечения	ω
Радиус	r
Гидравлический радиус	R
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 возмущения (волн)	a
Уклон	I, i
Ускорение силы тяжести	g
Расходная характеристика (модуль расхода)	K
Скоростная характеристика (модуль скорости)	W
Число Рейнольдса	Re
» Фруда	Fr
Удельная энергия потока	E
» » сечения	\mathcal{E}

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 массе) 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 обуславливает 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 массовым 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—73.

Прозрачность питательной воды для котлов всех типов и параметров должна быть не ниже 50 см по шрифту.

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 ($\text{CoCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$).

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

Средняя температура Мирового океана составляет 17,54 °С (Тихого океана +19,37 °С, Индийского +17,27 °С, Атлантического +16,53 °С, Северного Ледовитого океана —0,75 °С).

Химический состав воды характеризуется следующими показателями: ионным составом, жесткостью, щелочностью, окисляемостью, активной концентрацией водородных ионов (рН), сухим и прокаленным остатком, общим солесодержанием (суммой катионов и анионов), содержанием растворенного кислорода, свободной углекислоты, сероводорода, 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.

Общее количество растворенных солей в долях (граммах) на 1 кг воды выражает *соленость* в промилле (‰). Соленость океанических вод составляет 35 г/л, а вод суши — менее 1—2 г/л. Солевой состав океанических и речных вод совершенно различен. Соленость воды в Красном море и Персидском заливе доходит до 41‰, а в заливе Кара-Богаз-Гол до 300‰.

По величине *сухого остатка* природные воды разделяются на семь групп:

1. Ультрапресные	до 100 мг/л
2. Пресные	100—1 000 »
3. Слабосоленые	1 000—3 000 »
4. Соленые	3 000—10 000 »
5. Сильносоленые	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), обуславливающего жесткость, делят на его эквивалентный вес. Жесткость может быть измерена в градусах: 1° жесткости соответствует 0,357 мг-экв/л, а 1 мг-экв/л — 2,8° жесткости.

Жесткость воды Волги (у г. Куйбышева) 4,5—6 мг-экв/л, Москвы-реки колеблется в течение года от 2 до 5 мг-экв/л, Невы — около 0,7 мг-экв/л.

Концентрация в воде хлоридов Cl^- , сульфатов SO_4^{2-} и других растворенных солей, наличие биологических обрастаний, а также температура воды являются показателями ее агрессивности по отношению к металлам. С повышением концентрации растворенных солей более 500—1000 мг/л, в том числе хлоридов и сульфатов свыше 150 мг/л, и снижением карбонатной жесткости воды менее 2 мг-экв/л, а также с повышением температуры воды до 70 °С скорость коррозии металла увеличивается.

Оборотная вода, используемая для охлаждения, должна быть термостабильной, т. е. при многократном нагреве и охлаждении до первоначальной температуры не должна выделять в теплообменных аппаратах, холодильниках и трубопроводах карбонат кальция (CaCO_3) и другие соли более 0,25 г/м²·ч, или 0,08 мм/ч.

Скорость накипеобразования w в охлаждающей системе оборотного водоснабжения в значительной степени зависит от режима движения воды, который определяет диффузию ионов к поверхности теплообмена:

$$w = 0,054Re^{0,68} (\text{г CaCO}_3/\text{м}^2 \cdot \text{ч}). \quad (\text{а})$$

Зависимость скорости накипеобразования от температуры t теплопередающей поверхности (при $t = 64 \div 84$ °С) примерно линейна:

$$w = 0,9t - 12,6 (\text{г CaCO}_3/\text{м}^2 \cdot \text{ч}). \quad (\text{б})$$

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

после азротенков перед доочисткой 8000 Ом·см, после — 10 000 Ом·см, осадка — 6000 Ом·см.

Вода из р. Коннектикут (США) обладает удельным сопротивлением 12 000 Ом·см, после очистки — 110 000 Ом·см.

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. 1.1 и 1.2) или поливки улиц, называются *сточными*.

Таблица 1.1

Усредненные данные о загрязнении стока талых вод (по данным ВНИИВО)

Показатели	Значения показателей, мг/л
Взвешенные вещества	3000—4000
ХПК воды со взвесью	500—1500
БПК » » »	200—300
Азот аммонийный	10—15
» общий	30—40
Эфирорастворимые вещества	150—600

Таблица 1.2

Удельный вынос примесей с дождевым стоком с городской территории с плотностью населения, близкой к 100 чел/га

Примеси	Вынос, кг/га в год
Взвешенные вещества	2500
Органические вещества:	
по БПК	140
» ХПК	1000
Эфирорастворимые вещества	100
Азот	6
Фосфор	1,5
Минеральные соли	400

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

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

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, кремний, обеззоленный уголь и др.

Дисперсная система с частицами размером более $1 \cdot 10^{-5}$ 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 суспензием и эмульсией.

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 (табл. 1.3) 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°C и взвешивания определяют содержание (в мг/л) оседающих

Таблица 1.3

**Кинетика осаждения взвешенных веществ
при длительном отстаивании поверхностного стока**

Гидравлическая крупность осаждаемых частиц взвеси, мм/с	Эффективность осаждения, %	Гидравлическая крупность осаждаемых частиц взвеси, мм/с	Эффективность осаждения, %
0,0035	88	0,0012	94
0,008	91	0,0003	95
0,0017	93	0,0007	95,5

веществ. Отношение массы оставшейся золы после прокаливания воздушно-сухого осадка при температуре 600 °С к общей массе 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 принимается около 65 г на одного человека в сутки, из них 60—75% оседаемых с зольностью 20—30% (СНиП II-32—74).

Сток дождевых вод отличается высоким содержанием взвеси. Основное ее количество представлено мелкодисперсными частицами. Около 80% по массе частиц имеют размер, не превышающий 0,05 мм, из них не менее 15% составляют частицы размером до 0,005 мм. Высокое относительное содержание мелкодисперсных частиц и малая способность их к агломерации обуславливают низкую скорость осветления данной категории сточных вод при отстаивании. Образующийся при осветлении дождевого стока осадок характеризуется высокой зольностью (70—80%), влажность его после уплотнения в течение 0,5—2 ч колеблется в пределах 89—96%. На долю твердой фазы стока приходится основное количество органических примесей: около 70% эфирорастворимых и около 90% общего количества окисляющихся веществ.

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 CO₂ и H₂O. Все микроорганизмы делятся на *аэробные* и *анаэробные*. Первые развиваются только в присутствии кислорода,

анаэробные — в бескислородной среде. В воде (природной или очищенной сточной), выпускаемой в водоем или добавляемой в систему оборотного водоснабжения, коли-индекс не должен превышать 10 000.

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 (БПК₅).

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) *химическую потребность в кислороде* (ХПК). Для этого испытуемую пробу воды смешивают с химически чистой концентрированной серной кислотой и добавляют йодат калия (KIO₃) или соли хромовой кислоты, отдающие свой кислород для окисления. Окисление ведется при кипячении. Количество кислорода (ХПК), эквивалентное расходу окислителя, выражается в миллиграммах O₂ на 1 л анализируемой жидкости. Окисляемость БПК₂₀ бытовых сточных вод составляет 86% от ХПК; БПК_{полн} сточных вод молочных предприятий достигает 80—84% от ХПК.

По данным лаборатории поверхностного стока ВНИИВО, полученным на 17 водосборных бассейнах Харькова, ХПК находится в прямой зависимости от содержания взвешенных веществ (*B*, мг/л):

$$\text{ХПК} = 4,8B^{2/3} \text{ [мг O}_2\text{/л]}.$$

Химическая потребность в кислороде взвеси дождевых вод составляет около 0,4 мг на 1 мг, тот же показатель для проб почвы с газонов в пять-восемь раз меньше.

По скорости биохимического окисления примесей осветленный дождевой сток близок к бытовым сточным водам. Показатель БПК_{полн} осветленного стока соответствует примерно БПК₂₀. Значительно медленнее

протекают процессы биохимического окисления в стоке со взвесью.

Наиболее концентрированными по содержанию органических и минеральных примесей являются талые воды [46]. Особенно велика концентрация загрязняющих веществ в стоке, образующемся при зимних оттепелях и в начале весеннего снеготаяния. В некоторых случаях БПК талых вод выше, чем бытовых сточных.

Поливомоечные воды приближаются по составу к дождевым водам, образующимся при небольших дождях. Количество взвешенных веществ составляет 3—5 г/л, эфирорастворимых примесей и БПК — около 100 мг/л.

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

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

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

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

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

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.

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 — $1 \cdot 10^{-9}$ Кюри/л, а при бета-излучении — $1 \cdot 10^{-8}$ Кюри/л ($1 \text{ мкКюри} = 10^{-6} \text{ Кюри} = 3,7 \cdot 10^4 \text{ с}^{-1}$).

Основными радиоактивными элементами речной воды являются:

Элемент	K ⁴⁰	U ²³⁸	Y ⁹⁰	Ra ²²⁶	Th ²³²
Радиоактивность, Кюри/л	10^{-12}	$(2 \div 3) \cdot 10^{-13}$	$2,8 \cdot 10^{-13}$	$6,6 \cdot 10^{-14}$	$2,2 \cdot 10^{-14}$

Среднегодовые предельно допустимые концентрации (СДК) в воде (Кюри/л) некоторых радиоактивных изотопов, по НРБ-69, равны:

Изотоп	C ¹⁴	P ³²	Co ⁶⁰	Sr ⁹⁰	I ¹³¹	Cr ¹³⁷
СДК	$8,2 \cdot 10^{-7}$	$1,9 \cdot 10^{-8}$	$3,5 \cdot 10^{-8}$	$4 \cdot 10^{-10}$	$2 \cdot 10^{-9}$	$1,5 \cdot 10^{-8}$

Изотоп	Tm ¹⁷⁰	Ir ¹⁹²	Po ²¹⁰	Ra ²²⁶	Pu ²³⁹
СДК	$4,6 \cdot 10^{-8}$	$3,7 \cdot 10^{-8}$	$7,3 \cdot 10^{-10}$	$1,2 \cdot 10^{-10}$	$4,5 \cdot 10^{-9}$

§ 1.2. Плотность и удельный вес воды, сточных жидкостей, реагентов и других водных растворов

Плотность — отношение массы жидкости к занимаемому ею объему:

$$\rho = M/V = [\text{масса/объем}], \quad (1.2)$$

В системе МКГСС (технической) В системе СИ
 $[\rho] = [\text{кгс} \cdot \text{с}^2/\text{м}^4]$. $[\rho] = [\text{кг}/\text{м}^3]$.

Средняя плотность Мирового океана $1025 \text{ кг}/\text{м}^3$. Плотность воды увеличивается от поверхности океана (от 1022) ко дну и притом вначале быстро (до 1027 на глубине около 1500 м), а затем медленно (до $1028 \text{ кг}/\text{м}^3$).

В пресных водах наибольшая плотность будет при температуре 4°C . Для воды при $t = 4^\circ\text{C}$

$$\bar{\rho} = 102 \text{ кгс} \cdot \text{с}^2/\text{м}^4 = 1000 \text{ кг}/\text{м}^3.$$

В солоноватоводных бассейнах по мере увеличения количества растворенных солей температура воды с наибольшей плотностью понижается. При солености $24,7\text{‰}$ она становится равной температуре замерзания (в данном случае $-1,3^\circ\text{C}$). При солености, превышающей $24,7\text{‰}$, температура замерзания оказывается выше

температуры наибольшей плотности; для вод с соленостью 35‰ первая равна $-1,9^{\circ}\text{C}$, а вторая $-3,5^{\circ}\text{C}$.

Удельный вес — отношение веса жидкости к занимаемому ею объему:

$$\gamma = G/V = [\text{вес/объем}]; \quad (1.3)$$

$$\gamma = \rho g. \quad (1.4)$$

В системе МКГСС В системе СИ

$$[\gamma] = [\text{кгс/м}^3], \quad [\gamma] = [\text{Н/м}^3].$$

Удельный вес пресной воды при $t = 4^{\circ}\text{C}$

$$\gamma = 9810 \text{ Н/м}^3.$$

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

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

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

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 .

Плотность гидросмеси зависит от соотношения ее компонентов $T:Ж$ и может быть выражена через объемную концентрацию s_o , представляющую собой отношение объема твердых частиц в плотном теле к объему гидросмеси:

$$\rho_{см} = \rho_a + s_o (\rho_T - \rho_B), \quad (1.5a)$$

или через массовую концентрацию s_m , представляющую отношение массы твердого материала к массе всего объема гидросмеси:

$$\rho_{см} (1 - s_m + s_m \rho_B / \rho_T) = \rho_B. \quad (1.5b)$$

Так, плотность суспензии каолина ($\rho_T = 2630 \text{ кг/м}^3$) при $s_m = 0,33$ $\rho_{см} = 1580 \text{ кг/м}^3$, щелоко-сульфатной сус-

($\rho_t = 2670 \div 1690$ кг/м³) при $s_m = 0,7$ $\rho_{см} = 1880$ кг/м³, смеси урансодержащих песков ($\rho_t = 2700$ кг/м³) при $s_m = 0,5$ $\rho_{см} = 1400$ кг/м³.

Плотность сапропелей и илов, содержащих 4% твердых частиц и 96% воды, $\rho = 1050$ кг/м³, а при 12% твердых частиц и 88% воды $\rho = 1200$ кг/м³.

§ 1.3. Сжимаемость

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

Сжимаемость характеризуется *коэффициентом объемного сжатия*

$$\beta_p = \Delta\rho/(\rho \cdot \Delta p) = -\Delta V/(V \cdot \Delta p). \quad (1.6)$$

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

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

Модуль объемной упругости существенно зависит от газосодержания в жидкости:

$$E_o/E = 1 + \varphi_o p_a E_o/p^2 = 1 + \varphi_{мас} \gamma R T E_o/p^2, \quad (1.8)$$

где φ_o и $\varphi_{мас}$ — объемное и массовое содержания нерастворенного газа в жидкости; p — давление в жидкости; p_a — атмосферное давление; E_o — модуль объемной упругости чистой жидкости, не содержащей нерастворенный газ.

Отношения E_o/E для воды с воздухом приведены в табл. 1.4.

Таблица 1.4

Отношения E_o/E для воды с воздухом

Ф _о , %	Давление p , МПа			
	0,2	0,5	1	2
0,1	6	1,8	1,2	1,05
0,5	26	5	2	1,25
1,0	51	9	3	1,51
1,5	76	13	4	1,75

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

0,1—50 МПа	$49 \cdot 10^{-11}$ Па ⁻¹
100—150 »	$37 \cdot 10^{-11}$ »
250—300 »	$27 \cdot 10^{-11}$ »

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:

$$\beta_t = \Delta V / (V \Delta t) = - \Delta \rho / (\rho \Delta t). \quad (1.9)$$

В обычных условиях коэффициент температурного расширения воды $\beta_t = 15 \div 40 \cdot 10^{-5}$ 1/град (при 10—40 °С), льда $\beta_t = 50,7 \cdot 10^{-6}$ 1/град (при —10 ÷ 0 °С).

§ 1.4. Вязкость

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 предельных по величине внешних сил пластичное тело испытывает необратимые деформации, увеличивающиеся со временем.

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

Все жидкости подразделяются на три вида: однородные (ньютоновские), структурные и неоднородные (неньютоновские).

Для *однородных (ньютоновских) жидкостей* справедлив закон Ньютона (1.10) о внутреннем трении

в жидкостях. Вязкость этих жидкостей оценивается *динамическим коэффициентом вязкости* η — коэффициентом пропорциональности, входящим в выражение закона трения Ньютона:

$$\tau = \eta \, du/dn, \quad (1.10)$$

где τ — касательное напряжение на элементарной площадке, лежащей на поверхности соприкасающихся слоев движущейся жидкости; du/dn — производная скорости u по нормали n к рассматриваемым слоям жидкости.

В системе МКГСС

$$[\eta] = [\text{кгс} \cdot \text{с}/\text{м}^2].$$

В системе СИ

$$[\eta] = [\text{сила} \cdot \text{время}/\text{площадь}] = [\text{Н} \cdot \text{с}/\text{м}^2] = [\text{Па} \cdot \text{с}].$$

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

$$\nu = \eta/\rho = [\text{площадь}/\text{время}]. \quad (1.11)$$

В качестве единицы измерения ν обычно принимают *стокс* (1 Ст = 1 см²/с) или *сантискс* (1 сСт = 1 мм²/с). Нередко коэффициент вязкости η измеряется в *пуазах* (Пз) или *сантипуазах* (сПз) (1 Пз = 100 сПз = 0,1 Па·с = 0,0102 кгс·с/м²).

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

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

Значения входящих в (1.12) коэффициентов определяются опытным путем.

Для чистой пресной воды зависимость вязкости от температуры может быть выражена по формуле

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

где t — температура, °С; ν_0 — вязкость воды при 0°С, равная 0,0179 Ст.

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

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

где c — консистенция гидросмеси, т.е. долевое содержание в ней твердых частиц: отношение мутности смеси к плотности 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) в β раз:
 $\beta = 1,0 \quad 1,05 \quad 1,11 \quad 1,18 \quad 1,32 \quad 1,48 \quad 1,95 \quad 2,82 \quad 4,46 \quad 8,9 \quad 56$
 $B = 3,16 \quad 10 \quad 31,6 \quad 100 \quad 250 \quad 316 \quad 400 \quad 500 \quad 630 \quad 800 \quad 1000$

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

Вязкость бытовых сточных вод, содержащих $B \leq 600$ 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:

$$\nu = \nu_v + 0,0002Bt^{-2} \text{ [Ст]}, \quad (1.15)$$

где ν_v — кинематический коэффициент вязкости пресной воды.

В табл. 1.5 приведены значения коэффициента динамической вязкости некоторых растворов.

Таблица 1.5

Значения коэффициента динамической вязкости некоторых растворов, сПз ($10^3 \text{ Н} \cdot \text{с/м}$)

$t, \text{ }^\circ\text{C}$	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	0,931
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, 82

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:

$$\tau = \tau_0 + \eta_* du/dn, \quad (1.16)$$

где 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 — $\eta_{пл}$.

Для цементного раствора

$$\eta_* = 1,2 [1 + 1,49 (В/Ц)^{-5,77}] \text{ [сПз]}, \quad (1.17)$$

где В/Ц — водоцементное отношение.

Начальный сдвиг зависит от В/Ц и составляет:

В/Ц	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$\tau_0, \text{Н/м}^2$	1070	140	32,9	10,4	2,54

Для морского ила с влажностью 83,3% и $t = 18,4^\circ\text{C}$ коэффициент $\eta_* = 0,364$ Пз и $\tau_0 = 14,8$ Н/м².

Вязкость некоторых растворов приведена в табл. 1.6.

Зависимость вязкости и динамического сопротивления сдвигу осадка сточных вод от влажности представлена в табл. 1.7.

Пластифицирующие добавки, вводимые в бетонную смесь при ее затворении, увеличивают пластичность цементного теста. Так, добавка 0,25% порошка сульфитно-

Таблица 1.6

Вязкость некоторых растворов

Раствор	η_* , Па	τ_0 , Н/м ²
Цементный (тесто)	3	130—145
Известковый (тесто)	3,6—4	170—220
Глиняный (тесто)	5—5,5	330—400
Цементно-песчаный:		
1:1	3,2	150
1:3	2,1—2,2	50—70
Известково-песчаный 1:2	2,8—3,3	100—120
Смешанный:		
1:1:6	2,4—2,6	75—100
1:1:2	3,2	150
Глинистая гидросмесь		
$\rho = 1085$ кг/м ³	0,03—0,35	10—50
Меловая гидросмесь влажностью 36—41 %	6—31	20
Глинисто-меловая смесь:		
1:3	90—170	25
1:4	200—250	25—40
Промывочная жидкость при бурении (частиц более 10 мм—15%, меньше 1 мм — до 50%)	35—50	10
Водо-угольная смесь класса 0—0,5 мм (менее 0,04 мм — 65%) с $s = 0,32$	0,88	13,5
Содовая суспензия с $s = 0,2$	1,2	14,5
Кормовая смесь (комбикорма 60%, сахарной свеклы 40%, $\rho = 1050$ кг/м ³)	6,6	7

Таблица 1.7

Зависимость вязкости и динамического сопротивления
сдвигу осадка сточных вод от влажности

Параметр	Влажность, %						
	97	95	90	90	85	80	75
τ_0 , Н/м ²	2	2,5	5	10	34	—	—
η_* , Па·с	0,02	0,023	0,035	0,045	0,20	5,8	12,6

спиртовой барды уменьшает η_* на 33% и τ_0 на 55%. Для изменения реологических характеристик структурированных гидросмесей применяют поверхностно-активные вещества. Так, добавление 1% сульфитного щелока уменьшает величину τ_0 водо-угольной смеси более чем на 50%. При добавлении триполифосфата натрия и гексаметафосфата в количестве 0,7—1 г/л в гидросмесь ферросилиция при $s = 0,3 \div 0,45$ величина τ_0 уменьшается на 20—50%, а η_* — на 12 ÷ 30%.

Поведение многих *неоднородных (неньютоновских) жидкостей* в определенном диапазоне скоростей сдвига

описывается законом Оствальда де Виле:

$$\tau = k (du/dr)^n, \quad (1.18)$$

где τ — напряжение сдвига; du/dr — скорость сдвига; n — индекс течения; k — консистентная постоянная.

§ 1.5. Воздухо- и газсодержание

В воде обычно содержатся растворенные газы: кислород, азот, уголекислота, 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).

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°C и $101\,323$ Па), растворенного в 1 мл растворителя при данной температуре и давлении этого газа над жидкостью $101\,323$ Па.

Умножая коэффициент Бунзена α на плотность газа при 0°C , получим количество растворенного газа в массовых единицах при данном давлении.

Массовое 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:

$$N' = N \cdot 10^{-kn}, \quad (1.19)$$

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. 1.8 приведены пределы насыщения воды кислородом.

Таблица 1.8

Предел насыщения воды кислородом (мг/л)
при давлении воздуха 101 323 Па

Вид воды	t, °C						
	0	5	10	15	20	25	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

Парциальное давление кислорода в воздухе составляет 20,2 кПа, а двуокиси углерода (CO₂) — 26,66 Па.

Растворимость кислорода в воде больше, чем азота. Поэтому если в атмосфере азота (по объему) в четыре раза больше, чем кислорода, то в океане — только в два раза. Так, при 25 °C в воде может раствориться до 4,9 см³/л кислорода и 9,1 см³/л азота, при 15 °C соответственно — 5,8 и 10,6 см³/л, при 5 °C — 7,1 и 12,7 см³/л. В высоких широтах поглощается больше газов, чем в южных.

§ 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 см² поверхностного слоя называется *поверхностным натяжением* и возникает за счет работы, затрачиваемой на образование 1 см² 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.

Вследствие поверхностного натяжения жидкость, имеющая криволинейную поверхность, испытывает дополнительное усилие, увеличивающее или уменьшающее давление в жидкости на величину (формула Лапласа)

$$p_{\text{доп}} = \sigma (1/r_1 + 1/r_2), \quad (1.20)$$

где σ — поверхностное натяжение, Н/м (табл. 1.9); r_1 и r_2 — главные радиусы рассматриваемого элемента поверхности.

Таблица 1.9

Поверхностное натяжение жидкостей
(при температуре 20 °С)

Жидкость	σ , Н/м	Жидкость	σ , Н/м
Вода	0,073	Масла и нефть	0,025—0,031
Бензол	0,029	Ртуть	0,49
Глицерин	0,065	Спирт	0,0225
Мыльная вода	0,01	Аммиак	0,012

Давление при выпуклой поверхности жидкости увеличивается, а при вогнутой — уменьшается.

Особенно сильно поверхностное натяжение проявляется в трубках весьма малого диаметра, высота капиллярного поднятия в которых

$$h_{\text{воз}} = 2\sigma/(\rho gr). \quad (1.21)$$

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 котором 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 мясокombинатов в пределах 60—66 мН/м наиболее благоприятно для флотации. При $\sigma > 66$ мН/м процесс флотации затихает, а при $\sigma = 55$ мН/м наблюдается бурное пенообразование.

Зависимость поверхностного натяжения от температуры может быть представлена в виде:

$$\sigma = \sigma_0 - \beta t, \quad (1.22)$$

где σ_0 — поверхностное натяжение при соприкосновении с воздухом при $t = 0^\circ\text{C}$ (для воды $\sigma_0 = 0,076$ Н/м, $\beta = 0,00015$ Н/(м·°C)).

При растворении какого-либо вещества в жидкости ее поверхностное натяжение, как правило, изменяется. Вещества, вызывающие резкое понижение поверхностного натяжения, называются *поверхностно-активными* — ПАВ; они широко применяются при флотации, приготовлении различных эмульсий и т. д. Например, для водного раствора, содержащего 60 г пропилового спирта в 1 л, поверхностное натяжение равно 42,3, а для чистой воды — 72 мН/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. сосредотачиваются 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. Измерение давлений

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_a), называют *манометрическим* (p_m). Недостаток давления до атмосферного называется *вакуумметрическим давлением* или просто *вакуумом* ($p_{вак}$). Эти давления связаны с абсолютным, или полным (p), давлением следующими зависимостями:

$$p = p_0 + p_{изб} = p_a + p_m; \quad (2.1)$$

$$p = p_a - p_{вак}. \quad (2.2)$$

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 $t = 15^\circ\text{C}$, плотность $\rho_0 = 1,225 \text{ кг/м}^3$.

Таблица 2.1

Зависимость атмосферного давления от высотного
расположения местности

Высота над уровнем моря, м	0	100	200	300	400	500	600	800	1000	1500	2000
Атмосферное давление, кПа . .	101	100	99	97,5	96,5	95	94	92	90	84,5	80

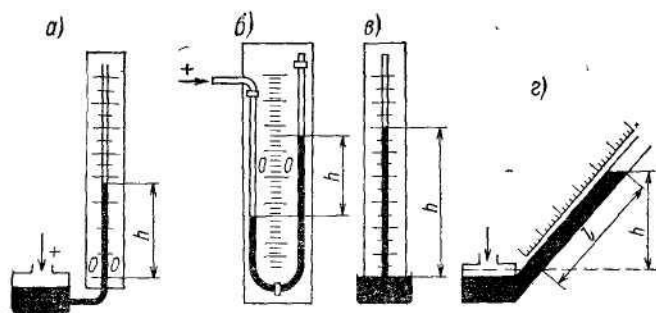


Рис 2.1. Схемы жидкостных манометрических приборов
 а—однотрубный манометр б—U-образный двухтрубный манометр,
 в—ртутный барометр, г—микроманометр с наклонной трубкой

Для тропосферы (до 11 000 м) давление изменяется по закону

$$p = p_0 (1 - h/44\,300)^{5,253}, \quad (2.3)$$

где h выражено в метрах.

Таблица 2.2

Зависимость давления парообразования (насыщения) от температуры для воды

Температура воды, °С	-30	-20	-10	0	5	10	20	30
Давление паров, Па	50,5	125,6	279,6	613	883	1179	2335	4249
Температура воды, °С	40	50	60	70	80	90	100	
Давление паров, Па	7360	12320	19809	31100	47300	70006	110000	

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

$$p_s = p_a (t/t_a)^4 = (0,01t \text{ } ^\circ\text{C})^4 p_a. \quad (2.4)$$

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.

§ 2.2. 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):

$$P = p_c \omega = \gamma h_c \omega, \quad (2.5)$$

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

Точка приложения силы P (точка C) называется *центром давления*.

Местоположение точки C определяется координатами

$$y_C = y_c + J_0 / (y_c \omega) \quad (2.6)$$

или

$$h_C = h_c + J_0 \sin^2 \theta / (h_c \omega), \quad (2.7)$$

$$x_C = \int_{\omega} yx \, d\omega / (y_C \omega), \quad (2.8)$$

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.

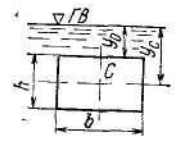
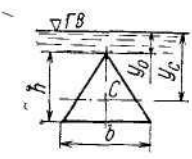
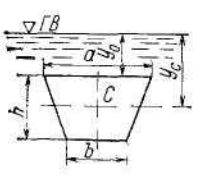
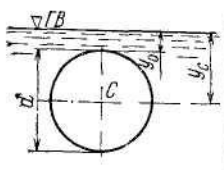
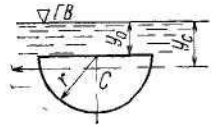
Если ω имеет правильную форму и ее осью симметрии служит линия NN (рис. 2.2), то центр давления лежит на этой оси и определяется одной координатой y_C .

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

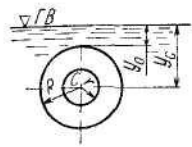
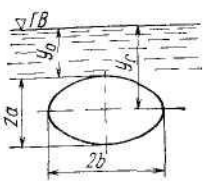
$$P_n = (p_0 + \gamma h_c) \omega. \quad (2.9)$$

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	J_0	y_C	ω	e при $y_0 = 0$
	$\frac{bh^3}{12}$	$y_0 + \frac{h}{2}$	bh	$\frac{h}{6}$
	$\frac{bh^3}{36}$	$y_0 + \frac{2}{3}h$	$\frac{bh}{2}$	$\frac{h}{12}$
	$\frac{h^3(a^2 + 4ab + b^2)}{36(a+b)}$	$y_0 + \frac{h(a+b)}{3(a+b)}$	$\frac{h(a+b)}{2}$	$\frac{h}{6} \times \frac{a^2 + 4ab + b^2}{(a+b)(a+b)}$
	$\frac{\pi d^4}{64}$	$y_0 + \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{d}{8}$
	$\frac{9\pi^2 - 64}{72\pi} r^4$	$y_0 + \frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{2}$	$\frac{1}{6}r$

Продолжение табл. 2.3

Вид фигуры, обозначения	J_0	y_c	ω	e при $y_0=0$
	$\frac{\pi (R^2 - r^2)}{4}$	$y_0 + R$	$\pi (R^2 - r^2)$	$\frac{R^2 + r^2}{4R}$
	$\frac{\pi a b}{4}$	$y_0 + a$	$\pi a b$	$\frac{a}{4}$

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 ($y_d - y_c = e$) для этого случая при $\theta = 90^\circ$ приведены в последней графе табл. 2.3 ($y_c = h_c$ и $J_0 = h_0$).

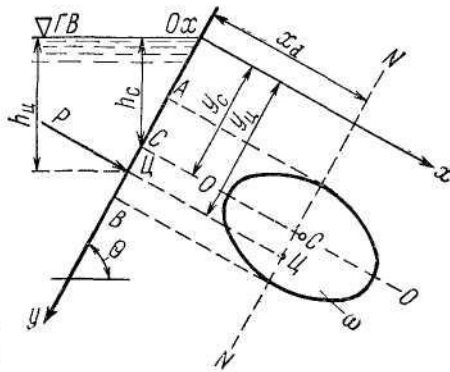


Рис. 2.2. Расчетная схема давления жидкости на плоскую фигуру

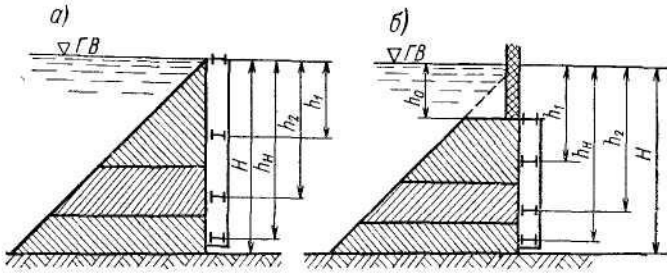


Рис. 2.3. Эпюра давления. К размещению ригелей в плоских щитах
 а — верх щита совпадает со свободной поверхностью; б — верх щита находится на глубине h_0 от свободной поверхности

Момент силы давления жидкости относительно горизонтальной оси, 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

$$\frac{h_i}{H} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\sqrt{n+m}} [(i+m)^{1.5} - (i+m-1)^{1.5}], \quad (2.10)$$

где $n/m = (H/h_0)^2 - 1$; n — число ригелей; i — порядковый номер; h_0 — расстояние первого ригеля от уровня воды.

§ 2.3. Давление жидкости на криволинейные поверхности

Сила давления жидкости на криволинейную поверхность

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}, \quad (2.11)$$

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:

$$P_x = \gamma h_{Cx} \omega_x, \quad (2.12)$$

$$P_y = \gamma h_{Cy} \omega_y, \quad (2.13)$$

$$P_z = \gamma W, \quad (2.14)$$

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 ; 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 :

$$\cos \alpha = P_x/P; \quad \cos \beta = P_y/P; \quad \cos \gamma = P_z/P. \quad (2.15)$$

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

Вальцовый затвор (рис. 2.4). Горизонтальная составляющая силы давления на ширину затвора b

$$P_x = \gamma b H^2/2; \quad (2.16)$$

вертикальная составляющая

$$\begin{aligned} P_z &= 0,125 \gamma b D^2 [\pi \beta / 180^\circ + (2H/D - 1) \cos(\beta - 90^\circ)] = \\ &= 0,125 \gamma b D^2 [\pi \beta / 180^\circ + 2H/D (2H/D - 1) \sqrt{D/H - 1}] = \\ &= f(H/D) \gamma b D^2, \quad (2.17) \end{aligned}$$

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

где $f(H/D) =$	0,393	0,311	0,196	0,0767	0,0265
при $H/D =$	1,0	0,75	0,5	0,25	0,125
$\alpha =$	$38^\circ 10'$	$47^\circ 50'$	$57^\circ 30'$	$65^\circ 50'$	$73^\circ 35'$

Сегментный затвор (рис. 2.5). Горизонтальная составляющая

$$P_x = \gamma b H^2/2, \quad (2.18)$$

где b — ширина затвора, а вертикальная составляющая

$$\begin{aligned} P_z &= \gamma b/2 [\pi r^2 \beta / 180^\circ - \Delta H \sqrt{r^2 - \Delta H^2} - \\ &- (H - \Delta H) \sqrt{r^2 - (H - \Delta H)^2}]; \quad (2.19) \end{aligned}$$

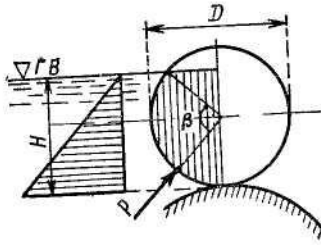


Рис. 2.4. К расчету давления на вальцовый затвор

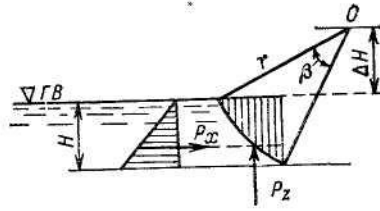


Рис. 2.5. К расчету давления на сегментный затвор

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

При $r = H$ ($\beta = 90^\circ$)

$$P_z = \gamma \pi H^2 b / 4; \quad (2.20)$$

$$P = 0,931 \gamma b H^2; \quad (2.21)$$

угол наклона силы P к горизонту

$$\alpha = \arccos P_z / P = 32^\circ 30'. \quad (2.22)$$

§ 2.4. Плавание тел

На тело, погруженное в жидкость, действует выталкивающая сила, называемая *архимедовой силой* P_v ; она направлена вверх и равна весу вытесненной телом жидкости. Объем жидкости W , вытесненной плавающим телом, называется *объемным водоизмещением*. Если вес тела $G > P_v$, тело тонет. При $G = P_v$ тело плавает в погруженном состоянии. Если $G < P_v$, 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. 2.6, а).

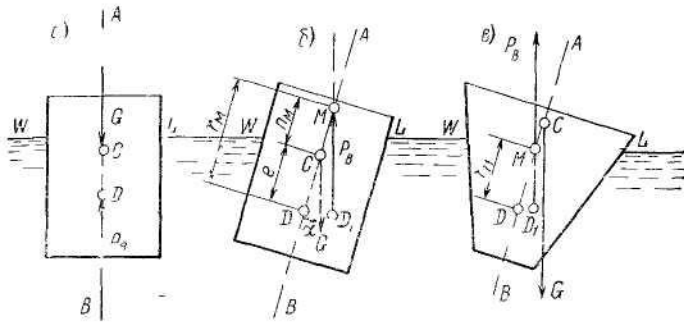


Рис 2.6. К расчету плавания тел

a — равновесное положение тела, *б* — остойчивое положение, *в* — неустойчивое положение

Точка *M* пересечения оси плавания с вертикалью, проведенной через центр водоизмещения D_1 при крене тела на угол α , называется *метацентром* (рис. 2.6, б).

На рис. 2.6 символом *e* обозначен эксцентриситет, т. е. расстояние от центра тяжести до центра водоизмещения, h_m — метацентрическая высота, r_m — метацентрический радиус.

Метацентрический радиус может быть вычислен по формуле

$$r_m = J/W, \quad (2.23)$$

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

Метацентрическая высота

$$h_m = r_m - e = J/W - e. \quad (2.24)$$

Если $h_m > 0$ или $r_m > e$, то плавающее тело обладает *остойчивостью*, т. е. возвращается в состояние равновесия при крене. При $h_m < 0$ и $r_m < e$ равновесие тела неустойчиво.

Глава третья

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

§ 3.1. Уравнение Бернулли, условия его применения. Определение потерь напора

Уравнение Бернулли выражает закон сохранения энергии для потока реальной жидкости:

$$E_1 = E_2 + h_w, \quad (3.1)$$

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*:

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

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

$$z_1 + p_1/\gamma + \alpha_1 v_1^2/(2g) = z_2 + p_2/\gamma + \alpha_2 v_2^2/(2g) + h_w; \quad (3.2)$$

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.

где l — длина участка трубы, на котором определяются потери h_d ; d_r — гидравлический диаметр трубы или канала, равный $d_r = 4R = 4\omega/\chi$ (для круглоцилиндрической трубы $d_r = d$); λ — коэффициент гидравлического трения, определяемый теоретическим или опытным путем; v — средняя скорость потока; ζ_d — коэффициент сопротивления по длине:

$$\zeta_d = \lambda l / d_r. \quad (3.5)$$

Потери напора по длине выражают также через расход по степенным формулам:

$$h_d = A l Q^2 = A' Q^n l = k Q^n l / D^m, \quad (3.6)$$

а также через модуль расхода или коэффициент Шези:

$$h_d = Q^2 l / (\omega^2 C^2 R) = Q^2 l / K^2, \quad (3.7)$$

где A — удельное сопротивление, т. е. сопротивление на единицу длины трубы; n и m — показатели степени; k — коэффициент пропорциональности; K — модуль расхода:

$$K = \omega C \sqrt{R}, \quad (3.8)$$

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

$$A = 1/K^2 = \lambda / (2g\omega^2 d_r). \quad (3.9)$$

Местные потери напора выражаются по формуле Вейсбаха:

$$h_m = \zeta_m v^2 / (2g) = s Q^2, \quad (3.10)$$

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

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

$$h_\omega = \sum h_d + \sum h_m = \zeta_c v_m^2 / (2g), \quad (3.11)$$

где ξ_c — коэффициент сопротивления системы;

$$\xi_c = \sum_{i=1}^k \xi_d \left(\frac{\omega_m}{\omega_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^n \xi_m \left(\frac{\omega_m}{\omega_i} \right)^2; \quad (3.12)$$

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 (3.11).

Если величина $\sum h_m$ мала по сравнению с величиной $\sum h_d$ и составляет

$$\sum h_m < (0,1 \div 0,05) \sum h_d, \quad (3.13)$$

то такие трубы рассчитывают как гидравлически «длинные» и принимают

$$h_w = 1,05 \sum h_d. \quad (3.14)$$

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 h_d , учитывают также местные потери напора $\sum h_m$.

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

$$H = z + p/\gamma + \alpha v^2/(2g), \quad (3.15)$$

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

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

$$H_p = z + p/\gamma, \quad (3.16)$$

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

Напорная линия всегда падает, а пьезометрическая линия может опускаться и подниматься (по направлению потока). Подъем линии должен быть в местах

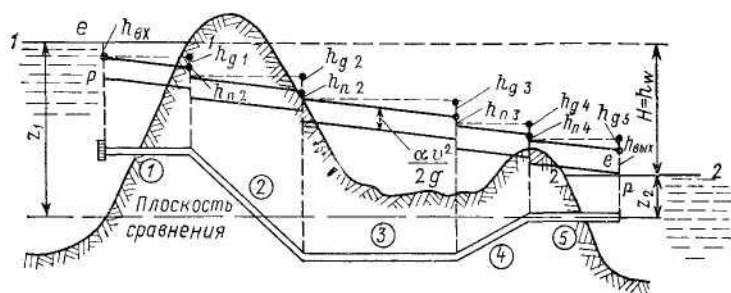


Рис. 32. Построение напорной и пьезометрической линий для самотечного трубопровода

увеличения площадей поперечных сечений потока, где скорость уменьшается, а давление увеличивается.

В качестве примера на рис. 3.2 построены напорная и пьезометрическая линии. Для их построения должны быть вычислены потери напора на всех пяти участках длины трубопровода $h_{дi}$ и h_{mi} всех местных потерь напора. Целесообразно сперва вести построение напорной линии ee от начального сечения трубопровода (с входа в него); эта линия начинается на свободной поверхности жидкости в водоеме и сразу вертикально опускается на величину потерь на входе $h_{вх}$. На длине первого участка трубопровода напорная линия постепенно опускается на величину $h_{д1}$ — потерь напора по его длине. На границе между первым и вторым участками величина вертикального скачка равна потерям напора в первом повороте. Далее построение линии ee видно из чертежа и пояснений не требует. Для жидкости в водоеме напорная и пьезометрическая линии совпадают и располагаются на уровне горизонта жидкости в водоеме.

Пьезометрическая линия pp располагается вдоль трубопровода ниже напорной на величину отрезков, равных $\alpha v^2/(2g)$. Давление в выходном сечении трубопровода определяется столбом жидкости высотой z_2 . При истечении в атмосферу пьезометрическая линия всегда проходит через центр выходного сечения. Превышение линии pp над осью трубы выражает избыточное над атмосферным давление в ней. Если линия pp располагается ниже оси трубы, то в ней имеет место вакуум, причем превышение оси трубы над линией pp выражает величину этого вакуума (см. рис. 4.3).

**§ 3.2. Распределение скоростей в трубах
при равномерном движении.
Режимы движения жидкости**

В результате работы сил трения, касательные напряжения которых на площадках, перпендикулярных осям y и z , представлены в дифференциальном уравнении равномерного движения вдоль оси x :

$$\partial\tau_y/\partial y + \partial\tau_z/\partial z = \partial p/\partial x, \quad (3.17)$$

происходит диссипация механической энергии потока.

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

При ламинарном режиме для напряжений сил трения в жидкости справедлив закон Ньютона (1.10) и задача сводится к решению уравнения Пуассона

$$\partial^2 u/\partial y^2 + \partial^2 u/\partial z^2 + \gamma J/\eta = 0 \quad (3.18)$$

при граничных условиях: скорость $u = 0$ на стенках канала и $\partial u/\partial n = 0$ на свободной поверхности.

Если касательные напряжения, вызванные турбулентным перемешиванием, выразить в виде закона Ньютона (1.10) через турбулентную вязкость η_t и принять гипотезу

$$\eta_t u_t m = \eta u_\lambda, \quad (3.19)$$

то распределение скоростей при турбулентном движении $(u/u_m)_t$ выразится из (3.17) через функцию распределения скоростей при ламинарном движении $(u/u_m)_\lambda$ в степени m :

$$(u/u_m)_t = (u/u_m)_\lambda^m. \quad (3.20)$$

По опытным данным принято

$$m = 1,3 \sqrt{\lambda}. \quad (3.21)$$

Закономерности распределения скоростей при ламинарном течении получены путем решения (3.18):

для круглой трубы

$$(u/u_m)_\lambda = 1 - r^2/r_0^2; \quad (3.22)$$

для квадратной трубы со сторонами $2a$ ($y = \pm a, z = \pm a$)

$$(u/u_m)_\lambda = (1 - y^2/a^2)(1 - z^2/a^2)[1 + 15/74(y^2 + z^2)/a^2]; \quad (3.23)$$

для прямоугольной трубы со сторонами $y = \pm b$ и $z = \pm a$ при $a > b$

$$\left(\frac{u}{u_m}\right)_{,1} = \left(1 - \frac{y^2}{b^2}\right) \frac{\operatorname{ch} 1,58a/b - \operatorname{ch} 1,58z/b}{\operatorname{ch} 1,58a/b - 1}; \quad (3.24)$$

для потока в канале параболического сечения $y^2 = (1 - z/h) B^2/4$

$$(u/u_m)_{,1} = (1 - 4y^2/B^2)^2 - z^2/h^2; \quad (3.25)$$

для потока в трубах при наполнениях $a = h/D < 0,5$, $z = r_0 - h - \sqrt{r_0^2 - y^2}$

$$(u/u_m)_{,1} = (\sqrt{1/4a^2 - y^2/h^2} - 1/2a + 1)^2 - z^2/h^2. \quad (3.26)$$

Исходя из (3.20)–(3.26) получены* выражения для средней скорости v и ее местоположения.

Для потока в круглой трубе

$$v/u_m = (1 + m)^{-1}; \quad (3.27)$$

$$\alpha = (1 + m)^3 (1 + 3m)^{-1}; \quad (3.28)$$

$$y_c/r_0 = 1 - \sqrt{1 - (1 + m)^{-1/m}} = 1 - \sqrt{1 - (v/u_m)^{1/m}}. \quad (3.29)$$

Результаты расчетов по (3.27)–(3.29) приведены в табл. 3.1. Для потока в квадратной трубе

$$\frac{v}{u_m} = 2,4^{2m} \left(\frac{1 + 0,48m - 0,35m^2}{1 + 1,83m + m^2 + 0,16m^3} \right)^2; \quad (3.30)$$

при $z = 0$

$$y_c/a = \sqrt{1 - (v/u_m)^{1/m}}; \quad (3.31)$$

при $y = 0$

$$z_c/\lambda = \sqrt{1 - (v/u_m)^{1/m}}. \quad (3.31a)$$

Для потока в прямоугольной трубе со сторонами $y = \pm b$ и $z = \pm a$ при $a > b$

$$\frac{v}{u_m} = 2^{m-1} \frac{4 + m - m^2}{2 + 3m + m^2} \left(\frac{\operatorname{ch} 1,58a/b}{\operatorname{ch} 1,58a/b - 1} \right)^m \times \\ \times \left[1 - (0,791 - 0,158m) \frac{mb}{a} \operatorname{th} 1,58 \frac{a}{b} \right]. \quad (3.32)$$

* Решения для других сечений даны в работе А. М. Курганова «К распределению скоростей напорного и безнапорного потоков в трубах и каналах» ВИНТИ, № 216-деп, 1975. Реф. журн. «Механика», 1975, № 5, реф. 5Б647.

Изменение v/u_m , α и y_z/r_0 в зависимости от λ для круглой трубы

m	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	1,0
λ	0,0059	0,0133	0,0236	0,037	0,053	Ламинарное течение
v/u_m	0,91	0,87	0,833	0,80	0,77	0,5
α	1,023	1,05	1,078	1,115	1,155	2,0
y_z/r_0	0,218	0,222	0,229	0,232	0,238	0,91

Координаты средней скорости по осям сечения:
при $z = 0$

$$y_z/b = \sqrt{1 - (v/u_m)^{1/m}}, \quad (3.33)$$

при $y = 0$

$$\operatorname{ch} 1,58z_z/b = \operatorname{ch} 1,58a/b - (\operatorname{ch} 1,58a/b - 1)(v/u_m)^{1/m}. \quad (3.34)$$

В табл. 3.2 приведены результаты расчетов по (3.30) — (3.34). Для потока в канале параболического сечения

$$v/u_m \approx (1 - 0,5m)(1 - 0,63m). \quad (3.35)$$

Для потока в круглой трубе при наполнении $a \leq 0,5$

$$\frac{v}{u_m} = \frac{h^2}{6\omega} \left(1 - \frac{m}{2}\right) \times \\ \times \left\{ 3 + 7 \left[1 - \frac{1}{2a} + \sqrt{0,25 - \frac{1}{4a} + \frac{1}{4a^2}} \right]^{1+2m} \right\} \sqrt{\frac{1}{a} - 1}. \quad (3.36)$$

Для определения режимов движения жидкости используется безразмерное число Рейнольдса

$$\operatorname{Re} = ul/\nu, \quad (3.37)$$

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

Таблица 32

Значения v/u_m , y_v/b и $(a-z_v)/b$ при различных величинах m в прямоугольной трубе

m	0,1	0,15	0,20	0,25	0,30	1,0
Значения v/u_m						
$a/b=2$	0,92	0,883	0,856	0,817	0,77	0,517
$a/b=5$	0,935	0,912	0,876	0,853	0,827	0,582
$a/b=10$	0,944	0,918	0,893	0,868	0,846	0,625
$a/b=20$	0,948	0,923	0,899	0,878	0,856	0,646
$a/b=\infty$	0,95	0,926	0,906	0,886	0,864	0,667
$a/b=1$	0,915	0,88	0,84	0,808	0,778	0,463
Значения y_v/b						
$a/b=1$	0,765	0,764	0,764	0,758	0,756	0,73
$a/b=2$	0,752	0,75	0,742	0,740	0,736	0,695
$a/b=5$	0,705	0,70	0,693	0,686	0,683	0,646
$a/b=10$	0,666	0,661	0,653	0,652	0,65	0,612
$a/b=20$	0,646	0,64	0,637	0,635	0,634	0,595
$a/b=\infty$	0,64	0,628	0,621	0,617	0,616	0,577
Значения $(a-z_v)/b$						
$a/b=2$	0,32	0,325	0,33	0,34	0,35	0,40
$a/b=5$	0,443	0,45	0,462	0,47	0,48	0,554
$a/b=10$	0,512	0,526	0,532	0,536	0,54	0,627
$a/b=20$	0,55	0,56	0,565	0,57	0,582	0,659
$a/b=\infty$	0,565	0,59	0,605	0,615	0,62	0,696

размер — гидравлический радиус R или гидравлический диаметр $d_1 = 4R$ потока, а для круглых сечений — диаметр трубы.

Смена режимов движения происходит при *критических* числах Рейнольдса — $Re_{кр}$.

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

Критерием режимов движения служат неравенства:

$$Re < Re_{кр1} \text{ — ламинарный режим движения; (3.38)}$$

$$Re > Re_{кр2} \text{ — турбулентный режим движения; (3.39)}$$

$$Re_{кр1} < Re < Re_{кр2} \text{ — область перемежающейся турбулентности, (3.40)}$$

в которой потери напора на трение зависят от коэффициента перемежаемости γ , т. е. от отношения поверхно-

сти участков с турбулентным движением ко всей поверхности трубопровода:

$$h_d = [\lambda_n(1 - \gamma) + \lambda_r \gamma] l v^2 / (d \cdot 2g), \quad (3.41)$$

где λ_n и λ_r — коэффициенты гидравлического трения для ламинарного и турбулентного потоков.

Значение Re_1 , соответствующее началу образования отдельных вихрей, можно получить из совместного решения уравнения Стокса (3.49) для ламинарного движения и уравнения [например, А. Д. Альтшуля (3.52)] для турбулентного потока. При круглом, оvoidальном и лотковом сечениях Re_1 изменяется от 1180 для гладких труб до 1000 и 950 для труб с относительной гладкостью 23 и 15.

Значение Re_2 , соответствующее установлению развитого турбулентного течения, нами представлено в виде:

$$Re_2 = 4000 - 1550 \exp(-0,0045d/\Delta_s). \quad (3.42)$$

Для потока в прямоугольной трубе с отношением сторон 1,0; 0,5; 0,2; 0,1; 0,05 и 0 (то же для лотков с соответствующими отношениями $B/(2h)$ или $2h/B$) получены $Re_1 = 1030; 1130; 1500; 1720; 1870$ и 2040 .

Для канала треугольного сечения с откосами 2, 1 и 0 получено $Re_1 = 940; 1000$ и 930 (при постоянной C в формуле Стокса, равной 53,7; 56,8 и 53,4).

Для канала параболического сечения шириной поверху меньше глубины в два раза $Re_1 \approx 1900$, а когда больше в четыре раза, — 1140.

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

$$Re_{кр1} = \frac{64}{\lambda_r} = 900 \div 1600; \quad Re_{кр2} = 2600 \div 3600, \quad (3.43)$$

причем бóльшие значения относятся к трубам с относительной гладкостью $d/\Delta_s > 150$.

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 трубопроводов существенно отклоняется от закономерностей ламинарного движения, называют *критическим числом Рейнольдса*.

Если считать, что γ от начала образования отдельных вихрей (Re_1) до развитого турбулентного течения

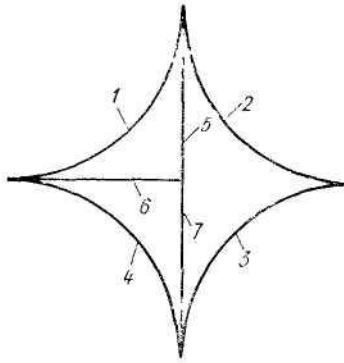


Рис. 3.3. Сечения, образованные трубами в плотной упаковке

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 $s = 1,34d$ 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

$$Re > 11,6 \sqrt{2R_n/d}, \quad (3.45)$$

где R_n — 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.

(Re_2) изменяется по линейному закону от Re , то можно принять:

$$Re_{кр} = \sqrt{Re_{кр1} Re_{кр2}}. \quad (3.44)$$

Для круглоцилиндрических труб с относительной гладкостью $d/\Delta_s \geq 150$ 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. 3.3), $Re_{кр} = 1100$;

Можно считать, что в змеевиках смена режимов движения происходит при

$$Re_{кр} = Re_{кр}^0 [1 + 10,27 (d/R_n)^{0,68}], \quad (3.46)$$

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

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

$$Re_{кр} = 2300 + 7,16 Re_{окр}^{0,78}, \quad (3.47)$$

где $Re_{окр} = \omega_1 d / \nu$; 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

$$Re_{кр} = Re_{кр}^0 [1 + (\sqrt{d/R_{ср}} \omega_2 / v_{кр})^2], \quad (3.48)$$

где $Re_{кр}^0$ — критическое число Рейнольдса в неподвижной трубе; $v_{кр}$ — средняя скорость движения жидкости, соответствующая $Re_{кр}^0$; ω_2 — окружная скорость на наружном конце трубы; $R_{ср}$ — средний радиус вращения трубы.

§ 3.3. Параметры закона сопротивления.

Удельные сопротивления. Коэффициенты λ и ζ

I. При ламинарном режиме движения, т. е. при $Re < Re_{кр}$:

$$\lambda = B / Re, \quad (3.49)$$

где $Re = vd_r / \nu$; B — постоянная величина, зависящая от формы сечения трубопровода (табл. 3.3); для круглых труб $B = 64$.

II. При турбулентном режиме движения λ зависит от чисел Рейнольдса и относительной шероховатости стенок трубы Δ_s / d . Различают три области сопротивления: область гладкого сопротивления, или гидравлически гладких труб, где $\lambda = f_1(Re)$;

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

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

Таблица 3.3

Значения параметра B , входящего в (3.49), для некоторых сечений каналов

Форма сечения каналов	B
Круглое лотковое или оvoidальное	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 $h = 10b$)	91,0
Кольцевое сечение между концентрическими трубами радиусом 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 с гипотенузой, очерченной по радиусу круга (1-5-6 на рис. 3.2)	28,24
Равнобедренный треугольник (2-3-7 на рис. 3.3) с двумя сторонами, очерченными по радиусам круга, или четырехугольник, образованный плотным пучком (1-2-3-4 на рис. 3.3) 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 при:	
$h/b = 0,5$	91,0
$h/b = 0,25$	64,0
$h/b \rightarrow 0$	62,4
Канал треугольного сечения при:	
$h/b = 0,5$	57,0
$h/b = 0,25$ или $h=b$	53,5

их формой. Поскольку количественный учет всех этих факторов затруднителен, то в экспериментальных исследованиях и расчетных зависимостях пользуются фиктивной — так называемой эквивалентной шероховатостью Δ_s .

Эквивалентная шероховатость — это воображаемая равномерная зернистая шероховатость с такой высотой (диаметром) зерен ($\Delta_s = d_s$), 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 Δ_s по экспериментальным данным часто используется такая формула:

$$1/\sqrt{\lambda} = c \lg ad/\Delta_s = c \lg d/\Delta_s + b, \quad (3.50)$$

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	$c = 1,8$	$a = 8,24$	$b = 1,65$
» Н. Ф. Федорову	$c = 2,0$	$a = 3,42$	$b = 1,07$

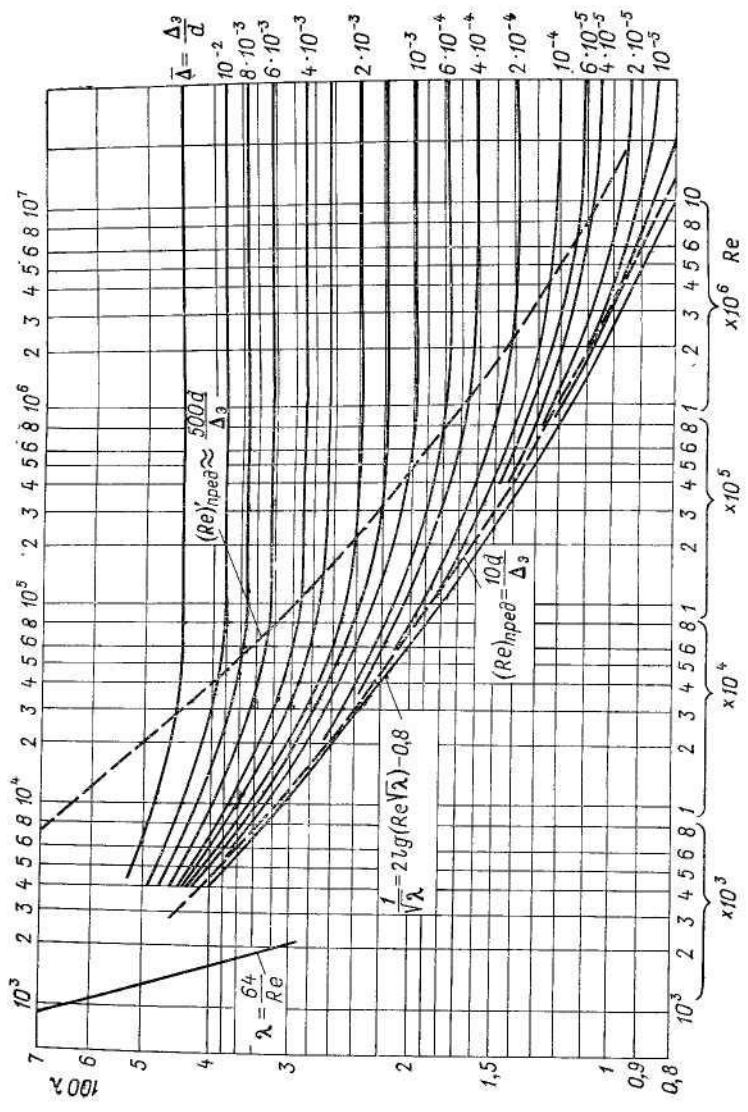


Рис. 3.4. Зависимость $\lambda = f(Re, \Delta_3/d)$

Численные значения эквивалентной шероховатости Δ_s , найденные по (3.50), по Прандтлю — Никурадзе, для различных труб приводятся в табл. 3.17, а по Н. Ф. Федорову — в табл. 3.14.

При значениях Δ_s , взятых из табл. 3.17, величину λ можно определить по графику (рис. 3.4), по формуле Колбрука — Уайта:

$$\lambda = \left\{ -2 \lg \left[2,51 / (\text{Re} \sqrt{\lambda}) + \Delta_s / (3,7d) \right] \right\}^{-2} \quad (3.51)$$

или по более простой формуле А. Д. Альтшуля:

$$\lambda = 0,11 (\Delta_s/d + 68/\text{Re})^{0,25}. \quad (3.52)$$

При этом после подстановки λ по (3.51) в формулу Дарси (3.4) среднюю скорость удобно выражать такой зависимостью:

$$v = -2 \sqrt{2g d l} \lg \left[\Delta_s / (3,7d) + 2,51v / (d \sqrt{2g d l}) \right], \quad (3.53)$$

где l — гидравлический уклон, равный h_w/l .

Формула, где коэффициент гидравлического трения приведен в явном виде (3.52), позволяет подсчитать непосредственно потерю напора в трубе при заданном расходе. Формула (3.53) позволяет определить, наоборот, пропускную способность в зависимости от потери напора.

При $\text{Re} \Delta_s/d < 10$ формула (3.52) переходит в формулу Блазиуса для гидравлически гладких труб:

$$\lambda = 0,316/\text{Re}^{0,25}, \quad (3.54)$$

а при $\text{Re} \Delta_s/d > 500$ — в формулу Шифринсона для вполне шероховатых труб:

$$\lambda = 0,11 (\Delta_s/d)^{0,25}. \quad (3.55)$$

По исследованиям Ф. А. Шевелева, при турбулентном режиме

$$\lambda = b(1 + a/v)^n d^{-m}, \quad (3.56)$$

где

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

$$b = 0,0159, \quad a = 0,684, \quad n = m = 0,226;$$

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

$$b = 0,0144, \quad a = 2,36, \quad n = m = 0,284;$$

для *неновых стальных и чугунных водопроводных труб* при $v \geq 1,2$ м/с

$$b = 0,021, \quad a = 0, \quad m = 0,3,$$

а при $v < 1,2$ м/с

$$b = 0,0179, \quad a = 0,867, \quad n = m = 0,3;$$

для *асбестоцементных труб*

$$b = 0,011, \quad a = 3,51, \quad n = m = 0,19;$$

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

$$\lambda = 0,288/\text{Re}^{0,226} = 0,01344/(dv)^{0,226}. \quad (3.57)$$

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

А. С. Цейтлин рекомендует в (3.56):

для *керамических труб*

а) при скорости $v \leq 2,7$ м/с, т. е. в доквадратичной области сопротивления:

$$b = 0,0105, \quad a = 0,158, \quad m = 0,25, \quad n = 1,0;$$

б) при скоростях $v > 2,7$ м/с, т. е. в квадратичной области:

$$b = 0,011, \quad a = 0, \quad m = 0,25;$$

для *стеклянных труб*

$$b = 0,0085, \quad a = 0,235, \quad m = 0,25, \quad n = 1,0.$$

Для удобства пользования формулами (3.6) и (3.56) приведены табл. 3.4—3.11. При пользовании ими необходимо иметь в виду следующее:

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

$$A = 8\lambda/(g\pi^2 d^5) = 1/K^2. \quad (3.58)$$

Таблица 3.4

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

Условный проход d_y , мм	Расчетный внутренний диаметр d , мм	$\lambda_{\text{кв}}$	$A_{\text{кв}}$ по (3.58), (с/м) ²	$K_{\text{кв}}$ по (3.58), л/с	$\frac{A_{\text{кв}}}{A_1} = \frac{\lambda_{\text{кв}}}{\lambda_1}$ по (3.61) или (3.62)
<i>Трубы стальные водопроводные (ГОСТ 3262-62)</i>					
6	5,2	0,1015	22,11·10 ⁸	0,0213	4,31
8	8,1	0,0885	21,1·10 ⁷	0,0689	3,08
10	11,6	0,079	31,43·10 ⁶	0,179	2,8
15	14,7	0,074	89,66·10 ⁵	0,334	2,26
20	20,2	0,0655	16,6·10 ⁵	0,774	2,01
25	26,1	0,0614	427 800	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	11 080	9,5	1,61
70	66,5	0,047	3 009	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
<i>Трубы стальные электросварные (ГОСТ 10704-63)</i>					
50	64	0,048	3 686	16,49	1,56
60	70	0,047	2 292	20,85	1,53
75	83	0,044	929,4	32,81	1,49
80	95	0,042	454,3	46,9	1,48
100	114	0,040	172,9	76,3	1,44
125	133	0,038	76,36	114,5	1,42
150	158	0,036	30,65	180,1	1,39
175	170	0,035	20,79	189,5	1,38
200	209	0,034	6,959	378,3	1,35
250	260	0,031	2,187	679	1,32
300	311	0,0284	0,8466	1 089	1,28
350	363	0,028	0,3731	1 637	1,27
400	414	0,0268	0,1859	2 268	1,25
450	464	0,0258	9 928·10 ⁻⁵	3 165	1,24
500	516	0,025	5 784·10 ⁻⁵	4 160	1,23
600	616	0,024	2 262·10 ⁻⁵	6 649	1,22
700	706	0,023	1 098·10 ⁻⁵	9 570	1,20
800	804	0,022	5 514·10 ⁻⁶	13 490	1,19
900	904	0,0218	2 962·10 ⁻⁶	18 370	1,18
1 000	1 004	0,021	1 699·10 ⁻⁶	28 240	1,17
1 200	1 202	0,0198	6 543·10 ⁻⁷	39 010	1,16
1 400	1 400	0,019	2 916·10 ⁻⁷	58 500	1,15
1 500	1 500	0,0186	2 023·10 ⁻⁷	70 400	1,14
1 600	1 600	0,018	1 437·10 ⁻⁷	83 350	1,13
<i>Трубы чугунные напорные (ГОСТ 5525-61 и 9583-61)</i>					
К л а с с Л А					
50	51,6	0,0509	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	628	1,09
300	304,4	0,0298	0,9485	1 027	1,08

Продолжение табл. 3.4

Условный проход d_y , мм	Расчетный внутренний диаметр d , мм	$\lambda_{кв}$	$A_{кв}$ по (3.58), $(с/м)^2$	$K_{кв}$ по (3.58), л/с	$\frac{A_{кв}}{A_1} = \frac{\lambda_{кв}}{\lambda_1}$ по (3.61) или (3.62)
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	$6525 \cdot 10^{-7}$	38 900	1,03

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

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

$$\lambda = k\lambda_{кв}, \quad A = kA_{кв}, \quad K = nK_{кв}, \quad (3.59)$$

где $\lambda_{кв}$, $A_{кв}$ и $K_{кв}$ берутся из табл. 3.4, а k и n для соответствующих труб — из табл. 3.5.

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

$$\lambda = k\lambda_1, \quad A = kA_1, \quad K = nK_1, \quad (3.60)$$

где λ_1 , A_1 и K_1 вычислены по соответствующим формулам при $v = 1$ м/с и берутся из табл. 3.4, 3.6—3.10, а k и n — из табл. 3.11, причем в табл. 3.4, в последней графе, даны отношения $A_{кв}/A_1$ или $\lambda_{кв}/\lambda_1$, вычисленные для

Таблица 3.5

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

Коэф-фициенты	Скорость v , м/с											
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	
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	

Таблица 3.6

Значения λ_1 , A_1 и K_1 при $v = 1$ м/с в асбестоцементных трубах (ГОСТ 539—73)

Условный проход d_y мм	Внутренний диаметр d мм	λ_1 по (3.56)	A_1 по (3.58) (с м) ²	K_1 по (3.58) л/с
<i>Трубы ВГ3, ВГ6, ВГ9</i>				
50	50	0,0253	6851	12,1
75	75	0,024	835,3	34,7
100	103	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	1 523
400	363	0,0177	0,2171	2 150
500	456	0,017	$7 138 \cdot 10^{-5}$	3 743
600	—	0,0163	$2 123 \cdot 10^{-5}$	6 863
700	—	0,0157	$9 536 \cdot 10^{-6}$	10 253
800	—	0,0153	$477 \cdot 10^{-5}$	14 533
900	—	0,015	$2 588 \cdot 10^{-6}$	19 673
1 000	—	0,0146	$1 438 \cdot 10^{-6}$	25 833
<i>Трубы ВГ12</i>				
150	135	0,0332	37 54	153,7
200	181	0,034	8,632	340
250	228	0,0337	2 635	665
300	279	0,0318	1,083	963
350	312	0,0327	0,5115	1 393
400	356	0,0322	0,2573	1 939
500	441	0,032	0,13483	3 438

Таблица 3.7

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

Условный проход d_y мм	Наружный диаметр, мм	Внутренний диаметр d , мм	λ_1 по (3.57)	A_1 , (с/м)	K_1 , л/с
<i>Трубы тяжелого типа Г (до 1 МПа)</i>					
	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	$7576 \cdot 10^2$	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
<i>Трубы среднего типа С (до 0,5 МПа)</i>					
200	225	212,2	0,0191	5,069	445
<i>Трубы среднелегкого типа СЛ (до 0,4 МПа)</i>					
250	280	269,2	0,0181	1,308	871
300	315	302,8	0,0176	0,7082	1 189

Таблица 38

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

Показатели	Внутренний диаметр d , мм						
	50	75	100	150	200	250	300
A (с/м) ²	6950	816	183	21,8	4,8	1,49	0,571
K по (3,58), л/с	12	35	74	214	456	820	1320
λ по (3,56)	0,0256	0,0232	0,0215	0,0194	0,0181	0,0171	0,0163

Таблица 39

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

Условный диаметр d_u , дюйм	Средний внутренний диаметр d , мм	λ по (3,56)	A по (3,58), (с/м) ²	K , л/с
<i>По ГОСТ 8894-58</i>				
1 1/2	36	0,0242	33 310	5,49
2	56,5	0,0215	3 081	18 35
3	79	0,0198	500	42 7
4	105	0,0184	120	93,9
<i>По РВТУ 33-60</i>				
1/2	11,5	—	—	—
3/4	20	0,0279	720 000	1,175
1	26	0,0261	182 000	2,34
1 1/4	30	0,0252	85 500	3 4
1 1/2	35,5	0,0244	36 000	5,26
1 3/4	42	0,0231	14 700	8 27
2	48	0,0224	7 300	11,7

Таблица 310

Значения удельных сопротивлений $10^5 \cdot A$ (с/м³)² при $v = 1$ м/с для железобетонных напорных труб при $n = 1,85$ и $m = 4,89$ в (3,6)

d , мм	500	600	700	800	900	1000	1200	1400	1600
Центрифугированных (ГОСТ 16953-71)	5624	2182	982	490	266	154	59,8	26,9	13 4
Виброгидропрессованных (ГОСТ 12586-74)	6391	2479	115	537	303	173	68	30,6	15 3

Таблица 3.11
 Поправочные коэффициенты k и n к значениям λ_1 , A_1 и K_1 для различных труб

v , м/с	Новых стальных		Новых чугунных		Асбестоцементных		Пластмассовых		Керамических		Стекланых		Железобетонных	
	k	n	k	n	k	n	k	n	k	n	k	n	k	n
0,2	1,244	0,895	1,462	0,826	1,308	0,879	1,439	0,834	1,55		1,76		1,273	
0,3	1,163	0,926	1,317	0,874	1,217	0,905	1,313	0,873	1,32		1,44		1,198	
0,4	1,113	0,950	1,226	0,903	1,158	0,929	1,230	0,902	1,20		1,29		1,147	
0,5	1,081	0,961	1,163	0,925	1,115	0,946	1,170	0,924	1,13		1,19		1,11	
0,6	1,057	0,972	1,115	0,932	1,082	0,961	1,123	0,941	1,09		1,13		1,08	
0,7	1,039	0,982	1,078	0,964	1,056	0,974	1,084	0,958	1,058		1,08		1,055	
0,8	1,021	0,989	1,047	0,976	1,034	0,983	1,052	0,974	1,034		1,05		1,034	
0,9	1,011	0,994	1,021	0,988	1,016	0,988	1,024	0,987	1,015		1,02		1,016	
1,0	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	0,971	1,014	0,960	1,025	0,977		0,968		0,973	
1,4	0,972	1,014	0,938	1,031	0,953	1,024	0,926	1,039	0,961		0,946		0,95	
1,6	0,965	1,016	0,917	1,046	0,936	1,034	0,899	1,051	0,950		0,929		0,932	
1,8	0,958	1,025	0,899	1,051	0,922	1,037	0,876	1,068	0,940		0,915		0,916	
2,0	0,951	1,026	0,884	1,064	0,910	1,049	0,855	1,082	0,932		0,905		0,9	
2,2	0,946	1,027	0,871	1,069	0,900	1,051	0,837	1,094	0,926		0,900		0,888	
2,4	0,941	1,030	0,851	1,077	0,891	1,059	0,821	1,103	0,920		0,890		0,877	
2,6	0,937	1,031	0,851	1,082	0,883	1,064	0,806	1,110	0,916		0,883		0,866	
2,8	0,934	1,035	0,843	1,089	0,876	1,068	0,792	1,123	0,910		0,878		0,857	
3,0	0,932	1,035	0,836	1,094	0,870	1,072	0,780	1,131	0,910		0,873		0,847	

новых стальных труб по зависимости

$$A_1 = 0,851d^{0,074} A_{KB}, \quad (3.61)$$

а для новых чугунных труб по зависимости

$$A_1 = 0,97d^{0,016} A_{KB}. \quad (3.62)$$

Сопротивление промышленных труб из разных материалов и в разных условиях эксплуатации с достаточной для практических расчетов точностью можно описать формулой Л. Тепакса с двумя параметрами шероховатости:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 0,7 + 21g \frac{r_{0\sigma} \sqrt{\lambda/8/\nu}}{a + 0,3\Delta_{0\sigma} \sqrt{\lambda/8/\nu}}. \quad (3.63)$$

Для новых стальных, алюминиевых и стеклянных труб, а также труб из разных цветных металлов можно принять $a = 1,0$. Для труб с антикоррозионными покрытиями, полиэтиленовых и виниловых принимают $\Delta_0 = 0$.

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 (3.6) через удельное сопротивление A (табл. 3.12).

Таблица 3.12

Значения A (с/м³)² для некоторых пожарных (выкидных) рукавов в (3.6)

Тип рукава	Номинальный диаметр, мм			
	50	66	77	89
Резиновые рукава, прорезиненные рукава с толстой резиновой прокладкой и гладкой внутренней поверхностью	4 670	1 200	540	—
Обычные прорезиненные рукава	6 770	1 720	770	190
Непрорезиненные рукава (льняные)	12 000	3 850	1 500	—

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

λ	0,055	0,060	0,080	0,090	0,095
Условный диаметр рукава, мм	25	32	38	50	65

Для гладких неармированных рукавов коэффициент трения вычисляется по формуле

$$\lambda = 0,44/Re^{0,265}. \quad (3.64)$$

Для гладких армированных резиновых рукавов диаметром 100 мм λ изменяется в пределах от 0,02 до 0,05 (при давлениях от 0,125 до 0,35 МПа и Re от 25 000 до 600 000).

Таблица 3.13

Значения A для всасывающих рукавов и A' для резиновых шлангов

Условный диаметр d_y , мм	25	32	38	50	66
Удельное сопротивление для всасывающих рукавов A (с/м) ²	$1,045 \cdot 10^4$	$300 \cdot 10^4$	$131 \cdot 10^4$	264 000	117 000
Удельное сопротивление для резиновых шлангов A' (с/м) ^{1,735} при $n=1,735$ в (3.6)	$143 \cdot 10^4$	$46 \cdot 10^4$	159 400	48 400	12 900

В табл. 3.13 приведены удельные сопротивления для всасывающих армированных рукавов со спиралью, омываемой водой [расчетная формула (3.6)], и для гладких резиновых неармированных шлангов.

Таблица 3.14

Значения a_2 и Δ_2 для труб из разных материалов в (3.65)

Материал труб	a_2	Δ_2 , мм
Керамические	90	1,35
Бетонные и железобетонные	103	2,0
Асбестоцементные	73	0,8
Чугунные	83	1,0
Стальные	79	0,8
Каналы:		
из бута, тесаного камня	150	6,35
кирпичные	110	3,15
бетонные и железобетонные (изготовленные на месте в опалубке)	120	2,0
бетонные и железобетонные, гладко затертые цементной штукатуркой	50	0,8

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

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \lg [\Delta_2/(3,42d_r) + a_2/Re], \quad (3.65)$$

Значения λ_p , A и K , подсчитанные по формуле Н. Ф. Федорова для разных значений Δ_2 и a_2

при $v = 1$ м/с ($v = 1,41 \cdot 10^{-6}$ м²/с)

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 $\Delta_2 = 1,35$ мм и $a_2 = 90$			λ_6 при $\Delta_2 = 2$ мм и $a_2 = 100$
	λ_p	A (с/м) ²	λ_p	A (с/м) ²	λ_p	A (с/м) ²	λ_p	A (с/м) ²	K , з/с	
150	0,0337		0,0362		0,0382		0,016	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		0,0339	1,16	927	0,0367
350	0,0260		0,0278		0,0292		0,0314	0,495	1420	0,0348
400	0,0250		0,0267		0,0281		0,0301	0,24	2040	0,0334
450	0,0244		0,0258		0,0272		0,0291	0,13	2770	0,0323
500	0,0236		0,0250		0,0263		0,0282	0,0734	3690	0,0311
550	0,0232		0,0245		0,0258		0,0275	0,0449	4710	0,0303
600	0,0226		0,0238		0,0250		0,0267	0,0279	6000	0,0291
700	0,0218		0,0229		0,0240		0,0257	0,0138	8500	0,0282
800	0,0210		0,0222		0,0232		0,0248	0,00681	12100	0,0270
900	0,0203		0,0215		0,0225		0,0240	0,00386	16700	0,0260
1000	0,0198		0,0210		0,0219		0,0234	0,00269	21800	0,0255
1200	0,0190		0,0200		0,0208		0,0222	0,00065	39200	0,0241
1400	0,0184		0,0193		0,0202		0,0214	0,000355	52900	0,0232
1600	0,0178		0,0185		0,0195		0,0207	0,000176	75700	0,0224

Примечание. При изменении d от 150 до 1600 мм отношения λ_2/λ_6 изменяется от 0,717 до 0,795, $\lambda_3/\lambda_6 = 0,77 \div 0,832$, $\lambda_4/\lambda_6 = 0,813 \div 0,871$, $\lambda_5/\lambda_6 = 0,87 \div 0,94$.

где d_r — гидравлический диаметр, равный $4R$; Re — число Рейнольдса, вычисленное через гидравлический диаметр как vd_r/ν ; 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.

Значения Δ_2 и a_2 , входящих в (3.65), даны в табл. 3.14. В табл. 3.15 приведены значения λ_i , вычисленные для труб, указанных в табл. 3.14, при $v/\nu = 0,71 \cdot 10^6$ 1/м (если $\nu = 1,41 \cdot 10^{-6}$ м²/с, то $v = 1$ м/с), а в табл. 3—16 — поправочные коэффициенты к λ_i при v/ν , отличном от $7,1 \cdot 10^5$ 1/м в v раз.

Таблица 3.16

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

Δ_2 , мм	v , м/с				
	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	1,05—1,05
2,0	0,95—0,97	0,98—0,99	1,01	1,025—1,017	1,01—1,03

Значения эквивалентной шероховатости, вычисленные по (3.50) — табл. 3.17 — при разных коэффициентах c и a , отличаются друг от друга следующим образом: $\Delta_2 = 0,925\Delta_3$, $\Delta_a = 1,21\Delta_r$, $\Delta_r = 1,8(\Delta_3/d)^{0,11}$. Так, при $d/\Delta_3 = 500$ имеем $\Delta_r = 0,91\Delta_3$, а при $d/\Delta_3 = 15$ будет $\Delta_r = 1,34\Delta_3$. Там, где использование логарифмической формулы (3.65) неудобно, А. М. Курганов рекомендует заменить ее степенной зависимостью вида:

$$\lambda = 0,29 [\Delta_2/(3,42d_r) + a_2/Re]^{1/3}. \quad (3.66)$$

Коэффициент трения при турбулентном режиме в области гладкого сопротивления зависит от концентрации B взвешенных веществ в сточной жидкости:

$$\lambda = (0,165 + 1,6B^{2/3}) Re^{-0,19(1+B^{0,25})}, \quad (3.67)$$

где B выражено в кг/м³.

После пересечения кривой (3.67) $\lambda = f_1(Re, B)$ для сточной жидкости с кривой Ф. А. Шевелева (3.56)

Таблица 3.17

**Эквивалентная шероховатость труб и каналов,
вычисленная по (3.50)**

Вид трубы, материал и характеристика поверхности труб и каналов	Δ_z , мм
I. 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 неболь- шими 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, находящиеся в эксплуа- тации	1,2—1,5
Стальные теплофикационные паропроводы перегретого пара	0,1 1,0
Стальные конденсаторопроводы, работающие периодически	0,12
Стальные газопроводы после года эксплуатации	0,8
Стальные воздухопроводы сжатого воздуха от ком- прессоров	0,8
II. Цельно сварные стальные трубы	
Новые и в лучшем состоянии старые; соединения свар- ные или клепаные	0,04—0,1
Новые битумизированные	~ 0,05
Бывшие в эксплуатации	~ 0,1—0,15
Покрытые изнутри лаком, но не свободные от окисле- ния; загрязненные в процессе эксплуатации на воде, но некорродированные	0,95—1
С двойной поперечной клепкой, некорродированные; загрязненные в процессе эксплуатации на воде	1,2—1,5
С двойной поперечной клепкой, сильно корродированные	2
Магистральные газопроводы после многих лет экс- плуатации	0,5—1,1
Со значительными отложениями	2—4
III. Клепаные стальные трубы	
Вдоль и поперек по одному ряду заклепок; изнутри покрыты лаком; хорошее состояние поверхности	0,3—0,4
С двойной продольной и простой поперечной клепкой; изнутри покрыты лаком или без лака, но некорродиро- ванные	0,6—0,7
С простой поперечной и двойной продольной клепкой; изнутри просмоленные или покрытые лаком	1,2—1,3
С четырьмя-шестью продольными рядами клепки; дли- тельное время в эксплуатации	2,0
С четырьмя поперечными и шестью продольными рядами клепки, соединения изнутри перекрыты	4,0
Поверхность труб в плохом состоянии; неравномерное перекрытие соединений	≥ 5,0
IV. Чугунные трубы	
Новые	0,25—1
Новые битумизированные	0,1—0,15
Асфальтированные	0,12—0,3
Водопроводные, бывшие в эксплуатации	1,4
Бывшие в эксплуатации, корродированные или с отло- жениями	1—1,5
Со значительными отложениями	2—4
Очищенные после многих лет эксплуатации	0,3—1,5
Сильно корродированные	До 3

$\lambda = f_2(\text{Re})$ для чистой воды в асбестоцементных трубах коэффициент λ может определяться как для чистой воды, без учета концентрации взвеси. При гидротранспорте по стальным трубам коэффициент трения λ вычисляется по (3.34) и (3.56).

Значения n , k и m , входящие в зависимость (3.6), можно принимать для стальных и чугунных труб по степенной формуле М. М. Андрияшева:

$$I = 0,00179Q^{1,9}/d^{5,1}, \quad (3.68)$$

аппроксимирующей (3.56). По (3.68) можно определять приближенное значение I как для переходной ($v < 1,2$ м/с), так и для квадратичной ($v > 1,2$ м/с) областей.

Значения n , k и m для асбестоцементных труб соответствуют степенной формуле Н. П. Абрамова

$$I = 0,00118Q^{1,85}/d^{4,89}. \quad (3.69)$$

По этой формуле можно производить расчет и для железобетонных труб, только при других значениях коэффициента k : для виброгидропрессованных $k = 0,001688$, а для центрифугированных $k = 0,001486$ (по В. С. Дикаревскому).

А. М. Курганов путем аппроксимации формулы (3.65) получил для канализационных труб $d \leq 600$ мм значения $k = 0,00179$, $n = 1,92$ и $m = 5,2$, а для труб $d > 600$ мм значения: $k = 0,00214$, $n = 1,96$ и $m = 5,2$.

При подаче сточной жидкости с концентрацией взвешенных веществ B и вязкостью $\nu_{ст}$, согласно исследованиям Е. А. Прегера и А. И. Кораблева,

$$k = k_{ст} B^x \nu_{ст}^y;$$

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 $k_{ст} = 0,0271$; B — в г/м³; ν — в м²/с.

По А. М. Курганову, с учетом (3.67),

$$n = 1,81 - 0,19 \sqrt[4]{B}, \quad m = 4,81 - 0,19 \sqrt[4]{B}$$

и

$$k = 0,0107 (1 + 9,7B^{2/3}) (\pi/4\nu_{ст})^{0,19 (1 + \sqrt[4]{B})}, \quad \text{где } B \text{ — в кг/м}^3.$$

В (3.68) и (3.69) расход берется в м³/с, а диаметр — в метрах.

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

$$C = \sqrt{8g/\lambda}. \quad (3.70)$$

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

$$C = R^y/n [M^{0,5}/c], \quad (3.71)$$

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

$$y = 2,5 \sqrt{\tilde{n}} - 0,13 - 0,75 \sqrt{\tilde{R}} (\sqrt{\tilde{n}} - 0,10). \quad (3.72)$$

На практике обычно применяется одна из следующих упрощенных форм выражения (3.72):

$$y = 1,5 \sqrt{\tilde{n}} \quad \text{при } R < 1 \text{ м}; \quad (3.73)$$

$$y = 1,3 \sqrt{\tilde{n}} \quad \text{при } R > 1 \text{ м}. \quad (3.74)$$

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

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

$$C = 25 \left[\frac{R}{(80n)^6 + 0,025/\sqrt{Rl}} \right]^{1/6} = 25 \left[\frac{R}{\Delta_3 + 0,025/\sqrt{Rl}} \right]^{1/6}, \quad (3.75)$$

где R и Δ_3 — гидравлический радиус и эквивалентная шероховатость, мм.

§ 3.4. Местные сопротивления в трубопроводах и арматуре

1. **Внезапное расширение.** Потери при внезапном расширении поперечного сечения (рис. 3.5, а) трубы могут быть вычислены по формуле Борда:

$$h_{в.р} = \alpha_1 (v_1 - v_2)^2 / (2g) = \zeta_{в.р1} v_1^2 / (2g) = \zeta_{в.р2} v_2^2 / (2g), \quad (3.76)$$

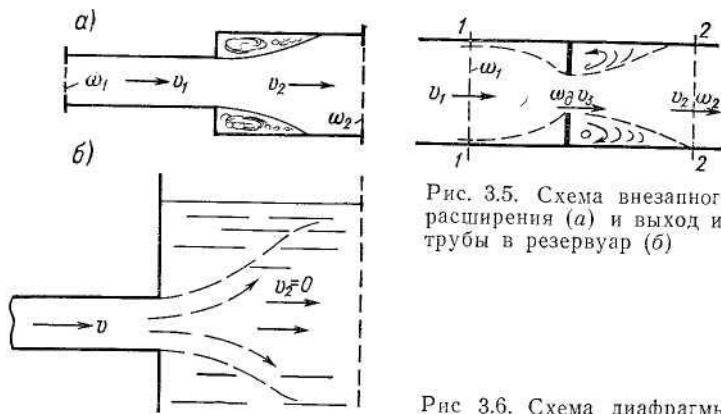


Рис. 3.5. Схема внезапного расширения (а) и выход из трубы в резервуар (б)

Рис. 3.6. Схема диафрагмы

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

$$\zeta_{в.р1} = \alpha_1 (1 - \omega_1/\omega_2)^2, \quad (3.77)$$

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

$$\zeta_{в.р2} = \alpha_1 (\omega_2/\omega_1 - 1)^2; \quad (3.78)$$

α_1 — коэффициент кинетической энергии в узком сечении потока.

2. Выход из трубы в резервуар больших размеров (рис. 3.5, б). Если резервуар имеет большие размеры, то, принимая в формуле Борда (3.76) $v_2 = 0$, коэффициент сопротивления выхода, отнесенный к скорости в трубопроводе,

$$\zeta_{вых} = \alpha. \quad (3.79)$$

3. Потери в диафрагме (рис. 3.6). Потери в диафрагме обусловлены главным образом расширением потока после сжатого сечения. Выражая коэффициент сжатия струи по формуле А. Д. Альтшуля:

$$\epsilon = \frac{\omega_{сж}}{\omega_d} = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - \omega_d/\omega_1}, \quad (3.80)$$

где $\omega_{сж}$ и ω_d — площади сжатого сечения и диафрагмы, коэффициенты сопротивления, отнесенные в формуле Вейсбаха (3.10) к скоростям течения в сечении диафраг-

мы v_3 , перед диафрагмой v_1 и за диафрагмой v_2 , соответственно равны:

$$\zeta_{д1} = \left(\frac{\omega_2}{\varepsilon \omega_d} - 1 \right)^2 = \left(1,75 \frac{\omega_2}{\omega_d} \cdot \frac{1,1 - \omega_d/\omega_1}{1,175 - \omega_d/\omega_1} - 1 \right)^2, \quad (3.81)$$

или
$$\zeta_{д2} = \zeta_{д3} (\omega_d/\omega_2)^2 = \zeta_{д1} (\omega_1/\omega_2)^2. \quad (3.82)$$

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

В табл. 3.18 представлены ε и ζ_2 , вычисленные по (3.80) и (3.81) 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.

Таблица 3.18

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

Тип сужающего устройства	Коэффициенты	ω_d/ω_1						
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8
Диафрагма	ε	0,613	0,618	0,623	0,631	0,642	0,636	0,713
	ζ_2	235	49,2	18,8	8,8	4,4	2,34	0,55
Сопло	$\varphi_{пот}$	0,86	0,72	0,58	0,44	0,30	0,16	—
	ζ	90	17	6	2,5	1,2	0,6	—
Сопло Вентури	$\varphi_{пот}$	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	$\varphi_{пот}$	0,125	0,081	0,07	0,061	—	—	—
	ζ	12,7	2,03	0,75	0,36	—	—	—
Труба Вентури	$\varphi_{пот}$	0,13	0,10	0,08	0,06	0,04	0,03	—
	ζ	16	3,2	1,2	0,5	0,24	0,12	—

4. Вход в трубу. Коэффициент сопротивления для входа в трубу через диафрагму из резервуара значительных размеров, согласно (3.81) и (3.82), при $\omega_d/\omega_1 = 0$

$$\zeta_{вх} = \left(\frac{\omega_2}{0,611 \omega_d} - 1 \right)^2. \quad (3.83)$$

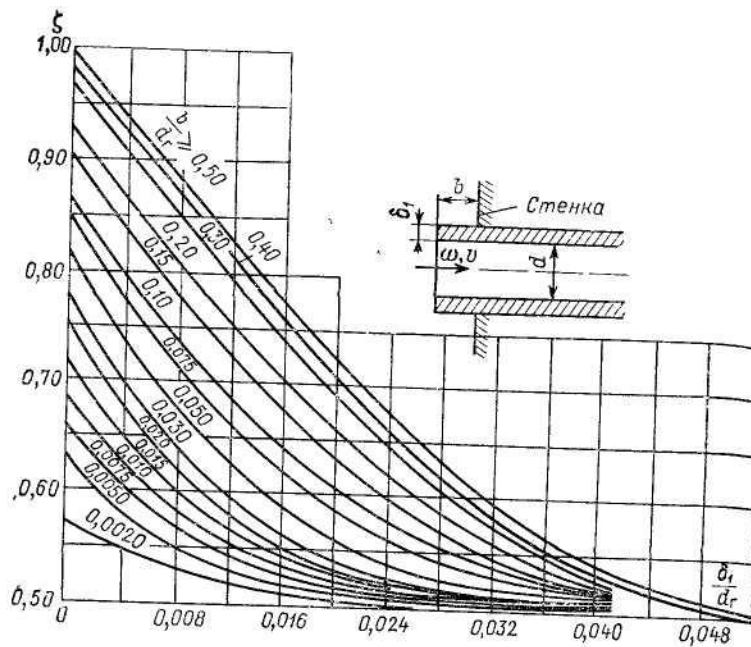


Рис 3.7. Значения коэффициента сопротивления входа в трубу d_r — гиравический диаметр, равный для круглой трубы d

Коэффициент сопротивления входа потока в прямую трубу зависит от относительной толщины δ_1/d_r стенки входной кромки трубы и относительного расстояния b/d_r от обреза трубы до стенки, в которую она заделана (рис. 3.7).

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

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

Малое сопротивление $\zeta_{вх} = 0,03$ создается при плавном входе, очерченном по дуге круга $r > 0,16d_r$, или коническом входе $\zeta_{вх} = 0,11$ при угле сужения $\alpha = 40^\circ$ и относительной длине сужающего участка $l \geq 0,5d_r$.

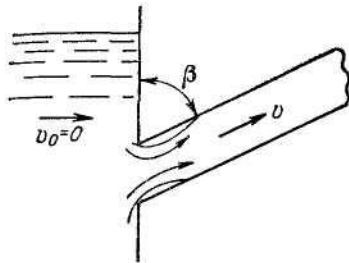
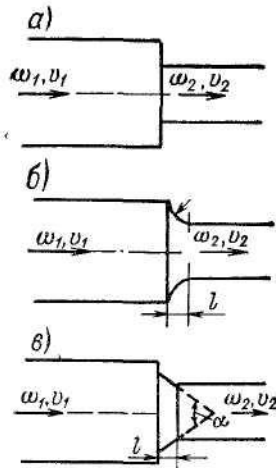


Рис. 38. Схема входа под углом к торцевой стенке

Рис. 39. Схемы внезапных сужений трубопроводов
 а — кромка входа тупая, б — кромка входа закруглена, в — кромка входа срезана под углом



При заделке входного участка в торцевую стенку под углом β (рис. 38) коэффициент сопротивления определяется по формуле Вейсбаха:

$$\zeta_{вх} = 0,5 + 0,3 \cos \beta + 0,2 \cos^2 \beta. \quad (3.84)$$

5. Внезапное сужение (рис. 3.9). Коэффициент сопротивления внезапного сужения, отнесенный к скорости v_2 , выражается зависимостью

$$\zeta_{в.с} = \zeta_{вх} (1 - \omega_2/\omega_1), \quad (3.85)$$

где $\zeta_{вх}$ берется по данным п. 4 в зависимости от условий входа (рис. 3.7). Так, например, если кромка входа тупая, то $\zeta_{вх} = 0,5$; если она срезана под углом α , то $\zeta_{вх}$ зависит от α :

α , град	10	20	40	60	80	100	140
$\zeta_{вх}$	0,20	0,12	0,10	0,10	0,15	0,20	0,30

6. Конфузоры (рис. 3.10, а). Коэффициент сопротивления конфузора, отнесенный к скорости v_2 , определяется как для внезапного сужения со срезанной под углом α кромкой входа:

$$\zeta_{к} = f(\alpha) (1 - \omega_2/\omega_1) + \zeta_{тр}, \quad (3.86)$$

где $f(\alpha)$ — определяется по приведенным в п. 5 данным [4]; $\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления трению:

$$\zeta_{тр} = \lambda [1 - (\omega_2/\omega_1)^2] / (8 \sin \alpha / 2); \quad (3.87)$$

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

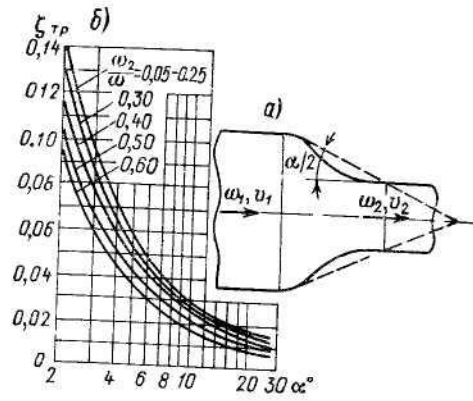


Рис 3.10 Схемы конфузоров (а) и график для расчета коэффициента сопротивления трению в диффузорах и конфузорах (б)

Значения $\zeta_{тр}$ при $\lambda = 0,02$ приведены на рис. 3.10, б

7. Диффузоры. Коэффициент сопротивления диффузора, отнесенный к скорости перед ним, определяется по формуле

$$\zeta_{диф} = 3,2k (\operatorname{tg} \alpha/2)^{1,25} (1 - \omega_1/\omega_2)^2 + \zeta_{тр}, \quad (3.88)$$

где для конических диффузоров с углами расширения в пределах $0 < \alpha < 40^\circ$ коэффициент $k = 1$, а для пирамидальных диффузоров с расширением в двух плоскостях

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } 4^\circ < \alpha < 12^\circ \quad k = 0,66 + 0,11\alpha^\circ, \\ \text{при } 12^\circ < \alpha < 40^\circ \quad k = 2,32 - 0,0275\alpha^\circ; \end{array} \right\} (3.89)$$

$\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления трению, выражаемый (3.87)

Коэффициенты сопротивления переходных участков, у которых прямоугольное сечение с небольшим отношением сторон ($a/b \leq 2,0$) переходит в круглое или наоборот, могут быть определены по данным для диффузоров прямоугольного сечения с эквивалентными углами расширения. Эквивалентный угол $\alpha_э$ находится из выражения [68]

$$\operatorname{tg} \alpha_э/2 = \pm (2 \sqrt{ab/\pi} - D)/(2l_{диф}), \quad (3.90)$$

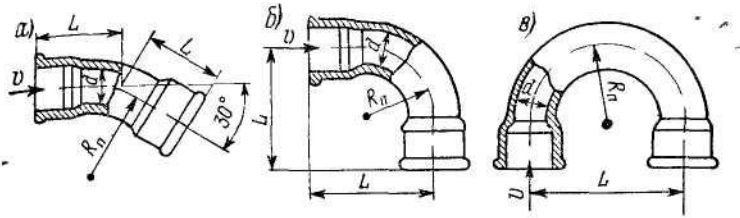


Рис 3 11 Схемы стандартных чугунных отводов на резьбе
 a — на угол $\alpha < 90^\circ$, b — на угол $\alpha = 90^\circ$ $в$ — на угол $\alpha = 180^\circ$

где для перехода круга диаметром D в прямоугольник $a \times b$ принимается знак «плюс» (+), а для перехода прямоугольника $a \times b$ в круг диаметром D — знак «минус» (-).

8. Сварные стыки. Коэффициенты сопротивления таких стыков зависят от технологии сварки и могут быть определены по данным табл 3 19

Таблица 3 19

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

Виды стыков	Диаметр трубы мм							
	200	300	400	500	600	700	800	900
С накладными котыцами ($\delta = 5$ мм) и Электродуговые и контактные ($\Delta_э = 3$ мм)	0 06	0 03	0 018	0 013	0 009	0 007	0 006	0 005
	0 026	0 135	0 009	0,006	0 004	0 0028	0 0023	0 002

9. Отводы. Коэффициенты сопротивления стандартных чугунных отводов на резьбе (рис 3 11), отнесенные к скорости v , могут быть взяты из табл 3 20, с острыми кромками на повороте (рис 3 12, a) — из табл 3 21.

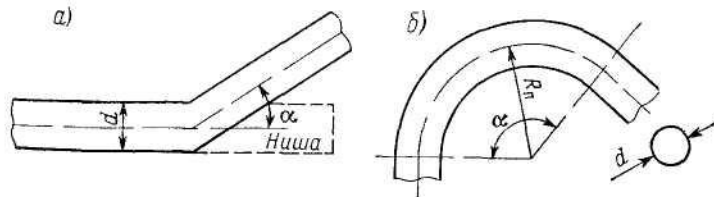


Рис 3 12 Расчетные схемы
 a — колена, b — поворота

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

Таблица 3.20

Значения ζ для чугунных отводов на резьбе (рис. 3.11)

Угол отвода	30°		45°		90°		90°, $R_n/d = 1,36-1,67$		90°, $R_n/d = 2-2,13$		180°	
	L, мм	ζ	L, мм	ζ	L, мм	ζ	L, мм	ζ	L, мм	ζ	L, мм	ζ
1/2	30	0,81	36	0,73	30	2,19	45	1,2	55	0,82	38	1,23
1	44	0,52	52	0,38	40	1,98	63	0,8	85	0,53	102	0,70
1 1/2	56	0,32	68	0,27	55	1,6	85	0,81	116	0,53	102	0,65
2	66	0,19	81	0,23	65	1,07	98	0,58	140	0,35	127	0,58

Таблица 3.21

Значения ζ для колена с острыми кромками на повороте (см. рис. 3.12, а)

α	20	30	45	60	75	90	110	130	150	180
ζ_k	0,125	0,155	0,318	0,555	0,806	1,19	1,87	2,60	3,2	3,6

10. Повороты (рис. 3.12, б). При повороте потока на угол α коленом круглого сечения коэффициент сопротивления можно найти по выражению [4]:

$$\zeta = [0,2 + 0,001 (100\lambda)^8] \sqrt{d/R_n} f(\alpha), \quad (3.91)$$

где значения $f(\alpha)$ зависят от угла α :

α°	20	30	40	50	60	70	80
$f(\alpha)$	0,4	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95
α°	90	100	120	140	160	180	
$f(\alpha)$	1,0	1,05	1,13	1,2	1,27	1,33	

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

$$\zeta_k = 0,008\alpha^{0,75} (d/R_n)^{0,6}, \quad (3.91a)$$

где d/R_n — отношение диаметра трубы к радиусу закругления.

В табл. 3.22 даны коэффициенты сопротивления для угольников, а в табл. 3.23 — для компенсаторов.

Таблица 3.22

$d_{\text{нп}}$, мм	13	19	25	32	38	50	63	75	100
$R_{\text{н}}/d$	1,38	1,08	0,88	0,81	0,79	0,72	0,70	0,68	0,64
ζ	0,88	1,0	1,05	1,10	1,13	1,14	1,15	1,17	1,22

Таблица 3.23

диаметр d , мм	50	100	200	300	400	500
Линейный гладкий, $R_{\text{н}}/d=6$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6
Линейный с фальцами, $R_{\text{н}}/d=5$	—	2,2	2,5	2,8	3,1	3,5
Линейные из волнистой трубы $R_{\text{н}}/d=5$	3,0	3,3	3,7	4,2	4,6	5,0
Полосный	2,0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9

Для змеевиков ($R_{\text{н}}/d \geq 3$) с любым углом поворота α°

$$\zeta = 0,0175\alpha^\circ (R_{\text{н}}/d) (A/\text{Re}^n) (d/2R_{\text{н}})^m, \quad (3.92)$$

где при изменении $\text{Re} \sqrt{d/2R_{\text{н}}}$ от 50 до 600 имеем: $A = 20$, $n = 0,65$ и $m = 0,175$; от 600 до 1400 — $A = 10,4$, $n = 0,55$ и $m = 0,225$, от 1400 до 5000 — $A = 5$, $n = 0,45$ и $m = 0,275$.

11. Задвижки. Значения коэффициентов сопротивления в зависимости от степени открытия h/d для простых задвижек и задвижек Лудло даны в табл. 3.24, а для задвижек типа «Москва» и чугунных параллельных задвижек — на рис. 3.13.

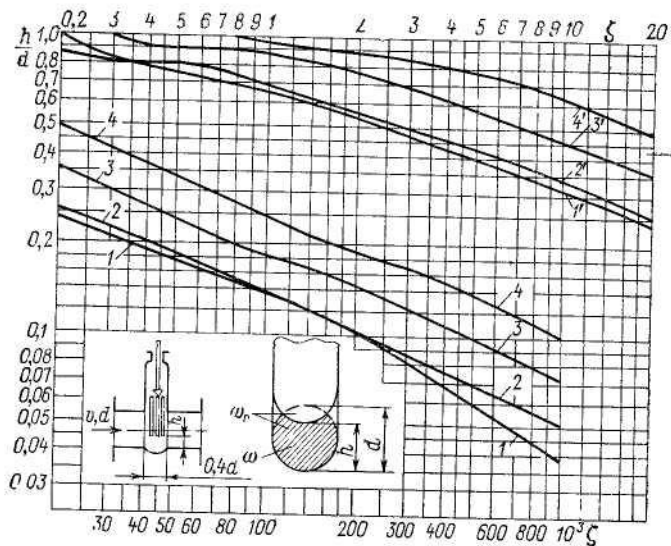


Рис. 3.13 Зависимость коэффициентов сопротивления задвижки «Москва» и параллельной чугунной задвижки от степени их открытия
 1—чугунная параллельная задвижка шириной $0,4d$ при $d/d_T=1,0$; 2—то же, при $d/d_T=1,25$, 3—то же, при $d/d_T=1,5$ 4—задвижка «Москва», d —диаметр прохода задвижки, d_T —диаметр трубопровода.
 Кривые 1'—4' соответствуют $\zeta \leq 20$, а 1—4— $\zeta > 20$

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

$$\zeta = (5 \div 6,25) (\omega_2/\omega_1 - 1)^2 \operatorname{tg} \alpha/2, \quad (3.93)$$

где α —центральный угол конусности.

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

$$\omega/\omega_n = 1,25 (h/d) - 0,25 (h/d)^2, \quad (3.93a)$$

где ω_n —площадь при полностью открытой задвижке.

12. Дроссельный затвор (рис. 3.14, а), пробковый кран (рис. 3.14, б) и захлопка (рис. 3.14, в). Значения коэффициентов сопротивления в зависимости от угла поворота φ , показанного на схемах (рис. 3.14), приведены в табл. 3.25, а для конусного крана — на рис. 3.15.

Таблица 324

Коэффициенты сопротивления задвижек и прямогочного вентилля, отнесенные к скорости в сечении перед задвижкой, при различных степенях открытия

Тип задвижки	Значения h/d									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Простая, без выемки для клапана . . .	160	35	10	4,6	2,1	0,98	0,44	0,17	0,06	0,05
Луцло, с выемкой для клапана	200	33	11	4,7	2,35	1,23	0,67	0,31	0,11	0,05
То же, концевая	200	36	14,2	7,1	3,85	2,3	1,4	0,75	0,21	0,11
То же, $d_T/d=1,25$	200	34	12,5	6,5	3,65	2,15	1,35	0,71	0,24	0,07
То же, $d_T/d=1,5$	200	33	12,5	6,1	3,15	1,85	1,10	0,58	0,18	0,05
То же, с полым кольцом на клапане	400	43	12,8	5,3	2,48	1,19	0,51	0,22	0,08	0,03
То же, концевая	3900	260	70	22	8,7	4,0	1,85	0,78	0,15	0
Вентиль*										
$d=38$ мм	—	12	4,4	2,6	2,0	1,7	1,5	1,3	—	1,11
$d=200$ мм	—	13	5,8	3,2	2,0	1,4	1,0	0,8	—	0,50

Примечания: 1 Для кольцевых задвижек, установленных на выходе из сети, значения ξ не учитывают потерю скоростного давления на выходе

2 Значения ξ задвижки в конфузорио-диффузионном переходе не учитывают погери в нем

Коэффициент сопротивления круглого дроссельного клапана

$$\xi = [(0,43 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi)]^2. \quad (3.94)$$

13. Вентиль с косым затвором (рис. 3.16). В табл. 3.24 даны коэффициенты сопротивления, отнесенные к скорости v , для двух диаметров $d = 38$ и 200 мм.

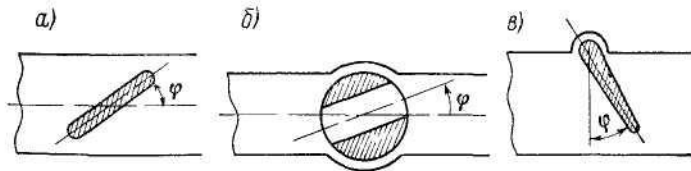


Рис. 3.14 Расчетные схемы

а — дроссельного затвора, б — пробкового крана, в — захлопки

Значения ξ для дроссельного затвора, пробкового крана и захлопки

Параметры	Угол φ , град										
	5	10	15	20	25	30	40	50	60	70	
ξ	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	10,8	32,6	118	256	751
$\omega/\omega_{\text{п}}$	0,91	0,83	0,74	0,66	0,58	0,50	0,36	0,23	0,13	0,09	0,06
ξ	0,28	0,45	0,77	1,34	2,16	3,54	10,3	24,9	77,4	158	468
$\omega/\omega_{\text{п}}$	0,93	0,85	0,77	0,69	0,60	0,52	0,35	0,19	—	—	При 67° закрыт
ξ	0,05	0,31	0,88	1,84	3,45	6,15	20,7	95,3	—	—	—
$\omega/\omega_{\text{п}}$	0,93	0,85	0,77	0,69	0,61	0,53	0,38	0,25	0,14	0,09	При 82° закрыт
ξ	0,05	0,29	0,75	1,56	3,10	5,47	17,3	52,6	206	—	—
ξ	—	—	90	62	42	30	14	6,6	3,2	2,3	1,7

Захлопка

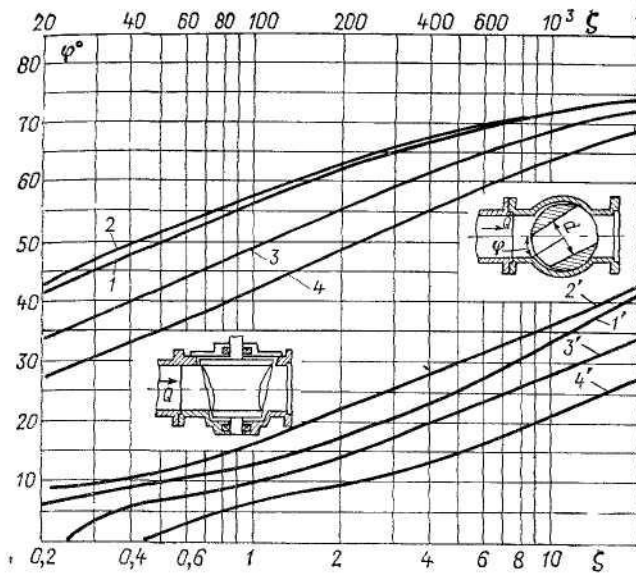


Рис. 3.15 Зависимость коэффициентов сопротивления конусного крана (угол конусности $13^{\circ}40'$) вместе с конфузorno-диффузорным переходом (угол конфузора 40° , угол диффузора 7°), отнесенных к скорости в трубопроводе диаметром d_T
 1— $d_T/d=1,0$, за краном нет трубопровода; 2— $d_T/d=1,0$, за краном имеется трубопровод; 3— $d_T/d=1,25$, за краном имеется трубопровод; 4— $d_T/d=1,5$, за краном имеется трубопровод. Кривые 1'—4' соответствуют $\zeta \leq 20$, а 1—4 отвечают $\zeta > 20$

14. Шаровые затворы (рис. 3.17). 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. 3.17.

15. Сегментные затворы (рис. 3.18). По кинематике и конструкции они являются сочетанием шарового за-

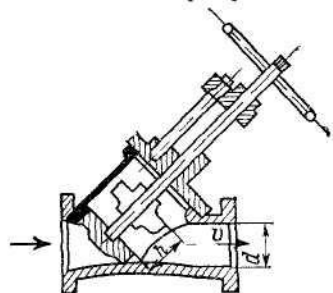


Рис. 3.16. Вентиль с косым затвором

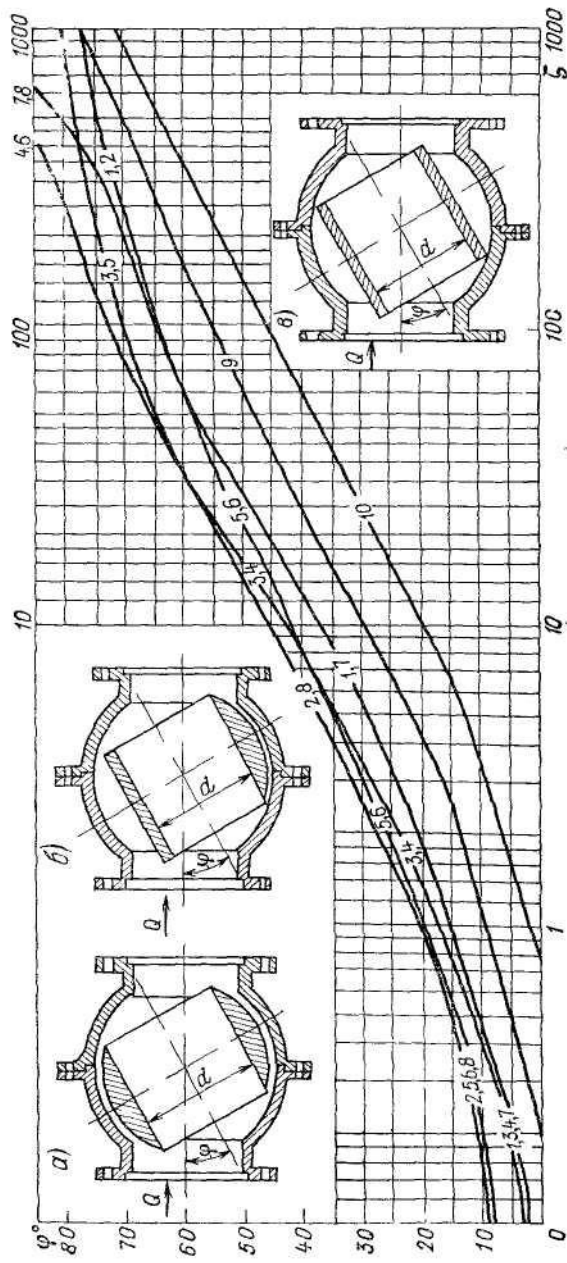


Рис 3 17 Схемы и коэффициенты сопротивления шарового затвора вместе с конфузором-диффузорным переходом (угол конфузора 40° , угол диффузора 7°), отнесенные к скорости к затвору в трубопроводе диаметром d_T . Кривые 1-8 при $d_T/d=1$. 1-кран с двусторонним уплотнением, за затвором нет трубовода, 2^1 -кран тот же, за затвором нет трубопровода, 2^2 -кран тот же, за затвором нет трубопровода, 3 -кран с односторонним уплотнением за затвором нет трубовода 4-условия те же, поток обратный, 5-кран тот же за затвором трубовод 6-условия те же, поток обратный 7-сферический кран за затвором нет трубопровода, 8-кран тот же, за затвором трубовод, 9-условия те же, при $d_T/d=1,25$, 10-условия те же, при $d_T/d=1,5$

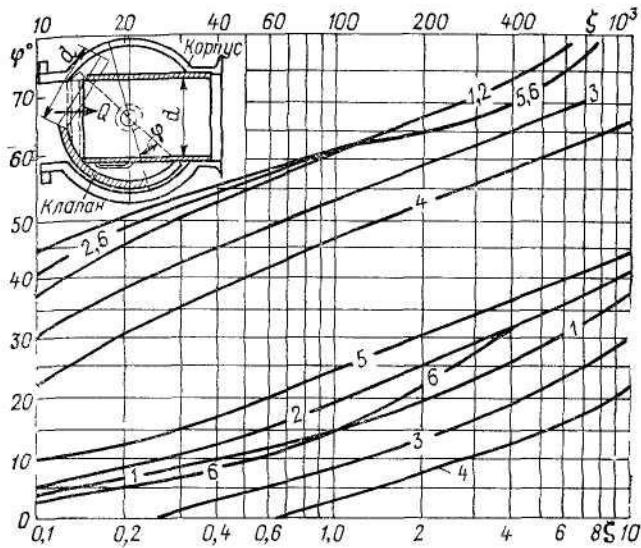


Рис. 3.18 Схема и коэффициенты сопротивления сегментного затвора вместе с конфузорно-диффузорным переходом (угол конфузора 40° , угол диффузора 7°), отнесенные к скорости в трубопроводе диаметром d_T . 1 — $d_T/d=1,0$, поток прямой, за затвором нет трубопровода, 2 — $d_T/d=1,0$, поток прямой, за затвором трубопровод, 3 — $d_T/d=1,25$, поток прямой, за затвором трубопровод, 4 — $d_T/d=1,5$, поток прямой, за затвором трубопровод, 5 — $d_T/d=1,0$, поток обратный, за затвором трубопровод, 6 — $d_T/d=1,0$, поток обратный, за затвором нет трубопровода. Нижние кривые соответствуют $\xi \leq 10$, верхние $\xi > 10$

твора и задвижки с очкообразным клапаном, т. е. клапаном, имеющим кольцо с внутренним диаметром d . Коэффициенты сопротивления даны на рис. 3.18.

16. Вальцовые затворы (рис. 3.19). Они имеют по два вальца диаметром d_a , 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 представлены на рис. 3.19.

17. Цилиндрические затворы. Цилиндрический затвор с упорным конусом (рис. 3.20, а) и выпускной трубой диаметром $D > d$ (где d — диаметр напорной трубы

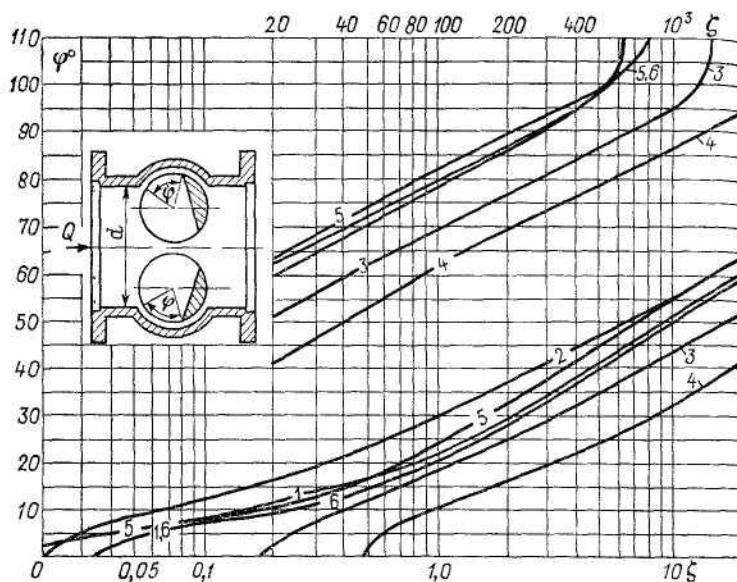


Рис. 3 19. Схема и коэффициенты сопротивления вальцового затвора вместе с конфузорно-диффузорным переходом (угол конфузора 40° , угол диффузора 7°), отнесенные к скорости в трубопроводе диаметром d_T . Обозначения см рис. 3.18. Нижние кривые соответствуют $\xi \leq 20$, верхние — $\xi > 20$

затвора) обладает сравнительно большим коэффициентом сопротивления (табл. 3.26), чем подобный же затвор с присоединенным к нему обтекателем (рис. 3.20, б и табл. 3 27).

18. Другие типы запорных устройств. Значения коэффициентов сопротивления их приведены в табл. 3.28 и 3.29.

Коэффициенты сопротивления, отнесенные к скорости в проходном сечении $\omega_{пр}$, при $Re_{пр} > 10^2$ для углового регулирующего клапана $\xi_{пр} \approx 1$, а для двухседельного регулирующего клапана изменяются от 2,5 до 0,8 при изменении $\omega_{пр}/\omega_{усл}$ от 0,734 до 0,065 ($\omega_{усл}$ — площадь сечения условного прохода).

19. Клапаны (рис. 3.21). Коэффициенты сопротивления клапанов, отнесенные к скоростям на подходе к ним, можно определять по формулам Баха:

а) для тарельчатого (рис. 3.21, а)

$$\xi = 0,55 + 4(b/d - 0,1) + 0,155(d/h)^2; \quad (3.95)$$

Таблица 3.26

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

$\alpha = 120^\circ$

D/d	Значения s/d									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1,5	8,98	3,80	2,50	2,01	1,83	1,750	1,710	1,68	1,680	1,68
1,75	9,34	3,74	2,09	1,59	1,26	1,126	1,067	1,03	1,001	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	2,06	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	1,06

$\alpha = 90^\circ$

D/d	Значения s/d							
	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
1,5	1,81	1,62	1,480	1,40	1,35	1,29	1,28	1,60
1,75	1,55	1,26	1,124	1,04	0,95	0,90	0,86	0,834
2,0	1,53	1,19	1,120	1,035	0,96	0,91	0,88	0,840
2,5	1,58	1,34	1,208	1,12	1,03	0,98	0,94	0,918
3,0	1,66	1,44	1,280	1,18	1,09	1,04	0,99	0,980
∞	2,08	1,78	1,560	1,43	1,337	1,26	1,22	1,190

Таблица 3.27

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

Формы обтекаемого тела	D/d	Значения s/d									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\alpha_1 = 90^\circ$ $\alpha_2 = 30^\circ$	1,5	13,02	3,10	1,04	0,505	0,39	0,345	0,325	0,32	0,315	0,315
	1,75	13,80	3,08	1,45	0,65	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	0,52	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

$\frac{s}{d}$	Значения D/d при											
	$\alpha_1=120^\circ, \alpha=30^\circ$					$\alpha_1=90^\circ, \alpha=60^\circ$			$\alpha=60^\circ, \alpha_2=30^\circ$			
	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	1,5	1,75	2,0	2,5
0,1	0,75	0,97	1,18	1,38	1,50	1,05	1,49	1,66	1,03	1,59	1,88	2,40
0,5	0,61	0,79	0,95	1,12	1,23	0,81	1,12	1,32	0,60	1,01	1,25	1,48
0,6	0,54	0,69	0,83	0,99	1,08	0,67	0,95	1,10	0,41	0,50	0,88	1,20
0,7	0,50	0,64	0,77	0,91	1,0	0,60	0,86	0,99	0,34	0,53	0,74	1,0
0,8	0,48	0,61	0,74	0,89	0,96	0,55	0,80	0,9	0,30	0,45	0,64	0,89

Таблица 3.28

Коэффициенты сопротивления, отнесенные к подходной скорости, для стандартного вентиля с делительной стенкой под углом 45° , вентиля «Косва» с суженным на 30% сечением седла и прямогочного вентиля при полном открытии в зависимости от диаметра d

Тип вентиля	Диаметр d , мм									
	13	20	40	80	100	150	200	250	300	350
Стандартный	10,8	8,0	4,9	4,0	4,1	4,4	4,7	5,1	5,4	5,5
«Косва»	—	—	—	3,4	2,2	1,86	1,65	1,5	1,4	1,3
Прямочный	1,44	1,16	0,82	0,58	0,5	0,4	0,36	0,32	0,3	0,28

Таблица 3.29

Значения ζ для некоторых типов запорных устройств при полном открытии в сети

Тип запорного устройства	ζ
Вентиль «Рей»	3,4
» штампованный	7,8
Задвижка клинкетная	0,2
» паровая с рычажным затвором	0,75
» с распорным грибом и выдвижной трубой	0,1
То же, при $d/d_{суж}=1,2-1,8$	0,3-0,2
Задвижка Лудло с симметричным переходом $d_c/d=0,67$	0,36
То же, при $d_{суж}/d=0,75-0,8$	0,19
Вентиль «Косва» с полным сечением седла	1,6-2,2
Вентиль стандартный с вертикальной делительной стенкой $d=13-50$ мм	16-7

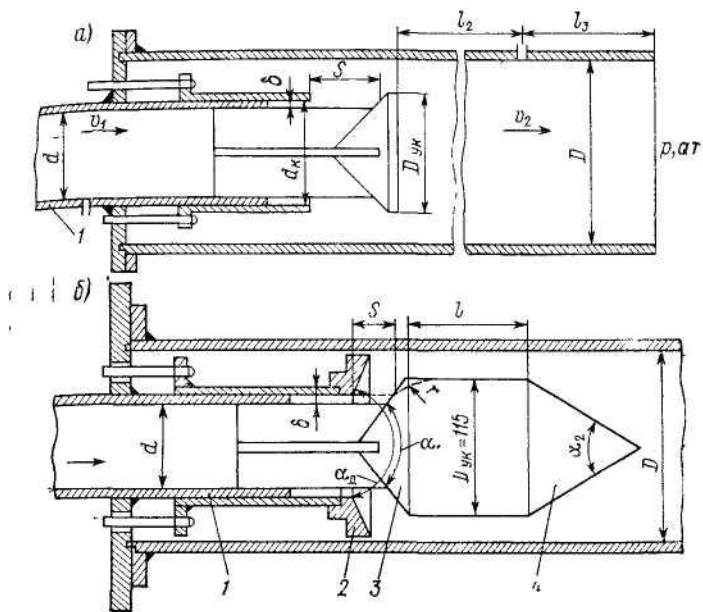


Рис. 320 Цилиндрический затвор в напорной трубе 1
 а — с упорным конусом и выпускной трубой; б — с обтекателем 4 за упорным конусом 3 и блендой 2 на клапане

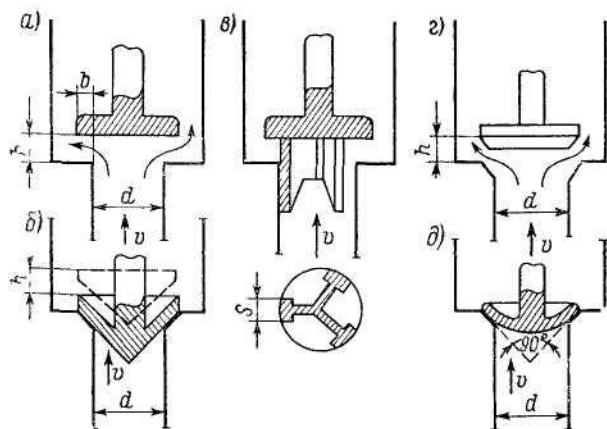


Рис. 321 Схемы клапанов
 а — тарельчатого; б — тарельчатого с нижним направлением, в и г — конусоо, в — штирового

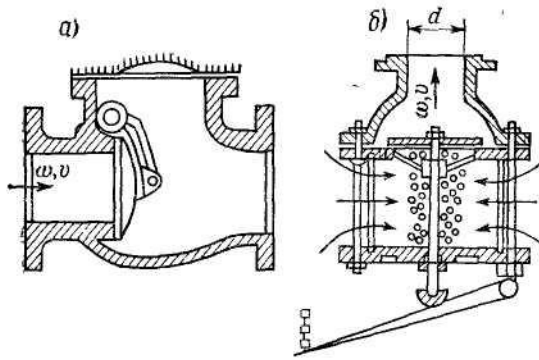


Рис. 3.22 Обратный клапан (а) и всасывающий клапан с сеткой (б)

б) для конусного (рис. 3.21, в)

$$\xi = 0,6 + 0,15 (d/h)^2; \quad (3.96)$$

в) для тарельчатого с нижним направлением (рис. 3.21, б)

$$\xi = (10,7 - 11,4\omega/\omega_0) [0,55 + 4(b/d - 0,1)] + 1,73 d^2/[h(\pi d - is)]^2, \quad (3.97)$$

где i — число ребер; s — ширина ребра; ω — истинная площадь прохода ($\omega/\omega_0 = 0,8 \div 0,87$);

г) для конусного (рис. 3.21, г) и шарового (рис. 3.21, д)

$$\xi = (2,7 \div 2,6) - 0,8 (d/h) + 0,14 (d/h)^2. \quad (3.98)$$

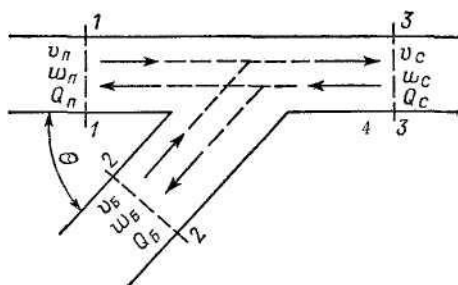
20. Обратный клапан (рис. 3.22, а) и всасывающий клапан с сеткой (рис. 3.22, б). Коэффициенты сопротивления их, отнесенные к скорости v , даны в табл. 3.30.

Таблица 3.30

Значения ξ для обратного ($\xi_{об.к}$) и всасывающего ($\xi_{в.к}$) клапанов

Коэффициенты	d , мм						
	40	70	100	200	300	500	750
$\xi_{об.к}$	1,3	1,4	1,5	1,9	2,1	2,5	,9
$\xi_{в.к}$	12	8,5	7,0	4,7	3,7	2,5	1,6

Рис. 3.23. Расчетная схема тройника



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

21. Тройники (рис. 3.23). Потери напора для отходящего потока h_b , направляющегося в ответвление, или для расхода, присоединяемого из ответвления, можно выразить через коэффициент ζ_b и среднюю скорость v_c общего (суммарного — до разделения или после слияния) потока:

$$h_b = \zeta_b v_c^2 / (2g). \quad (3.99)$$

Потери напора для проходного потока при разделении в тройнике или для расхода в прямом проходе при слиянии потоков также выразим через коэффициент ζ_n и среднюю скорость суммарного расхода:

$$h_n = \zeta_n v_c^2 / (2g). \quad (3.100)$$

При соединении потоков, по исследованиям В. П. Зубова, имеем:

$$\zeta_n = (2 - Q_b/Q_c) Q_b/Q_c - (1,4 - Q_b/Q_c) (Q_b/Q_c)^2 \sin \theta - 2c_n Q_b \omega_c \cos \theta / (Q_c \omega_b), \quad (3.101)$$

где при $Q_b/Q_c \leq 0,6$ и $\omega_b/\omega_c > 0,35$ коэффициент $c_n = 0,5$; в остальных случаях $c_n = 0,8 Q_b/Q_c$;

$$\zeta_b = \tau_{b,c} [2 (2 - Q_b/Q_c) Q_b/Q_c - 1 + (Q_b/Q_c)^2 \cdot (\omega_c/\omega_b - 2 \cos \theta) \omega_c/\omega_b], \quad (3.102)$$

где при $\omega_b/\omega_c \leq 0,35$ коэффициент $\tau_{b,c} = 1,0$, а при $\omega_b/\omega_c > 0,35$ и $Q_b/Q_c \geq 0,4$ коэффициент $\tau_{b,c} = 0,55$, если же $\omega_b/\omega_c > 0,35$ и $Q_b/Q_c \leq 0,4$, то $\tau_{b,c} = 0,9 (1 - Q_b/Q_c)$.

При делении потоков:

$$\xi_n = 0,35 (Q_6/Q_c)^2, \quad (3.103)$$

$$\xi_6 = \tau_{6.д} \{1 + [Q_6\omega_6/(Q_c\omega_6) - 2 \cos \theta] Q_6\omega_c/(Q_c\omega_6)\}, \quad (3.104)$$

где при $\omega_6/\omega_c \leq 0,35$, $Q_6/Q_c \geq 0,4$ коэффициент $\tau_{6.д} = 0,85$, если же $Q_6/Q_c \leq 0,4$, то $\tau_{6.д} = 1,1 - 0,7Q_6/Q_c$, а при $\omega_6/\omega_c > 0,35$ и $Q_6/Q_c > 0,6$ коэффициент $\tau_{6.д} = 0,6$; если же $Q_6/Q_c \leq 0,6$, то $\tau_{6.д} = 1 - 0,65Q_6/Q_c$.

Формулы (3.102) и (3.104) при $\omega_6/\omega_c = 1$ и $Q_6/Q_c = 1$ переходят в формулы для определения коэффициентов сопротивления угольника и угольника с нишей:

$$\xi_{уг} = 1,1 (1 - \cos \theta), \quad (3.105)$$

$$\xi_{уг.н} = 1,2 (1 - \cos \theta). \quad (3.106)$$

При некоторых отношениях расходов Q_6/Q_c коэффициент ξ_n при делении потоков может оказаться отрицательным, что свидетельствует о возрастании удельной энергии проходного потока. Это объясняется тем, что при разделении потока в боковое ответвление отходит часть медленно текущего слоя, прилегающего к стенке, и проходной расход до деления обладает большей удельной энергией, чем общий расход.

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

23. Внутренние водостоки зданий (рис. 3.24). Коэффициенты сопротивления их приведены в табл. 3.31.

Таблица 3.31

Значения местных ξ для фасонных частей
внутренних водостоков зданий

Схема на рис. 3.24	Тип фасонной части	ξ
а	Воронка водосточная для не заливаемых водой кровель	1,6
б	с коллаком диаметром 250 мм	1,5
в	То же, с коллаком 360 мм	1,5
г	Воронка водосточная для заливаемых водой кровель	1,6
д	с коллаком диаметром 360 мм	1,6
е	Отвод 90° чугунный канализационный или водопроводный	0,65
ж	Отвод 135°	0,45
з	Отступ чугунный канализационный	1,0
и	Тройник прямой или косой «на проход»	0,25
к	То же, прямой «на поворот»	0,9
л	» косой 45° «на поворот»	0,8
м	Крестовина косая	1,2
н	Загвор гидравлический чугунный	1,5
о	То же, стальной сварной	2,0
п	Выпуск (в колодец или открытым)	1,0

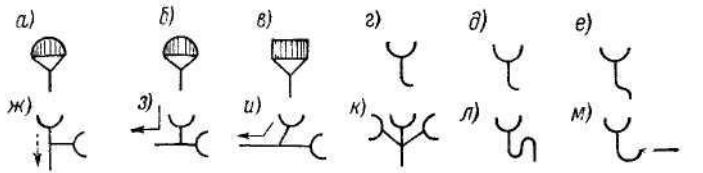


Рис 3.24 Схемы деталей внутренних водостоков зданий

24. Насадки. Потери напора в насадках определяют по формуле

$$h_{\text{н}} = sQ^2. \quad (3.107)$$

Значения сопротивления s приведены в табл. 3.32.

Таблица 3.32

Значения s для насадок по (3.107)

	Пожарные насадки диаметром, мм					
	19	22	25	28	32	35
$s, \text{ м (с/л)}^2$	0,66	0,367	0,223	0,14	0,084	0,06

	Спринклеры в виде насадки шпильного типа с держателем (применяемые в биофильтрах) диаметром отверстия, мм									
	12,7	14,3	15,9	17,5	19,0	20,6	22,2	23,8	25,4	
$s, \text{ м (с/м)}^2$	4560	3040	1910	1230	796	516	314	241	172	

	Брызгальные насадки (тангенциальные сопла) $d_1 \times d_2$, где d_1 — диаметр входа, d_2 — диаметр выхода						
	бутылочного типа при напоре 3–7 м				эвольвентного типа при напоре 5–10 м		
	20×10	32×16	50×25	50×30	19×10	50×25	100×50
$s, \text{ м (с/л)}^2$	17,7–14	1,65–2,14	0,5–0,56	0,28–0,33	51–40	0,96–0,91	0,063–0,068

Для спринклеров с металлическим замком и диаметром отверстия 12,7 мм и спринклеров типа СП-52 с диаметром отверстия 11,5 мм сопротивление $s = 5,95 \div 5,92 \text{ м(с/л)}^2$. Для дренчеров лопаточного и розеточного типов с диаметром отверстия 10 и 7 мм соответственно s равно 17,24 и 82,6 м(с/л)^2 .

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

Вход в байпас	0,6
Выход из байпаса	1,4
Два сварных колена $0,26 \times 1,5 \times 2$	0,8
Затвор	0,2
Итого	$\zeta = 3,0$

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.

Таблица 3.33

Гидравлические сопротивления байпасов

	$d_{\text{байп}}, \text{ мм}$						
	80	100	125	150	200	250	300
$s = h/Q^2, \text{ с}^2/\text{л}^5$	6100	2480	1020	490	156	63,5	33,6
$d_{\text{обр. кл}}, \text{ мм}$	400	{ 500 600	—	800	1000	—	—

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 (3.107) в табл. 3.37 указаны значения сопротивлений s .

Таблица 3.34

Гидравлические сопротивления гасителей

Показатели	$d_{тр}$, мм			
	300-700	800-900	1000	1200
Количество гасителей, шт.	1	2	1	2
$d_{гас}$, мм	200	200	350	350
$s = h/Q^2$, $с^2/м^5$	103	25,8	11,1	2,8

Таблица 3.35

Данные о крыльчатых водомерах с вертикальной осью вертушки

Показатели	Калибр водомера, мм								
	10-13	15	20	30	40	50	60	80	100
Характерный расход (при потере напора в водомере 10 м вод. ст.), $м^3/ч$	2	3	5	10,0	20	30	40	50	100
Допустимая нагрузка при работе 24 ч в сутки, $м^3/ч$	0,3	0,5	0,8	1,7	3,3	5,3	7,0	8,6	17,0
Временная допустимая нагрузка, $м^3/ч$	1,0	1,5	2,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	50,0
Наименьшая допустимая нагрузка, $м^3/ч$	0,09	0,15	0,25	0,5	1,0	—	—	—	—
Величина сопротивления s для определения потерь напора по формуле $h = sQ^2$, где Q — расход в $л/с$, h — в м	32	14,4	5,1	1,3	0,32	0,144	0,081	0,05	0,013
Коэффициент ξ	3,93	8,8	10,0	12,7	10,0	—	—	—	—

Таблица 3.36

Данные о водомерах с горизонтальной осью вертушки

Показатели	Калибр водомера, мм					
	50	80	100	150	200	250
Характерный расход (при потере напора в водомере 10 м вод. ст.), $м^3/ч$	70	250	440	1000	1700	2600
Допустимая нагрузка при работе 24 ч в сутки, $м^3/ч$	13	46	73	158	270	416
Временная допустимая нагрузка, $м^3/ч$	22	80	140	380	550	820
Наименьшая допустимая нагрузка, $м^3/ч$	3,5	6,0	11,0	15,0	26	50
Величина сопротивления s для определения потерь напора по формуле $h = sQ^2$ в $с^2/м^5$	$26,5 \cdot 10^3$	2070	675	130	45,3	19,4
Коэффициент ξ	2,0	1,02	0,82	0,80	0,88	0,92

Таблица 3.7

Значения ζ для гидрантов и колонок, $\text{с}^2/\text{м}^5$

Характер сопротивлений	Гидрант и колонка ленинградского типа	Гидрант и колонка московского типа		
		подземный гидрант	надземный гидрант	
На один штуцер {	гидрант	—	1 600	—
	колонка	—	19 000	—
	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

28. Клапаны противопожарных систем. Потери напора в контрольно-сигнальных клапанах и в клапанах группового действия определяют по (3.107) при значениях ζ , взятых из табл. 3.38.

Таблица 3.38

Значения ζ для контрольно-сигнальных клапанов

Тип клапана	Диаметр, мм	Сопротивление, $\text{с}^2/\text{м}^5$
Водяной:		
ВС-150	150	860
ВС-100	100	3 020
Воздушно-водяной:		
ВВ-150	150	2 080
ВВ-100	100	7 280
Воздушный (ВС-150)	150	1 600
Группового действия	65	48 000
	100	6 340
	150	1 400

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

$$h_{\Phi} = \zeta \frac{v_c^2}{2g} = \zeta \frac{Q^2}{2gA^2\omega^2}, \quad (3.108)$$

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; ξ — коэффициент сопротивления сетки, равный, по Ю. М. Кузьмину [32],

$$\xi = B/Re^n; \quad (3.109)$$

$n = 1$ и $B = 6,7$ — для ламинарной области $Re < 4$; $n = 1/3$ и $B = 2,38$ — в переходной области турбулентного режима движения воды в сетках $Re > 4$; здесь число Рейнольдса выражено через гидравлический радиус сетки $R_c = A/(2\pi N)$:

$$Re = Q/(2\pi N\nu\omega),$$

где N — число проволок в единице длины сетки.

Для металлических сеток, применяемых в установках систем водоснабжения, преимущественно используются два типа шкал:

а) в сетках с квадратными ячейками номинальный размер ячейки в свету соответствует номеру сетки (ГОСТ 3826—66, 4601—73, 6613—73 и др.);

б) сетки проволочные фильтровые (ГОСТ 3187—65) имеют номер, соответствующий числу проволок основы на 1 дм.

Зависимость (3.108), с учетом (3.109), можно представить в виде:

$$h_{\phi} = s_{\phi} (Q/\omega)^{2-n}. \quad (3.110)$$

Значения s_{ϕ} с учетом пределов возможных зон гидродинамических режимов работы сеток в установках приведены в табл. 3.39.

Таблица 3.39

Значения s_{ϕ} для сеток простого плетения при $v_{10} = 1,306$ с/ст

Номера сеток	0,4	0,045	0,05	0,063	0,071	0,08	0,1	0,14
s_{ϕ} при $n=1$, с	0,388	0,375	0,286	0,226	0,22	0,172	0,146	0,092

Номера сеток	02	028	04	063	07	1	2	2,5	3,2	4	10
$10^3 s_{\phi}$ при $n = 1/3$, м (с/м) ^{5/3}	266	162	113	107	97	62	45	39	34,9	34,7	17,3

Когда в конструкции рабочего сетчатого элемента имеется поддерживающая сетка с относительной

площадью k_n , то коэффициент скважности уменьшается в $A_n = (1 - k_n)$ раз.

Потери напора при эксплуатации сетчатых установок увеличиваются в $(1 - \beta k)^{n-2}$ раз, где величина гидравлического показателя βk загрязнения сеток находится из данных пробного фильтрования воды через сетку конкретного номера. Максимальная величина $\beta k_{\text{макс}}$ устанавливается исходя из условия механической прочности рабочего полотна сетки [32].

Н. С. Краснов выразил Re через размер ячейки в свету a , т. е. $Re = Qa/(Av\omega)$, и для коэффициента ζ предложил формулу

$$\zeta = (92 - 78A)/Re + 0,7(1,05 - A). \quad (3.111)$$

При протекании через сетку расхода жидкости Q в течение времени t , с массовой концентрацией c твердых частиц размером более размера ячейки (A/n) коэффициент скважности уменьшится в k раз:

$$k = 1 - 0,8cQtn/(\rho_1 A^2 \omega), \quad (3.112)$$

где ρ_1 — осредненная объемная масса твердой фазы.

Для водозаборных сооружений широко применяют вращающиеся водоочистные сетки. Опытные данные К. Ф. Химицкого показали, что коэффициент сопротивления таких сеток $\zeta_{\text{дв}}$ возрастает пропорционально отношению скоростей движения самой сетки $v_{\text{дв}}$ и скорости движения воды в ней v_c :

$$\zeta_{\text{дв}}/\zeta = 1 + 0,6v_{\text{дв}}/v_c. \quad (3.113)$$

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

30. Решетки (рис. 3.25). Потери напора в решетках определяются по формуле

$$h_p = \zeta_p v_1^2 / (2g) = \zeta_p Q^2 / (2g\omega_1^2), \quad (3.114)$$

где ω_1 — площадь живого сечения потока перед решеткой; v_1 — средняя скорость перед решеткой; ζ_p — коэффициент сопротивления решетки:

$$\zeta_p = k_1 k_2 k_3 \zeta' \sin \theta; \quad (3.115)$$

θ — угол наклона стержней к горизонту; ζ' — коэффициент, зависящий от отношения полной площади решет-

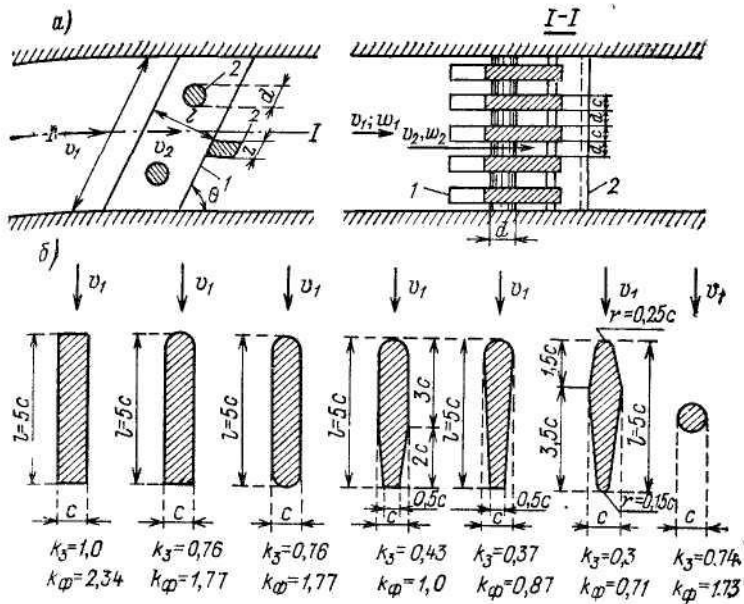


Рис. 3.25. Схемы решеток

а — продольное вертикальное и горизонтальное сечения решетки; б — формы поперечных сечений стержней решетки и соответствующие коэффициенты k_3 к (3.115) и k_ϕ к (3.118)

ки 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_r (L/d_r) (рис. 3.26); при этом

$$d_r = 4\omega_2/\chi,$$

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:

$$k_2 = L^2/(L + A)^2; \quad (3.116)$$

L — высота решетки в свету; A — суммарная высота поперечных элементов:

$$A = n_1d + n_2z; \quad (3.117)$$

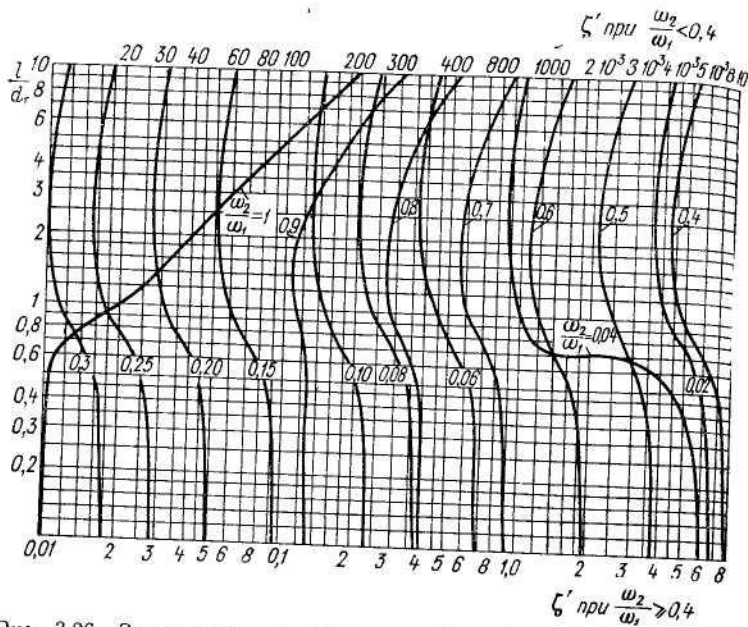


Рис. 3.26. Зависимость коэффициента ζ' в (3.115) от отношения ширины стержней решетки к гидравлическому диаметру отверстия в решетке (l/d_r) при разных отношениях полной площади решетки в свету к площади живого сечения перед решеткой (ω_2/ω_1)

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. 3.25, б).

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

$$\zeta_p = k_1 k_2 k_\phi (c/a)^{4/3} \sin \theta, \quad (3.118)$$

где k_1 , k_2 и θ — то же, что в формуле (3.115); a — ширина просвета между стержнями; c — толщина стержня; k_ϕ — коэффициент формы поперечного сечения стержней решетки (рис. 3.25, б).

31. Переходные участки. Для переходного участка (рис. 3.27) от прямоугольного или кольцевого сечения к круглому ($\omega_2 > \omega_1$) и наоборот ($\omega_2 < \omega_1$) коэффициент сопротивления, отнесенный к скорости в круглом сечении, по рекомендациям А. В. Тананаева

$$\zeta_{\text{пер}} = (\lambda l / D_{г.ср} + c_1 A) (\omega_2 / \omega_1)^2 + c_2 \exp(-\text{Re} \cdot 10^{-5}). \quad (3.119)$$

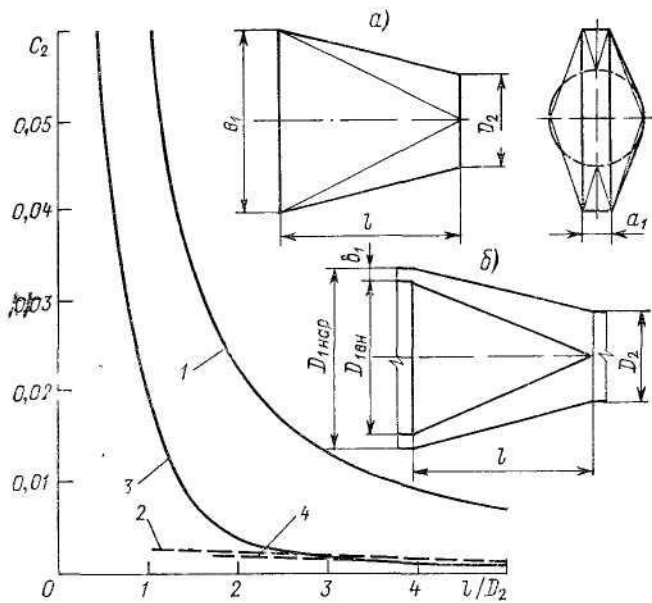


Рис. 3.27 Схемы переходного участка от прямоугольного (а) или от кольцевого (б) сечения к круглому и расчетные кривые для коэффициента c_2 , входящего в (3.119)

Для диффузорного перехода от прямоугольного сечения к круглому $c_2 = 0,5$ и $c_1 = f(l/D_2)$ — кривая 1 на рис. 3.27, а для конфузорного перехода от круглого сечения к прямоугольному $c_2 = 0,3$ и $c_1 \approx 0,002$ — прямая 2 на рис. 3.27. Для этого случая (рис. 3.27, а) $A = b_1/a_1$; $D_{г. ср} = 0,5 D_2 + a_1 b_1 / (a_1 + b_1)$; $Re = v_2 D_2 / \nu$; $\lambda = \lambda(Re)$.

Для перехода от кольцевого сечения к круглому (рис. 3.27, б) и наоборот $A = D_{1 ср} / \delta$; $D_{1 ср} = (D_{1 вн} + D_{1 нар}) / 2$; $D_{г. ср} = \delta + 0,5 D_2$; $Re = v_2 D_2 / \nu$.

Для диффузорного перехода от кольцевого сечения к круглому $c_2 = 0,4$ и c_1 — кривая 3 на рис. 3.27, а для кон-

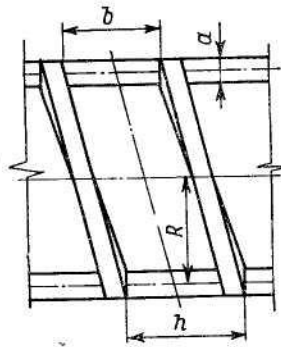


Рис. 3.28. Схема винтового канала прямоугольного сечения

фузорного перехода от круглого сечения к кольцевому $c_2 = 0,2$ и c_1 — прямая 4 на рис. 3.27.

32. Труба прямоугольного сечения, изогнутая по винтовой линии. Коэффициент гидравлического трения в ней зависит от радиуса R (рис. 3.28) и при $10^4 < \text{Re} < 5 \cdot 10^4$ и $3 < b/a < 6$

$$\lambda = 0,316 \text{Re}^{-0,25} (1 + 0,2a/R + 0,05R/h). \quad (3.120)$$

При $\text{Re} > 5 \cdot 10^4$

$$\lambda = 0,021 + 0,004a/R + 0,001R/h, \quad (3.121)$$

где

$$\text{Re} = v d_r / \nu; \quad d_r = 2ab/(a + b).$$

§ 3.5. 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 можно использовать формулу, предложенную В. П. Зубовым:

$$\zeta = [(\alpha - 1)k + 1] \zeta_{\text{кв}} + B/\text{Re}, \quad (3.122)$$

где $\zeta_{\text{кв}}$ — коэффициент сопротивления в автомодельной по числам Рейнольдса области течения (табл. 3.41); B — эмпирический коэффициент (табл. 3.41); Re — число Рейнольдса, отнесенное к сечению трубопровода; α — корректив Кориолиса.

Коэффициент k для внезапного расширения равен 1,0, для угольника $90^\circ - k = 1,6$, $165^\circ - k = 1,4$, $135^\circ - k = 3,6$ и $120^\circ - k = 2,6$.

Для тройников α и Re относятся к сборному ответвлению, при этом для $\zeta_{\text{п}}$ при делении потоков $k = 2,0$, а для $\zeta_{\text{б}}$ значения k даны в табл. 3.40.

Таблица 3.40

Значения k для $\zeta_{\text{б}}$ при делении потока								
θ	Значения $Q_{\text{б}}/Q_{\text{с}}$ при $\omega_{\text{б}}/\omega_{\text{с}} = 1,0$						$\omega_{\text{б}}/\omega_{\text{с}} < 1,0$	
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	$Q_{\text{б}}/Q_{\text{с}} \leq 0,6$	$Q_{\text{б}}/Q_{\text{с}} > 0,6$
30°	0,9	1,8	3,4	6,1	7,2	6,0	0,9	0
45°	0,9	1,8	2,9	4,3	4,3	3,6		
75-90°	0,9 + $Q_{\text{б}}/Q_{\text{с}}$			1,9 - 0,6 $Q_{\text{б}}/Q_{\text{с}}$				

Таблица 3.41

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

Тип сопротивления	B	$\zeta_{\text{кв}}$
Внезапное расширение	30	По (3.77)
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	1,1
» 135°	400	0,85
» 120°	600	0,17
» 135°	600	0,35
Колено 90°	130	0,2
Тройник	150	По (3.102)—(3.104)
Поворот трубы на 90°, $R_{\text{п}}/d=2,5$	380	0,45
Колено фланцевое стандартное:		
$\alpha=90^\circ, R_{\text{п}}/d=2,6$	2 200	0,3
$\alpha=90^\circ, R_{\text{п}}/d=1,8$	540	0,15
$\alpha=180^\circ, R_{\text{п}}/d=2$	3 000	1,7
$\alpha=180^\circ, R_{\text{п}}/d=1,5$	1 800	0,4
Колено стандартное сварное, $\alpha=90^\circ$	3 500	0,1
U-образный участок трубопровода	3 000	2,4
Компенсатор П-образный:		
$d=50$ мм	7 000	1,3
$d=100$ мм	5 000	0,8
Регулирующий клапан ВО $d=50$ мм		
$d=80$ 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
» $n=0,40$	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 резким поворотом на 90° при степени открытия:		
$n=1,0$	100	1,8
$n=2/3$	160	2,5
$n=1/3$	1 200	9
Пробочный кран при степени открытия:		
$\beta=0^\circ$	150	1,68
$\beta=10^\circ$	318	3,2
$\beta=20^\circ$	430	6,8
$\beta=30^\circ$	695	18,5
$\beta=40^\circ$	1 680	49
$\beta=45^\circ$	1 500	126

Примечания: 1. n —относительное открытие задвижки; в случае диафрагмы—отношение площади отверстия диафрагмы к площади сечения трубы.
 2. Для арматуры при полном открытии и отсутствии необходимых данных о величине B можно приближенно принимать $B=500\zeta_{\text{кв}}$.
 3. При турбулентном режиме ζ почти не зависит от Re .

При соединении потоков для ζ_6 коэффициент $k = 1,0$, а для ζ_n коэффициент $k = 0$, но

$$\zeta_{п.кв} = \zeta_6 + (a_1 - a_2 Q_6/Q_c) (1 - Q_6/Q_c)^2 - (1,6 - 0,3\omega_6/\omega_c) \left(\frac{\omega_6}{\omega_c} \frac{Q_6}{Q_c} \right)^2, \quad (3.122a)$$

где ζ_6 определяется по (3.102); $a_1 = 1,8$, кроме случая $\omega_6/\omega_c > 0,35$ и $Q_6/Q_c \geq 0,2$, когда $a_1 = 1,2$; $a_2 = 1$, кроме случая $\omega_6/\omega_c > 0,35$ и $Q_6/Q_c \leq 0,2$, когда $a_2 = 4$. Для остальных местных сопротивлений, приведенных в табл. 3.41, $k = 0$.

§ 3.6. Взаимное влияние местных сопротивлений

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

$$l_{вл}/d = 12/\sqrt{\lambda} - 50, \quad (3.123)$$

где $l_{вл}$ — длина влияния местного сопротивления; λ — коэффициент гидравлического трения трубы, на которой расположено местное сопротивление.

При больших числах Рейнольдса в первом приближении

$$l_{вл} \geq (30 \div 40) d. \quad (3.124)$$

Формула (3.123) действительна для турбулентного движения. При малых числах Рейнольдса [4]

$$l_{вл}/d = 1,25 \sqrt{Re}. \quad (3.125)$$

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.

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 длиной $l \geq d$ (d — диаметр отвода).

Когда же $l < d$, то к значениям $\sum \xi$ необходимо вводить поправочный коэффициент k_n . Если направления изгиба потока в последующем и предыдущем отводах совпадают (калач), то $k_n = 0,7$; если же эти направления противоположны (утка, скоба), то $k_n = 1,5$.

3. По рекомендациям Ю. А. Скобелевца и П. В. Хомутова, суммарный коэффициент сопротивления пары запорных устройств при их взаимном влиянии

$$\xi_{1+2} = A \operatorname{Re}^{-n} (\xi_{1\text{кв}} + \xi_{2\text{кв}}) (2 - \beta), \quad (3.126)$$

где $\xi_{1\text{кв}}$ и $\xi_{2\text{кв}}$ — единичные коэффициенты сопротивления запорных устройств, составляющих пару, в квадратичной области сопротивления ($\operatorname{Re} > 500$). Значения A и n следующие:

при $\operatorname{Re} < 160$	$A = 31,2, n = 0,785;$
при $160 \leq \operatorname{Re} \leq 500$	$A = 1,31, n = 0,159;$
при $\operatorname{Re} > 500$	$A = 0,5, n = 0.$

Коэффициент β , зависящий от относительного расстояния между запорными устройствами, для прямоочной запорной арматуры

$$\beta = 0,8 - 0,0267l_k/d + 2,22 (0,01l_k/d)^2, \quad (3.127)$$

для остальных типов запорных устройств

$$\beta = 0,15 - 0,005l_k/d + 0,417 (0,01l_k/d)^2. \quad (3.128)$$

Иногда коэффициент местного сопротивления выражают через эквивалентную длину прямого участка трубопровода:

$$l_s = \xi_m d / \lambda. \quad (3.129)$$

Поскольку λ зависит от чисел Рейнольдса и относительной шероховатости, эквивалентная длина при одном и том же значении коэффициента ξ_m может иметь различные значения в зависимости от величины λ .

§ 3.7. Кавитация в местных сопротивлениях

В суженных сечениях местных сопротивлений происходит увеличение скоростей и падение давления, что приводит к образованию вакуума и опасности кавитации. Кавитация развивается в случае, когда абсолютное давление станет равным давлению насыщенных паров

p_s протекающей жидкости (см. табл. 2.2). При возникновении кавитации коэффициенты местных сопротивлений возрастают. Для характеристики возникновения и развития кавитации служит безразмерное число кавитации

$$\kappa = 2(p_1 - p_s)/(\rho v_1^2), \quad (3.130)$$

где p_1 и v_1 — давление и скорость в сечении перед местным сопротивлением.

Кавитация начинается при предельно допустимых (критических) числах кавитации ($\kappa_{кр}$), значения которых для разных местных сопротивлений определяются экспериментально; они связаны с коэффициентом местного сопротивления в бескавитационном режиме. В первом приближении, считая коэффициент сопротивления, как для внезапного расширения от сжатого сечения ω_c до сечения ω_1 , $\zeta = (\omega_1/\omega_c - 1)^2$, для критического числа кавитации можно принять:

$$\kappa_{кр} = \omega_1^2/\omega_c^2 - 1 = \zeta + 2\sqrt{\zeta}. \quad (3.131)$$

Предельная допустимая скорость перед рассматриваемым местным сопротивлением

$$v_{пр} \leq \sqrt{2(p_1 - p_s)/(\rho \kappa_{кр})}. \quad (3.132)$$

§ 3.8. Снижение потерь напора полимерными добавками

При добавлении к жидкости миллионных долей некоторых высокомолекулярных полимеров потери напора на трение при турбулентном движении жидкости в трубопроводах значительно уменьшаются.

Коэффициент гидравлического трения при движении воды с добавками полимеров в трубах можно найти по формуле, предложенной Ю. А. Войтинской:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \lg \left\{ \left[2,8 u_{*пор}/(v \sqrt{\lambda}) \right]^{\eta/5,75} \times \right. \\ \left. \times \left[2,5/(\text{Re} \sqrt{\lambda}) + \Delta_{эк}/(3,7d) \right] \right\}, \quad (3.133)$$

где $u_{*пор}$ — пороговая динамическая скорость (зависящая от вида полимера), при достижении которой начинается снижение потерь напора; η — коэффициент, зависящий от вида полимера и его концентрации.

Для полиакриламида принимают $u_{*пор} \approx 0,05$ м/с, и при объемной концентрации полимера в пределах $0,005\% < c < 0,012\%$

$$\eta \approx 1000c. \quad (3.134)$$

§ 3.9. Расчет потерь напора в трубах некруглого сечения

Потери напора на трение при турбулентном движении жидкости в трубе с поперечным сечением некруглой формы можно рассчитывать по формуле Дарси (3.4), в которой вместо диаметра трубы принимают гидравлический (эквивалентный) диаметр $d_r = 4R = 4\omega/\chi$. Число Рейнольдса в этом случае $Re = \omega d_r/\nu$. При расчете коэффициента λ гладких и шероховатых труб некруглых сечений можно пользоваться формулами для круглых труб, за исключением вытянутых сечений (с отношением сторон более шести) и сечений с острыми углами. Разница между величиной $1/\sqrt{\lambda_R}$, вычисленной через гидравлический радиус, и действительной $1/\sqrt{\lambda_d}$ при этом для прямоугольного сечения с отношением сторон $a:b$ составляет:

$a:b$...	1	2	4	6	10	20
$1/\sqrt{\lambda_R} - 1/\sqrt{\lambda_d}$...	0	0,01	0,03	0,11	0,24	0,62

При расчете потоков с неоднородными шероховатостями по [64]

$$\sqrt{\lambda} = \sqrt{\lambda_1} \chi_1/\chi + \sqrt{\lambda_2} \chi_2/\chi; \quad (3.135)$$

здесь λ_1 рассчитывается из условия, что при заданных исходных данных периметр сечения χ имеет на всем протяжении шероховатость, которая в действительности имеется только на участке периметра χ_1 . Так же определяется для полного сечения с шероховатостью второго типа коэффициент λ_2 .

Вследствие неравномерного распределения касательных напряжений по периметру турбулентного потока в нем всегда наблюдаются вторичные течения. Основной вторичный поток направлен из зоны сечения с максимальными скоростями в зоны наибольшего торможения. Наибольшие скорости вторичных течений наблюдаются вблизи стенок потока, причем составляющие их не превышают 2—3% от продольной составляющей скорости.

Энергия вторичных течений мала и диссипация, вызванная ими, ничтожна по сравнению с полной диссипацией энергии. Вторичные течения выравнивают распределение скоростей по сечению потока.

§ 3.10. Потери напора при неизотермическом движении жидкости в трубах

При теплообмене через стенки трубопровода температура жидкости меняется как по сечению трубы, так и по ее длине. Изменение температуры приводит к изменению плотности и вязкости жидкости и, следовательно, к изменению профиля скоростей и гидравлических сопротивлений.

Коэффициент гидравлического трения при неизотермическом движении λ_n выражается через коэффициент трения изотермического движения λ_n , в котором плотность и вязкость принимаются для средней температуры жидкости:

$$\lambda_n = \lambda_n (\eta_{ст}/\eta_{ж})^{0,14}, \quad (3.136)$$

где $\eta_{ст}$ и $\eta_{ж}$ — вязкости жидкости при температуре стенки трубы $T_{ст}$ и средней температуре жидкости $T_{ж}$.

При неизотермическом турбулентном движении газа можно пользоваться приближенной зависимостью С. С. Кутателадзе:

$$\lambda_n = \lambda_n (T_{ж}/T_{ст})^{0,5}. \quad (3.137)$$

§ 3.11. Изменение пропускной способности трубопроводов в процессе эксплуатации

Пропускная способность трубопроводов в период эксплуатации снижается — иногда до 50% расчетной и даже ниже. Вследствие коррозии и образования отложений на трубах шероховатость их увеличивается, что в первом приближении можно оценить по формуле

$$\Delta_t = \Delta_0 + \delta t, \quad (3.138)$$

где Δ_0 — абсолютная шероховатость в начале эксплуатации для новых труб, мм; Δ_t — абсолютная шероховатость труб через t лет эксплуатации, мм; δ — ежегодный прирост абсолютной шероховатости, мм/год, зависящий от физико-химических свойств подаваемой по ним воды.

Зависимость пропускной способности трубопроводов водоснабжения от срока их службы выражается формулой

$$Q_t = Q_p (1 - 0,01nt^m), \quad (3.139)$$

где Q_p — расчетная пропускная способность трубопровода; t — продолжительность эксплуатации в годах, n и m — параметры, зависящие от физико-химических свойств транспортируемой воды.

По А. Г. Камерштейну, природные воды разбиваются на пять групп, каждая из которых определяет характер и интенсивность снижения пропускной способности трубопровода:

группа I — слабоминерализованные некоррозионные воды с показателем стабильности от $-0,2$ до $+0,2$; вода с незначительным содержанием органических веществ и растворенного железа; $\delta = 0,005 \div 0,055$ (в среднем $0,025$); $n = 4,4 \div 2,3$; $m = 0,5$;

группа II — слабоминерализованные коррозионные воды с показателем стабильности до $-1,0$; воды, содержащие органические вещества и растворенное железо в количестве, меньшем 3 г/м^3 ; $\delta = 0,055 \div 0,18$ ($0,07$); $n = 6,4 \div 2,3$; $m = 0,5$;

группа III — весьма коррозионные воды с показателем стабильности от $-1,0$ до $2,5$, но с малым содержанием хлоридов и сульфатов (меньшем $100\text{--}150 \text{ г/м}^3$); воды с содержанием железа больше 3 г/м^3 ; $\delta = 0,18 \div 0,40$ ($0,20$); $n = 11,6 \div 6,4$; $m = 0,4 \div 0,5$;

группа IV — коррозионные воды с отрицательным показателем стабильности, но с большим содержанием сульфатов и хлоридов (больше $500\text{--}700 \text{ г/м}^3$); необработанные воды с большим содержанием органических веществ; $\delta = 0,4 \div 0,6$ ($0,51$); $n = 18 \div 11,6$; $m = 0,35 \div 0,40$;

группа V — воды, характеризующиеся значительной карбонатной и малой постоянной плотностью с показателем стабильности более $0,8$; сильноминерализованные и коррозионные воды с плотным остатком более 2000 г/м^3 ; $\delta = 0,6 \div 3,0$; $n = 32 \div 18$; $m = 0,25 \div 0,35$. Здесь первые значения n и m относятся к трубопроводам диаметром $150\text{--}300 \text{ мм}$, а вторые к $d = 400 \div 600 \text{ мм}$.

Глава четвертая

НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ

§ 4.1. Расчет самотечно-напорных 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_d) и на местное сопротивление (h_m).

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

$$H = h_w = h_d + \sum h_m. \quad (4.1)$$

К *местным сопротивлениям* обычно относятся: сопротивление 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:

$$H = (\lambda/d + \xi_{вх} + \sum \xi_{кот} + \xi_3 + \xi_{вых}) v^2 / (2g) = \xi_c Q^2 / (2g\omega^2) = s_c Q^2, \quad (4.2)$$

где Q — расход воды в трубопроводе; ω — площадь поперечного сечения трубопровода; ξ_c — коэффициент сопротивления системы:

$$\xi_c = \lambda/d + \xi_{вх} + \sum \xi_{кол} + \xi_3 + \xi_{вых} = \lambda/d + \sum \xi_m; \quad (4.3)$$

s_c — сопротивление трубопровода:

$$s_c = \xi_c / (2g\omega^2). \quad (4.4)$$

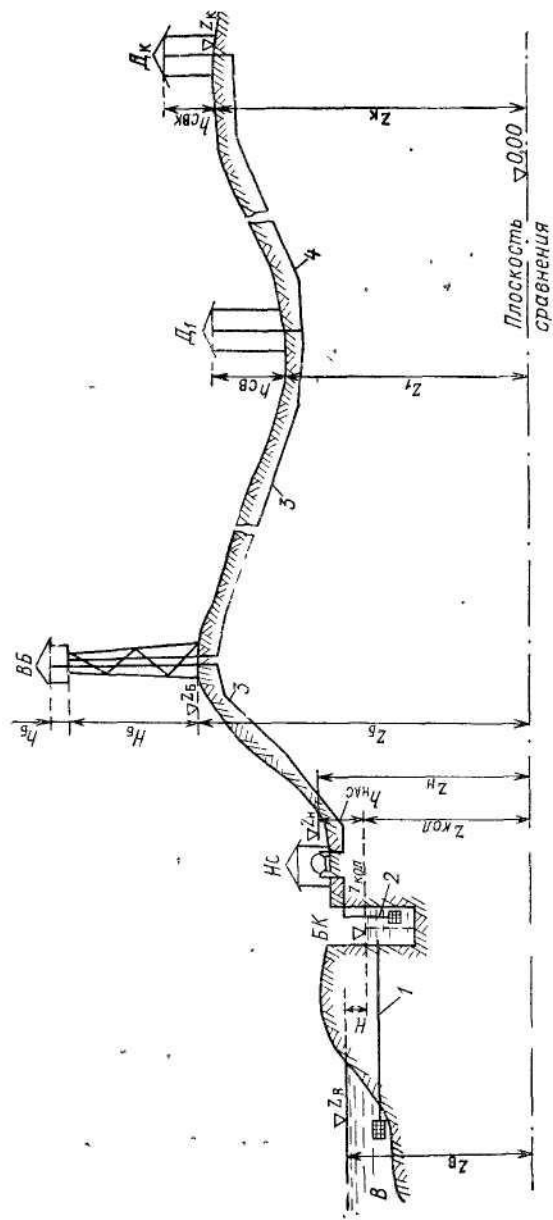


Рис. 4.1. Принципиальная схема водоснабжения (без очистных сооружений)
 В — водоем (река, озеро), БК — береговой колодезь, НС — насосная станция, ВВ — водонапорная башня, Дк — потребитель (дома),
 1 — самогтечная линия, 2 — всасывающая линия, 3 — водовод, 4 — разводящая сеть

Количество самотечных линий определяется расчетом, но их не должно быть менее двух. Они рассчитываются на пропуск наибольшего расчетного расхода воды при наименьшем 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.

Вычисляется, согласно (4.2), требуемая величина

$$s_{c, \text{тр}} = [\zeta / (2g\omega^2)]_{\text{тр}} = H/Q^2 \quad (4.5)$$

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

Обычно задаются любым по ГОСТу значением d и вычисляют s_c . Если значение s_c окажется больше $s_{c, \text{тр}}$, то надо идти на увеличение диаметра, в противном случае — на уменьшение. Как правило, в ГОСТе нет такого диаметра, для которого s_c было бы равно $s_{c, \text{тр}}$. Поэтому $s_{c, \text{тр}}$ надо захватить в «вилку» значениями s_c , вычисленными для двух соседних стандартных диаметров по ГОСТу, и брать тот диаметр, который дает ближайшее меньшее значение s_c к $s_{c, \text{тр}}$. Все подсчеты по подбору диаметра рекомендуется вести по форме, представленной в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Форма для расчета диаметра трубопровода

d мм	ω , дм ²	v , м/с	λ	$\lambda \frac{l}{d}$	$\sum \zeta_M$	ζ_c	s_c , м (с/л) ²	$s_{c, \text{тр}}$, м (с/л) ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Напор, подсчитанный по (4.2) при заданном расходе и значении $s_{c, \text{р}}$, 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 $\zeta_z = f(h/d)$ — см. п. 11 § 3.4.

Коэффициент сопротивления задвижки ζ_3 определяется из равенства

$$\zeta_3 = 2g\omega_p^2 H/Q^2 - \zeta_{с.р} = 2g\omega_p^2 H/Q^2 - (\lambda l/d + \zeta_{вх} + \sum \zeta_{кол} + \zeta_{вых})_p, \quad (4.6)$$

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

Диаметр трубы оценивают по зависимости

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

где Q — в м³/с, 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 $v = 0,7 \div 1,5$ м/с.

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

$$d = \sqrt{4Q/(\pi v)}. \quad (4.7)$$

Оценка экономически наиболее выгодных диаметров самотечных линий русловых водоприемников может быть произведена по методике, разработанной Д. Н. Абрамовым.

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 их.

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

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

Для $d = 250$ мм — $s_c = 0,00344 \text{ с}^2/\text{дм}^5$, а для $d = 300$ мм — $s_c = 0,0013 \text{ с}^2/\text{дм}^5$. Принимаем $d_p = 300$ мм, для которого $\zeta_{с.р} = 12,7$, при этом потребный напор $H_{тр} = 1,87$ м. Чтобы обеспечить напор $H = 2,5$ м, задвижка должна иметь $\zeta_3 = 17 - 12,7 = 4,3$.

Скорости в самотечных трубах проверяют:

а) на незаиляемость транспортируемыми по трубе мелкими наносами в количестве ρ (кг/м³), имеющими

средневзвешенную гидравлическую крупность ω (м/с), — по формуле

$$v \geq v_{нз} = \sqrt{\frac{\rho \omega d}{0,11 (1 - 14,3 \omega / v)^{4,3}}}, \quad (4.8)$$

б) на подвижность захватываемых в трубу влеконых наносов крупностью δ (м) — по формуле

$$v \geq 10 \sqrt[4]{\delta d}. \quad (4.9)$$

Диаметр самотечно-напорного водовода длиной L , служащего для обеспечения требуемого напора H в его концевой точке, вычисляется по (3.6) или (3.68) — (3.69) при потерях напора в трубах, равных величине располагаемого напора $h_d = H$. Если этот вычисленный диаметр d не совпадает со стандартным, то можно принять комбинацию из двух стандартных диаметров труб, один из которых будет ближайший больший ($d_1 > d$), а второй — ближайший меньший ($d_2 < d$). Расчетные длины участков с принятыми стандартными диаметрами труб будут равны:

$$l_1 = (H - i_2 L) / (i_1 - i_2), \quad l_2 = L - l_1,$$

где i_1 и i_2 — уклоны трения при пропуске расчетного расхода по трубам диаметрами d_1 и d_2 .

§ 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) согласно заданной скорости течения воды в трубе v , которую выбирают на основе технико-экономических подсчетов и исходя из условия незаияемости дюкера. Обычно принимают скорость порядка 1—2 м/с.

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.

При проектировании дюкеров их количество не должно быть меньше двух.

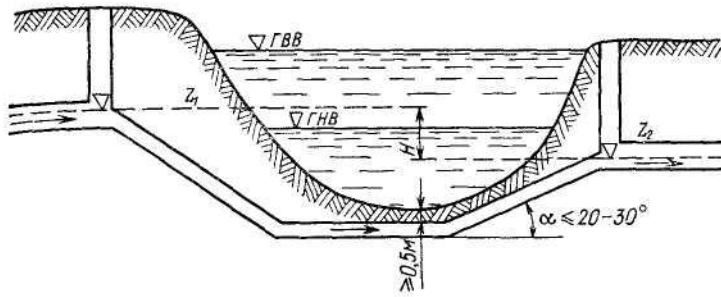


Рис. 4.2. Схема дюкера

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 (4.1).

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

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

где Δz — превышение рассматриваемого сечения сифона над горизонтом воды в питающем резервуаре; ζ' — коэффициент сопротивления сифона от входа только до рассматриваемого сечения.

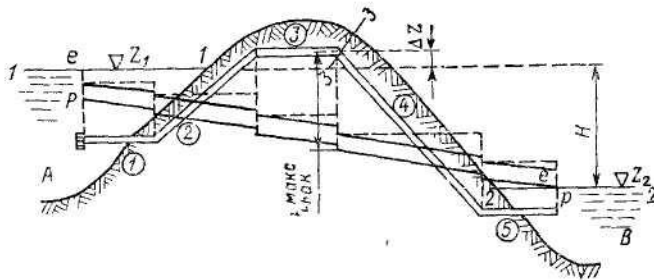


Рис. 4.3. Схема работы сифона

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

Расход воздуха (л/с), выделяющегося из воды в сифонах, определяется по формуле

$$Q_{\text{возд}} = 0,01 Q_p W_v, \quad (4.11)$$

где Q_p — расчетный расход воды в сифонных линиях, л/с; W_v — объем воздуха, выделяющегося из 100 л воды, принимаемый в зависимости от величины вакуума в трубах;

$p_{\text{вак}}$, кПа . . .	0	9,8	19,6	29,4	39,2	49	58,8	68,6	78,4	88
W_v , л	1,5	1,67	1,87	2,14	2,5	3	3,75	5	7,5	15

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

$$h_{\text{вак. макс}} = \Delta z_{\text{макс}} + (1 + \zeta'_3) v^2 / (2g), \quad (4.12)$$

где ζ'_3 — коэффициент сопротивления сифона до сечения 3—3:

$$\zeta'_3 = \zeta_{\text{вх}} + 3\zeta_{\text{кол}} + \lambda l_{0-3} / d.$$

Сифон может нормально работать при условии

$$h_{\text{вак. макс}} \leq h_{\text{вак. доп}}. \quad (4.13)$$

При назначении допустимого вакуума $h_{\text{вак. доп}}$ следует исходить из минимально возможного атмосферного давления для данной местности и учитывать пульсацию вакуума. Отклонения атмосферного давления от нормального (см. табл. 2.1) на рассматриваемой высоте достигают до 5%. По [60], полуразмах пульсации вакуума при работе сифона полным сечением составляет около 10% осредненного вакуума; тогда

$$h_{\text{вак. доп}} = 0,86 p_s / \gamma - 0,91 p_s / \gamma. \quad (4.14)$$

Например, принимая за расчетную температуру воды 20 °С, при которой давление парообразования $p_s / \gamma = 0,24$ м вод. ст., при отметке местности, равной ± 0 , $h_{\text{вак. доп}} = 8,7$ м вод. ст., а при отметке местности, равной +3000 м, $h_{\text{вак. доп}} = 6,14$ м вод. ст.

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. 3.4 $\lambda = 0,033$ и по данным § 3.4 $\zeta_{\text{вх}} = 0,5$, $\zeta_{\text{кол}} = 0,35$, $\zeta_{\text{вых}} = 1$, получим:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1}{0,033 \cdot 100/0,2 + 0,5 + 4 \cdot 0,35 + 1}} = 1 \text{ м/с};$$

$$Q = v\omega = 1\pi \cdot 0,04/4 = 31,4 \text{ л/с.}$$

По (4.10) находим величину вакуума:

$$h_{\text{вак}3} = 3 + (1 + 0,033 \cdot 60/0,2 + 0,5 + 3 \cdot 0,35)/19,62 = 3,61 \text{ м вод. ст.}$$

Для сифонных линий расчетную скорость движения воды принимают равной 0,6—0,75 м/с.

§ 4.3. 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:

$$h_{\text{вак}} = h_n + (\alpha + \zeta_c) v_{\text{вс}}^2 / (2g), \quad (4.15)$$

где h_n — высота расположения оси насоса относительно горизонта воды в бассейне (геометрическая высота всасывания); $v_{\text{вс}}$ — средняя скорость во всасывающем трубопроводе; ζ_c — 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 (м вод.ст.)

$$h_{\text{вак}} = h_{\text{вак}}^{\text{каг}} + (p_a - p_s)/\gamma - 0,76, \quad (4.16)$$

где p_s — давление парообразования (см. § 2.1).

Допустимая высота расположения насоса может быть вычислена по уравнению

$$h_{\text{н. доп}} = (p_a - p_s)/\gamma - \varphi \Delta H_{\text{мин}} - h_{\text{ш. вс}}, \quad (4.17)$$

где φ — коэффициент запаса, равный 1,1—1,3; $\Delta H_{\text{мин}}$ — минимальный избыточный напор всасывания, определяемый по формуле С. С. Руднева:

$$\Delta H_{\text{мин}} = 10 (n \sqrt{Q}/C)^{4/3}, \quad (4.18)$$

n — число оборотов рабочего колеса насоса в 1 мин; Q — производительность насоса, м³/с; C — кавитационный коэффициент быстроходности, 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°C). Величина $h_{\text{н. доп}}$ 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 0,7—1,0 м/с, при диаметрах 300—800 мм — 1—1,5 м/с, а при диаметрах больше 800 мм — 1,5—2,0 м/с.

Пример 3 Определить наибольшую возможную высоту расположения оси насоса $h_{\text{н}}$ над уровнем воды в колодце при следующих данных $d = 200$ мм; $l = 6$ м; $Q = 30$ л/с; $h_{\text{вак}} = 6$ м вод.ст. Всасывающая труба (по табл. 3.4, $\lambda = 0,026$) оснащена сеткой с обратным клапаном ($\xi_{\text{заб}} = 5,2$), имеется поворот на 90° ($\xi_{\text{п}} = 0,21$); коэффициенты приняты по данным § 3.4.

По (4.15) получаем:

$$h_{\text{н}} \leq h_{\text{вак}} - (\alpha + \xi_c) v^2/(2g) = 6 - (1,1 + 6,19) \cdot 0,046 = 5,66 \text{ м.}$$

§ 4.4. 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:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_0 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_0 v_2^2}{2g} + h_n + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\alpha_0 v - \alpha_6 v_x}{\omega} dQ, \quad (4.19)$$

где v — средняя скорость движения основного потока; v_x — проекция скорости движения присоединяемой (или отделяющейся) массы на направление движения основного потока; α_0 и α_6 — коэффициенты Буссинеска основного потока и присоединяемого или отделяемого; ω — площадь живого сечения основного потока.

I. При отделении расхода обычно принимают $\alpha_0 = \alpha_6 = 1,0$ и $v_x = v$. В осветлителях, фильтрах и некоторых других сооружениях встречаются следующие характерные *схемы распределения воды* (рис. 4.4):

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 $q_m = 2\pi\omega R/n_r$ по линейному закону;

$$q = q_m r/R, \quad (4.20)$$

где n_r — число дырчатых труб в сооружении; ω — расход воды, приходящийся на единицу площади сооружения.

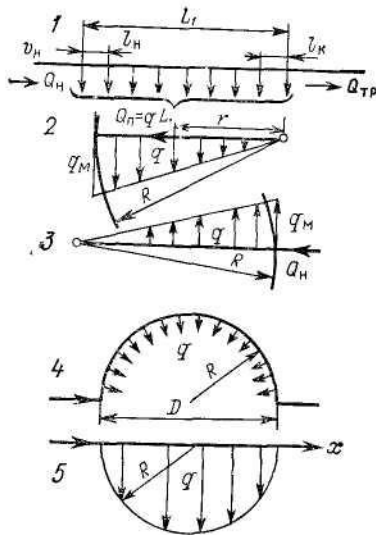


Рис. 4.4. Пять характерных схем распределения воды перфорированными трубопроводами

3) с также радиально расположенными трубами, но при движении потока от периферии к центру сооружения, когда удельный расход уменьшается от q_m 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_c раз;

5) с коллектором с нормальными ответвлениями, когда величина удельного расхода по длине коллектора, расположенного в сооружении прямоугольной формы, постоянна, а в сооруже-

нии круглой формы изменяется по закону

$$q = 2\omega \sqrt{2Rx - x^2}, \quad (4.21)$$

где x — расстояние от начального сечения коллектора.

При дискретном равномерном ($q_0 = \text{const}$) распределении расхода $Q_n = q_0 n$ через n выпусков, находящихся на расстоянии l друг от друга по первой схеме, давление перед любым i -м от конца выпуском в распределительном трубопроводе, с учетом (3.103) и неквадратичного $h_d = kv^m$ закона сопротивления (3.6), по А. М. Курганову, составляет:

$$p = p_n - \frac{1}{2} \rho v_n^2 \left\{ \frac{\lambda_n L_1}{d(m+1)} \left(\frac{n}{n-1} \right)^{2-m} \left(1 + \frac{m-2}{n} \right) \times \right. \\ \times \left(1 - \frac{m-1}{mn} \right) \left[1 - \left(\frac{i-1}{n-1} \right)^{m-1} \times \right. \\ \left. \left. \times \frac{(i+m-2)(mi-m+1)}{(n+m-2)(mn-m+1)} \right] - 1 + \frac{i^2}{n^2} + 0,35 \frac{n-i}{n^2} \right\}. \quad (4.22)$$

Можно принять в (4.22) $m = 2,0$ и ввести к коэффициенту гидравлического трения в начальном сечении λ_n

поправочный множитель B на переменность скорости вдоль пути; тогда при гладком сопротивлении по (3.54)

$$B = 1,1 - 0,1i/n, \quad (4.23)$$

а в переходной области сопротивления по (3.52)

$$B = 1,14 - 0,14i/n - 0,05(1 - i/n) \lg(v_n \Delta_s/v). \quad (4.24)$$

Перед последним выпуском давление

$$p_k = p_n - 0,5\rho v_n^2 [\lambda_n B_k L_1/(3d) \times \\ \times (2n - 1)/(2n) - 1 + (0,35n + 0,65)/n^2]. \quad (4.25)$$

Из анализа (4.22) следует, что пьезометрический напор сначала уменьшается, у $i_s \approx 1 + 2d/(\lambda l)$ выпуска он становится минимальным и затем возрастает. При непрерывном распределении расхода пьезометрический напор достигает минимального значения $(z + p/\gamma)_{\min}$ на расстоянии

$$l_s = Q_n L / Q_n - 2d/\lambda = L(Q_{\text{тр}} + Q_n)/Q_n - 2d/\lambda, \quad (4.26)$$

где $Q_{\text{тр}}$ — транзитный расход на участке распределения путевого расхода Q_n .

Длину дырчатой трубы, при которой потери напора полностью компенсируются восстановлением напора за счет уменьшения скоростей при раздаче расхода по пути, называют *критической* — $L_{\text{кр}}$. Величина $L_{\text{кр}}$ при транзитном расходе $Q_{\text{тр}} = 0$ может быть определена из уравнения

$$L_{1 \text{ кр}} = \frac{3d}{\lambda_n B_k} \cdot \frac{2n}{2n - 1} \left(1 - \frac{0,35n + 0,65}{n^2}\right). \quad (4.27)$$

Для ламинарного потока

$$L_{\text{кр}} = \text{Re}_n d/32, \quad (4.28)$$

где Re_n — число Рейнольдса перед распределением.

В табл. 4.2 приведены значения $L_{\text{кр}}$ для разных труб при расчетной скорости $v_p = \beta v_n = 1$ м/с и количестве отверстий $n \gg 5$ (при $n = 3$ и $n = 2$ приведенную в таблице величину надо умножить соответственно на 0,97 и 0,88), где v_n — средняя скорость перед распределением потока, а β — см. § 4.5.

Дырчатые трубопроводы, длина которых $L < L_{\text{кр}}$, называют *предельно короткими трубопроводами*. Пьезометрический напор у них в конце больше, чем в начале. Если окажется $i_s \geq n$, то напор возрастает сразу.

Таблица 42
 Значения $L_{кр}$ (м) дырчатой трубы при $v_p = 1$ м/с и $n \gg 5$

Параметры	d , мм						Материал трубы	
	50	100	150	200	250	300		500
λ	0,0495	0,0413	0,0372	0,0351	0,0319	0,0292	0,0258	Стальные
$L_{кр}$	3,88	8,29	12,71	17,89	24,5	32,0	60,1	
λ	0,0524	0,0422	0,0372	0,034	0,033	0,0307	0,0288	Чугунные
$L_{кр}$	2,96	7,26	12,38	17,84	23,0	29,7	56,9	
λ	0,0259	0,0227	0,0213	0,02	0,0193	0,0186	0,017	Керамические
$L_{кр}$	5,79	13,21	19,79	28,4	35,0	44,9	80,6	
λ	0,0256	0,0215	0,0194	0,0181	0,0171	0,0163	—	Керамические
$L_{кр}$	5,76	13,92	23,2	33,2	43,8	55,2	—	

При распределении воды кольцевой (по диаметру $D = 2R$) дырчатой трубой диаметром d по *четвертой схеме* коэффициент λ_n в (4.22) и (4.25) увеличивается, согласно исследованиям А. И. Егорова, в c_n раз:

$$c_n = 1 + 917 (d/D)^{2,14}. \quad (4.29)$$

При распределении воды по *второй схеме* давление вдоль трубы изменяется по зависимости

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{p_n}{\gamma} - \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{v_n^2}{2g} \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{r^2}{R^2} + \frac{1}{5} \cdot \frac{r^4}{R^4} \right) r + \frac{v_n^2}{2g} \cdot \frac{r^2}{R^2} \left(2 - \frac{r^2}{R^2} \right). \quad (4.30)$$

Давление в конце трубы

$$p_k/\gamma = p_n/\gamma + v_n^2/(2g) - 8/15 \cdot \lambda R/d \cdot v_n^2/(2g). \quad (4.31)$$

При распределении воды по *третьей схеме*

$$p/\gamma = p_n/\gamma - \lambda/5 \cdot v_n^2/(2g) \cdot R/d \cdot (1 - r^5/R^5) + v_n^2/(2g) \cdot (1 - r^4/R^4); \quad (4.32)$$

$$p_k/\gamma = p_n/\gamma + v_n^2/(2g) - \lambda/5 \cdot R/d \cdot v_n^2/(2g). \quad (4.33)$$

При распределении воды по *пятой схеме* давление изменяется так:

$$p/\gamma = p_n/\gamma + \psi_1 v_n^2/(2g) - \psi_2 \lambda D/d \cdot v_n^2/(2g), \quad (4.34)$$

где при $x \leq 0,07D$

$$\psi_1 = 0 \quad \text{и} \quad \psi_2 \approx x/D;$$

при $0,07 < x/D \leq 0,93$

$$\psi_1 = (1,0814 - 1,16x/D)^2;$$

$$\psi_2 \approx 0,357 - 0,287 (1,0814 - 1,16x/D)^3;$$

при $0,93 < x/D \leq 1,0$

$$\psi_1 = 1,0 \quad \text{и} \quad \psi_2 \approx 0,357.$$

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

$$q_0 = qt = \mu \omega_0 \sqrt{2p/\rho}, \quad (4.35)$$

где l — шаг между отверстиями. Коэффициент расхода при этом А. И. Егоровым представлен в виде:

$$\mu = 0,9 - 0,17 \operatorname{Re}_*^{0,408} \delta_*^{-0,508}, \quad (4.36)$$

где

$$\operatorname{Re}_* = \operatorname{Re}_n / \operatorname{Re}_c = v / v_c \cdot d / d_o;$$

$$\delta_* = \delta / d_o;$$

Re_n — число Рейнольдса для потока; Re_c — число Рейнольдса для струи; v — средняя скорость движения жидкости в сечении трубы; δ — толщина стенки трубы; d_o — диаметр отверстия.

По исследованиям Н. А. Горкина, коэффициент расхода при истечении струй из щелей по длине трубы описывается следующим уравнением:

$$\mu = 0,97 - 0,0031 \operatorname{Re}_* - (0,1 - 0,00035 \operatorname{Re}_*) \varphi^2 -$$

$$- (0,027 - 0,00027 \operatorname{Re}_*) \omega_*, \quad (4.37)$$

где φ — угол наклона щели к оси трубы в радианах; $\omega_* = n\omega_{щ}/\omega$ — щелистость трубы; $\omega_{щ}$ и ω — площади сечений щели и трубы; n — число щелей на 1 м трубы;

$$\operatorname{Re}_* = v / v_c \cdot d (a + b) / (2ab); \quad (4.38)$$

a и b — ширина и длина щели.

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:

$$v_x = v \cos (1,15\delta_{* \text{ рад}}) = v \cos (\delta_* \cdot 66^\circ). \quad (4.39)$$

При $\delta_* > 1,36$ скорость $v_x = 0$. При этом отверстие будет работать как насадка. Коэффициент сопротивления боковой насадки ξ_n (он же является коэффициентом сопротивления бокового ответвления в тройнике) будет складываться из коэффициента входа до сжатого сечения и коэффициента расширения потока после сжатого сечения. Коэффициент сжатия струи в насадке в первом приближении можно принять $\epsilon_n = \epsilon_o / \sin \beta$, где ϵ_o — коэффициент сжатия струи бокового отверстия в сечении, нормальном к скорости, β — угол, составленный осью струи в сжатом сечении с осью трубопровода; тогда

$$\xi_n = \xi_o \sin^2 \beta / \epsilon_o^2 + (\sin \beta / \epsilon_o - 1)^2. \quad (4.40)$$

В табл. 4.3 даны значения ϵ_n и ζ_n , полученные на основании решений С. Н. Нумерова, а в табл. 4.4 — ϵ_o по И. М. Коновалову и ζ_n по (4.40).

Таблица 4.3

Коэффициенты сжатия струи ϵ_n в сечении, параллельном сечению отверстия, и коэффициенты сопротивления боковой насадки $\zeta_n = (1/\epsilon_n - 1)^2$

$\frac{\omega_o}{\omega}$	Отношение скоростей v_{i-1}/v_i в трубопроводе									
	0		0,2		0,4		0,6		0,9	
	ϵ_n	ζ_n	ϵ_n	ζ_n	ϵ_n	ζ_n	ϵ_n	ζ_n	ϵ_n	ζ_n
0,1	0,612	0,401	0,608	0,422	0,605	0,436	0,604	0,428	0,556	0,587
0,2	0,611	0,401	0,60	0,436	0,604	0,449	0,59	0,462	0,512	0,914
0,3	0,61	0,401	0,596	0,462	0,593	0,476	0,583	0,504	0,436	1,69
0,4	0,604	0,414	0,595	0,476	0,592	0,49	0,57	0,562	0,384	2,53

Примечание. v_{i-1} — скорость после отверстия, v_i — перед ним.

Таблица 4.4

Коэффициенты сжатия ϵ_o струи, вытекающей через боковое отверстие в трубе, и коэффициенты сопротивления насадки ζ_n при равномерном распределении расхода

$\frac{\omega_o}{\omega}$	Порядковый номер отверстия от конца трубопровода $i = Q_i/q_o$											
	1,0		5		10		20		30		50	
	ϵ_o	ζ_n	ϵ_o	ζ_n	ϵ_o	ζ_n	ϵ_o	ζ_n	ϵ_o	ζ_n	ϵ_o	ζ_n
0,02	0,61	0,41	0,61	0,42	0,60	0,43	0,57	0,49	0,54	0,58	0,46	0,83
0,04	0,61	0,41	0,60	0,43	0,58	0,48	0,56	0,59	0,43	1,02	0,33	1,51
0,08	0,61	0,41	0,58	0,44	0,51	0,56	0,38	1,30	0,30	1,88	0,21	3,35
0,12	0,61	0,41	0,55	0,47	0,44	0,67	0,30	1,88	0,22	2,82	0,15	5,29

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 сопротивлений ответвлений по длине его по зависимости

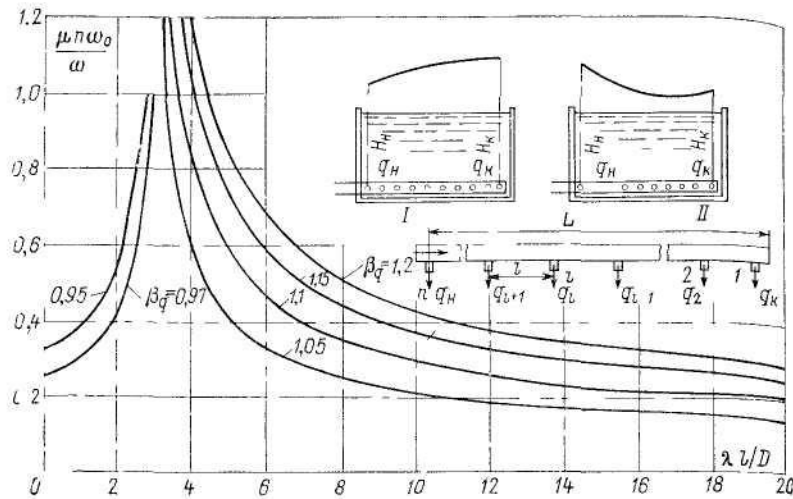


Рис. 45 Степень неравномерности распределения расхода по (4.43) со схемами изменения пьезометрического напора по длине распределительных труб
 I — короткая дырчатая распределительная труба, II — длинная дырчатая распределительная труба

(4.41), полученной с учетом (3.103) и (3.104) при $\tau_{с д} \approx 1,0$:

$$0,65q_{o i+1}^2 + \xi_{от i+1} \omega^2 / \omega_{o i+1}^2 \cdot q_{o i+1}^2 + 2Q_i q_{o i+1} = \lambda l_i / d \cdot Q_i^2 + \xi_{от i} \omega^2 / \omega_{o i}^2 \cdot q_{o i}^2 \quad (4.41)$$

При равномерном распределении расходов сопротивление ответвлений изменяется по зависимости

$$\xi_{от i+1} - \xi_{от i} = (\omega_o / \omega)^2 (\lambda l_i^2 / d - 2i - 0,65), \quad (4.42)$$

где $\xi_{от} = \xi_{вх} + \xi_{вых} + (\lambda l / d)_{от} + \sum \xi_{i от}$; $\xi_{вых} = 1,0$; $\xi_{вх} \approx 1,0$ по (3.104).

Б. А. Дергачев для выпусков в виде отверстий принимает $\xi_{от} = 2,35$, а в виде внешних цилиндрических насадок — $\xi_{от} = 1,45$.

Степень неравномерности распределения расходов дырчатой трубой с постоянным шагом n отверстий одинаковой площади ω_o и неизменным $\xi_{от}$ составляет

(рис. 4.5 по А. М. Курганову):

$$\beta_q = \frac{q_n}{q_k} = \sqrt{\frac{1 + e [n\omega_o / (\sqrt{\xi_{от}} \omega)]^2 [(3n-2)/(4n) \cdot \lambda L/d - 2 + (n+1)/n^2]}{1 - e [n\omega_o / (\sqrt{\xi_{от}} \omega)]^2 [\lambda L/(4d) - 1 - (n-2)/n^2]}} \quad (4.43)$$

где

$$\text{при } 0 \leq 1/\beta_q \leq 1 \quad e = 0,2 + 0,13/\beta_q;$$

$$\text{при } 0 \leq \beta_q \leq 1 \quad e = 0,533 - 0,23\beta_q.$$

Однако это отношение еще не характеризует пределы изменения расходов. Средний расход на распределительном участке определяется средним давлением:

$$p_{ср} = p_n - \frac{1}{6} \rho v_n^2 \left(\lambda \frac{L}{d} \cdot \frac{3n-1}{4n} - 2 + \frac{0,53}{n} \right). \quad (4.44)$$

Минимальный расход будет в сечении l_3 с минимальным давлением; по отношению к среднему он составляет:

$$\frac{q_{мин}}{q_{ср}} = \sqrt{1 - \frac{1}{3} \left(\frac{n\omega_o}{\sqrt{\xi_{от}} \omega} \right)^2 \left(\frac{\lambda L}{4d} - 1 + \frac{4d^2}{\lambda^2 L^2} \right)}. \quad (4.45)$$

Числитель в (4.43) дает $q_n/q_{ср}$, а знаменатель — $q_k/q_{ср}$.

Давление вдоль клиновидного прямоугольного ($\omega = a \times b$) трубопровода, когда одна из сторон увеличивается от последнего отверстия по линейному закону $a = a_n (x + l/2)/(nl)$, при выражении λ по (3.52) изменяется по закону

$$p = p_n - \rho \lambda_y \frac{r l}{a_n} v_n^2 \left\{ \left(\frac{2n-1}{2l-1} \right)^{1/4} - 1 + \frac{2n-1}{6n} \cdot \frac{a_n}{b} \left[1 - \left(\frac{2l-1}{2n-1} \right)^{3/4} \right] \right\}. \quad (4.46)$$

Степень неравномерности распределения расходов при $\beta_q < 1,15$ составляет:

$$\beta_q = \frac{q_n}{q_c} \approx 1 + 2\lambda_y \frac{nl}{\xi_{от} a_n} \left(\frac{\omega_o}{a_n b} \right)^2, \quad (4.47)$$

где λ_y вычисляется через условный гидравлический диаметр, равный отношению площади начального сечения

к среднему на данном участке смоченному периметру:

$$d_y = \frac{2n-1}{2n} \cdot \frac{2a_n b}{b + (n+1-i) a_n/2n}.$$

II. При присоединении расхода $Q_{\text{пр}}$ с линейным законом изменения

$$q = q_n + (Q_{\text{пр}}/L - q_n) \cdot 2x/L \quad (4.48)$$

по длине трубопровода L постоянного сечения ω к транзитному расходу $Q_{\text{тр}}$ из (4.19) при $v_x = 0$ пьезометрический напор в сборном трубопроводе изменяется:

$$\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_n - \left(z + \frac{p}{\gamma}\right) = \xi_{\text{пр}} \frac{Q_{\text{к}}^3}{g\omega^2} + \xi_f \frac{Q_{\text{к}}^2 L}{K^2}, \quad (4.49)$$

где

$$\begin{aligned} \xi_{\text{пр}} = & \frac{2Q_{\text{пр}}}{(Q_{\text{пр}} + Q_{\text{тр}})^2} \cdot \frac{x}{L} \left[\frac{Q_{\text{тр}}}{Q_{\text{пр}}} q_n L + Q_{\text{тр}} \left(1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}}\right) \frac{x}{L} + \right. \\ & + \frac{(q_n L)^2}{2Q_{\text{пр}}} \cdot \frac{x}{L} + q_n L \left(1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}}\right) \frac{x^2}{L^2} + \\ & \left. + \frac{Q_{\text{пр}}}{2} \left(1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}}\right)^2 \frac{x^3}{L^3} \right], \quad (4.50) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \xi_f = & \frac{x}{(Q_{\text{пр}} + Q_{\text{тр}})^2 L} \left(Q_{\text{тр}}^2 + Q_{\text{тр}} q_n x + \right. \\ & + \frac{2}{3} Q_{\text{тр}} Q_{\text{пр}} \left(1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}}\right) \frac{x^2}{L^2} + \frac{1}{3} q_n^2 x^2 + \\ & \left. + \frac{1}{2} Q_{\text{пр}} q_n \left(1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}}\right) \frac{x^3}{L^2} + \frac{1}{5} Q_{\text{пр}}^2 \left(1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}}\right)^2 \frac{x^4}{L^4} \right]. \quad (4.51) \end{aligned}$$

На рис. 4.6 дано изменение коэффициентов $\xi_{\text{пр}}$ и ξ_f по (4.50) и (4.51) при $Q_{\text{тр}} = 0$.

Расход через отверстия, равномерно расположенные вдоль трубопровода, или через щель постоянной ширины поступает в сборный трубопровод под действием напора H неравномерно, и изменение расхода в трубопроводе, согласно исследованиям А. А. Василенко, зависит от отношения площадей отверстий и поперечного сечения трубопровода ω_* :

$$Q = Q_{\text{тр}} + Q_{\text{пр}} (x/L)^n; \quad (4.52)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{при } Q_{\text{тр}} = 0 \text{ для } \omega_* \leq 1 \quad n = 1 + 0,36\omega_*^2; \\ \text{для } \omega_* > 1 \quad n = 1,36\sqrt{\omega_*}; \end{aligned} \right\} \quad (4.53)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{при } Q_{\text{тр}} \neq 0 \text{ для } \omega_* \leq 1 \quad n = 1,6\omega_*^{0,5}; \\ \text{для } \omega_* > 1 \quad n = 1,6\omega_*^{0,25}. \end{aligned} \right\} \quad (4.54)$$

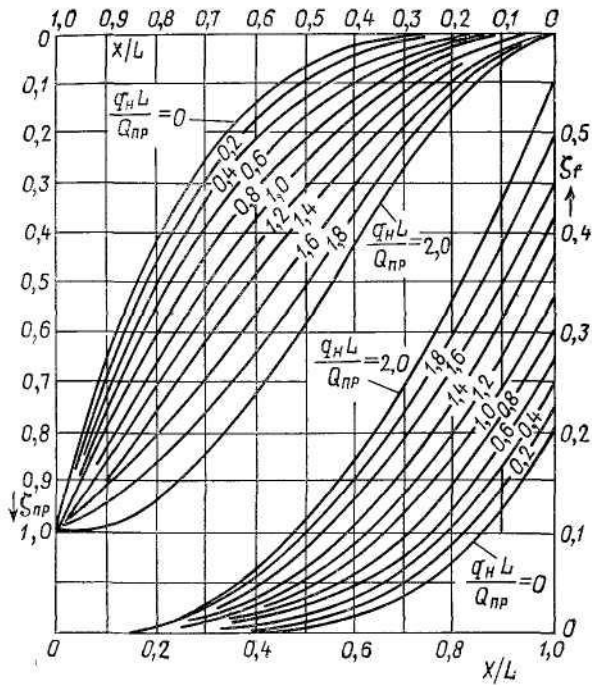


Рис. 4.6. Графики для определения ξ_{np} и ξ_f по (4.50) и (4.51) при $Q_{тр} = 0$

При условии (4.52) пьезометрический напор в сборном трубопроводе диаметром d изменяется от его начала по зависимости

$$\begin{aligned}
 H - \left(z + \frac{p}{\gamma} \right) &= \frac{Q_{np}^2}{g\omega^2} \left[(x/L)^{2n} + 2 \frac{Q_{тр}}{Q_{np}} (x/L)^n + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{2} \xi_{н} (1 + Q_{тр}/Q_{np})^2 \right] + \frac{\lambda_c}{d} \cdot \frac{Q_{np}^2}{2g\omega^2} \times \\
 &\times x \left[\frac{1}{2n+1} (x/L)^{2n} + \frac{2}{n+1} \cdot \frac{Q_{тр}}{Q_{np}} (x/L)^n + Q_{тр}^2/Q_{np}^2 \right], \quad (4.55)
 \end{aligned}$$

где λ_c — средний коэффициент гидравлического трения сборного трубопровода; $\xi_{н}$ — коэффициент сопротивления, отнесенный к скоростному напору в конце сборного

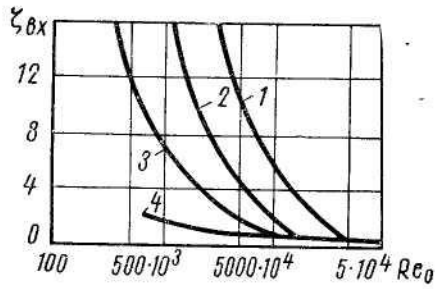


Рис 47 Зависимость $\zeta_{вх}$ от Re_0 и $\delta/d_0 = 0,5; 0,9; 1,3$ и $1,8$ (соответственно кривые 1, 2, 3 и 4)

трубопровода и определяющий начальный перепад напора.

При $Q_{тр} = 0$ и $5,2 > \lg(n Re_k) > 3,6$

$$\lambda_c = \lambda_{1,2} [4,8 - 0,7 \lg(n Re_k)]. \quad (4.56)$$

При $Q_{тр} \neq 0$ и $4,1 > \lg(Re_k \cdot Q_{тр}/Q_{пр}) > 2,0$

$$\lambda_c = \lambda_{1,2} [3,4 - 0,57 \lg(Re_k \cdot Q_{тр}/Q_{пр})], \quad (4.57)$$

а при $\lg(Re_k \cdot Q_{тр}/Q_{пр}) > 4,1$

$$\lambda_c = \lambda_{гл},$$

где $\lambda_{гл}$ — коэффициент гидравлического трения неперфорированного трубопровода при расчетном числе Рейнольдса в конце сборного трубопровода Re_k .

Приняв расход в отверстиях одинаковым на расстоянии $0,1 L$, коэффициент сопротивления ζ_n А. А. Василенко получил в виде:

$$\zeta_n = \zeta_{вх} \cdot 0,1^{2(n-1)} \omega_*^{-2}, \quad (4.58)$$

где коэффициент сопротивления первого отверстия $\zeta_{вх}$ находится по графику (рис. 4.7) в зависимости от числа Рейнольдса проходящего через него потока Re_0 и отношения толщины стенки δ к диаметру d_0 ; при этом

$$Re_0 = Re_k \cdot 0,1^{n-1} d_0 / (d \omega_*). \quad (4.59)$$

В случае поступления воды через щель в стенке сборника круглого сечения, с учетом угла ее наклона, аналогично (4.37)

$$\mu = 1 - 0,005 Re_* - 0,115 \sqrt{\varphi} - (0,125 - 0,004 Re_*) \omega_*^{0,5}. \quad (4.60)$$

Коэффициент расхода для продольных щелей при сборе воды выражается в зависимости от удельной скважности сборника в виде:

$$\mu = 1 - 0,005 \operatorname{Re}_* - 0,125 \sqrt{\omega_*}. \quad (4.61)$$

При перфорации $\omega_* \leq 0,4$ можно считать присоединение расхода вдоль трубопровода равномерным.

§ 4.5. 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_d на участке L распределения расхода Q_n можно выразить по формуле Дарси (3.4) через расчетный расход Q_p :

$$h_d = \lambda L/d \cdot Q_p^2 / (2g\omega^2) = ALQ_p^2 = A' L Q_p^m, \quad (4.62)$$

где

$$Q_p = Q_{\text{тр}} + \beta Q_n \quad (4.63)$$

$Q_{\text{тр}}$ — транзитный расход, т. е. расход, проходящий транзитом на участке L ; Q_n — путевой расход, т. е. расход, распределенный ($Q_n = qL$) на участке L .

Коэффициент β зависит от способа отбора расхода Q_n и от закона гидравлических сопротивлений на трение по длине.

При равномерном распределении расхода с интенсивностью q

$$\beta = \left\{ \frac{1}{(m+1)} \left[\left(\frac{Q_{\text{тр}}}{Q_n} + 1 \right)^{m+1} - \left(\frac{Q_{\text{тр}}}{Q_n} \right)^{m+1} \right] \right\}^{1/m} - \frac{Q_{\text{тр}}}{Q_n}, \quad (4.64)$$

где m — показатель степени в законе сопротивлений $I = A' Q^m$.

При квадратичном законе сопротивлений ($m = 2$) величина β изменяется от 0,577 при $Q_{\text{тр}} = 0$ до 0,5 при $Q_{\text{тр}} > 3Q_n$; 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 δh_d вследствие несоответствия принятого значения β

действительному составит:

$$\delta h_d = m\beta Q_n \delta\beta / (Q_{тр} + \beta Q_n), \quad (4.65)$$

где $\delta\beta$ — 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 $Q_{тр} > Q_n$ 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 $Q_{тр}/Q_n$ и от числа n точек отбора воды на участке L :

$$\beta = \sqrt{(Q_{тр}/Q_n)^2 + N_1 Q_{тр}/Q_n + N_2} - Q_{тр}/Q_n, \quad (4.66)$$

где

$$N_1 = 1 \quad \text{и} \quad N_2 = (2 - 1/n)/6, \quad (4.67)$$

если участок L от первой до последней точки отбора считать равным $L = (n - 1)l$;

$$N_1 = (1 + 1/n) \quad \text{и} \quad N_2 = (1 + 1/n)(2 + 1/n)/6, \quad (4.68)$$

если участок L будет равным $L = nl$, начинаясь на расстоянии l до первой точки отбора и заканчиваясь последней точкой отбора;

$$N_1 = 1 \quad \text{и} \quad N_2 = (2 + 1/n^2)/6 \quad (4.69)$$

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. 4.5 даны значения коэффициента β в зависимости от отношения $Q_n/(Q_{тр} + Q_n)$ и числа точек отбора воды n для последнего случая.

Таблица 4.5

Значения β при квадратичном законе сопротивления в цилиндрическом трубопроводе

$\frac{Q_{тр}}{Q_n}$	$\frac{Q_n}{Q_{тр} + Q_n}$	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

Рис. 4.8. К сокращению числа расчетных участков (расходы из точек B и D переносятся в узловые точки A и C)

Величина коэффициента β при гидравлически гладком сопротивлении меньше, чем при квадратичном сопротивлении, максимум на 5%; при ламинарном движении $\beta = 0,5$.

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_B , то этот расход, умноженный на коэффициент β' , можно перенести в узел C , а другую его часть, равную $(1 - \beta')Q_B$, перенести в узел A (рис. 4.8). Полученные при этом значения β' при различных l_1/l и $Q_{тр}/Q_B$ даны в табл. 4.6.

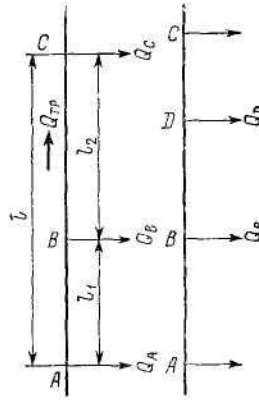


Таблица 4.6

Значения β' при квадратичном законе сопротивления

$\frac{Q_{тр}}{Q_B}$	l_1/l				
	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
0,0	0,316	0,548	0,707	0,837	0,949
0,2	0,224	0,478	0,660	0,810	0,940
0,5	0,171	0,422	0,618	0,785	0,932
1,0	0,140	0,378	0,581	0,761	0,924
2,0	0,121	0,345	0,553	0,739	0,915
5,0	0,111	0,320	0,523	0,718	0,908
10,0	0,105	0,312	0,513	0,710	0,904

Таким же путем решается задача, если на участке AC имеются два сосредоточенных расхода: в точках B и D (рис. 4.8). Сначала расход из точки B переносится с соответствующими коэффициентами согласно табл. 4.6 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.

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

$$\Delta H = -a \Delta v / g, \quad (5.1)$$

где g — ускорение силы тяжести, равное $9,81 \text{ м/с}^2$; a — скорость распространения по трубопроводу волн изменения давления, м/с .

Скорость a при отсутствии торцевого закрепления трубы определяется по формуле

$$a = \sqrt{E_{ж}/\rho} [1 + (1 - \mu^2) d E_{ж}/(\delta E_{т})]^{-0,5}, \quad (5.2)$$

где d и δ — диаметр и толщина стенок трубопровода; μ — коэффициент Пуассона, равный для стальных труб $0,25-0,33$, для полиэтиленовых — $0,32-0,5$; $E_{ж}$ — модуль упругости воды; $E_{т}$ — модуль упругости материала труб, равный:

для стали	206 ГПа
» чугуна	98 »
» бетона	19,6 »
» полиэтилена	1,4÷2 »
» винилпласта	2,8÷3 »
» стеклопласта	4,9÷9,8 »
» резины	2÷6 МПа

Для железобетонных труб значения E_T и δ в (5.2) берутся для бетона, но в величину E_T вводится множитель $(1 + 9,5\alpha) = 1,14 \div 1,47$, где α — коэффициент армирования, обычно равный 0,015—0,05.

Без наличия нерастворенного в воде воздуха при $E_{ж} = 2,1 \text{ ГПа}$ скорость ударной волны

$$a_0 = 1425 / \sqrt{1 + 2,1d / (E_T \delta)} \text{ [м/с]}. \quad (5.3)$$

С учетом нерастворенного в воде воздуха через $E_{ж}$ по (1.8) скорость a оказывается зависящей от ударного давления Δp :

$$a = a_0 [1 + \Phi_0 \rho p_a a_0^2 / (p_{ст} + \Delta p)^2]^{-0,5}, \quad (5.4)$$

где $p_{ст}$ — абсолютное статическое давление; ρ — плотность воды.

Поскольку зависимость между повышением давления и уменьшением скорости, согласно (5.1) с учетом (5.4), оказывается нелинейной, постольку при расчетах гидравлического удара в водоводах 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 нерастворимых газов:

при статическом напоре 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:

$$\alpha_{гр} = 1 + E_{гр} d / (2,7 E_T \delta), \quad (5.5)$$

где $E_{гр}$ — модуль упругости грунта, равный:

для песка	39 МПа
» суглинка	34 »
» глины	29,4 »

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 за-

твора 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 возвращается к источнику возмущения в виде обратной волны, называется *фазой удара* t_{ϕ} . Если длина водовода l , то фаза удара

$$t_{\phi} = 2l/a. \quad (5.6)$$

Удар, получающийся, когда отраженная отрицательная волна не успевает подойти к затвору до момента его полного закрытия, называется *прямым гидравлическим ударом*, т. е. когда

$$t_{\phi} > T, \quad (5.7)$$

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

$$T > t_{\phi}. \quad (5.8)$$

Время T закрытия затвора с электроприводами указывается в каталоге арматуры Главвармалита.

§ 5.2. Расчет гидравлического удара в простом трубопроводе

Перед закрытием затвора в трубопроводе под действием напора H_0 развивается средняя скорость

$$v_0 = \varphi_0 \sqrt{2gH_0}, \quad (5.9)$$

где φ_0 — коэффициент скорости в начальный момент времени:

$$\varphi_0 = 1/\sqrt{\xi_0 + \xi_s}; \quad (5.10)$$

$\xi_0 = 1 + \xi_c$ при истечении в атмосферу; $\xi_0 = \xi_c$ при истечении под уровень; ξ_c — безразмерный коэффициент сопротивления системы (без учета регулирующего затвора), определяемый по (3.12); ξ_s — коэффициент сопротивления затвора в начальный момент (перед началом закрытия его), определяемый по табл. 3.24, 3.25, 3.27 или по графикам на рис. 3.13, 3.15—3.19 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:

$$H_0 + \Delta H = (\xi_0 + \xi_s) v^2 / (2g), \quad (5.11)$$

где ξ_s — коэффициент сопротивления затвора при данной степени его открытия.

В течение первой фазы, т. е. в течение промежутка времени $t_{\text{ф}} = 2l/a$ от начала закрытия затвора до возвращения отраженной от напорного резервуара волны, нарастание напора будет следовать закону Н. Е. Жуковского:

$$\Delta H = a(v_0 - v)/g. \quad (5.12)$$

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),

$$\Delta H_{\text{пр}} = av_0/g. \quad (5.13)$$

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

$$\frac{\varphi_k}{\varphi_0} \sqrt{1 + \frac{\Delta H_k}{H_0}} = 1 - \frac{1}{2\rho} \cdot \frac{\Delta H_k}{H_0} - \frac{1}{\rho} \sum_{i=1}^{k-1} \frac{\Delta H_i}{H_0}, \quad (5.14)$$

где ρ — ударный параметр трубопровода:

$$\rho = av_0 / (2gH_0) = \varphi_0^2 a / v_0; \quad (5.15)$$

φ_0 и φ_k — коэффициенты скоростей в начальный и в конечный моменты времени, определяемые по (5.10) и (5.16):

$$\varphi = 1 / \sqrt{\zeta_0 + \zeta_s}. \quad (5.16)$$

Уравнение (5.14) можно представить в таком виде:

$$\Delta H_k = 2H_0 \left\{ \left[\rho - \frac{1}{H_0} \sum_{i=1}^{k-1} \Delta H_i + \left(\frac{\rho \varphi_k}{\varphi_0} \right)^2 \right] - \frac{\rho \varphi_k}{\varphi_0} \sqrt{1 + 2 \left(\rho - \frac{1}{H_0} \sum_{i=1}^{k-1} \Delta H_i \right) + \left(\frac{\rho \varphi_k}{\varphi_0} \right)^2} \right\}. \quad (5.17)$$

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, выполненных по (5.17), удобно сводить в таблицу. 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.

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

$$\zeta_s = \zeta_0 (\Delta H / H_0) + \zeta_s \approx 0,1 \zeta_0 + \zeta_s, \quad (5.18)$$

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 $t = T$ и $\varphi_n = 0$

$$\Delta H_n = 2H_0 \left(\rho - \sum_{i=1}^{n-1} \Delta H_i / H_0 \right), \quad (5.19)$$

где n — число фаз до полного закрывания 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:

$$\begin{aligned} \Delta H''_1 &= 4H_0 \rho^2 \left(\sqrt{1 + \frac{\Delta H_n}{2H_0 \rho^2}} - 1 \right) \approx \\ &\approx \Delta H_n \left(1 - \frac{\Delta H_n}{8H_0 \rho^2} \right). \end{aligned} \quad (5.20)$$

Распространение этой волны вызовет образование в водоводе скорости движения воды в обратном направлении, равной $v_{обп} = g\Delta H''/a$. Гашение этой скорости у затвора приведет к снижению напора на

$$\Delta H'' = av_{обп}/g. \quad (5.21)$$

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 промежуток времени в одну фазу ударной волны) равно $e^{-1/2\mu}$.

В. С. Дикаревский колебания напора h_i у источника возмущения потока определяет по формуле

$$\begin{aligned} \frac{h_i}{h_p} &= 1 - \left(\frac{h_{i-1}}{h_p} - 1 \right) e^{-\mu t \Phi} \pm \frac{2v_0 a}{2gh_p} \left(1 - \frac{v_i}{v_0} \right) \mp \\ &\mp \frac{2v_0 a}{2gh_p} \left(1 - \frac{v_{i-1}}{v_0} \right) e^{-\mu t \Phi}, \end{aligned} \quad (5.22)$$

где $\mu = \lambda_y v_0 / (4D)$; h_p — расчетный напор в рассматриваемом сечении при установившемся движении жидкости; верхние индексы соответствуют гидравлическому

удару, начинающемуся с повышения напора в конце трубопровода, а нижние — с понижения напора в начале трубопровода.

При прямом ударе ($v_i = v_{i-1} = 0$) в первой фазе, по гипотезе Н. Е. Жуковского, происходит полное восстановление потерь напора, т. е. в первом случае для конца первой фазы $h_p = H_{ст}$ — статический напор, а во втором случае в начале фазы $h_p = h_0 = H_{ст} - H_0$ — рабочий напор; для всех остальных фаз, кроме первой, принимается

$$h_p = (H_{ст} + h_0)/2 = H_{ст} - H_0/2 = h_0 + H_0/2. \quad (5.23)$$

Затухание колебаний происходит по закону

$$\begin{aligned} h_i - H_{ст} &= \pm \frac{av_0}{g} \pm 2 \frac{av_0}{g} \sum_{r=1}^{r=i-1} e^{-r\mu t \phi} (-1)^r \mp \\ &\mp \frac{1}{2} H_0 (1 + e^{-\mu t \phi}) \sum_{r_1=0}^{r_1=i-2} e^{-r_1 \mu t \phi} (-1)^{r_1}. \end{aligned} \quad (5.24)$$

Если волна понижения давления $\Delta H''_i$ окажется больше статического напора в водоводе относительно уровня воды в напорном резервуаре $H_{ст}$, т. е. $\Delta H''_i > H_{ст}$, то в водоводе произойдет разрыв сплошности потока и давление упадет до предела $H_{пред} \approx 1 \div 2$ м вод. ст.

$$\Delta H''_{пред} = H_{ст} + h_{вак доп} \approx H_{ст} + 8 \text{ [м вод. ст.]}. \quad (5.25)$$

В трубопроводе, оборудованном вантузом для впуска воздуха, давление может упасть до атмосферного, т. е.

$$\Delta H''_{пред} = H_{ст}. \quad (5.26)$$

По окончании заполнения разрыва сплошности потока водой, когда воздух беспрепятственно (без сжатия) выходит из этого пространства трубопровода, повышение давления может достигнуть (примерно):

$$\Delta H_{макс} = 2H_{ст} + \Delta H''_i. \quad (5.27)$$

Пример 1. В водоводе длиной $l = 2000$ м при полностью открытом затворе $v_0 = 1$ м/с и потери напора $h_{св} = 5$ м. Рассчитаем гидравлический удар при условии, что затвор, установленный в конце водовода, закрывается равномерно в течение 80 с. Примем $a = 1000$ м/с, $H_{ст} = 85$ м.

До закрытия затвора, равного $h/d = 0,65$, при котором сопротивление затвора составляет примерно 8% от начального сопротивления трубопровода, повышение напора считаем, как для первой фазы. При этом закрытие до 0,65 происходит за 52 с. Результаты расчета сведены в табл. 5.1. Понижение давления через фазу после закрытия, по (5.20), составит $\Delta H_1' = 55 \text{ м} < H_{ст}$.

Таблица 5.1

Расчет примера по (5.17) при $t_{\phi} = 4 \text{ с}$, $\rho = 10,2$

№ п/п	t , с	h/d	Φ/Φ_0	$(\Phi/\Phi_0)^2$	$\Delta H_k/H_0$	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

Согласно решениям М. М. Андрияшева, при $\rho \leq 0,7$ ударное давление в водоводе будет не выше статического и, следовательно, расчета гидравлического удара не требуется.

Зависимость (5.27) получена Л. Ф. Мошниным для мгновенного закрытия задвижки, когда фронт ударных волн предполагается вертикальным. При закрытии задвижки в течение времени $t_{зад}$ происходит «завал» фронта волны. В этом случае максимальное превышение напора над статическим у задвижки будет во второй фазе; для его определения Б. Ф. Лямаевым предложена формула

$$\Delta h_2 = (H_{ст} + h_{вак}) (2n + 1), \quad (5.28)$$

где

$$n \geq \frac{t_{зад}}{2t_{\phi}} \left(\frac{a}{g} \cdot \frac{v_0}{H_{ст} + h_{вак}} + g \frac{H_{ст} + h_{вак}}{av_0} \right) - \frac{a}{g} \cdot \frac{v_0}{H_{ст} + h_{вак}}; \quad (5.29)$$

n — целое число выражения (5.29), которое показывает, за сколько целых фаз происходит возникновение и захлопывание кавитационной каверны.

§ 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

$$H = \beta^2 h_{np} - s_n Q^2, \quad (5.30)$$

то ординаты кривой $Q - H$ при числе оборотов $n < n_0$ будут ниже, чем при числе оборотов n_0 (кривой $H_0 - Q$), на

$$\Delta H = h_{np} (1 - \beta^2); \quad (5.31)$$

здесь β — отношение числа оборотов насоса n к нормальному числу оборотов n_0 при его работе.

Значения h_{np} и s_n для водопроводных и канализационных насосов различных марок приведены в [7, 34].

Связь между изменениями напора ΔH в водоводе и производительности насоса ΔQ выражается формулой

$$\Delta H = am \Delta Q / (gn\omega), \quad (5.32)$$

где 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:

$$t/T_a = [\arctg \sqrt{\delta_{cp}/C} - \arctg (\beta/\sqrt{C})] (1 + C) / \sqrt{C}, \quad (5.33)$$

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; δ_{cp} — отношение мощности N'_0 при числе оборотов n_0 , найденной по кривой пропорциональности, к мощности N_0 , соответствующей рабочей точке насоса.

Время разгона насосного агрегата

$$T_a = \pi G D^2 n_c / (120 g M_0) \approx 2,75 \cdot 10^{-6} G D^2 n_c^2 / N_0; \quad (5.34)$$

здесь GD^2 — маховой момент агрегата ($\text{кгс}\cdot\text{м}^2$), 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, $\text{кгс}\cdot\text{м}$ и кВт .

Для диапазона β от 1 до 0,5 с достаточной точностью вместо (5.33) можно принять:

$$\beta = T_a / (T_a + \delta_{\text{ср}} t); \quad (5.35)$$

$$t/T_a = (1 - \beta) / (\beta \delta_{\text{ср}}). \quad (5.36)$$

Если при ударе 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. Андрияшеву, 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.

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 $H_{\text{ст}}$; эта точка расположена ниже рабочей точки насоса на величину $h_0 = H_0 - H_{\text{ст}}$.

3. На оси абсцисс отмечается точка 3, соответствующая расходу

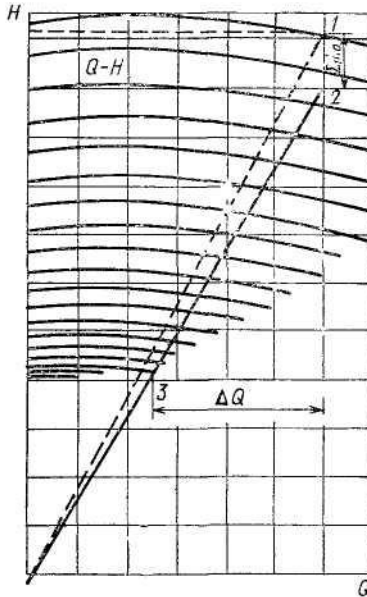


Рис. 5.1. К расчету понижения напора вследствие уменьшения числа оборотов насоса

$$Q_3 = Q_0 - gn\omega H_{\text{ст}} / (am), \quad (5.37)$$

при котором, согласно уравнению (5.32), напор падает до нуля (т. е. $\Delta H = H_{ст}$). Точки 2 и 3 соединяются прямой, выражающей уравнение (5.32).

4. По формуле

$$h_1 = (1 - \Delta Q/Q_0)^2 h_0 \quad (5.38)$$

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 $Q - H$ насоса 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 с учетом (5.30) аналитически:

$$h_{пр} \beta^2 = H_{ст} + sQ^2 - \frac{am}{gn\omega} (Q_0 - Q) \approx \\ \approx H + s_n \left(Q_3 + \frac{gn\omega}{am} \cdot \frac{H_{ст}}{H_{ст} + h_0} H \right)^2, \quad (5.39)$$

где $s = s_n + s_b$; s_b — сопротивление водовода.

5. По (5.36) 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.

Исходя из 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

$$t_1 = (2l - x)/a, \quad (5.40)$$

где 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 $t' = 2(l - x)/a$. По данному 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 $h_{вак}$, образующегося в высшей точке водовода при поступлении в него воды под действием атмосферного давления, с предельно допустимой $h_{вак. доп}$

(при нормальных условиях работы водоводов и температуре воды 25—30 °С эту величину можно принимать равной 8—9 м вод. ст.):

$$h_{\text{вак}} = z_{\text{в}} + s_{0-\text{в}} [Q_0 - (H_{\text{с}} + z_{\text{с}}) g\omega/a]^2, \quad (5.41)$$

где Q_0 — начальный (до удара) расход воды в водоводе площадью ω при скорости v_0 ; $H_{\text{с}}$ — высота водонапорной башни над уровнем оси водовода в месте его примыкания к башне; $z_{\text{с}}$ — превышение оси водовода в месте его примыкания к башне над уровнем воды в источнике; $z_{\text{в}}$ — превышение высшей точки водовода над уровнем воды в источнике; $s_{0-\text{в}}$ — 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 $s_{\text{н}}$ может быть взято из работ [7, 34]; при обратном движении воды через него — как при свободном его вращении ($s_{\text{об}}$), так и неподвижном, заторможенном рабочем колесе ($s_{\text{т}}$) — оно примерно в три раза больше, чем $s_{\text{н}}$.

Если $h_{\text{вак}} < h_{\text{вак. доп}}$, то опасность разрывов сплошности потока исключается.

При остановках насосов максимальные напоры имеют место во второй фазе. В. М. Папин отмечает, что наибольших гидравлических ударов следует ожидать в горизонтальных водоводах при наличии насосов с малой инерцией движущихся масс. По предложению В. С. Дикаревского, в этом случае

$$H = H_{\text{ст}} + \frac{av_0}{g} (2e^{-\mu t_{\text{ф}}} - 1) + \frac{1}{2} h_w (1 + e^{-\mu t_{\text{ф}}}), \quad (5.42)$$

где

$$\mu t_{\text{ф}} = \frac{gh_w}{2lv_0} \cdot \frac{2l}{a} = \frac{gh_w}{v_0 a}. \quad (5.43)$$

Если на профиле водовода имеются возвышенности с отметками оси трубы, примерно равными отметке воды в резервуаре или даже больше ее, то следует дополнительно производить расчет по (5.42) при $t_{\text{ф}} = 2l_1/a$, где l_1 — расстояние от насоса до рассматриваемой возвышенности.

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 [50 и 49].

§ 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

$$H_{\text{макс}} = H_{\text{б}} + z_{\text{к}} + H_{\text{доп}}, \quad (5.44)$$

при $g(H + z)_{\text{б}} / (av_0) \leq 1,0$

$$H_{\text{доп}} = H_{\text{б}} + h_{\text{вак}};$$

при $g(H + z)_{\text{б}} / (av_0) > 1,0$

$$H_{\text{доп}} = av_0/g;$$

здесь $H_{\text{макс}}$ — максимально возможный напор в водоводе относительно отметки оси обратного клапана; $z_{\text{к}}$ — превышение оси клапана над уровнем воды в водоприемнике.

2. Величина $H_{\text{макс}}$ может быть снижена до допустимого $H_{\text{доп}}$ 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

$$\zeta_{\text{с}} = 2a^2 H_{\text{доп}} / [g(H_{\text{макс}} - H_{\text{доп}})^2] - \zeta_{\text{тр}}, \quad (5.45)$$

где $\zeta_{\text{тр}}$ — суммарный коэффициент сопротивления водовода на участке от водонапорной башни до места установки предохранительного клапана (включая фасонные части и арматуру).

При заданной величине $\zeta_{\text{с}}$ максимальный напор при сбросе воды через клапан $H_{\text{пр}}$ определяется по формуле

$$H_{\text{пр}} = H_{\text{макс}} \left[1 - \frac{a^2 \left(\sqrt{\frac{2g}{a^2} H_{\text{макс}} (\zeta_{\text{с}} + \zeta_{\text{тр}}) + 1} - 1 \right)}{g H_{\text{макс}} (\zeta_{\text{с}} + \zeta_{\text{тр}})} \right]. \quad (5.46)$$

Пример 2. По наклонному водоводу длиной $l = 2$ км с чугунными трубами диаметром 600 мм вода насосами подается со скоростью $v_0 = 1$ м/с, $Q_0 = 0,28$ м³/с в напорную башню высотой $H_6 = 36$ м, расположенную на отметке $z_6 = 4$ м. Водовод на отметке $z_k = 1$ м оборудован предохранительным клапаном системы УкрВОДГЕО (открывающимся при повышении давления), с $d_k = 150$ мм. Вода от клапана отводится по чугунному трубопроводу $d_c = 200$ мм и $l_c = 20$ м. Примем $a/g = 100$ с, $a = 981$ м/с.

Выясним возможность разрыва сплошности потока в водоводе в наивысшей точке с отметкой z_6 . Принимая сопротивление насоса и трубопроводов до рассматриваемой точки водовода равным $s_{0-в} = \zeta_c / (2g\omega^2) = 130$ с²/м⁵, определим величину вакуума в наивысшей точке водовода после прекращения подачи воды насосом по (5.41):

$$h_{\text{вак}} = 4 + 130(0,28 - 0,28 \cdot 40/100)^2 = 7,65 \text{ м вод. ст.}$$

Так как $h_{\text{вак}} < 8$ м вод. ст., то разрыв сплошности потока в воде не произойдет. Поскольку в данном случае $av_0/g = 100$ м $> H_6 + z_6 = 40$ м, то максимально возможное повышение давления в водоводе, не оборудованном предохранительным клапаном, согласно (5.44), может достигать $H_{\text{макс}} = 72 + 4 + 8 = 84$ м.

Коэффициент сопротивления сбросного устройства с предохранительным клапаном $\zeta_k = 2$, задвижкой $\zeta_з = 0,1$, переходником $\zeta_{\text{пер}} = 0,2$, тройником $\zeta_{\text{тр}} = 1,28$ и коленом $\zeta_{\text{кол}} = 0,37$ (согласно § 3.4) составляет $\zeta'_c = 145$. Отнесем ζ'_c к диаметру трубы $d = 600$ мм:

$$\zeta_c = \zeta'_c \left(\frac{d}{d_c} \right)^4 = 145 (600/200)^4 = 1180.$$

Коэффициент сопротивления трубопровода от башни до предохранительного клапана $\zeta_{\text{тр}} = 84$.

По (5.46) определяем максимальный напор:

$$H_{\text{пр}} = 84 [1 - 0,925 (\sqrt{2,16 + 1} - 1)] = 23,6 \text{ м.}$$

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 по (5.45)

$$\zeta_c = 2 \cdot 981^2 \cdot 0,6 / [9,81 \cdot 84 (1 - 0,6)^2] - 84 = 8750 - 84 = 8666,$$

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

$$H_{\text{макс}} - H_{\text{ст}} = av_0/g + 2H_{\text{ст}}, \quad (5.47)$$

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

$$H_{\text{макс}} = 2H_{\text{ст}} + 0,5(\Delta H + av_0/g). \quad (5.48)$$

Коэффициент сопротивления сбросного устройства не должен превосходить

$$\zeta_c = 2g \frac{H_{\text{ст}} + \Delta H - z_c}{\left[v_0 + \frac{g}{a}(2H_{\text{ст}} + \Delta H)\right]^2}, \quad (5.49)$$

где ΔH — превышение напора в водоводе над статическим в месте установки предохранительного клапана; z_c — 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 (5.49). 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

$$H_{\text{макс}} = 1,5H_{\text{ст}} + av_0/(2g). \quad (5.50)$$

Повышение напора перед клапаном-гасителем определяется формулой

$$\Delta H = \frac{a}{g} \left[U - \sqrt{\frac{a}{\zeta_c} \left(2U - \frac{a}{\zeta_c} \right) + 2g \frac{H_{\text{ст}} - z_c}{\zeta_c}} \right], \quad (5.51)$$

где при

$$z_{\max} - z_c \geq a^2 / (2g\zeta_c) \quad (5.52)$$

$$U = v_0 + 2g(H_{\text{ст}} - z_c)/a + 5a/(4\zeta_c), \quad (5.52a)$$

а при

$$z_{\max} - z_c \leq a^2 / (2g\zeta_c) \quad (5.53)$$

$$U = v_0 + 2 \frac{g}{a} (H_{\text{ст}} - z_{\max}) + \sqrt{2g \frac{z_{\max} - z_c}{\zeta_c}} + \frac{a}{\zeta_c}. \quad (5.53a)$$

Чтобы напор перед клапаном-гасителем не превышал H_k , коэффициент сопротивления сбросного устройства не должен быть больше следующей величины:

при условии (5.52)

$$\zeta_c = g \frac{H_k - z_c}{\omega^2} - \frac{a}{4\omega} + \sqrt{\frac{H_k - z_c}{\omega^3} \left(g^2 \frac{H_k - z_c}{\omega} - \frac{ag}{2} \right)}, \quad (5.54)$$

где

$$\omega = v_0 + \frac{g}{a} (3H_{\text{ст}} - 2z_c - H_k);$$

при условии (5.53)

$$\sqrt{\zeta_c} = \frac{\sqrt{2g(H_k - z_c)} - \sqrt{2g(z_{\max} - z_c)}}{v_0 + \frac{g}{a} (3H_{\text{ст}} - 2z_{\max} - H_k)}; \quad (5.55)$$

здесь $\Delta H = H_k - H_{\text{ст}}$ — повышение напора перед клапаном-гасителем; H_k — напор перед клапаном-гасителем; $H_{\text{ст}}$ — статический напор в водоводе; ζ_c — коэффициент сопротивления сбросного устройства; z_c — отметка излива воды из сбросного устройства; z_{\max} — 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): $\zeta_c = s_{\text{об}} \times \times 2g\omega^2 \approx 3s_n \cdot 2g\omega^2$.

Пример 3. Дано: $v_0 = 2$ м/с, $H_{\text{ст}} = 100$ м; $z_{\max} = 60$ м; $z_c = 10$ м; $a/g = 50$ с.

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 (5.47), величины

$$H_{\text{макс}} = av_0/g + 3H_{\text{ст}} = 50 \cdot 2 + 3 \cdot 100 = 400 \text{ м.}$$

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 (5.48), может достигать

$$H_{\text{макс}} = 2 \cdot 100 + (20 + 50 \cdot 2)/2 = 200 + 60 = 260 \text{ м.}$$

При этом коэффициент сопротивления сбросного устройства, по (5.49), не должен превышать

$$\begin{aligned} \zeta_c &= 2 \cdot 9,81 (100 + 20 - 10) / \left(2 + \frac{2 \cdot 100 - 20}{50} \right)^2 = \\ &= 2 \cdot 9,81 \cdot 110 / 5,6^2 = 68. \end{aligned}$$

Если в начале водовода установлен клапан-гаситель, то напор в водоводе в результате соударения колонны воды в местах разрыва сплошности потока максимально может, согласно (5.50), достигнуть значения

$$H_{\text{макс}} = 1,5 \cdot 100 + 50 \cdot 2/2 = 200 \text{ м.}$$

Определим по (5.54) коэффициент сопротивления сбросного устройства при $H_k = 220$ м;

$$\begin{aligned} \zeta_c &= \frac{9,87 (220 - 10)}{3,2^2} - \frac{490}{4 \cdot 3,2} + \\ &+ \sqrt{9,81 \frac{220 - 10}{3,2^3} \left(9,81 \frac{220 - 10}{3,2} - \frac{490}{2} \right)} = 323; \\ \omega &= 2 + \frac{1}{50} (3 \cdot 100 - 2 \cdot 10 - 220) = 3,2 \text{ м/с.} \end{aligned}$$

Так как условие (5.52)

$$60 - 10 = 50 > 50 \cdot 490 / (2 \cdot 323) = 38$$

выполняется, то поэтому в данном случае действительно применима формула (5.54), а не (5.55).

По (5.55) определим, при каком значении ζ_c напор у клапана не превосходит статический, т.е. $H_k = H_{\text{ст}}$:

$$\sqrt{\zeta_c} = \frac{4,43 \sqrt{100 - 10} - \sqrt{60 - 10}}{2 + 1,6} = 2,95; \quad \zeta_c = 8,7.$$

Условие (5.53)

$$60 - 10 = 50 < 50 \cdot 490 / (2 \cdot 8,7) = 1410$$

удовлетворяется, следовательно, формула (5.55) использована правильно.

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

$$H_{\text{макс}} = 2z_{\text{в}} - z_{\text{н}}, \quad (5.55)$$

где $z_{\text{н}}$ — отметка оси водовода в месте установки обратного клапана, т. е. в начале рассматриваемого участка водовода; $z_{\text{в}}$ — 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 (5.57) границ отошедших колонн воды.

Расстояние от вантуза до границы отошедшей колонны воды L приближенно равно

$$L = \frac{gl}{a^2} \left[\frac{v_0 a}{g} + 2z_{\text{в}} - H_{\text{ст}} - z_{\text{н}} \right] \Pi, \quad (5.57)$$

где l — длина рассматриваемого участка водовода; Π — целое число отношения

$$\Pi, \dots = \frac{\frac{av_0}{g} - H_{\text{ст}} + z_{\text{н}} - 2z_{\text{в}}}{2(z_{\text{в}} - z_{\text{н}})}. \quad (5.58)$$

Для последнего (верхнего) участка водовода за отметку $z_{\text{в}}$ следует принимать отметку воды в башне, т. е. $z_{\text{в}} = H_{\text{ст}}$.

7. Впуск и заземление воздуха в месте разрыва сплошности потока осуществляются 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 заземления 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

$$H_{\text{макс}} = z_{\text{мин}} + H_{\text{п}}, \quad (5.59)$$

где $z_{\text{мин}}$ — отметка нижней возможной точки разрыва сплошности потока; $H_{\text{п}}$ — давление в этой точке, определяемое по графику на 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. Вишневого.

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 должен располагаться 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.

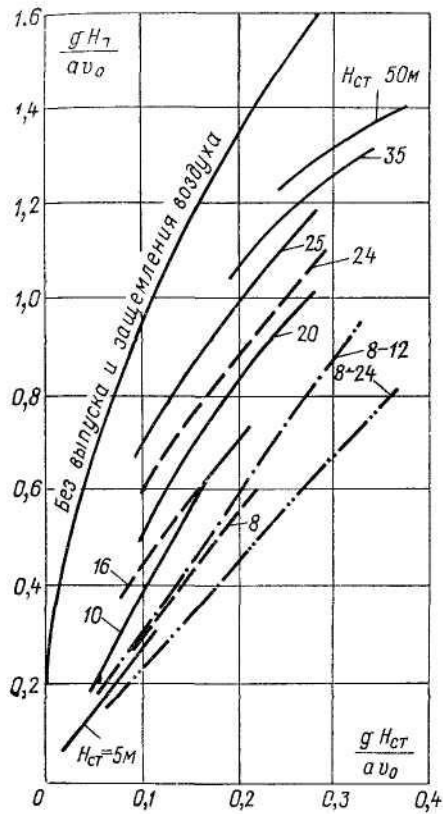
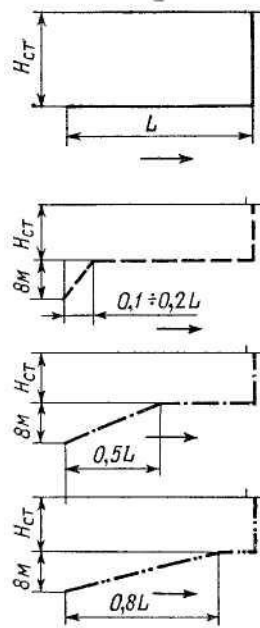


Рис 5.2. График для предварительного определения опасности гидравлического удара при впуске и заземлении воздуха. Кривые построены для профилей водоводов, показанных соответствующими линиями справа от графика.



Если в остальных точках водовода при этом также не будет происходить разрывов сплошности потока, то ударный напор в водоводе не превысит удвоенной величины статического напора:

$$H_{\text{макс}} = 2H_{\text{ст}} \quad (5.60)$$

Объем воды W , который должен быть подан в водовод в месте разрыва сплошности потока, вычисляется по формуле

$$W = \frac{l_1 \omega}{a} \left(v_0 + \frac{g}{a} H_{\text{ст}} \right) C, \quad (5.61)$$

где l_1 — расстояние от рассматриваемой точки водовода, в которой возможен разрыв сплошности потока, до конца водовода; ω — площадь поперечного сечения водовода; Π — целое число отношения

$$\Pi, \dots = \frac{a}{2g} \cdot \frac{v_0 + \frac{g}{a} H_{ст}}{H_{ст} - z}; \quad (5.62)$$

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

$$H_{\max} = 1,5H_{ст} + 0,5\Delta H. \quad (5.63)$$

Объем воды, необходимый для подачи в месте разрыва сплошности потока, определяется по (5.61) и (5.62).

Коэффициент сопротивления сбросного устройства вычисляется по формуле

$$\zeta_c = \frac{8a^2}{g} \cdot \frac{H_{ст} + \Delta H - z_c}{(H_{ст} - \Delta H)^2}. \quad (5.64)$$

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:

$$\begin{aligned} \text{при } a \leq z \sqrt{g\zeta_c/[2(z-z_c)]} \\ \zeta_c = \frac{2a^2}{g} \cdot \frac{H_{ст} + \Delta H - z_c}{(H_{ст} - \Delta H)^2}, \end{aligned} \quad (5.65)$$

или

$$\Delta H = H_{ст} + \frac{a^2}{g\zeta_c} \left[1 - \sqrt{1 + 2 \frac{g\zeta_c(2H_{ст} - z_c)}{a^2}} \right]; \quad (5.66)$$

объем воды W при этом определяется по (5.61) и (5.62);

$$\begin{aligned} \text{при } a > z \sqrt{g\zeta_c/[2(z-z_c)]} \\ \sqrt{\frac{g}{2}\zeta_c} = a \frac{\sqrt{H_{ст} + \Delta H - z_c} - \sqrt{z - z_c}}{H_{ст} - z - \Delta H}, \end{aligned} \quad (5.67)$$

или

$$\Delta H = H_{ст} + a \sqrt{\frac{2(z-z_c)}{g\zeta_c}} - z + \frac{a^2}{g\zeta_c} \left[1 - \sqrt{1 + \frac{2g\zeta_c}{a^2} \left(2H_{ст} - z_c - z + a \sqrt{\frac{2(z-z_c)}{g\zeta_c}} \right)} \right]; \quad (5.68)$$

объем воды, который должен быть подан в место возможного разрыва сплошности,

$$W = \frac{l_1}{a} \left[v_0 + \frac{g}{a} (H_{ст} - z) + \sqrt{\frac{2g}{\zeta_c} (z - z_c)} \right] \omega H; \quad (5.69)$$

$$\Pi, \dots = \frac{a}{2g(H_{ст} - z)} \left[v_0 + \sqrt{\frac{2g}{\zeta_c} (z - z_c)} \right] + 0,5. \quad (5.70)$$

Если предварительная оценка по (5.44)—(5.68) 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 [50].

ВНИИ ВОДГЕО совместно с Гипроводхозом МВХ СССР разработана методика расчета на ЭВМ гидравлического удара в водоводах, вызываемого изменением работы насосных агрегатов [14, 15]. Для расчетов используется одна из модификаций метода характеристик — «метод волн и диафрагм».

К. П. Вишневым в МГИ разработан алгоритм расчета гидравлического удара в разветвленных сетях применительно к закрытым оросительным системам и составлена программа для ЭВМ БЭСМ-6.

Для расчета гидравлического удара в водопроводных сетях составлена программа на Фортране Н. У. Койдой (ЛИИЖТ).

**НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ
АНОМАЛЬНЫХ ЖИДКОСТЕЙ
И ГИДРОСМЕСЕЙ**

§ 6.1. Режимы течения гидросмесей

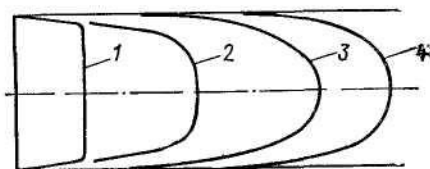
Гидросмесь находится в покое, пока напряжение сдвига не достигнет величины τ_0 . При малых градиентах скорости наблюдается течение структурированной системы с практически неразрушенной структурой (рис. 6.1) — *шведовский режим течения*. Сдвиги гидросмеси наблюдаются только в пристенной области; смесь движется, как сплошной твердый стержень. На практике такой режим движения реализуется при удалении навозных масс.

При увеличении градиента скорости значение структурной вязкости убывает, однако при достижении динамического предела текучести ($\tau_d \approx 4\tau_0/3$) структурная вязкость становится постоянной и наступает структурный или *бингамовый режим течения*. Профиль скорости при этом режиме характеризуется пристенной областью с разрушенной структурой и параболическим распределением скорости и центральной с практически неразрушенной структурой (ядро потока), однако уже претерпевшей незначительную деформацию.

При дальнейшем увеличении градиента скорости наступает предельное разрушение структуры и структурная гидросмесь течет, как однородная жидкость с некоторой минимальной структурной вязкостью η_m — *переходный режим*. Вязкость системы определяют как ньютоновскую. Профиль скоростей при этом режиме более тупой, чем при ламинарном режиме течения ньютоновской жидкости.

Последующее увеличение усилий, приложенных к потоку, приводит к возникновению *турбулентного режима течения*, характеризующегося, как и в однородных жидкостях, перемешиванием потока. Концентрирован-

Рис 61 Профили распределения скоростей при различных режимах течения
 1—шведовском, 2—структурном
 3—переходном, 4—турбулентном



ные гидросмеси текут, как условные однородные жидкости с вязкостью предельно разрушенной структуры. С увеличением концентрации твердых частиц в гидросмеси переход от структурного режима к турбулентному происходит при более высоких скоростях течения.

Отличительной чертой турбулентного режима течения концентрированных гидросмесей является снижение интенсивности пульсации давления. Течение бумажных и торфяных масс, глинистых и строительных растворов, бетонных и кормовых смесей, меловых, угольных, содовых, каолиновых суспензий характеризуется образованием пристенного слоя жидкой среды вязкостью $\eta_{ст}$, незначительной толщины δ , искажающего структуру вязкопластичного потока.

При транспортировке по трубам угольных, глинистых и меловых гидросмесей, строительных (известкового, цементного и сложного) растворов, содовых суспензий практически наблюдаются структурный и турбулентный режимы течения с переходной зоной между ними. Общей чертой при транспортировке кормовых смесей, навозных масс, каолиновых суспензий щелоко-сульфатных смесей является наличие при изменении скоростей от 0,3 до 5 м/с только одного режима течения — *структурного*

Характерным критерием движения вязкопластичных гидросмесей, учитывающим соотношение сил вязкости, сил пластичности при наличии пристенного эффекта и сил инерции, является обобщенное число Рейнольдса:

$$\begin{aligned} Re^* &= \left(1 + 8 \frac{\delta}{D} \cdot \frac{\eta_*}{\eta_1}\right) : \left(\frac{1}{Re} + \frac{1}{8} Пл\right) = \\ &= Re \left(1 + 8 \frac{\delta}{D} \cdot \frac{\eta_*}{\eta_{ст}}\right) : \left(1 + \frac{1}{8} Sen\right), \quad (6.1) \end{aligned}$$

где $Пл = \tau_d / (\rho v^2) = Sen / Re$ — число пластичности;
 $Sen = \tau_d D / (\eta_* v)$ — число Сен-Венана; $Re = \rho v D / \eta_*$.

При отсутствии пристенного эффекта ($\delta = 0$) критерий Re^{**} превращается в критерий Re^* :

$$Re^* = Re : \left(1 + \frac{\tau_d D}{8\nu\eta_*}\right) = Re : \left(1 + \frac{\tau_0 D}{6\nu\eta_*}\right); \quad (6.2)$$

здесь $\tau_0 = 3\tau_d/4$.

При турбулентном режиме силы пластичности отсутствуют и $\delta = 0$, критерий Re^{**} или Re^* превращается в $Re^T = \rho v D / \eta_m$. Смена структурного режима переходным наступает при числах $Re^* = (1,5 \div 3,0) \cdot 10^3$ в зависимости от диаметра труб и концентрации гидросмеси. Турбулентный режим наблюдается при числах $Re^T = (3 \div 10) \cdot 10^3$. Для жидкостей с законом трения (1.18) обобщенное число Рейнольдса выражается в виде:

$$Re_{об} = [nd/(6n + 2)]^n \cdot 8\rho v^{2-n} : k. \quad (6.3)$$

§ 6.2. Гидравлические сопротивления движению структурных жидкостей

Структурное течение в трубе радиусом r_0 характеризуется наличием центрального ядра, в котором жидкость движется, как твердое тело. Радиус и скорость движения центрального ядра:

$$r_{я} = r_0 \Delta p_{мин} / \Delta p, \quad (6.4)$$

$$u_{я} = \frac{\Delta p}{4\eta_* l} (r_0^2 - r_{я}^2) - \frac{\tau_{я}}{\eta_*} (r_0 - r_{я}), \quad (6.5)$$

где Δp — перепад давлений; $\Delta p_{мин}$ — минимальная разность давлений, соответствующая началу движения жидкости:

$$\Delta p_{мин} = 4\tau_d l / (2r_0); \quad (6.6)$$

l — длина цилиндрического трубопровода диаметром d .

Распределение скорости по радиусу r вне центрального ядра выражается законом

$$u = \frac{\Delta p}{4\eta_* l} (r_0^2 - r^2) - \frac{\tau_r}{\eta_*} (r_0 - r). \quad (6.7)$$

Расход структурной жидкости определяется по формуле Букингама:

$$Q = \frac{\pi r_0^4}{8\eta_*} \cdot \frac{\Delta p}{l} \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta p_{мин}}{\Delta p} + \frac{1}{3} \cdot \frac{\Delta p_{мин}^4}{\Delta p^4}\right) = \frac{\pi r_0^4}{8\eta_*} \cdot \frac{\Delta p}{l} f\left(\frac{r_{я}}{r_0}\right). \quad (6.8)$$

Практически можно считать

$$f(r_{я}/r_0) = a - b \Delta p_{мин}/\Delta p, \quad (6.9)$$

при $0,53 < \Delta p_{мин}/\Delta p < 0,87$ $a = 0,75$ и $b = 0,863$;

при $\Delta p_{мин} < 0,55 \Delta p$ $a = 1,0$ и $b = 4/3$.

Например, для утяжеленных глинистых гидросмесей $a = 0,855$, $b = 1$, для илистых $a = 0,38$, $b = 0,4$, для кормовых смесей $a = 0,65$, $b = 0,685$.

При $\Delta p_{мин} > 0,87 \Delta p$

$$f(r_{я}/r_0) = 2(1 - \Delta p_{мин}/\Delta p)^2; \quad (6.10)$$

эта формула справедлива для расчета гидравлических сопротивлений при движении кормовых смесей влажностью менее 70% , целлюлозных и бумажных масс концентрацией более 10% и суспензий различных материалов с объемной концентрацией 30—35% , когда относительный диаметр ядра потока $r_{я}/r_0$ близок к единице и гидросмесь перемещается с практически неразрушенной структурой.

Выражая потери на трение по формуле Дарси (3.4), получим, что при структурном режиме коэффициент гидравлического трения

$$\lambda = A(1 + c \text{Sen})/\text{Re} = A/\text{Re}^c; \quad (6.11)$$

при $\Delta p > 1,8 \Delta p_{мин}$ $A = 64$ и $c = 1/6$;

при $\Delta p < 1,9 \Delta p_{мин}$ $A = 85,4$ и $c = 0,108$.

Опыты с гидросмесью из диспергированных твердых частиц мела, угля, глины, соды, торфа, кормов и других материалов в трубах диаметром от 12—50 до 600 мм подтверждают возможность использования формулы Дарси (3.4), причем коэффициент гидравлического трения λ для структурного режима является функцией обобщенного числа Рейнольдса и численно равен $64/\text{Re}^*$ или $64/\text{Re}^{**}$. Для переходного режима гидравлический уклон можно выразить формулой Пуазейля через вязкость η_m и $\lambda = 64/\text{Re}^*$, а при турбулентном течении λ приобретает постоянное значение ($\lambda = 64/\text{Re}_{гр}^* \approx 0,02 \div 0,025$). По отдельным данным, граничное значение $\text{Re}_{гр}^*$ смены переходного режима турбулентным зависит в основном от D ; например, для водоугольных смесей при

D	0,2	0,3	0,4	0,6 м
$\text{Re}_{гр}^*$	$3 \cdot 10^3$	$3,5 \cdot 10^3$	$4 \cdot 10^3$	$5 \cdot 10^3$

При движении вязкопластичных гидросмесей в трубах большого диаметра, когда относительный размер ядра потока превышает 0,5, обобщенный критерий Re^* записывается в виде:

$$Re_1^* = a Re / (1 + b \text{Sen}/8). \quad (6.12)$$

Для больших значений относительного размера ядра потока, близких к единице, критерий Re^* принимает вид:

$$Re_2^* = 2 Re (1 - r_{я}/r_0)^2. \quad (6.13)$$

Благодаря вязкопластичным свойствам гидросмеси способны удерживать во взвешенном состоянии частицы, плотность которых больше плотности гидросмеси. Величину динамического напряжения сдвига гидросмеси, обеспечивающую удержание во взвешенном состоянии твердого тела, можно приближенно определить из соотношения

$$\tau_d = \alpha_{\phi} (\rho_t - \rho_{в}) g d / 6, \quad (6.14)$$

где α_{ϕ} — коэффициент формы, учитывающий отклонение формы твердого тела от шарообразной; $\alpha_{\phi} = 0,4 \div 0,7$.

Определяя местные потери напора по формуле Вейсбаха, коэффициент местного сопротивления можно представить зависимостью

$$\xi = B / Re^*,$$

где B — постоянная, зависящая от **типа** фасонной части (табл. 6.1).

Таблица 6.1

Значения B для фасонных частей [61]

Тип фасонной части	B
Колено, $D_y = 100$ мм	1500
Проход в тройнике	341
Поворот в тройнике (при $Re^* \leq 250$)	714
Колено (при $Re^* \leq 280$)	566
Переход	495
Задвижка	420
Вход в трубу (при $Re^* \leq 100$)	194
Диффузор	420
Вентиль, $D_y = 100$ мм	5000

Коэффициент сопротивления при внезапном расширении потока бингамовой жидкости, отнесенного к скоростному напору в начальном трубопроводе, можно представить в виде:

$$\xi_{в.р} = \alpha_1 + (2\alpha_{02} - \alpha_2) (d_1/d_2)^4 - 2\alpha_{01} (d_1/d_2)^2,$$

где α и α_0 — коэффициенты Кориолиса и Буссинеска.

Потери давления при движении вязкопластичной жидкости в межтрубном пространстве при концентрическом расположении труб примерно в 1,7 раза больше, чем при эксцентричном их расположении.

Наименьшие приведенные затраты на транспортировку структурных жидкостей при выражении стоимости прокладки труб по зависимости (13.4) будут при выполнении следующего условия:

$$Q_{\text{опт}}^2 + B_1 D^3 Q_{\text{опт}} = D^{4+\alpha} / \mathcal{E}_{\text{см}}, \quad (6.15)$$

где при структурном режиме течения (когда $\Delta p > 1,8 \Delta p_{\text{мин}}$)

$$B_1 = 0,0327 \tau_d / \eta_* \quad \text{и} \quad \mathcal{E}_{\text{см}} = 163 \eta_* \mathcal{E}_в / (mk\gamma),$$

а при переходном режиме

$$B_1 = 0 \quad \text{и} \quad \mathcal{E}_{\text{см}} = 163 \eta_m \mathcal{E}_в / (mk\gamma);$$

здесь m и k — параметры закона сопротивления (3.6) движения воды; $\mathcal{E}_в$ — экономический фактор подачи воды в аналогичных условиях.

Предельный расход, при котором диаметр трубопровода D выгоднее ближайшего сортаментного $D_{6л}$, может быть найден по формуле

$$Q_{\text{пр}} = \sqrt{\frac{4}{\alpha \mathcal{E}_{\text{см}}} \cdot \frac{D_{6л}^\alpha - D^\alpha}{D^{-4} - D_{6л}^{-4}} + 4B_1^2 \left(\frac{D^{-1} - D_{6л}^{-1}}{D^{-4} - D_{6л}^{-4}} \right)^2} - 2B_1 \frac{D^{-1} - D_{6л}^{-1}}{D^{-4} - D_{6л}^{-4}}. \quad (6.16)$$

Например, оптимальный расход сброженного осадка влажностью $p = 95\%$ ($\tau_d = 2,5 \text{ Н/м}^2$; $\eta_* = 0,023 \text{ Па}\cdot\text{с}$) в чугунном трубопроводе ($\alpha = 1,6$) при $\mathcal{E}_в = 1,0$ составляет:

D , мм	100	150	175	200	250
$Q_{\text{опт}}$, л/с	6,24	19,2	29,3	42,1	78

Характеристики насосов обычно приводятся в ГОСТах при работе на воде. Пересчет параметров насосов с воды на гидросмесь при максимальных к. п. д. приближенно можно производить по следующим зависимостям:

$$H = H_0 (1,005 + 0,013 \lg Re_1), \quad (6.17)$$

$$Q = Q_0 (0,335 \lg Re_1 - 0,195), \quad (6.18)$$

$$N = N_0 (0,788 + 0,0724 \lg Re_1), \quad (6.19)$$

где $Re_1 = \rho Q / D_k \eta_m$; D_k — диаметр рабочего колеса; η_m — минимальная структурная вязкость; H_0 , Q_0 и N_0 — параметры предварительно выбранного насоса, соответствующие максимальному к. п. д.

При закрытой задвижке ($Q = 0$) напор насоса H' можно принять

$$H' = H_0 \rho_{см} / \rho_в. \quad (6.20)$$

При суглинистой смеси влажностью 36—41% минимальная структурная вязкость $\eta_m = 0,5 \div 1$ Па·с, для чистого мела при той же влажности $\eta_m = 0,15 \div 0,3$ Па·с, для угольной гидросмеси η_m зависит от объемной концентрации c_0 и степени дисперсности:

c_0	0,25	0,30	0,35	0,40
η_m в трубе $D = 614$ мм	0,23	0,32	0,44	0,54 Па·с
η_m » » $D = 1400$ мм	0,50	0,70	1,0	1,20 »

В первом приближении η_m можно принимать равной η_* , через которую выражается τ по (1.16), когда вместо τ_0 берется $\tau_d = 4\tau_0/3$.

§ 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 10^0 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 расщепление потока и выпадение взвеси, вязкость осадка до-

стигает 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 илопроводов, транспортирующих свежий и сброженный осадки, а также уплотненный активный ил, рекомендуется пользоваться формулой Дарси (3.4). Коэффициент гидравлического трения λ при структурном режиме движения можно определять по формуле (6.11), 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 (3.10). Коэффициент сопротивления при турбулентном режиме можно принимать по данным для однородных жидкостей, а при структурном режиме — в зависимости от числа Re^* (рис. 6.2).

В табл. 6.2 приведены минимальные расчетные скорости движения осадков по трубам и критические скорости, при которых происходит переход от структурного режима к турбулентному.

Для определения потерь напора в илопроводах диаметром 150, 200, 250, 300 и 400 мм А. З. Е в и л е в и ч е м предложены расчетные экспериментальные графики, выраженные нами аналитическими зависимостями вида:

$$h_d = h_0 + \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad (6.21)$$

где h_0 — начальный напор, обусловленный вязкопластичными свойствами осадка, зависящий от влажности p осадка, длины l и диаметра d (в см) илопровода:

$$h_0 = 1360 (1 - p)^2 l / d^{2,25}; \quad (6.22)$$

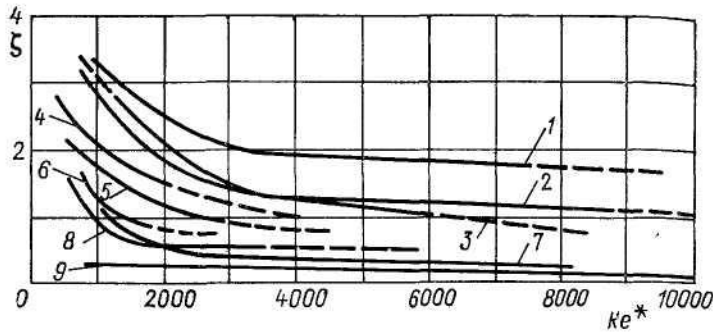


Рис 6.2. Зависимость коэффициента местного сопротивления от обобщенного критерия Рейнольдса (по данным Ю. М. Ласкова)
 1 и 4—для крестовин на повороте труб диаметром 100 и 150 мм; 2, 7 и 8—для колен при диаметре труб 100, 150 и 200 мм; 3 и 5—для тройников при повороте труб диаметром 100 и 150 мм; 6—для тройника при проходе $d=150$ мм, 9—для тройника при проходе $d=100$ мм

коэффициент трения λ также зависит от влажности осадка:

$$\lambda = 0,214\rho - 0,191. \quad (6.23)$$

Формула (6.23) дает удовлетворительные результаты для илопроводов диаметром $d = 20 \div 40$ см, а для труб диаметром $d = 15$ см значения λ по (6.23) надо увеличить на 0,01.

Шероховатость стенок труб при расчетах илопроводов не имеет такого значения, как при движении воды, в связи с чем (6.21)—(6.23) практически пригодны для всех применяемых с этой целью труб.

Таблица 6.2

Критические скорости для илопроводов из новых стальных труб $d = 100 \div 400$ мм и минимальные расчетные скорости (м/с) движения осадков и активного ила в них

Влажность осадка, %	$v_{кр}$, м/с	$v_{мин}$ для диаметров илопровода		Влажность осадка, %	$v_{кр}$, м/с	$v_{мин}$ для диаметров илопровода	
		150—200 мм	250—400 мм			150—200 мм	250—400 мм
98	—	0,8	0,9	93	1,5	1,3	1,4
97	1,1	0,9	1,0	92	1,8	1,4	1,5
96	1,18	1,0	1,1	91	2,4	1,3	1,4
95	1,22	1,1	1,2	90	2,5	1,4	1,5
94	1,35	1,2	1,3				

Илопроводы, транспортирующие циркуляционный активный ил влажностью 99,2—99,5%, следует рассчитывать по формулам для сточной жидкости.

Оптимальный и предельный расходы для илопроводов диаметром D могут быть определены из уравнений:

$$Q_{\text{опт}}^3 + \frac{0,235}{\lambda} (1-p)^2 D^{2,75} Q_{\text{опт}} = D^{5+a}/\mathcal{E}; \quad (6.24)$$

$$Q_{\text{пр}}^3 (D^{-5} - D_{\text{бл}}^{-5}) + \frac{0,522}{\lambda} (1-p)^2 Q_{\text{пр}} (D^{-2,25} - D_{\text{бл}}^{-2,25}) = \\ = \frac{5}{\alpha \mathcal{E}} (D_{\text{бл}}^{\alpha} - D^{\alpha}). \quad (6.25)$$

Таблица 63

Оптимальные расходы (в числителе) в л/с и соответствующие им скорости (в знаменателе) в м/с для илопроводов соответственно при $\mathcal{E}_в = 0,5$ (первые значения) и $\mathcal{E}_в = 1,0$ и разных влажностях ρ

D, мм	Влажность ρ				
	0,9	0,92	0,94	0,96	0,98
150	$\frac{12,7-7,3}{0,72-0,41}$	$\frac{13,8-8,5}{0,78-0,48}$	$\frac{16-11}{0,91-0,62}$	$\frac{16,7-12,6}{0,95-0,72}$	$\frac{18-14,3}{1,02-0,81}$
	$\frac{34-18,1}{1,08-0,58}$	$\frac{38,4-24}{1,22-0,77}$	$\frac{39,8-28,4}{1,27-0,9}$	$\frac{38,6-29,4}{1,23-0,94}$	$\frac{37,3-28,4}{1,19-0,9}$
200	$\frac{12,7-7,7}{1,79-1,09}$	$\frac{11,2-8,0}{1,6-1,13}$	$\frac{10,5-7,9}{1,48-1,12}$	$\frac{9,3-7,5}{1,35-1,06}$	$\frac{9,1-7,2}{1,28-1,02}$
	$\frac{28,4-19,0}{2,25-1,5}$	$\frac{22,9-16,9}{1,82-1,34}$	$\frac{20,4-15,7}{1,62-1,25}$	$\frac{18,3-14,4}{1,45-1,14}$	$\frac{17,2-13,0}{1,37-1,08}$

Учитывая соотношение между экономическими факторами для илопровода при $m = 5$ и водопровода при $m = 5,3$: $\mathcal{E}_{\text{ил}}/\mathcal{E}_в = 47,5\lambda$, в табл. 63 подсчитаны оптимальные расходы и скорости для характерных диаметров. Из таблицы следует, что эти скорости в основном больше минимальных расчетных.

**ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ,
НАСАДКИ И ИЗ-ПОД ЩИТА. 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*:

$$\varepsilon = \omega_c / \omega_0. \quad (7.1)$$

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

$$z + p/\gamma + u^2/(2g) = \text{const}, \quad (7.2)$$

где p и u — давление и скорость в точке струи с ординатой z .

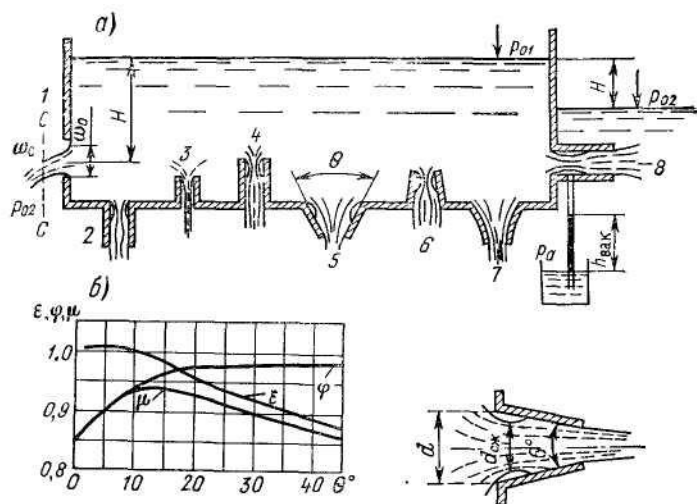


Рис 7.1. Схемы истечений

а — через отверстие (1) и насадки: 2 — внешнюю цилиндрическую (Вентури); 3 и 4 — внутреннюю цилиндрическую (Борда); 5 — конически сходящуюся; 6 — конически расходящуюся, 7 — коническую, в атмосферу, 8 — под уровень
 б — зависимость коэффициентов расхода μ , сжатия ϵ и скорости ϕ конически сходящейся насадки от угла конусности θ

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 $e < 0,1H$, 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).

Средняя скорость струи в сжатом сечении вычисляется по формуле

$$v = \phi \sqrt{2gH_0}, \quad (7.3)$$

где

$$H_0 = H + (p_{01} - p_{02})/\gamma;$$

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 свободной поверхности жидкости в резервуаре; p_{o2} — давление среды, в которую происходит истечение жидкости; φ — коэффициент скорости:

$$\varphi = (1 + \zeta)^{-0,5}; \quad (7.4)$$

ζ — коэффициент сопротивления отверстия или насадки от входа в отверстие до рассматриваемого сечения. Расход через отверстие или насадку выражается формулой

$$Q = v\omega_c = \mu\omega \sqrt{2gH_o}; \quad (7.5)$$

здесь μ — коэффициент расхода:

$$\mu = \varepsilon\varphi. \quad (7.6)$$

При истечении из открытого резервуара в атмосферу $p_{o1} = p_{o2} = p_a$ и $H_o = H$. 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.

§ 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_o и сечения резервуара Ω , из которого происходит истечение, а также от чисел Рейнольдса. Влияние сил поверхностного натяжения на истечение воды можно не учитывать, если $(Hd) > 100 \text{ см}^2$.

Зависимость коэффициентов μ и ε отверстия от чисел Рейнольдса можно представить в следующем виде:

при $15 < Re_r < 10^5$

$$\mu = 0,6 (1 + 30/Re_r - 1,2/Re_r^{0,25})^{-0,5}; \quad (7.7)$$

или $50 < Re_r < 40\,000$

$$\varepsilon = 1,234 - 0,138 \lg Re_r, \quad (7.8)$$

где

$$Re_r = d_o \sqrt{2gH_o} / \nu;$$

d_o — диаметр отверстия.

При $Re_T < 50$ коэффициент $\epsilon = 1$, а при $Re > 30\,000$ $\epsilon = 0,611$ и $\mu = 0,6$.
 При $Re > 3 \cdot 10^4$ коэффициент сжатия струи, вытекающей через отверстие, можно найти по формуле А. Д. Альтшуля:

$$\epsilon = 0,51 + 0,043/(1,1 - \omega_*) \quad (7.9)$$

или из предложенной нами зависимости

$$\epsilon^2 (\omega_* + 1) - 2\epsilon + 1 = 0, \quad (7.10)$$

где $\omega_* = \omega_0 : \Omega$; Ω — площадь поперечного сечения потока перед отверстием.

При неполном сжатии коэффициент расхода отверстия может быть определен по формуле

$$\mu_{\text{нп}} = \mu (1 + k\chi'/\chi), \quad (7.11)$$

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
» прямоугольника 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 насадку затрачивается на преодоление сил сопротивления на входе, создание скоростного напора во входном сечении, 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 коэффициентов расхода:

при $Re < 71l/d$ или $Re_T \leq 120l/d$

$$\mu = \sqrt{\left(\frac{15,2l}{d} + 6\right)^2 \frac{1}{Re_T^2} + 0,476} - \left(\frac{15,2l}{d} + 6\right) Re_T^{-1}; \quad (7.12)$$

при $Re_{кр} > Re > 67l/d$ или $Re_T \geq 115l/d$

$$\mu = \sqrt{\left(\frac{35l}{d} + 8,4\right)^2 \frac{1}{Re_T^2} + 0,67} - \left(\frac{35l}{d} + 8,4\right) Re_T^{-1}; \quad (7.13)$$

при $Re \geq Re_{кр} = 2300$

$$\mu = [1,5 + 0,35l/(d Re_T^{0,25})]^{-0,5}; \quad (7.14)$$

здесь $Re = \mu Re_T$; l — длина насадки.

В табл. 7.1 приведены результаты расчета по этим формулам.

Таблица 7.1

Значения μ для цилиндрических и конически сходящихся насадок

l/d	Re_T								
	50	100	300	500	1000	3000	5000	10^4	$5 \cdot 10^4$
<i>Внешние и внутренние насадки со стенкой толщиной $\delta \geq 0,1 d$ или при любом δ и $Re_T < 200$</i>									
1	0,397	0,524	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	0,34	0,44	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
Отверстие $\begin{cases} \mu \\ \epsilon \end{cases}$	0,62	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65	0,65	0,64	0,60
	1,0	0,95	0,86	0,81	0,77	0,73	0,7	0,67	0,611
<i>Внешняя конически сходящаяся насадка</i>									
$\theta = 11-26^\circ$	0,4	0,58	0,77	0,80	0,84	0,90	0,92	—	—

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

$$\mu = \mu_{\max}/(1 + a/Re_T), \quad (7.15)$$

в которой при $l/d \leq 10$ $a = 26 + 35l/d$, а при $50 \geq l/d \geq 10$ $a = 110 + 26,6l/d$.

Максимальные значения коэффициента расхода $\mu_{\text{макс}}$ в зависимости от длины при $l/d \leq 60$ примерно равны

$$\mu_{\text{макс}} = 0,822/(1 + 0,0057l/d). \quad (7.16)$$

Коэффициент расхода остается практически постоянным, когда наступает автомодельность по Re; для коротких насадок $l/d < 10$ при $Re > 10^4$, а для длинных насадок $l/d > 10$ при $Re > 5 \cdot 10^4$.

Пропускная способность насадки оказывается выше пропускной способности отверстия для насадок с $l/d = 1 \div 20$ при (по Ю. А. Скобельцыну)

$$Re > 97 + 211l/d, \quad (7.17)$$

а для насадок с $l/d = 20 \div 50$ при

$$Re > 500 + 10(l/d)^2. \quad (7.18)$$

Наибольшая высота вакуума в насадке при истечении в атмосферу составляет:

$$h_{\text{вак. макс}} \approx 0,77H_0. \quad (7.19)$$

При $Re > 10^4$ срыв вакуума в насадках с $l/d = 2 \div 5$, согласно опытам Ю. А. Скобельцына, происходит при

$$H > 1,55(p_a - p_s)/\gamma, \quad (7.20)$$

а при $10^3 < Re < 10^4$

$$H \geq \frac{1,5 + l/d}{1 + 6 \cdot 10^{-5} Re l/d} \cdot \frac{p_a - p_s}{\gamma}. \quad (7.21)$$

Коэффициент расхода внешней цилиндрической насадки с радиальным входом можно определять при $r \geq 0,2d$, $l \geq d$ и $Re_r > 10^4$, согласно исследованиям Ю. А. Скобельцына, по формуле

$$\mu = 1 - A \sqrt{l_0/d + r/4d} / \sqrt{Re_r}, \quad (7.22)$$

где при $0,2 < r/d < 2$

$$A = 7,75 - 1,52r/d, \quad (7.23)$$

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 $40-60^\circ$ и относительной длине конической части $l_1/d > 0,15$.

Согласно исследованиям В. Х. Межидова, внутренние цилиндрические насадки (насадки Борда) с толщиной стенки $\delta \geq 0,1d$, а также при любых δ и $Re_\tau < 200$ можно рассчитывать, как насадки Вентури, по формулам А. 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 $Re_\tau \geq 10^4$ коэффициент расхода насадки Борда не зависит от числа Рейнольдса. При $Re_\tau > 1,25 \cdot 10^5$ происходит срыв вакуума и наступает незаполненное истечение.

Максимальная величина коэффициента сжатия струи, вытекающей через незаполненную насадку Борда, может быть вычислена по формуле

$$\epsilon = (1 - \sqrt{1 - \omega_*}) / \omega_*, \quad (7.24)$$

где $\omega_* = \omega_0 / \Omega$; Ω — площадь сосуда перед отверстием.

Для $\delta \leq 0,04d$ и $l = (2 \div 5)d$ зависимость μ от δ/d описывается формулами:

при заполненном истечении

$$\mu = 0,69 + 2,6\delta/d; \quad (7.25)$$

при незаполненном истечении

$$\mu = 0,495 + 2,4\delta/d. \quad (7.26)$$

При $\delta > 0,04d$ незаполненное истечение можно рассматривать как истечение через отверстие в тонкой стенке.

Влияние угла скоса входного торца α насадки при $\delta > 0,04d$ и $l = 3d$ на коэффициент расхода насадок Борда или Вентури выражается формулой

$$\mu = 0,80 - 0,145 \sin \alpha. \quad (7.27)$$

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 $Re_\tau > 3000$ зависят от угла конусности θ (см. рис. 7.1, б) и мало меняются при изменении Re_τ .

Коэффициент расхода достигает максимума $\mu = 0,945$ ($\varphi = 0,963$ и $\varepsilon = 0,983$) при $\theta = 13^\circ$. При $Re_\tau < 2000$ влияние угла конусности почти не проявляется и μ практически можно выразить формулой

$$\mu = b \lg Re_\tau + a, \quad (7.28)$$

где при $15 < Re_\tau < 200$ коэффициенты $b = 0,5$ и $a = -0,45$; при $200 \leq Re_\tau \leq 2000$ коэффициенты $b = 0,2$ и $a = 0,24$. Приведенные значения коэффициентов относятся к выходному сечению насадки.

Расчет коэффициентов по (7.28) приведен в табл. 7.1.

Отнесение коэффициента расхода к сечению отверстия в стенке по зависимости

$$\mu_0 = \mu_{\text{вых}} \omega_{\text{вых}} / \omega_0 \quad (7.29)$$

показывает, что конически сходящаяся насадка практически не увеличивает расхода вытекающей струи.

При истечении через конически расходящиеся насадки, вследствие большого 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 $5-7^\circ$ в среднем $\mu = \varphi = 0,45 \div 0,50$, $\varepsilon = 1$, $\zeta = 3,94 \div 3,0$; при $\theta = 12^\circ$ (предельный угол) $\mu_{\text{вых}} = \varphi_{\text{вых}} = 0,26$; при $\theta > 12^\circ$ 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 автомоделной области сопротивления составляют $\mu = 0,97 \div 0,995$.

Значения μ при $Re > 10^4$ для различных типов насадок могут быть определены в зависимости от отношения площадей $\omega_* = \omega_{\text{вых}} / \Omega$ по приближенным формулам И. Е. Идельчика:

для внешней цилиндрической насадки

$$\mu = 0,815 / \sqrt{1 - \omega_* / 3}; \quad (7.30)$$

для внутренней цилиндрической насадки

$$\mu = 0,705 / \sqrt{1 - 0,5\omega_*}; \quad (7.31)$$

для конически сходящейся насадки ($\theta \approx 13^\circ$)

$$\mu = 0,94 / \sqrt{1 - 0,179\omega_*}; \quad (7.32)$$

для коноидальной насадки или насадки со скругленным входом

$$\mu = 0,97 / \sqrt{1 - 0,065\omega_*}. \quad (7.33)$$

Согласно опытам Н. И. Подземельных и др., взаимное влияние насадок на коэффициент расхода незначительно при шаге расположения отверстий больше $6-8d$.

§ 7.3. Истечение через отверстия при наличии вихревых воронок

При асимметричном подходе жидкости к отверстию, когда оси подходящего к отверстию потока и отверстия не совпадают, при наличии в жидкости вихревых шнуров преобладающего направления вращения в результате какого-либо препятствия, а также в некоторых других случаях возникает интенсивная вихревая воронка с воздушным ядром, проникающим в сливное отверстие. Без искусственного закручивания воды прорыв воздуха в сливное отверстие может произойти при напоре приближенно $H < 0,5d$.

Коэффициент расхода донного отверстия с острой кромкой при наличии вихревой воронки А. Д. Альтшуль и М. Ш. Марголин предлагают определять по формуле

$$\mu = 0,795 - 0,256 (d/R + 4R/d) u / \sqrt{gH}, \quad (7.34)$$

где R — расстояние в плане от центра отверстия до оси подходящего потока по нормали к последней; u — тангенциальная скорость на радиусе вращения R . Значения R и u определяются условиями подхода жидкости к сливному отверстию. Формула (7.34) справедлива при $\mu = 0,15 \div 0,60$.

Наименьший напор, при котором образуется воронка с прорывом воздуха к донному отверстию водоприемника, может быть оценен по формуле

$$H_{\text{мин}}/d = 0,5 (v_{\text{отв}} / \sqrt{gd})^{0,55}, \quad (7.35)$$

а при придонном боковом водозаборе

$$H_{\text{мин}}/d = 1 + 1,5 (v_{\text{отв}} / \sqrt{gd})^{0,75}, \quad (7.36)$$

где $v_{\text{отв}}$ — скорость течения в плоскости отверстия.

§ 7.4. Истечение из-под щита

Щит, как правило, служит для регулирования расхода и может быть установлен в горизонтальной лотке, над порогом входа в начале лотка, в конце лотка над уступом и на водосливе.

При истечении из-под щита над уступом (перепадом) в конце лотка в струе за щитом нет сжатого сечения с гидростатическим распределением давления, как при истечении в горизонтальный лоток. При расположении щита на уступе струя будет поджата снизу, при входе ее в лоток.

Истечение из-под щита на перепаде может быть не только свободным (незатопленным) или затопленным, но и полузатопленным.

Удельный расход, т.е. расход на единицу ширины отверстия, при свободном истечении в горизонтальный лоток удобно выражать по формуле

$$q = \mu_1 e \sqrt{2gT_0} = \mu_2 e \sqrt{2gT}, \quad (7.37)$$

где

$$\mu_1 = 0,615 - 0,22e/T_0 \quad (7.38)$$

или

$$\mu_2 = 0,611 - 0,148e/T, \quad (7.39)$$

e — высота отверстия; T — глубина от горизонта воды перед щитом до низа отверстия; $T_0 = T + \alpha v_0'^2/2g$; v_0' — скорость потока в лотке при подходе к щиту. В этом случае для критической глубины потока предлагается показательная зависимость

$$h_c/T_0 = [0,934 - 0,246 (e/T_0)^{0,628}] (e/T_0)^n, \quad (7.40)$$

где

$$n = 2/3 - e/(4T_0). \quad (7.41)$$

Решая совместно уравнение свободного истечения из-под щита с уравнением гидравлического прыжка, находим граничные условия свободного истечения (табл. 7.2). При этом следует учитывать предложение М. А. Михалева, что за счет сил трения до дну лотка глубина в конце гидравлического прыжка t уменьшается.

$$t/t_0 = 1 - 5,7\lambda = 1 - 0,366 \sqrt{\Delta/t}, \quad (7.42)$$

Таблица 7.2

Зависимость $z_{гр}/T = 1 - t_{гр}/T$ от e/T и λ

e/T	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
При $\lambda=0$	0,548	0,392	0,29	0,22	0,16	0,115
» $\lambda=0,01$	0,574	0,427	0,33	0,264	0,208	0,165
» $\lambda=0,02$	0,599	0,462	0,371	0,309	0,255	0,215

где t_0 — вторая сопряженная глубина на абсолютно гладкой поверхности лотка; $\lambda = 0,0643 \sqrt{\Delta/t}$ — коэффициент гидравлического трения; Δ — абсолютная шероховатость дна лотка.

Приближенно граничную глубину можно выразить так:

$$t_{гр}/T = \frac{11,9}{1 + 14,8e/T} \cdot \frac{e}{T} = 1,25 (h_k/T)^{2/3}. \quad (7.43)$$

При затопленном истечении из-под щита в горизонтальный лоток расход выражается из уравнений Бернулли и изменения количества движения жидкости:

$$\frac{q^2}{2gt^2} \left\{ (\alpha_c + \xi_0) \left(\frac{t}{\epsilon e} \right)^2 - 2\alpha_{o2} \left[\frac{\alpha_{oc}}{\alpha_{o2}} \cdot \frac{t}{\epsilon e} (1 - 11,4\lambda) - 1 \right] - \alpha \left(\frac{t}{T} \right)^2 \right\} = T - t, \quad (7.44)$$

где α_{oc} и α_{o2} — коэффициенты Буссинеска в сжатом сечении и в сечении за затопленным прыжком; α_c и α — коэффициенты Кориолиса в сжатом сечении и в сечении перед щитом; ϵ — коэффициент сжатия:

$$\epsilon = 0,615 + 0,12 (e/T)^2. \quad (7.45)$$

Опытные данные в лотке соответствуют $\lambda = 0,005$.

Расход при затопленном истечении можно выразить через разность уровней воды перед щитом и за ним $z = T - t$, глубину t или открытие щита e :

$$q = \mu_{31} t \sqrt{2g(T_0 - t)} = \mu_{32} e \sqrt{2gz}, \quad (7.46)$$

где при $e/t < 0,35$

$$\mu_{31} = 0,727e/t; \quad (7.47)$$

при $e/t > 0,28$

$$\mu_{31} = 1,08e/t - 0,108; \quad (7.48)$$

$$\mu_{32} = 0,61 + 0,475e/t. \quad (7.49)$$

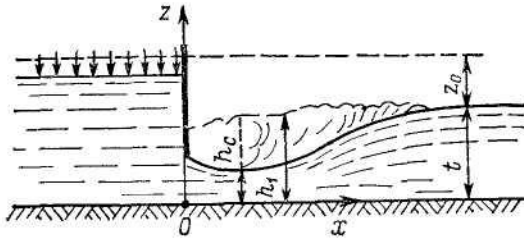


Рис. 7.2. Расчетная схема затопленного истечения воды из-под щита в горизонтальный лоток

Если в (7.46) разность уровней брать для сечения непосредственно в сжатом сечении $z' = T - h_1$ (рис. 7.2), то

$$\mu'_{32} = 0,615 + 0,25 (e/t)^3. \quad (7.50)$$

Истечение из-под щита на перепаде зависит от формы сопряжения потока в нижнем бьефе за щитом. Когда $t < p$ или когда $t > p$ и гидравлический прыжок за щитом незатоплен (отогнан или находится в сжатом сечении), т. е. когда глубина потока меньше второй сопряженной глубины $t < h_c''$ — истечение незатопленное и расход определяется через напор H в центре отверстия:

$$Q = \mu eb \sqrt{2gH}, \quad (7.51)$$

где коэффициент расхода μ без свободного доступа воздуха под струю

$$\mu = 0,615 + 0,12 (e/T)^2, \quad (7.52)$$

а при свободном доступе воздуха под струю его можно принимать при $T/e > 3,0$ равным 0,615, а при $1,5 \leq T/e \leq 3,0$ он увеличивается до 0,66 примерно по линейному закону.

Когда уровень в нижнем бьефе за щитом превысит отметку середины отверстия ($h_n > 0,5e$) и $t \geq h_c''$, глубина нижнего бьефа влияет на расход отверстия — истечение полузатопленное (рис. 7.3). В этом случае при $h_n/T > 0,2$ коэффициент расхода в (7.51)

$$\mu = 0,666 - 0,28h_n/T. \quad (7.53)$$

При $h_n > e$ расход можно определить по формуле

$$Q = \mu_{пз} eb \sqrt{2gT_1}, \quad (7.54)$$

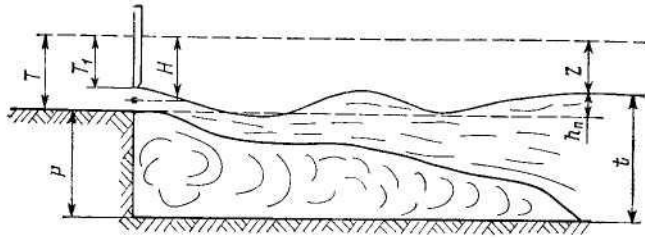


Рис. 7.3. Полузатопленное истечение при незатопленном поверхностном режиме сопряжения

где при $(h_{п} - e)/T_1 \leq 0,15$

$$\mu_{пз} = 0,62 \div 0,63; \quad (7.55)$$

при $(h_{п} - e)/T_1 > 0,15$

$$\mu_{пз} = 0,655 - 0,26 (h_{п} - e)/T_1; \quad (7.56)$$

T_1 — глубина воды в верхнем бьефе относительно нижней кромки щита.

Если $p > p_{мин}$, то при $t > 1,08 t_2$, а если $p < p_{мин}$ то при $t > t'_2$ полузатопленное истечение становится затопленным.

При $p < p_{мин}$ в нижнем бьефе наблюдаются только донные режимы, а при $p > p_{мин}$ с поднятием уровня нижнего бьефа выше первой граничной глубины t_1 донный режим переходит в незатопленный поверхностный режим:

$$t_1 = 0,696p + 1,79h_{к}. \quad (7.57)$$

Минимальная высота $p_{мин}$ определяется по формуле

$$p_{мин}/e = 2,64 (T_0/e)^{0,37} - 3,1. \quad (7.58)$$

При второй граничной глубине t_2 происходит переход из незатопленного поверхностного или поверхностно-донного режима в затопленный поверхностный или поверхностно-донный режим:

$$t_2 = 0,936p + 2,13h_{к}. \quad (7.59)$$

При глубине t'_2 поверхностный водоворот подходит к кромке щита:

$$t'_2 = 0,92p + 1,66h_{к}. \quad (7.60)$$

При затопленном истечении расход выражается по (7.46), коэффициент расхода при затопленном поверхностном режиме — по (7.49), а при затопленном донном режиме и $p \geq e$

$$\mu_{з2} = 0,61 + 0,36e/t. \quad (7.61)$$

Переход из затопленного поверхностного режима в донный происходит при глубинах в нижнем бьефе t_3 :

$$t_3 = 2e + 2,4p. \quad (7.62)$$

При углах скоса нижней части щита в 45 и 60° и толщине обшивки $\delta > 0,05(T - e)$ или для наклонно поставленного под этими углами затвора с острой кромкой коэффициент расхода увеличивается примерно на 10%.

Давление вдоль щита в точках, находящихся на расстоянии z от низа отверстия, распределяется по закону

$$p/\gamma = T_0 - z - 2q^2/[\pi^2 g (z^2 - c^2)]. \quad (7.63)$$

Высота стока c зависит от T/e и α_c (табл. 7.3).

Т а б л и ц а 7.3

Значения ϵ и c/e

α_c	Значения ϵ при T/e					Значения c/e при T/e				
	10	5	3	2	1,5	10	5	3	2	1,5
<i>Истечение в горизонтальный лоток</i>										
1,0	0,617	0,675	0,634	0,652	0,667	0,824	0,809	0,784	0,743	0,685
1,06	0,663	0,675	0,696	0,7,5	0,769	0,807	0,789	0,76	0,71	0,638
<i>Истечение из-под щита на перепаде</i>										
1,0	0,608	0,608	0,611	0,621	0,658	0,823	0,806	0,774	0,71	0,589
1,06	0,654	0,658	0,667	0,694	0,793	0,805	0,784	0,744	0,658	0,441

Максимальное давление на щит будет на расстоянии z_m , зависящем от T/e :

T/e	10	5	3	2	1,5
z_m/e	1,72	1,43	1,28	1,15	1,05

При расположении щита над порогом высотой p коэффициент сжатия ϵ с увеличением e/T уменьшается:

$$\epsilon = 0,71 - 0,156 (e/T)^2. \quad (7.64)$$

Если щит сдвинут относительно напорной грани порога на расстояние более e , то коэффициент сжатия будет таким же, как при истечении из-под щита в горизонтальный лоток, но коэффициент скорости будет меньше:

$$\varphi^{-2} = 1,06 + 0,36 (e/T)^2. \quad (7.65)$$

Гидравлический расчет незатопленных щитовых отверстий на гребне водослива практического профиля, согласно рекомендациям В. Н. Козина, можно производить по формуле

$$Q = \varphi \epsilon_k e b \sqrt{2gT_0}, \quad (7.66)$$

где ϵ_k — эмпирический коэффициент:

$$\epsilon_k = 0,611 - 0,164e/T_0. \quad (7.67)$$

Гидродинамическое давление на дно непосредственно под щитом ($p_{x=0}$) вычисляется по формуле

$$p_{x=0}/(\gamma T) = 1 + 0,5 Fr_0 (1 - \epsilon^2) - \epsilon^2 (1 - \epsilon e/T), \quad (7.68)$$

где Fr_0 — число Фруда:

$$Fr_0 = v_0^2/(gT).$$

Давление на дно в сторону верхнего бьефа от щита (p_x) быстро нарастает до гидростатического по закону

$$p_x/\gamma = p_{x=0}/\gamma + (T - p_{x=0}/\gamma) (2\gamma x/p_{x=0})^{1/3}. \quad (7.69)$$

Сила давления жидкости, приходящаяся на 1 м ширины щита:

$$p = \gamma (T^2 - \epsilon^2 e^2)/2 - \rho q^2 [T/(ee) - 1]/T. \quad (7.70)$$

Коэффициент вертикального сжатия струи при истечении из-под криволинейного в плане вертикального щита, по О. Ф. Васильеву:

$$\epsilon = \epsilon_{пл}/(1 + 1,05e/R), \quad (7.71)$$

где $\epsilon_{пл}$ — коэффициент вертикального сжатия при истечении из-под плоского щита (табл. 7.3); R — радиус изгиба щита в плане с центром кривизны в нижнем бьефе.

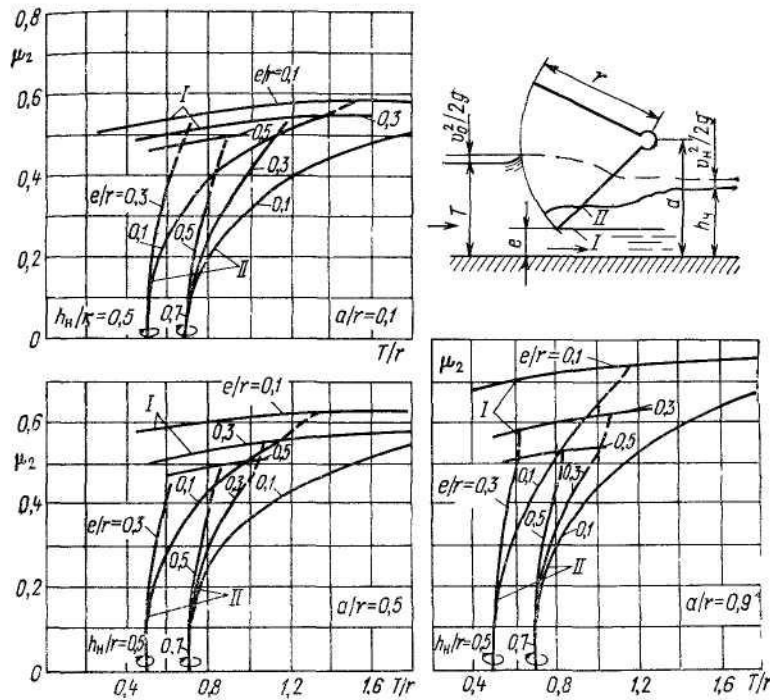


Рис. 7.4. Графики для определения коэффициента μ_2 , входящего в (7.37), для сегментного затвора
 I — свободное истечение; II — затопленное истечение

При истечении из-под сегментного затвора значения коэффициентов $\mu_2 = \varphi e_0$ в (7.37) при свободном или затопленном истечении могут быть определены по графику (рис. 7.4).

§ 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. 7.5, а). При этом в первый резервуар поступает постоянный расход Q_1 , а из второго

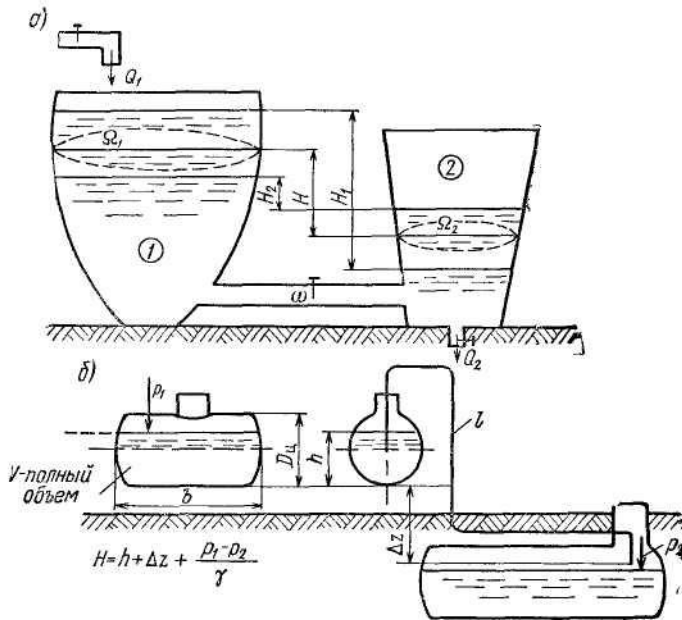


Рис. 75. Схемы
 а — к истечению жидкости с переменным напором, б — к определению продолжительности опорожнения резервуара

вытекает постоянный расход Q_2 . Время изменения напора, т. е. разности уровней в этих резервуарах, от H_1 в начальный момент до H_2

$$t = \int_{H_2}^{H_1} \frac{\Omega_1 \Omega_2 dH}{Q_1 \Omega_2 + Q_2 \Omega_1 - (\Omega_1 + \Omega_2) \mu \omega \sqrt{2gH}}. \quad (7.72)$$

1. При $\Omega_1 = \text{const}$, $\Omega_2 = \text{const}$ и $\mu = \text{const}$

$$t = \frac{2\Omega_1 \Omega_2}{(\Omega_1 + \Omega_2) \mu \omega \sqrt{2g}} \left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a} \ln \frac{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_2}} \right), \quad (7.73)$$

где

$$\sqrt{H_a} = (Q_1 \Omega_2 + Q_2 \Omega_1) / [\sqrt{2g} \mu \omega (\Omega_1 + \Omega_2)].$$

Если истечение происходит в атмосферу, то $\Omega_2 \gg \Omega_1$, $Q_2 = 0$ и напор H отсчитывается от центра выходящего сечения трубы до свободной поверхности жидкости

в резервуаре; тогда

$$t = \frac{2\Omega_1}{\sqrt{2g} \mu \omega} \left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a} \ln \frac{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_2}} \right), \quad (7.74)$$

где

$$\sqrt{H_a} = Q_1 / (\sqrt{2g} \mu \omega).$$

Если $Q_1 = Q_2 = 0$, то $\sqrt{H_a} = 0$.

2. Время опорожнения цистерн (цилиндрических резервуаров) с горизонтальной осью диаметром $D_{\text{ц}}$ и длиной b (рис. 7.5, б) при $\mu = \text{const}$ приближенно равно:

$$t \approx \frac{4}{3} \cdot \frac{b}{\mu \omega \sqrt{2g}} \cdot \frac{(D_{\text{ц}} - h_2)^{1.5} - (D_{\text{ц}} - h_1)^{1.5}}{\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}} \times \\ \times \left[1,19 - 0,19 \left(\frac{3h_1 - 2H_1}{2H_1 - h_1} \right)^2 \right] (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}), \quad (7.75)$$

где h_1 и h_2 — глубины жидкости в цистерне в начальный и конечный моменты времени при напорах H_1 и H_2 .

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 (7.15), равно

$$t = [Re_{\tau_1} - Re_{\tau_2} + (a/2) \ln (H_1/H_2)] \Omega v / (g \mu_{\text{макс}} \omega d). \quad (7.76)$$

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):

$$t = \frac{vbD_{\text{ц}}}{g \mu_{\text{макс}} \omega d} \left\{ \frac{2}{3} \cdot \frac{d \sqrt{2gD_{\text{ц}}}}{v} \left[\left(1 - \frac{H_2}{D_{\text{ц}}} \right)^{1.5} - \left(1 - \frac{H_1}{D_{\text{ц}}} \right)^{1.5} \right] + \right. \\ \left. + a \left[\sqrt{\frac{H_1}{D_{\text{ц}}} \left(1 - \frac{H_1}{D_{\text{ц}}} \right)} - \sqrt{\frac{H_2}{D_{\text{ц}}} \left(1 - \frac{H_2}{D_{\text{ц}}} \right)} + \right. \right. \\ \left. \left. + \text{arctg} \sqrt{\frac{H_2}{D_{\text{ц}} - H_2}} - \text{arctg} \sqrt{\frac{H_1}{D_{\text{ц}} - H_1}} \right] \right\}. \quad (7.77)$$

При $H_1 = D_{\text{ц}}$ и $H_2 = 0$ время полного опорожнения цистерны

$$t = \frac{vbD_{\text{ц}}}{g \mu_{\text{макс}} \omega d} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{d \sqrt{2gD_{\text{ц}}}}{v} - \frac{\pi}{2} a \right). \quad (7.78)$$

При $H_1 = D_{II}$ и $H_2 = D_{II}/2$

$$t = \frac{\nu b D_{II}}{g \mu_{\max} \omega d} \left(0,235 \frac{d \sqrt{2g D_{II}}}{\nu} - 1,285a \right). \quad (7.79)$$

При $H_1 = D_{II}/2$ и $H_2 = 0$

$$t = \frac{\nu b D_{II}}{g \mu_{\max} \omega d} \left(0,432 \frac{d \sqrt{2g D_{II}}}{\nu} - 0,285a \right). \quad (7.80)$$

§ 7.6. Свободные и несвободные затопленные струи

Свободной струей жидкости 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. 7.6).

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 и 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 $\theta = 12^\circ 25'$.

При равномерном начальном поле скоростей полюс струи находится примерно в центре выходного отверстия сопла. Скорости в пограничном слое изменяются

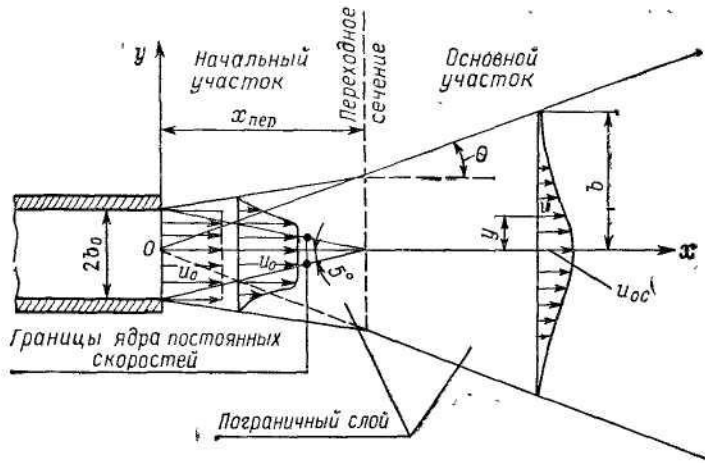


Рис. 7.6. Схема затопленной струи

по закону «трех вторых»:

$$u/u_{\max} = [1 - (y/b)^{1,5}]^2, \quad (7.81)$$

где u_{\max} — максимальная скорость в сечении пограничного слоя (на основном участке это скорость на оси струи $u_{ос}$, а на начальном это скорость в ядре постоянных скоростей u_0); y — ордината точки, в которой скорость u ; b — ширина пограничного слоя:

$$b = x \operatorname{tg} \theta = 0,22x. \quad (7.82)$$

1. Для плоской струи, образованной щелью шириной $2b_0$, средняя скорость в сечении пограничного слоя $v = 0,448 u_{\max}$, 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

$$u_{ос} = 3,82u_0 \sqrt{b_0/x}. \quad (7.83)$$

2. Для круглой струи, вытекающей через отверстие радиусом r_0 , средняя скорость в сечении пограничного слоя

$$v = 0,2615u_{\max}, \quad (7.84)$$

коэффициент Буссинеска $\alpha_0 = 2,08$ и коэффициент Ко-риолиса $\alpha = 4,5$. Переходное сечение находится от отверстия на расстоянии $x_{пер} = 12,4 r_0$. Скорость по оси основного участка уменьшается по закону

$$u_{ос} = 12,4 u_0 r_0 / x. \quad (7.85)$$

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

$$u_{ос} \approx \frac{13,76 u_0 \sqrt{l b_0}}{\sqrt{x^2 + 13,76 (l - b_0) x}}. \quad (7.86)$$

В зависимости от относительного направления движения сопряженных потоков струи могут быть *спутными* или *встречными*. Безразмерный профиль недостатка или избытка продольной составляющей осредненной скорости можно полагать универсальным и выражать его аналогично (7.81):

$$(u - u_n) / (u_m - u_n) = [1 - (y/b)^{3/2}]^2, \quad (7.87)$$

где u_n — скорость в спутном или во встречном потоке, а в случае течения в канале за плохо обтекаемым телом u_n — скорость в циркуляционной зоне.

Движение жидкости в горизонтальных отстойниках носит струйный характер, с образованием водоворотной области (рис. 7.7) со скоростями u_n . В первом приближении скорость обратного тока u_n в (7.87) можно не учитывать. Согласно исследованиям М. А. Михалева, в пределах $x \leq 3d$ (когда $b \leq h_0$) свободную поверхность потока можно принимать горизонтальной, а изменение скорости u_n выражать так:

$$u_n / u_0 = 1,78 \sqrt{h_1 / b}, \quad (7.88)$$

где

$$b = h_1 + 0,33x. \quad (7.89)$$

В пределах участка $3d \leq x \leq x_v$ скорость в водоворотной области u_n уменьшается до нуля, а глубина увеличивается от h_0 до h_2 :

$$x = 3d + 2,22a_1 \ln \frac{(a + h)(a - h_2)}{(a_1 - h)(a_1 + h_0)} - 2(h - h_0). \quad (7.90)$$

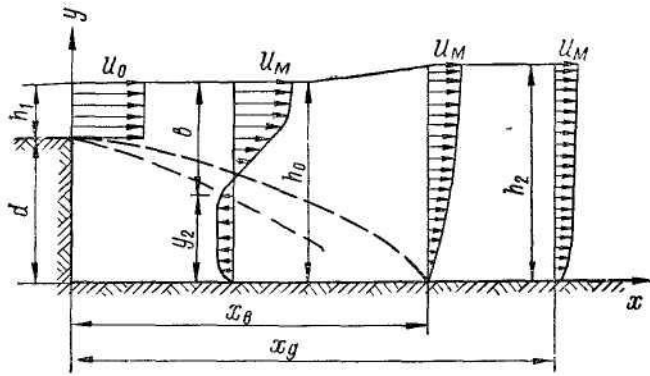


Рис. 7.7. Схема внезапного увеличения глубины безнапорного потока

Изменение максимальной скорости потока характеризуется зависимостью

$$u_M^2 = 1,58g(a_1^2/h - h), \quad (7.91)$$

где

$$a_1 = h_1 \sqrt{2u_0^2/(gh_1) + (h_0/h_1)^2}.$$

Конец водоворотной области x_b получается из (7.90) при $h = h_2$. На послеводоворотном участке распределение скоростей и изменение максимальной скорости выражаются зависимостями:

$$(u - v)/(u_M - v) = 1,82 [1 - (1 - y/h_2)^{1,5}]^2 - 0,82, \quad (7.92)$$

$$v/(u_M - v) = 0,82 + 1,36(x - x_b)/h_2, \quad (7.93)$$

где v — средняя скорость потока.

Сечение, в котором максимальная скорость отличается от средней не более чем на 10%, находится на расстоянии

$$x_d = x_b + 6,75h_2. \quad (7.94)$$

При слиянии параллельных струй из отдельных отверстий, например при подаче воды в отстойник через дырчатую перегородку, подток жидкости к отдельным струям свободный; поэтому количество движения в них остается практически постоянным и при наложении смежных струй квадрат скорости в какой-то точке суммарного потока равен сумме квадратов скоростей (в этой же точке) наложенных потоков.

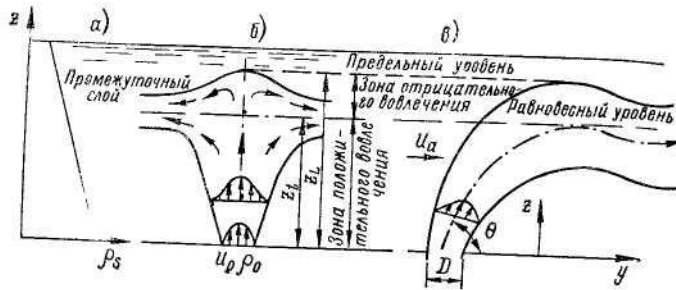


Рис. 7.8 Схема турбулентных струй в неподвижной (б), стратифицированной (а) жидкости и в сносимом потоке (в)

Для плавучих турбулентных струй, распространяющихся в стратифицированных средах, также сохраняются начальный, переходный и основной участки. Однако основной участок струи еще делят на *зоны положительного и отрицательного вовлечения*, которые условно разграничиваются равновесным уровнем z_i (рис. 7.8). Под действием инерции сил плавучести струя поднимается до своего предельного уровня z_L , а затем начинает опускаться. В определенной области происходит взаимодействие противоположно направленных потоков жидкости, в результате чего формируется «колоколообразное» облако, которое растекается в периферийном направлении от оси струи и образует промежуточный слой. Профиль скорости и концентрации аппроксимируется гауссовой кривой ошибок:

$$u = u_a \cos \theta + u_m \exp(-r^2/b^2). \quad (7.95)$$

Параметром, характеризующим взаимное влияние сил инерции и плавучести, является

$$Fr_0 = u_0 \left(\frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} gD \right)^{-0,5}. \quad (7.96)$$

Для турбулентной струи $Fr_0 \rightarrow \infty$, для факела $Fr_0 \rightarrow 0$. В реальных условиях непосредственно за соплом влияние инерции является доминирующим, а на некотором удалении от сопла преобладают силы плавучести. Роль каждого из этих эффектов на различных расстояниях от начального сечения определяется так:

$$Fr_z = u_m \left(\frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} gb \right)^{-0,5}. \quad (7.97)$$

Параметр, отражающий плотностную стратификацию окружающей среды,

$$G = \frac{z_n}{\rho_{sн} - \rho_{м.н}} \cdot \frac{d\rho_s}{dz}, \quad (7.98)$$

где индекс «н» означает положение начального участка струи или стабилизированного сечения.

Для равновесного уровня в [11] предлагается:

$$z_t^2/z_n^2 = 1 + 1,5 (1,39 Fr_z/G + Fr_z^2)^{1/4}; \quad (7.99)$$

$$u_{mt} = u_{м.н} \frac{z_n}{z_t} \sqrt[4]{0,76 + \frac{1,06}{G Fr_z}}. \quad (7.100)$$

Положение предельного уровня струи в неподвижной жидкости можно оценить по зависимости

$$z_L \approx 3,9 \left(g u_0 D^2 \frac{\rho_{s_0} - \rho_0}{\rho_0} \right)^{1/4} \left(\frac{\rho_0}{g |d\rho_s/dz|} \right)^{3/8}. \quad (7.101)$$

§ 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_k , представляющего собой расстояние от насадки до окончания компактной части струи (рис. 7.9).

Для создания сплошных струй используются конические насадки с углом конусности от 8 до 15°. Конус насадки заканчивается, как правило, цилиндрической частью, длина когорой 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 служит для уменьшения сжатия сечения струи при выходе ее из насадки.

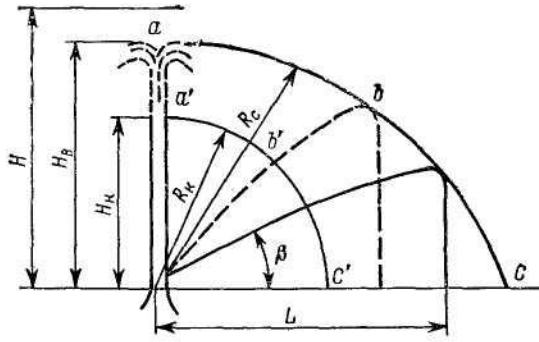


Рис. 7.9. Схема незатопленной струи
abc—граница дальности боя сплошной струи, т. е. концы раздробленной части струи, наклоненной под углом β ;
a'b'c'—граница компактной части струи

Траектория струи, свободно падающей после истечения через отверстие и насадку, описывается следующим уравнением:

$$z = gx^2/(2v^2 \cos^2 \beta) \pm x \operatorname{tg} \beta, \quad (7.102)$$

где v — средняя скорость в расчетном сечении струи, направленная под углом β к горизонту; z и x — вертикальная (направленная вниз) и горизонтальная координаты струи относительно расчетного сечения.

В (7.102) 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 $30\text{--}32^\circ$, а максимальная дальность полета или высота боя струи — при напорах

$$H = 14 \sqrt{d} \text{ [м]}, \quad (7.103)$$

где d — диаметр насадки, мм.

Высота вертикальной сплошной струи может быть определена по формуле Фримана:

$$H_b = H(1 - 0,000113H/d) \quad (7.104)$$

или по формуле Люгера:

$$H_b = H/(1 + \varphi H), \quad (7.105)$$

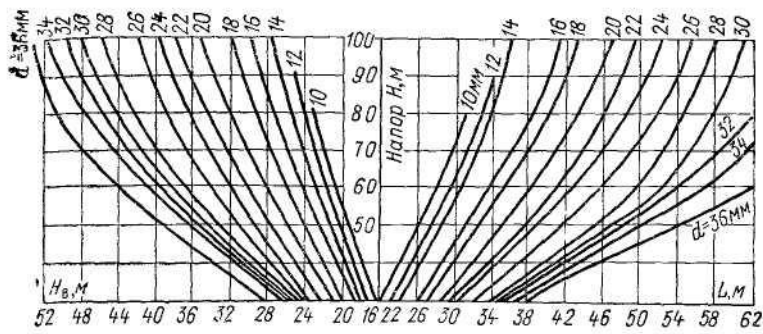


Рис. 7.10. Высоты H_v и длины L сплошных струй в зависимости от напора H у ствола и диаметра насадки d (при хорошем качестве насадки) при $\beta = 40^\circ$

где H — напор у насадки, м; H_v — высота сплошной вертикальной струи, м; φ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = 0,25/(d + 0,001d^3); \quad d \text{ — в мм.} \quad (7.106)$$

Таблица 7 4

Радиусы действия компактной части лафетных струй R_k при угле наклона $\beta = 30^\circ$

Напор у ствола, м вод. ст.	Радиус действия компактной части струи (м) при диаметрах насадок в мм							
	28		32		38		50	
	R_k , м	Q , л/с	R_k , м	Q , л/с	R_k , м	Q , л/с	R_k , м	Q , л/с
20	20,0	12,2	20,0	15,9	20,5	22,4	21,0	38,9
25	23,0	13,6	23,5	17,8	24,0	25,1	25,0	43,5
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	75,1
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

Радиусы действий сплошной струи (R_c) и компактной части струи (R_k) выражаются через высоту вертикальной сплошной струи:

$$R_c = \frac{3,5H_B}{(2,5 + \beta/90^\circ)}, \quad (7.107)$$

при $H_B = 7 \div 45$ м

$$R_k = (0,91 - 0,18H_B/30 \text{ м}) H_B. \quad (7.108)$$

На рис. 7.10 приведены графики зависимости высоты и длины сплошных струй от напора при угле наклона β

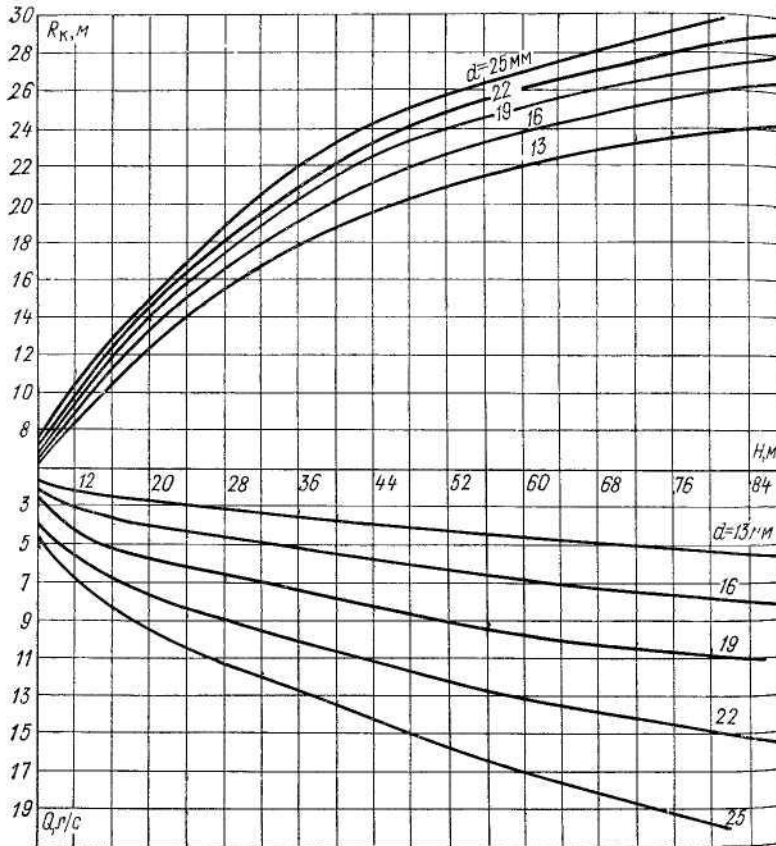


Рис. 7.11. Зависимость между радиусом действия R_k , расходом воды Q , напором H и диаметром насадки d для струй из ручных стволов

радиуса действия сплошной струи R по отношению к горизонтальной плоскости, равно примерно 40° .

На рис. 7.11 представлены радиусы действия компактной части струй, получаемых от ручных стволов с диаметрами насадок от 13 до 25 мм, а в табл. 7.4 — от лафетных стволов с диаметрами насадок от 28 до 50 мм при угле наклона $\beta = 30^\circ$.

Радиус действия компактной части струи из ручных стволов не изменяется при изменении угла наклона.

Радиус действия компактной части лафетных струй зависит от угла наклона:

$$R_{к. л} = \frac{2,33R_{к30^\circ}}{1,33 + \sqrt{\beta/30^\circ}}. \quad (7.109)$$

В табл. 7.5 указан низший предел рабочих пожарных струй, у которых радиус действия компактной части равен 17 м.

Таблица 7.5

Напоры, пригодные для образования рабочих пожарных струй

Диаметр насадки (спрыска), мм	13	16	19	22	25
Напор у ствола, м вод. ст.	31	31	27	25	25

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

$$L = 0,415 \sqrt[3]{\beta d_0 H^2} \text{ [м]}, \quad (7.110)$$

где β — угол вылета струи, град; d_0 — диаметр насадки, мм; H — напор при выходе из насадки, м.

Величина $L_{\text{макс}}$ получается при $\beta = 35^\circ$ для $H = 10$ м и при $\beta = 30^\circ$ для $H = 35$ м.

Формула (7.110) удовлетворительна при угле наклона оси ствола гидромонитора к горизонту $\beta = 5 \div 30^\circ$, 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.

§ 7.8. Давление струи на преграду

Если струя жидкости, вытекающая из отверстия или насадки, встречает на своем пути твердую преграду (стенку), то она производит на нее давление (сила удара струи), равное

$$R = \rho Qv(1 - \cos \varphi) = \rho \omega v^2(1 - \cos \varphi), \quad (7.111)$$

где Q — расход жидкости в струе; v — скорость потока относительно преграды, φ — угол отклонения струи от первоначального направления; ω — площадь живого сечения струи.

При $\varphi = 90^\circ$

$$R = \rho Qv = \rho Q(u_1 - u), \quad (7.112)$$

где u_1 и u — абсолютные скорости жидкости и преграды.

При $\varphi = 180^\circ$

$$R = 2\rho Q(u_1 - u). \quad (7.113)$$

Мощность струи при $\varphi = 90^\circ$

$$N = \rho Q(u_1 - u)u. \quad (7.114)$$

Секундную работу, совершаемую силой R , с которой струя действует на поверхность, называют *индикаторной мощностью струи*.

Глава восьмая

РАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ

§ 8.1. Основные расчетные зависимости

Канализационные сети обычно рассчитывают из условий равномерного безнапорного движения сточных вод. Это движение характеризуется наличием свободной поверхности. При равномерном безнапорном движении уклон поверхности воды равен уклону дна канала. Удельная энергия сечения по длине (вдоль потока) остается неизменной:

$$E = h + \alpha v^2/(2g) = \text{const}, \quad (8.1)$$

где h — глубина потока, т. е. расстояние от свободной поверхности до нижней точки живого сечения потока; v — средняя скорость потока.

При расчете канализационных безнапорных сетей принимаются следующие основные зависимости:

$$Q = \omega v = \text{const}, \quad (8.2)$$

$$v = C \sqrt{Ri} = W \sqrt{i}, \quad (8.3)$$

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} = K \sqrt{i}, \quad (8.4)$$

или

$$i = v^2/(C^2R) = \lambda v^2/(d_r \cdot 2g), \quad (8.5)$$

где i — уклон дна канала; $i = \sin \theta$, θ — угол наклона дна канала к горизонту; R — гидравлический радиус; d_r — гидравлический диаметр, равный $4R$; C — коэффициент Шези, связанный с коэффициентом гидравлического трения λ зависимостью (3.70); $K = \omega C \sqrt{R}$ — модуль расхода; $W = C \sqrt{R}$ — модуль скорости.

При турбулентном движении воды в каналах коэффициент Шези C определяется по (3.71)–(3.75), а коэффициент трения λ для сточной жидкости — по (3.65)–(3.67).

При наполнении круглой трубы диаметром D выше половины ($0,5 \leq a \leq 1,0$) А. М. Курганов предлагает принимать среднюю скорость не зависящей от степени наполнения и соответствующей полному или половинному заполнению трубы:

$$i = \lambda_n v^2 / (2gD) \approx 6,37 n_n^2 v^2 D^{-4/3}. \quad (8.6)$$

Трапецеидальный канал характеризуется шестью величинами: шириной канала по дну b , глубиной наполнения канала h , коэффициентом откоса $m = \text{ctg } \psi$ (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:

$$\omega = (b + mh)h; \quad (8.7)$$

$$\chi = b + 2h \sqrt{1 + m^2}. \quad (8.8)$$

Параболическое поперечное сечение описывается уравнением

$$y^2 = 2\rho_n z, \quad (8.9)$$

где ρ_n — параметр параболы; z и y — вертикальная и горизонтальная оси параболы. Параметры этого сечения могут быть найдены по зависимостям:

$$B = 2 \sqrt{2\rho_n h}; \quad (8.10)$$

$$\omega = 2/3 Bh \quad (8.11)$$

При $(h : B) \leq 0,15$	$\chi \approx B$	}	(8.12)
» $(h : B) \leq 0,33$	$\chi \approx B \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right];$		
» $0,33 < (h : B) < 2,0$	$\chi \approx 1,78h + 0,61B;$		
» $2,0 < (h : B)$	$\chi \approx 2h.$		

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.

Геометрические элементы шести гидравлически наивыгоднейших сечений приведены в табл. 8.1,

Таблица 8.1

Гидравлически наивыгоднейшие сечения

Поперечное сечение	Площадь ω	Смоченный периметр χ	Гидравлический радиус R	Ширина поверху B	$\omega \sqrt{\frac{\omega}{B}}$
Полукруглое . . .	$\frac{\pi}{2} h^2$	πh	$0,5h$	$2h$	$\frac{\pi}{4} h^{2,5}$
Трапецидальное, половина шестиугольника	$\sqrt{3} h^2$	$2\sqrt{3} h$	$0,5h$	$4h/\sqrt{3}$	$1,5h^{2,5}$
Прямоугольное, половина квадрата . . .	$2h^2$	$4h$	$0,5h$	$2h$	$2h^{2,5}$
Треугольное, половина квадрата	h^2	$2\sqrt{2} h$	$h/\sqrt{8}$	$2h$	$h^{2,5}/\sqrt{2}$
Параболическое, $B=2\sqrt{2} h$	$1,88h^2$	$3,77h$	$0,5h$	$2\sqrt{2} h$	$1,54h^{2,5}$
Гидростатическая цепная линия	$1,396h^2$	$2,98h$	$0,47h$	$1,92h$	$1,19h^{2,5}$

Для гидравлически наивыгоднейшего трапецидального сечения соотношения ширины канала к глубине ($\beta_{г.н} = b/h$) зависят от коэффициента заложения откосов m :

$$\beta_{г.н} = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \quad (8.13)$$

В табл. 8.2 приведены значения $\beta_{г.н}$ для различных m .

Таблица 8.2

Значения $\beta_{г.н}$ для различных коэффициентов заложения откосов

m	0	0,1	0,2	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	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

Средняя скорость v движения жидкости в канале должна изменяться в пределах

$$v_{\min} \leq v \leq v_{\max}, \quad (8.14)$$

где v_{\max} — максимально допустимая, или неразмывающая, скорость; v_{\min} — минимально допустимая, или незаиляющая, средняя скорость.

Для незаиляющей скорости при движении бытовых и дождевых вод широко распространена формула

Н. Ф. Федорова:

$$v_{\text{мин}} = 1,57 \sqrt[n]{R} \text{ [м/с]}, \quad (8.15)$$

где R — гидравлический радиус, м:

$$n = 3,5 + 0,5R. \quad (8.16)$$

В [36] даны минимальные уклоны и незаиляющие скорости для различных сечений и размеров труб при различной степени их наполнения. Эти скорости можно представить более удобной для расчетов зависимостью

$$v_{\text{мин}} = c_1 \sqrt[4]{H} - c_2, \quad (8.17)$$

а минимальный уклон в виде:

$$10^3 i_{\text{мин}} = c_3 / (c_4 + H) + c_5. \quad (8.18)$$

В табл. 8.3 даны значения $c_1 - c_5$ для ряда сечений при степени наполнения $a = 0,5$ и высоте коллектора H в м.

Таблица 8.3

Значения коэффициентов $c_1 - c_5$, входящих в (8.17) и (8.18)

Сечение	c_1 , м ^{3/4} /с	c_2 , м/с	c_3 , м	c_4 , м	c_5
Круглое	1,27	0,2	1,23	0,0863	0,32
Лотковое	1,27	0,14	1,125	0,127	0,29
Овоидальное	1,06	0,09	1,79	0,12	0,34
Бочкообразное	1,13	0,13	1,57	0,145	0,26
Орбитноовоидальное	1,73	0,655	1,76	0,19	0,23

Наименьший уклон, с каким может быть уложена труба минимального возможного диаметра для пропуска заданного расхода при расчетном наполнении,

$$i_{\text{мин}}^{\text{пр}} = 0,00956Q^{-0,306} = 0,195D^{-0,728}. \quad (8.19)$$

При полном наполнении трубы и незаиляющих скоростях, вычисленных по (8.15):

$$i_{\text{мин}}^{\text{пр}} = 0,0129Q^{-0,25} = 0,22D^{-0,724}, \quad (8.20)$$

где Q — в л/с; D — в мм.

Для потоков в канализационных сетях незаиляющая скорость и минимальный уклон, по С. В. Яковлеву и В. И. Калицуну, с поправочным коэффициентом

А. М. Курганова $k_* = 0,55$:

$$v_{\text{мин}} = \omega_0 C k_* / \sqrt{g}; \quad (8.21)$$

$$i_{\text{мин}} = \omega_0^2 k_*^2 / (Rg), \quad (8.22)$$

где ω_0 — гидравлическая крупность песка расчетного диаметра, м/с; C — коэффициент Шези, $\sqrt{\text{м/с}^2}$.

Для городских сетей отдельных систем канализации расчетный диаметр песка рекомендуется брать $d_p = 1$ мм с гидравлической крупностью $\omega_0 = 0,091$ м/с. С. В. Яковлев и В. И. Калицун за расчетный диаметр берут «среднее взвешенное значение» содержащегося в сточной воде песка $d_{\text{ср}} = 0,5$ мм, для которого $\omega_0 = 0,05$ м/с и $k_* = 1,0$.

При наполнении трубы $a \geq 0,5$ А. М. Курганов предлагает аналогично (8.6) принимать $v_{\text{мин}}$ и $i_{\text{мин}}$ не зависящими от степени наполнения при $C_n = (D/4)^{1,6} / n_{\text{ш}}$ в (8.21) и $R = D/4$ в (8.22). Для $a \geq 0,5$ и $d = 1,0$ мм с учетом (3.6) при $n = 1,92 \div 1,96$ и $k = (124 \div 112) \cdot 10^{-5}$

$$i_{\text{мин}} = 1/D = (210 \div 217) \cdot 10^{-4} (\omega_*/Q)^{0,456-0,465}, \quad (8.23)$$

где D — диаметр трубы, мм; $\omega_* = \omega/\omega_n$; Q — в л/с; первые цифры соответствуют $D \leq 600$ мм, вторые — $D > 600$ мм.

Минимальную расчетную скорость движения осветленных или биологически очищенных вод в лотках и трубах допускается принимать 0,4 м/с.

Расчетная скорость движения неосветленных сточных вод в дюкерах должна приниматься не менее 1 м/с.

Незаилающая скорость потока воды в канале зависит от насыщенности его взвешенными наносами и их крупности и может быть выражена формулой И. И. Леви:

$$v_{\text{мин}} = e \sqrt{R} \text{ [м/с]}, \quad (8.24)$$

где $e = 0,5$ для канала, сложенного наносами, транспортируемыми потоком, или обычными песчаными, супесчаными, суглинистыми или глинистыми грунтами, характеризующимися коэффициентом шероховатости $n = 0,0225$, при среднем диаметре преобладающей массы частиц взвешенных наносов не больше 0,25 мм ($d_{\text{ср}} < 0,25$ мм). В других случаях

$$e = 0,01 \frac{\omega_0}{\sqrt{d_{\text{ср}}}} \sqrt[4]{100\rho} \frac{0,0225}{n}, \quad (8.25)$$

где ω_0 — гидравлическая крупность (мм/с) для частиц (см. § 14.1) диаметром $d_{\text{ср}}$ (табл. 8.4); $d_{\text{ср}}$ — средний

Таблица 8.4

Гидравлическая крупность наносов

d , мм	ω , мм/с	d , мм	ω , мм/с	d , мм	ω , мм/с	d , мм	ω , мм/с
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	17,4	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						

диаметр частиц преобладающей массы взвешенных наносов, мм; p — процентное содержание (по весу) взвешенных наносов с крупностью $\geq 0,25$ мм.

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_{\max} определяется по формулам, выбираемым в соответствии с крупностью частиц грунта. Для неукрепленных русел эти скорости при ориентировочных расчетах можно определять:

при $H/d \leq 600$ — по формуле Б. И. Студеничкова

$$v_{\max} = 3,6 \sqrt{Hd_{\text{ср}}} \text{ [м/с];} \quad (8.26)$$

при $H/d > 600$ — по формуле А. М. Латышенкова

$$v_{\max} = 5d_{\text{ср}}^{0,3} H^{0,2} \text{ [м/с],} \quad (8.27)$$

где $d_{\text{ср}}$ — средний диаметр частиц грунта, м; H — глубина потока, м.

Для связных грунтов (глинистых, суглинков и т. д.) v_{\max} принимается по табл. 8.5.

При гидравлическом радиусе $R > 2$ м величину v_{\max} взятую из табл. 8.5, надо увеличить в $(0,5R)^{0,125}$ раз (R — в м).

Наибольшие скорости движения дождевых и допускаемых к спуску в водоемы производственных сточных вод в канавах, согласно СНиП II-32-74, рекомендуется принимать по табл. 8.6. При глубине $h < 0,4$ м значения,

Таблица 8.5

Неразмывающие скорости для связных грунтов при гидравлическом радиусе канала $R < 2$ м

Наименование грунта	$v_{\text{макс}}, \text{ м/с}$
Супесь слабая	0,7–0,8
» уплотненная	1,0
Суглинки легкие (в том числе лёссовидные)	0,7–0,8
» средние	1,0
» плотные	1,1–1,2
Глины мягкие	0,7
» нормальные	1,2–1,4
» плотные	1,5–1,8
Грунты илистые	0,5

Таблица 8.6

Наибольшие скорости движения дождевых и других сточных вод в каналах при глубине потока от 0,4 до 1 м

Наименование грунта или типа укрепления	$v_{\text{макс}}, \text{ м/с}$
Крепление бетонными плитами	4
Известняки, песчаники средние	4
Одерновка плашмя	1
» в стенку	1,6
Мошение одиночное	2
» двойное	3–3,5

приведенные в табл. 8.6, следует уменьшать на 15%, а при глубине $h > 1$ м — увеличивать на 25%.

Чтобы предотвратить быстрый износ труб от истирания их стенок твердыми веществами, содержащимися в потоке, принимают: для металлических труб $v_{\text{макс}} = 8$ м/с, а для неметаллических — $v_{\text{макс}} = 4$ м/с.

По СНиП II-31-74 проверку неразмываемости дна или его каменного крепления для спокойных потоков рекомендуется выполнять по формуле

$$v_{\text{макс}} = 1,65 \sqrt{gd_{\text{cp}}} (Hd_{10}/d_{\text{cp}}^2)^{0,25} \sqrt{1 + 3\rho^{2/3}}, \quad (8.28)$$

где d_{10} — наибольший диаметр отложений на дне, содержащийся в смеси не более 10%, в м; ρ — величина мутности от руслоформирующих фракций, кг/м³; H — глубина потока, м; d_{cp} — в м.

При больших скоростях установившееся течение теряет свою устойчивость и возникают условия, при которых волны, возникшие в потоке в результате малого возмущения, будут нарастать при своем движении по каналу. Для устойчивости свободной поверхности потока должно быть обеспечено условие

$$\sqrt{\alpha/\text{Fr}_0} > 1 - \sqrt{\alpha} + N\omega_0/(nh_0B_0), \quad (8.29)$$

где $\text{Fr} = v^2B/(g\omega)$; n — показатель степени в законе сопротивления (3.6); N — показатель степени при модуле скорости в (8.53); α — коэффициент кинетической энергии потока.

При

$$\text{Fr} = v^2/(gR) \geq 6,6/(\Delta/R + 0,095) - 23,5 \quad (8.30)$$

поток в канале аэрируется и «разбухает», что приводит к увеличению глубины. Глубина аэрированного потока, согласно исследованиям Н. Б. Исаченко, может быть определена по формуле

$$h_a = h \left[1 + (0,035 + 0,83\Delta/R) \sqrt{\text{Fr} - \frac{6,6}{\Delta/R + 0,095} + 23,5} \right], \quad (8.31)$$

где h — глубина неаэрированного потока; Δ/R — относительная шероховатость канала; R — гидравлический радиус неаэрированного потока.

§ 8.2. Критические глубины и уклоны

При расчете безнапорных потоков различают нормальную и 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*.

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

$$\omega_{кр}^3/B_{кр} = \alpha Q^2/g, \quad (8.32)$$

где индексом «кр» отмечены гидравлические элементы, соответствующие глубине $h_{кр}$.

Критическую глубину в трапецидальном канале, согласно формуле

$$(b + mh_{кр})^3 h_{кр} / (b + 2mh_{кр}) = \alpha Q^2/g, \quad (8.33)$$

можно определить с помощью специально построенных графиков [34, 75].

С точностью до 1,5% полагаем возможным критическую глубину в трапецидальном канале определять по формуле

$$h_{кр} = \frac{b}{2m} \left(\sqrt{a + c \sqrt{\frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}}} - 1 \right); \quad (8.34)$$

здесь коэффициенты a и c равны:

Коэффициенты	При $\sqrt{\frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}}$		
	< 0,05	0,05–0,45	0,4–1,42
a	1,0	0,95	0,70
c	4,0	4,80	5,88

При $\sqrt{\frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}} > 1,42$

$$h_{кр} = \frac{b}{2m} \left[\sqrt{1 + \left(64 \frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}\right)^{2/5}} - 1 \right]. \quad (8.35)$$

При $\sqrt{\frac{\alpha m^3 Q^2}{gb^5}} < 0,05$ критическую глубину можно определять по формуле для прямоугольного канала:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha Q^2/(gb^2)}, \quad (8.36)$$

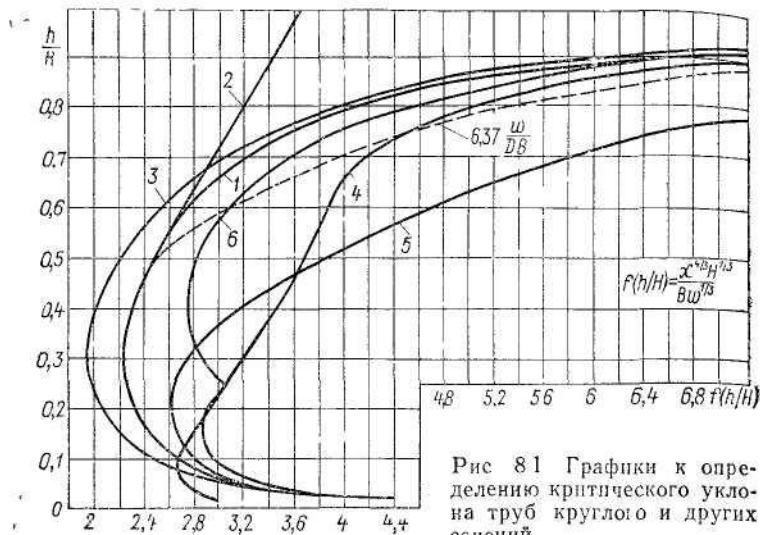


Рис 81 Графики к определению критического уклона труб круглого и других сечений
 1—круглое сечение, 2—полу-
 круглое, 3—лотковое, 4—ово-
 идальное, 5—обратноовидаль-
 ное, 6—банкетное Пунктирная
 линия соответствует условию (8.6)

а при $\sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2 / (g b^5)} > 233$ — по формуле для треуголь-
 ного канала:

$$h_{кр} = [2\alpha Q^2 / (g m^2)]^{1/5} \quad (8.37)$$

Критическая глубина в параболическом канале с па-
 раметрами по (8.9) — (8.12) выражается уравнением

$$h_{кр} = [27\alpha Q^2 / (64 g p_n)]^{1/4} \quad (8.38)$$

Критические глубины для безнапорных потоков в тру-
 бах с достаточной для практики точностью могут быть
 определены по следующим формулам:

а) в трубах круглого сечения при $0,0034 < \sqrt{a/g} \times$
 $\times Q/d^{5/2} < 0,8$

$$\frac{h_{кр}}{d} = 1,023 \left(\sqrt{\frac{a}{g}} \cdot \frac{Q}{d^{5/2}} \right)^{0,511}; \quad (8.39)$$

б) в трубах овоидального сечения при $\sqrt{a/g} \cdot Q/D^{5/2} <$
 $< 1,3$

$$\frac{h_{кр}}{H} = 0,82 \left(\sqrt{\frac{a}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}} \right)^{0,5} = \left(\frac{\alpha Q^2}{2,2 g D^5} \right)^{1/4}; \quad (8.40)$$

в) в трубах лоткового сечения при $\sqrt{a/g} \cdot Q/D^{5/2} < 0,54$

$$\frac{h_{кр}}{H} = 1,346 \left(\sqrt{\frac{a}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}} \right)^{0,512} = \left(1,786 \sqrt{\frac{a}{g}} \cdot \frac{Q}{D^{5/2}} \right)^{0,512} \quad (3.41)$$

Для определения критического уклона может быть использована зависимость вида:

$$i_{кр} = \frac{g}{aC^2} \cdot \frac{\chi}{B} = \frac{gn^2}{a} H^{-2y} f\left(\frac{h}{H}\right), \quad (8.42)$$

где n — коэффициент шероховатости; y — показатель степени в (3.71); g — в м/с²; H — в м; функция $f(h/H)$ представлена на рис. 8.1.

§ 8.3. Показательные зависимости

Модули расхода с достаточной для практики точностью выражают через глубину по показательному закону Б. А. Бахметева:

$$(K/K_1)^2 = (h/h_1)^x, \quad (8.43)$$

где h и h_1 — две произвольные глубины в рассматриваемом поперечном сечении канала; K и K_1 — модули расхода, отвечающие этим глубинам; x — гидравлический показатель русла:

$$x = (5B - 2R \, d\chi/dh) \cdot 2h/3\omega. \quad (8.44)$$

Для весьма узких прямоугольных каналов . . .	$x = 2,0$
» широких прямоугольных каналов	$x = 3,4$
» узких параболических каналов	$x = 3,7$
» широких параболических каналов	$x = 4,4$
» треугольных каналов	$x = 5,4$

Показатель x для трапецидального канала может быть определен по формуле Р. Р. Чугаева:

$$x = \frac{10}{3} \cdot \frac{1 + 2mh_{cp}/b}{1 + mh_{cp}/b} - \frac{8}{3} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{b/h_{cp} + 2\sqrt{1+m^2}}. \quad (8.45)$$

Величину x можно вычислить также путем логарифмирования (8.43):

$$x = \lg(K_1/K_2) / \lg(h_1/h_2). \quad (8.46)$$

Задавая для данного русла произвольными значениями глубин h_1 и h_2 , вычисляем для них модули расхода K_1 и K_2 , а затем по (8.46) — x .

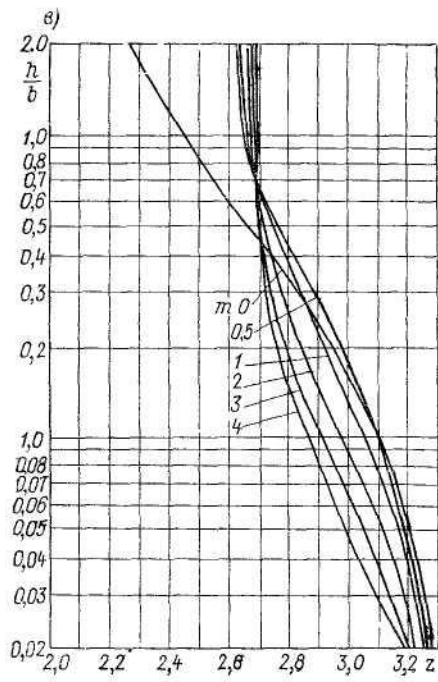
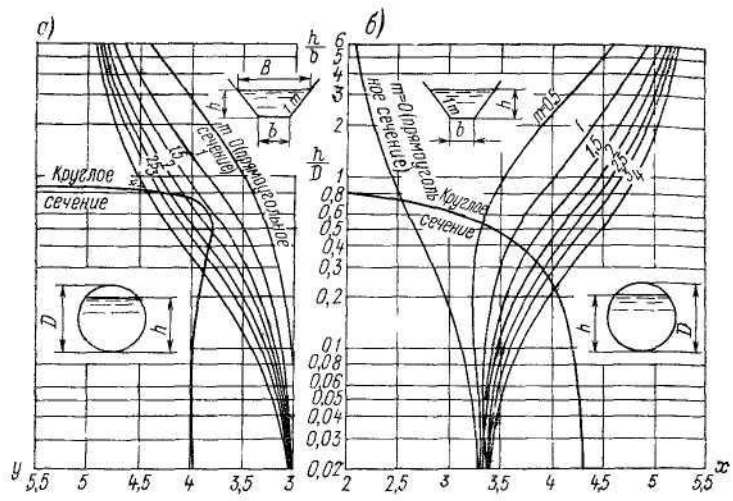
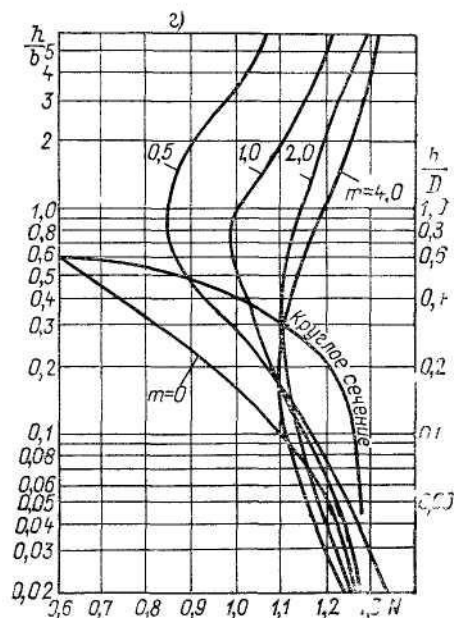


Рис 82 Графики зависимости показателей x , z , y и N в (8.43), (8.47), (8.50) и (8.53) от h/b и коэффициента откоса m трапецидального канала



Кроме (8.43), можно принять также

$$(K/K_1)^2 = (\omega/\omega_1)^z, \quad (8.47)$$

где z — гидравлический показатель при площади:

$$z = \frac{10}{3} - \frac{4}{3} R \frac{d\chi}{d\omega} = \frac{10}{3} - \frac{4R}{3B} \cdot \frac{d\chi}{dh}. \quad (8.48)$$

Для трапецидального канала (рис. 8.2)

$$z = \frac{10}{3} - \frac{8}{3} \sqrt{1+m^2} \frac{h(b+mh)}{(b+3mh)(b+2h\sqrt{1+m^2})}. \quad (8.49)$$

М. А. Мостковым предлагается связь, аналогично (8.43) и (8.47), между модулями расхода и удельной энергией сечения через энергетический показатель русла.

Для расчета потока в критическом состоянии может быть использована такая показательная зависимость

$$\frac{\omega^3}{\omega_{кр}^3} \cdot \frac{B_{кр}}{B} = \frac{g\omega^3}{\alpha Q^2 B} = \left(\frac{h}{h_{кр}} \right)^y, \quad (8.50)$$

где y — показатель критического состояния потока:

$$y = [3B - \omega dB/(B dh)] h/\omega. \quad (8.51)$$

Для трапецидального канала

$$y = 3 \frac{1 + 2mh/b}{1 + mh/b} - \frac{2}{2 + b/(mh)}. \quad (8.52)$$

Модули скорости можно выразить через глубину s помощью показателя степени N :

$$(W/W_1)^2 = (h/h_1)^N. \quad (8.53)$$

На рис. 8.2 построено семейство кривых зависимости x , y , z и N от h/b , а также от h/D для круглого сечения.

§ 8.4. 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.

Таблица 8.7

Рекомендуемые заложения откосов канала при высоте откосов меньше 10 м

Грунт, слагающий ложе канала	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, лессы и глины:		
а) легкие и средние суглинки и лессы	1,25—1,5	1—0,5
б) тяжелые суглинки и плотные глины	1—1,25	1,05
Гравийные и галечниковые грунты:		
а) рыхлые и средней плотности	1,25—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

Примечание. Меньшие значения m относятся к откосам глубиной до 5 м, большие — от 5 до 10 м.

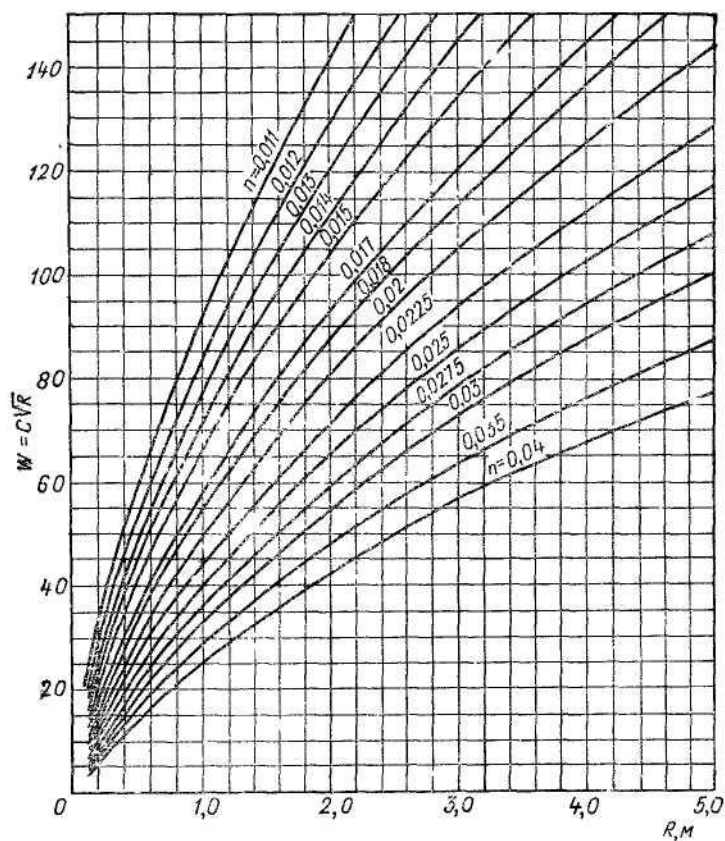


Рис. 8.3. Значения модулей скорости $W = C\sqrt{R}$, подсчитанных по формулам Н. Н. Павловского (3.71) и (3.72)

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» — $m > 1,5$.

Глубину наполнения трапецидального 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. 8.3 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:

$$h = \frac{\chi}{2(2\sqrt{1+m^2}-m)} - \sqrt{\frac{\chi^2}{4(2\sqrt{1+m^2}-m)^2} - \frac{\omega}{2\sqrt{1+m^2}-m}}. \quad (8.54)$$

При соответствующих значениях χ находим ширину канала по дну

$$b = \chi - 2\sqrt{1+m^2}h. \quad (8.55)$$

Полученные данные позволяют построить кривую $b = \hat{j}(h)$, на которой заданному значению b или h соответствует искомая величина h или b .

Весьма эффективно определяется нормальная глубина на ЭВМ. Для этого основную зависимость (8.4) представим через искомую нормальную глубину:

$$h_0 = \left[\frac{nQ}{\sqrt{i}} \left(\frac{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}{\beta+m} \right)^{0.5+y} \frac{1}{\beta+m} \right]^{1/(2.5+y)}, \quad (8.56)$$

где $\beta = b/h_0$ — относительная ширина канала по дну; y — показатель степени Н. Н. Павловского.

Глубина h_0 находится методом итераций в такой последовательности:

- 1) задаются каким-нибудь значением h_{01} ;
- 2) определяют отношение $\beta_1 = b/h_{01}$;
- 3) вычисляют h_{02} во втором приближении;
- 4) если $|h_{02} - h_{01}| < \epsilon$, где ϵ — наперед заданная точность определения h_0 , то расчет закончен; в противном случае вычисляют $\beta_2 = b/h_{02}$ и расчет повторяют, начиная с п. 3. Расчет продолжают до тех пор, пока не будет удовлетворено неравенство $(h_{0n+1} - h_{0n}) < \epsilon$;
- 5) определив h_0 , находят площадь живого сечения потока $\omega_0 = bh_0 + mh_0^2$ и среднюю скорость $v = Q/\omega_0$.

Для определения глубины равномерного движения — нормальной глубины h_0 воды в канале — может быть использован *показательный закон Б. А. Бахметева* (8.43).

Вычисляя величину K_0 , соответствующую нормальной глубине:

$$K_0 = Q/\sqrt{i},$$

и использовав для одной из глубин h_1 (или h_2) величину K_1 (или K_2), из (8.43) после подстановки в нее h_1 , K_1 и K_0 находим:

$$h_0 = h_1 (K_0/K_1)^{2/x}. \quad (8.57)$$

Пример 1. Определить глубину потока в канале шириной $b = 1,5$ м, проложенном в суглинистом грунте с уклоном 0,0015, при пропуске расхода $Q = 5$ м³/с. Для данного грунта $n = 0,025$, $m = 2$.

Зададимся двумя глубинами $h_1 = 1$ и $h_2 = 2$ м и вычислим соответствующие $K_1 = 92,2$ и $K_2 = 452$ м³/с.

По (8.46), $x = 4,6$. Вычислим

$$K_0 = Q/\sqrt{i} = 5,0/\sqrt{0,0015} = 129 \text{ м}^3/\text{с}.$$

По (8.57) получим:

$$h_0 = 1 (129/92,2)^{2/4,6} = 1,16 \text{ м}.$$

С помощью закона (8.47) можно определять не только глубину, но и ширину канала по дну b .

Расчет лотков прямоугольного или трапециевидального 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. 8.4) $h/b = f(Q/Q_b)$, позволяющий при известной ширине канала понизу b и заданной глубине h или расходу Q находить искомую величину Q или h . Здесь Q_b — расход равномерного движения сточной жидкости при глубине потока, равной ширине канала по дну (при $h = b$), определяемый из формулы

$$i = kQ_b^2/b^3. \quad (8.58)$$

Значения k , α и β при выражении Q в м³/с и b — в м даны в табл. 8.8.

Таблица 8.8

Значения k , α и β , входящих в (8.58), для лотков трапециевидального сечения

Коэффициент откоса, m	k	α	β	ω_b/b^2	χ_b/b	R_b/b
0	0,000915	1,95	5,2	1,0	3,0	0,33
1 0	0,0001395	1,95	5,13	2,0	3,83	0,523
1 5	0,000073	1,95	5,16	2,5	4,6	0,544
2 0	0,0000444	1,95	5,13	3 0	5 47	0,548

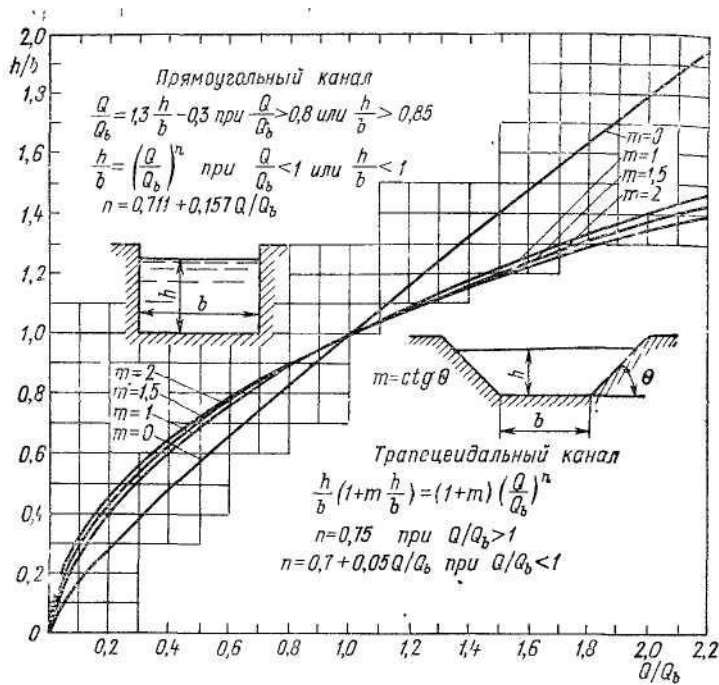


Рис 8.4. Графики для расчета лотков прямоугольного или трапецидального сечения при пропуске по ним сточных вод

Пример 2. Для условий предыдущей задачи

$$z = 2 \frac{\lg(K_1/K_2)}{\lg(\omega_1/\omega_2)} = 2 \frac{\lg 452/92,2}{\lg 11/3,5} = 2 \frac{\lg 4,9}{\lg 3,14} = 2 \frac{0,69}{0,498} = 2,77.$$

Из (8.47) имеем:

$$h_0 (b + mh_0) = \omega_1 (K_0/K_1)^{2z} = 3,5 (129/92,2)^{2 \cdot 2,77} = 4,44 \text{ м}^2,$$

откуда $h_0 = 1,16$ м.

Если бы была задана глубина h_0 , то из последнего равенства очень легко найти ширину

$$b = (K_0/K_1)^{2z} \omega_1 / h_0 - mh_0. \quad (8.59)$$

Пример 3. 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/с. По данным рис. 8.4 при $h/b = 0,25$ отношение $Q/Q_b = 0,16$, откуда

$$Q = 0,16 \cdot 18\,880 = 3020 \text{ л/с};$$

$$v = Q/\omega = 3,020/2 \cdot 0,5 = 3,02 \text{ м/с}.$$

Коэффициент шероховатости канала с различной шероховатостью по смоченному периметру может быть рассчитан по формуле Н. Н. Павловского:

$$n_{пр} = n_1 \sqrt{\frac{1 + a_2 (n_2/n_1)^2}{1 + a_2}}, \quad (8.50)$$

где $a_2 = \chi_2/\chi_1$; χ_1 — часть смоченного периметра с коэффициентом шероховатости n_1 ; χ_2 — часть периметра с коэффициентом шероховатости n_2 .

§ 8.5. 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 [72], а также по таблицам [36].

Расходы при полном заполнении коллекторов, рассчитанные по формуле Н. Ф. Федорова, можно определить из степенной зависимости

$$i_0 = kQ_n^n/H^m, \quad (8.61)$$

где H — вертикальный размер коллектора; значения k , n и m при выражении Q_n в м³/с и H — в м даны в табл. 8.9.

Таблица 8.9

Значения k , n и m , входящих в (8.61), для канализационных коллекторов

Сечение	k	n	m	ω_n/H^2	χ_n/H	ρ_n/H
Круглое $D \leq 0,6$ м	0,00179	1,92	5,2	0,785	3,14	0,25
» $D > 0,6$ м	0,00214	1,96	5,2	0,785	3,14	0,25
Лотковое	0,00101	1,94	5,19	1,205	4,14	0,291
Оvoidальное	0,00705	1,94	5,2	0,51	2,843	0,191
Банкетное	0,00281	1,94	5,18	0,73	3,245	0,225
Обратноовoidальное	0,00675	1,92	5,15	0,598	2,65	0,192

При наполнениях $a = h/H < 1,0$ расход составляет некоторую долю A от расхода при полном заполнении Q_n и данном уклоне, т. е.

$$A = Q/Q_n. \quad (8.62)$$

При наполнениях, имеющих наиболее практическое значение, расход Q и площадь живого сечения ω можно выразить простыми формулами:

$$Q/Q_n = p_1 (a - p_2); \quad (8.63)$$

$$\omega/\omega_n = p_3 (a - p_4). \quad (8.64)$$

Значения p_i и пределы их применения $a'_{пр} < a < a''_{пр}$ даны в табл. 8.10.

Таблица 8.10

Значения $p_i - p_i$, входящих в (8.63) и (8.64)

Сечение	Предел применения	p_1	p_2	Предел применения	p_3	p_4
Круглое при условии (8.5)	0,25-0,8	1,583	0,18	0,2-0,8	1,2	0,085
Круглое при условии (8.6)	0,23-0,83	1,33	0,15	0,2-0,8	1,2	0,085
Овоидальное	0,4-0,8	1,63	0,24	0,3-0,9	1,24	0,141
Банкетное	0,24-0,8	1,58	0,17	0,24-0,85	1,3	0,146
Обратноовоидальное	0,1-0,75	1,48	0,12	0,3-0,8	1,16	0,0276

Пример 4. Определить уклон трубопровода i диаметром $d = 500$ мм и скорость движения сточной жидкости в нем v при расходе $Q = 200$ л/с и степени наполнения $h/d = 0,75$. Из (8.63) имеем:

$$Q_n = \frac{200}{1,583 (0,75 - 0,18)} = 222 \text{ л/с};$$

$$i = 0,00372 \text{ и } v_n = 1,15 \text{ м/с.}$$

§ 8.6. Местные сопротивления в безнапорных потоках

Необходимая величина перепада на повороте определяется по формуле

$$\Delta h = \zeta v_p^2 / (2g), \quad (8.65)$$

где v_p — скорость равномерного движения на участке коллектора перед поворотом; $\zeta = \zeta_{90^\circ} \cdot \beta / 90^\circ$ — коэффициент сопротивления при повороте на угол $\beta \leq 90^\circ$;

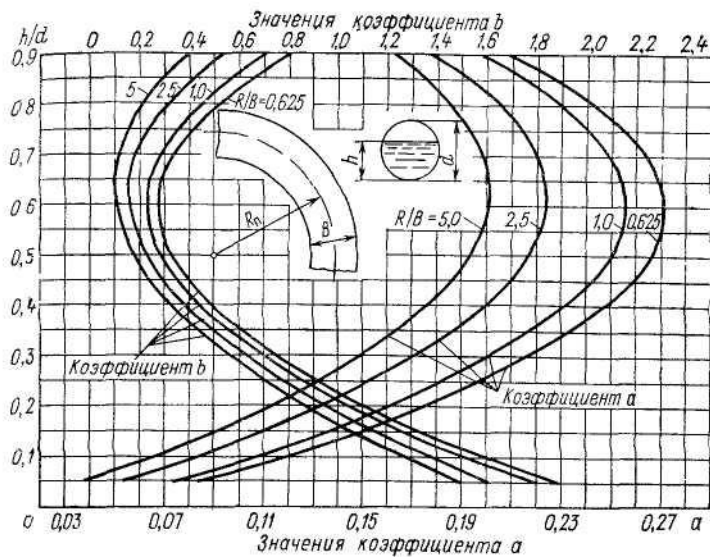


Рис. 85. Значения коэффициентов a и b , входящих в (8.66)

ξ_{90° — коэффициент сопротивления при повороте на угол 90° , определяемый, согласно исследованиям И. В. Сахарова, по формуле

$$\xi_{90^\circ} = a + b/(Fr + 0,1). \quad (8.66)$$

Значения a и b для различных соотношений радиуса закругления (по оси лотка) к ширине лотка — R_n/B и при различных степенях наполнения коллектора h/d даны на рис. 8.5, здесь

$$Fr = v_p^2/(gh_p); \quad (8.67)$$

h_p — глубина равномерного движения на участке коллектора перед поворотом.

Пример 5. $Q = 150$ л/с; $i = 0,0015$; $d = 600$ мм. Определить Δh для поворота потока на 60° при $R_n/B = 1$. По (8.3) для $h/d = 0,6$ отношение $v/v_n = 1,07$; $v_n = 0,91$ м/с, откуда $v = 0,85$ м/с. По рис. 8.5, $a = 0,255$, $b = 0,241$. Число Фруда $Fr = 0,85^2/(9,8 \cdot 0,36) = 0,205$.

Для угла поворота 90° коэффициент $\xi_{90^\circ} = 1,045$, а для 60°

$$\xi_{60^\circ} = \xi_{90^\circ} \cdot 60/90 = 0,696; \quad \Delta h_{пов} = 0,696 \cdot 0,85^2/19,6 = 2,6 \text{ см.}$$

Коэффициент сопротивления при повороте потока на 180° в перегородчатой камере хлопьеобразования с горизонтальным движением воды равен примерно $\xi_{180^\circ} = 3$.

При присоединении притока $Q_{\text{пр}}$ к потоку в основном коллекторе ($Q_{\text{ос}}$) добавочный перепад лотка определяется по формуле (8.65).

В случае присоединения притока к основному коллектору под углом 90° величина ξ при $Q_{\text{пр}}/Q_{\text{см}} < 0,9$ определяется, согласно исследованиям И. В. Сахарова, по формуле

$$\xi_{90^\circ} = \left(2 + \frac{2,1}{Fr_{0,5} + 0,1}\right) \left(1 + \frac{Q_{\text{пр}}}{0,9Q_{\text{см}}}\right) \frac{Q_{\text{пр}}}{1,8Q_{\text{см}}}, \quad (8.68)$$

где $Fr_{0,5} = v_{p0,5}^2 / (gh_{p0,5})$ — 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; $Q_{\text{пр}}$ — расход, поступающий по одному или двум притокам в основной коллектор; $Q_{\text{см}}$ — суммарный расход основного коллектора перед притоками и притоков.

В случае присоединения притока к основному коллектору под углом 45° :

а) для *спокойного потока*

$$\xi_{45^\circ} = \frac{2Q_{\text{пр}}}{9Q_{\text{см}}} \left(2 + \frac{2,1}{Fr_{0,5} + 0,1}\right) (Fr_{0,5} + 1,5) \times \\ \times \left[1 - (1 - Fr_{0,5}) \frac{Q_{\text{пр}}}{0,9Q_{\text{см}}}\right]; \quad (8.69)$$

б) для *бурного потока*

$$\xi_{45^\circ} = \left(2 + \frac{2,1}{Fr_{0,5} + 0,1}\right) \left[1 + \frac{Q_{\text{пр}}}{0,9Q_{\text{см}}} \left(1 - \frac{1}{Fr_{0,5}}\right)\right] \frac{Q_{\text{пр}}}{1,8Q_{\text{см}}}. \quad (8.70)$$

Пример 6. Расход верхней части основного коллектора диаметром 300 мм $Q_{\text{ос}} = 20,8$ л/с. Суммарный расход от двух притоков, подходящих с обеих сторон к главному коллектору под углом 45° , $Q_{\text{пр}} = 52,48$ л/с. Суммарный расход основного коллектора и притоков $Q_{\text{см}} = 73,28$ л/с. Диаметры низовой части коллектора 400 мм, притоков — 250 и 300 мм. Уклон верхней части основного коллектора 0,003, а низовой — 0,0025.

В этом случае $Q_{пр}/Q_{см} = 0,716$; при $i = 0,003$ и $d = 300$ мм для $h/d = 0,5$ находим $q = 24,9$ л/с и $v = 0,7$ м/с; тогда

$$Fr_{0,5} = 0,7^2 / (9,8 \cdot 0,15) = 0,333 < 1;$$

следовательно, поток спокойный. По рис. 8.6, $\xi_{45^\circ} = 0,937$ и $\Delta h = 0,937 \cdot 0,7^2 / 19,6 = 2,2$ см.

В случае *свободного падения струи притока* в лоток основного коллектора

$$\xi_{пер} = \left(b + \frac{a}{Fr_{0,5} + 0,1} \right) \left(1 + \frac{Q_{пр}}{0,9Q_{см}} \right) \frac{Q_{пр}}{1,8Q_{см}}, \quad (8.71)$$

где a и b — коэффициенты, зависящие от высоты свободного падения струи — высоты перепада (табл. 8.11).

Таблица 8.11

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	4,716	4,858
b	2,0	2,173	2,203	2,221	2,234	2,244

В случае притока при малом перепаде через отводной патрубок в направлении основного потока:

а) для *спокойного потока*

$$\xi_{отв} = \left(2 + \frac{2,1}{Fr_{0,5} + 0,1} \right) (9Fr_{0,5} + 1) \times \left[1 - \frac{(1 - Fr_{0,5}) Q_{пр}}{0,9Q_{см}} \right] \frac{Q_{пр}}{1,8Q_{см}}; \quad (8.72)$$

б) для *бурного потока* действительна формула (8.71).

На рис. 8.6 даны графики, построенные по (8.69) и (8.72).

По В. Н. Козину, перепад лотков при слиянии потоков в колоде следует назначать равным разности между глубиной h_n , образующейся в подводящем и боковых коллекторах перед слиянием потоков, и глубиной равномерного движения h_0 , т. е.

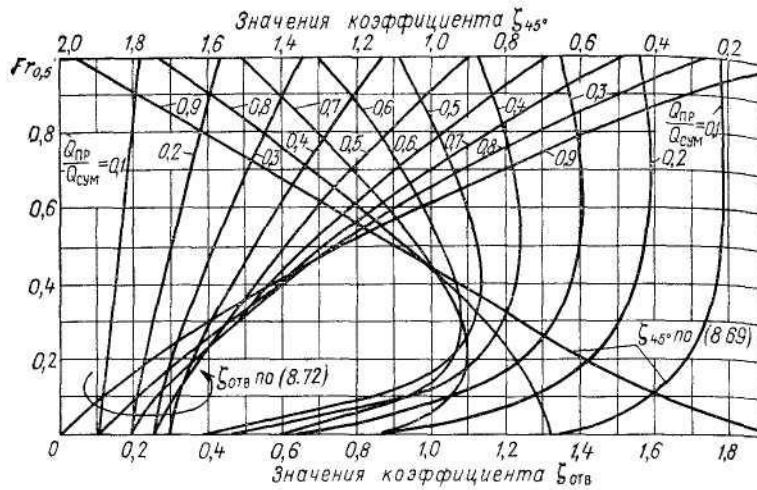


Рис. 8.6. Значения коэффициента сопротивления ζ_{45° при примыкании притоков к основному коллектору под углом 45° по (8.69) (кривые — справа, их значения — сверху), а также значения коэффициента сопротивления $\zeta_{отв}$ при подведении струи притока, осуществляемого в виде малого перепада, патрубком в направлении основного потока

перепад прямой части лотка

$$\Delta h_{пр} = h_{п} - h_{0пр}, \quad (8.73)$$

перепад бокового лотка

$$\Delta h_{б} = h_{п} - h_{0б}. \quad (8.74)$$

Приближенно глубину в месте слияния потоков ($h_{п}$) можно принять:

$$h_{п} = k_c h_c, \quad (8.75)$$

где h_c — глубина в начале отводящего коллектора; k_c — коэффициент слияния, принимаемый по табл. 8.12.

Перепад давления на 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:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{p_{п} - p_{к}}{\gamma} = \zeta \frac{v_{отв}^2}{2g}, \quad (8.76)$$

где для поворотных колодцев $\zeta_{пов} = 2$;

Таблица 8.12

Значения k_c для одинаковых диаметров коллекторов (по В. Н. Козину)

Случай слияния	$\delta = 90 \div 60^\circ$	$\delta \leq 45^\circ$
Двух потоков	1,98	1,34
Трех потоков	1,47	1,43

для линейных колодцев диаметром D

$$\xi_l = 0,25 + 0,06D/d; \quad (8.77)$$

для узловых колодцев, в которых к прямолинейному потоку с расходом Q_1 присоединяется боковой расход Q_6 ,

$$\xi_y = 2 - (2 - \xi_l) (Q_1/Q_c)^2; \quad (8.78)$$

для узлового колодца с притоком воды $Q_{пр}$ сверху

$$\xi_y = 2 \frac{Q_{пр}}{Q_c} \left(2 - \frac{Q_{пр}}{Q_c} \right) + \xi_l \left(1 - \frac{Q_{пр}}{Q_c} \right)^2 \approx \xi_l + 2,08 \frac{Q_{пр}}{Q_c}; \quad (8.79)$$

здесь

$$Q_c = Q_1 + Q_6 \quad \text{или} \quad Q_c = Q_1 + Q_{пр};$$

$v_{отв}$ — средняя скорость в отводящем коллекторе после колодца.

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) трапециевидные; г) круговые; д) параболические; е) с наклонным гребнем и т. д.

По очертанию водосливной стенки в плане различают:

- 1) *водосливы с непрямолинейным в плане гребнем*: а) нормальные или лобовые; б) косые; в) боковые;
- 2) *водосливы с прямолинейным 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 $l_b \approx (3 \div 5)H$ от верхней грани водосливной стенки. В зависимости от толщины δ ее поперечного сечения различают:

- а) *водосливы с тонкой стенкой*, когда

$$\delta \leq (0,1 \div 0,5) H; \quad (9.1)$$

- б) *водосливы с широким порогом*, когда

$$2H \leq \delta \leq 8H; \quad (9.2)$$

- 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 *под-*

топленным; 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.

Таблица 9.1

Значения x и y профиля свободной струи
(для любых мер) при $H = 1$

x	y		x	y		x	y	
	Низ струи	Верх струи		Низ струи	Верх струи		Низ струи	Верх струи
-3,0	—	-0,997	0,35	-0,106	-0,744	1,1	0,29	-0,27
-2,0	—	-0,987	0,40	-0,997	-0,724	1,2	0,38	-0,18
-1,5	—	-0,980	0,45	-0,985	-0,703	1,3	0,47	-0,03
-1,0	—	-0,963	0,50	-0,971	-0,689	1,4	0,58	+0,03
-0,75	—	-0,951	0,55	-0,954	-0,654	1,5	0,69	0,11
-0,5	—	-0,932	0,60	-0,935	-0,627	1,6	0,82	0,27
-0,25	—	-0,896	0,65	-0,913	-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	1,83
0,25	-0,112	-0,779	0,95	0,165	-0,398	2,75	2,86	2,32
0,30	-0,111	-0,762	1,03	0,202	-0,357	3,00	3,40	2,86

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

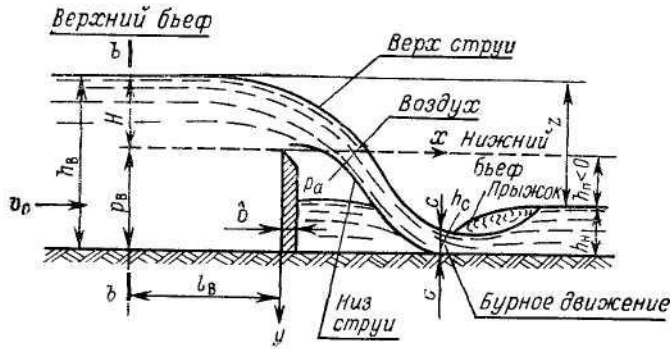


Рис 91. Схема свободного истечения воды через водослив с тонкой стенкой

сравнению с расходом для свободной струи в σ' раз:

$$\sigma' = 0,845 + 0,176 p_v / H - 0,016 (p_v / H)^2. \quad (9.3)$$

При $p_v / H < 2,5$ и $z / p_v < 0,75$ струя будет *отжатой*, подтопленной снизу, но прыжок *надвинут* на водослив. Расход будет больше расхода для свободной струи в σ'' раз:

$$\sigma'' = 0,88 + 0,2 \frac{z - 0,05 p_v}{H} - 0,02 \left(\frac{z - 0,05 p_v}{H} \right)^2. \quad (9.4)$$

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.

Когда горизонт нижнего бьефа непосредственно у водосливной стенки выше ее гребня, то при $z / p_v > 0,3$ струя после водослива падает на дно нижнего бьефа — *донный режим*. При $z / p_v \leq 0,15$ устанавливается *поверхностный режим*.

§ 9.2. Расчет нормальных водосливов

Расчет всех нормальных прямоугольных водосливов производится по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (9.5)$$

или

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.6)$$

где b — ширина водослива; $H_0 = H + \alpha v_0^2 / (2g)$ — 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:

$$m_{0н} = \left(0,373 + 0,032 \frac{b}{B} + \frac{1}{2,7H + 10 \text{ см}} \right) \times \left[1 + \frac{0,53 (bH)^2}{B^2 (H + p_n)^2} \right], \quad (9.7)$$

где B — ширина прямоугольного подводящего канала. Напор H в знаменателе третьего члена первого множителя подставляется в сантиметрах.

Таблица 9.2

Значения $(z/p_n)_{кр}$ в зависимости от H/p_n
(p_n — высота стенки водослива со стороны нижнего бьефа)

H/p_n	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	3,0
$(z/p_n)_{кр}$	1,0	0,8	0,73	0,69	0,67	0,67	0,68	0,69	0,71	0,73	0,76	0,85

Если горизонт воды нижнего бьефа выше гребня водослива на величину h_n (h_n — высота подтопления водослива) и $z/p_n < (z/p_n)_{кр}$ (табл. 9.2), то водослив с тонкой стенкой следует рассчитывать как затопленный, т. е.

$$m_0 = \sigma_n m_{0н}, \quad (9.8)$$

где коэффициент подтопления σ_n находится по эмпирической формуле Базена:

$$\sigma_n = 1,05 (1 + 0,2h_n/p_n) \sqrt[3]{z/H}. \quad (9.9)$$

Наклон водосливной стенки вперед увеличивает, а назад — уменьшает коэффициент расхода или расход в k раз (табл. 9.3).

Водослив с криволинейным профилем, построенным по форме свободной струи с некоторым расширением для обеспечения безотрывного обтекания водосливной стенки

Таблица 9.3

Значения поправочного множителя к коэффициенту расхода при наклоне тонкой стенки на угол θ от вертикали

Наклон водосливной стенки	$\operatorname{tg} \theta^\circ$					
	1/3	2/3	1	2	4	5
Наклон вперед	1,05	1,09	1,11	1,13	1,10	1,09
» назад	0,96	0,93	0,91	—	—	—

по координатам табл. 9.4, называется *водосливом практического профиля Кригера — Офицерова*.

Напор $H_{\text{пр. ф.}}$, исходя из которого строится основная криволинейная часть водосливного профиля по координатам, вычисленным путем умножения координат

Таблица 9.4

Координаты для построения криволинейного профиля (см. рис. 9.2) безвакуумного водослива (данные Кригера — Офицерова) для напора $H = 1$

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	1,1	0,321	2,1	1,569	3,1	3,613
0,1	0,096	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,2	0,007	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,3	0,0	1,4	0,564	2,4	1,894	3,4	3,609
0,4	0,006	1,5	0,661	2,5	1,960	3,5	3,818
0,5	0,027	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,6	0,66	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,7	0,10	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,8	0,146	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698
0,9	0,198	2,0	1,235	3,0	2,824	4,0	4,930
1,0	0,255						

табл. 9.4 на $H_{\text{пр. ф.}}$, называется *профилирующим*. Коэффициент расхода водослива с таким профилем и вертикальной напорной стенкой может быть выражен в виде:

$$m_i = 0,49 (H_0/H_{\text{пр. ф.}})^{1/8}, \quad (9.10)$$

а коэффициент расхода затопленного водослива:

$$m_s = m_n \sigma_n; \quad (9.11)$$

коэффициент подтопления σ_n можно принимать по кривой I на рис. 9.2, построенной по данным А. С. Цып-ляева.

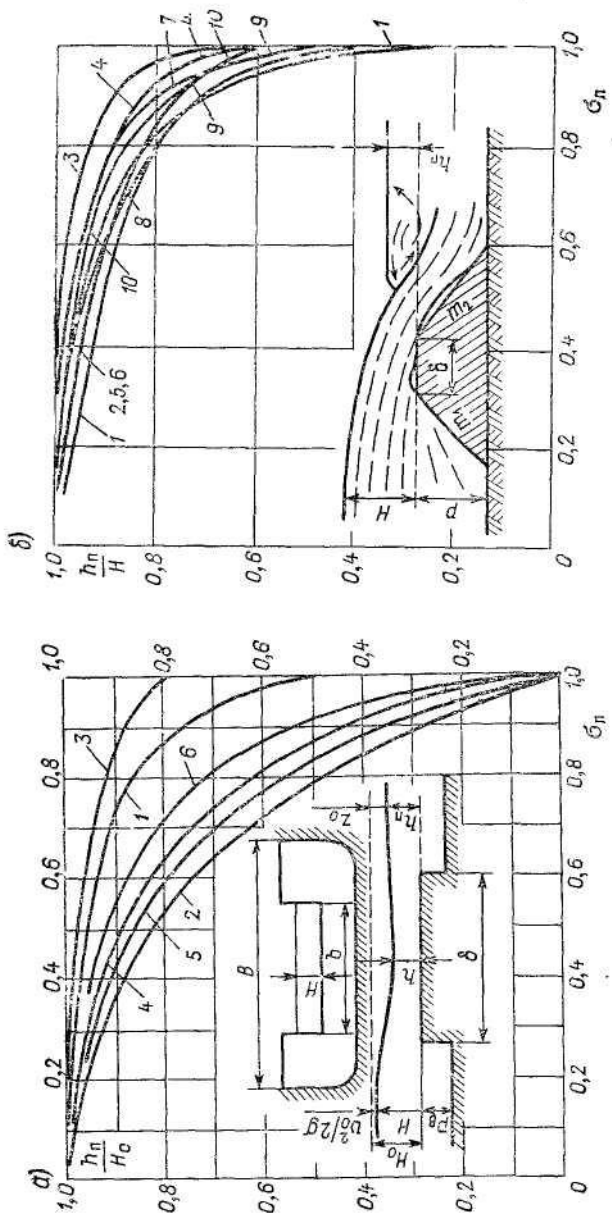


Рис 9.2. Графики для определения коэффициента подтопления
 а — для различных водосливов: 1 — Кригера — Оффенроа; 2 — вакуумного; 3 — с широким порогом; 4 — с параболической формой
 отверстия. б — трапециевидного (Чиполетти) с $p_B > 3h$; б — по же, с $p_B = 0$; б — для водосливов трапециевидного профиля кри-
 вые 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

Для безвакуумных водосливов практического профиля условия подтопления те же, что и для водослива с тонкой стенкой:

$$z < H \text{ и } z/p_n < (z/p_n)_{кр}. \quad (9.12)$$

Значение критического отношения перепадов свободной поверхности z на сооружении к высоте плотины p_n , измеренной в нижнем бьефе, можно взять по табл. 9.5 в зависимости от коэффициентов расхода m_n .

Таблица 9.5

Значения критического отношения перепадов $(z/p_n)_{кр}$

m_n	H/p_n								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0
0,35	0,92	0,87	0,85	0,84	0,84	0,85	0,87	0,94	1,04
0,7	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

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:

$$m_n = 0,55 \div 0,57.$$

Максимальное значение вакуума под струей

$$h_{вак} = (1,3 \div 1,6) H_0. \quad (9.13)$$

Условия подтопления таких водосливов следующие:

$$z \leq 1,15H \text{ и } z/p_n < (z/p_n)_{кр}. \quad (9.14)$$

Значения коэффициента подтопления σ_n , входящие в (9.11), представлены кривой 2 на рис. 9.2, а.

Расход через незатопленный водослив с широким порогом и прямоугольным входным ребром определяется по (9.6), а коэффициент расхода — по формуле

$$m_n = 0,32 + 0,065\sigma, \quad (9.15)$$

где $\sigma = \omega/\Omega$; $\omega = Hb$ — площадь входного сечения потока при напоре H ; $\Omega = (H + p_n)B$ — площадь потока перед водосливом.

Глубину h на пороге водослива можно найти из уравнения

$$Q = \varphi hb \sqrt{2g(H_0 - h)} \quad (9.16)$$

или по формуле

$$h = kH_0, \quad (9.17)$$

причем φ и k берутся в зависимости от величины m_n по табл. 9.6.

Таблица 9.6

Значения φ и k для водослива с широким порогом

m_n	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38
φ	0,943	0,956	0,97	0,983	0,996
k	0,415	0,45	0,49	0,537	0,612

По А. Р. Березинскому, водослив с широким порогом становится подтопленным при $h_n/H_0 \geq 0,8$, причем коэффициент подтопления определяется по кривой 3 на рис. 9.2, а.

Влияние бокового сжатия учитывается введением в основную формулу расхода (9.6) коэффициента сжатия; в этом случае расход определяют по формулам:

$$Q = m\epsilon b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (9.18)$$

или

$$Q = mb_c \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.19)$$

где ϵ — коэффициент бокового сжатия, зависящий от условий входа; $b_c = \epsilon b$ — «эффективная» ширина водослива.

Коэффициент ϵ при $H < b$ часто определяют по формуле

$$\epsilon = 1 - 0,1n\xi H_0/b, \quad (9.20)$$

а b_c — соответственно по формуле

$$b_c = b - 0,1n\xi H_0, \quad (9.21)$$

где ξ — коэффициент формы береговых устоев водослива при входе или формы оголовков промежуточных бычков, принимаемый $\xi = 1$ для входной грани с углом 90° и $\xi = 0,7$ для скошенной под углом 45° или закругленной по радиусу; n — число боковых сжатий.

При $H_0 > b$, по Н. Н. Павловскому:

$$b_c = (1 - 0,1\xi n) b. \quad (9.21a)$$

При делении водослива на отдельные небольшие пролеты промежуточными стойками принимают: $\epsilon = 0,85 \div 0,95$.

Влияние тонких бычков или стоек на водосливе с широким порогом Е. А. Чугаева предлагает учитывать не коэффициентом сжатия, а дополнительным местным сопротивлением стоек, согласно (3.118).

Для водослизов трапецидального 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:

$$m_{\text{н}} = \frac{H/\delta}{a + bH/\delta}, \quad (9.22)$$

где

для низких водослизов	...	$a = 0,426$	$b = 2,08$
» средних	»	$a = 0,510$	$b = 2,04$
» высоких	»	$a = 0,508$	$b = 2,12$

Коэффициент подтопления принят по графику на рис. 9.2, б.

§ 9.3. Расчет измерительных водослизов

Треугольные водосливы с тонкой стенкой. Если угол при вершине треугольного водослива $\alpha = 90^\circ$, то расход можно определять по формуле Томсона:

$$Q = 1,4 H^{2,5} [\text{м}^3/\text{с}] \quad (9.23)$$

или несколько точнее:

$$Q = 1,343 H^{2,47} [\text{м}^3/\text{с}], \quad (9.24)$$

где H — напор, м.

Величины расхода, вычисленные по (9.23) и (9.24), приведены в табл. 9.7.

Формула (9.24) дает точные результаты при

$$p_{\text{в}} \geq 2H; \quad B > 5H; \quad H = 6 \div 65 \text{ см},$$

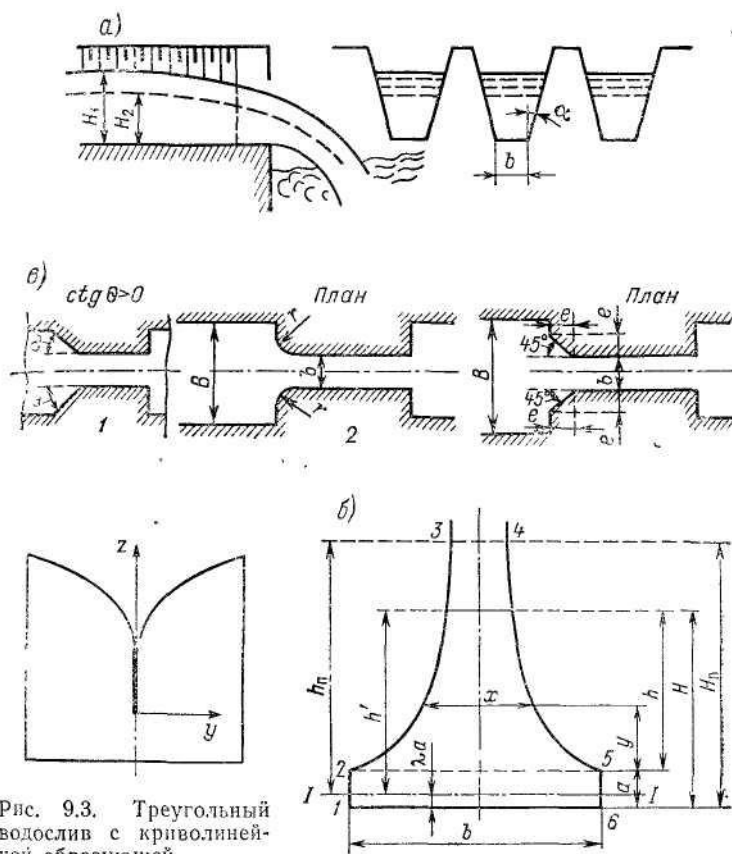


Рис. 9.3. Треугольный водослив с криволинейной образующей

Рис. 9.4. Схемы водосливов

а — щелевой (трапецидальный с $p_b = 0$); б — пропорциональный: в — без порога ($p_b = 0$) при различных условиях бокового сжатия

где p_b — высота водослива со стороны верхнего бьефа; B — ширина прямоугольного подводящего русла.

Треугольные водосливы с криволинейной образующей (рис. 9.3):

$$z = 366,92 \log y - 374,72 \text{ [мм]} \quad (9.25)$$

дают постоянную ошибку измерения расхода, выражаемого, согласно исследованиям Я. Сумбала, формулой

$$Q = 0,8338 \cdot 10^{0,62629z} \text{ [л/с]}, \quad (9.26)$$

где z — в см.

Таблица 9.7

Значения расхода треугольного водослива (угол при вершине $\alpha = 90^\circ$) в л/с

	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14
H , см										
Q по (9.23)	0,14	0,22	0,42	0,78	1,24	1,81	2,53	4,43	7,0	10,22
Q по (9.24)	—	0,23	0,47	0,81	1,29	1,88	2,62	4,55	7,14	10,45
H , см	18	20	25	30	35	40	45	50	60	65
Q по (9.23)	19,2	25,1	43,7	69,1	101,5	141,6	190	247,5	391	476
Q по (9.24)	19,43	25,29	43,82	68,67	100,4	139,9	186,9	242,7	380	463

Трапецидальные водосливы (рис. 9.4, а). Они рассчитываются по формуле

$$Q = m(b + 0,8H \operatorname{tg} \alpha) \sqrt{2gH_0^{3/2}}, \quad (9.27)$$

Для трапецидального водослива с тонкой стенкой при угле $\alpha = 14^\circ$ ($\operatorname{tg} \alpha = 0,25$) и $b \geq 4H$ (водослив *Чиолетти*) расход можно определять по формуле

$$Q = mb \sqrt{2gH_0^{3/2}}, \quad (9.28)$$

где, по Ф. Л. Поповьян, для незатопленного водослива при совершенном сжатии

$$m_n = 0,42 - 0,038 \text{ см}/H_0, \quad (9.29)$$

а при неполном сжатии ($\rho_v = 0$)

$$m_n = 0,423 - 0,24 \text{ см}/H_0. \quad (9.30)$$

Расход подтопленного водослива уменьшается по сравнению с расходом, вычисленным по (9.28) с учетом (9.29) или (9.30), в σ_n раз (кривые 5 и 6 на рис. 9.2):

$$m = \sigma_n m_n. \quad (9.31)$$

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 трапециевидальных водосливных отверстий и рассчитывается по формуле

$$Q = m(b + 0,8H \operatorname{tg} \alpha) n \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.32)$$

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_n можно принимать:

при $H = 1$ м	$m_n = 0,475$
» $H = 1 \div 1,5$ м	$m_n = 0,485$
» $H = 1,5 \div 2$ м	$m_n = 0,495$
» $H = 2 \div 2,5$ м	$m_n = 0,510$

Число щелей примерно равно:

$$n = B / [(1,25 \div 1,5) h_{\max}], \quad (9.33)$$

где B — ширина подводящего канала; h_{\max} — глубина равномерного движения в канале при Q_{\max} .

Вычисляя из (9.32) средние ширины живого сечения потока в плоскости одной щели $b_{1\text{ ср}}$ и $b_{2\text{ ср}}$ при двух расчетных расходах Q_1 и Q_2 :

$$b_{1\text{ ср}} = b + 0,8H_1 \operatorname{tg} \alpha = Q_1 / (nm \sqrt{2g} H_{01}^{3/2}), \quad (9.34)$$

$$b_{2\text{ ср}} = b + 0,8H_2 \operatorname{tg} \alpha = Q_2 / (nm \sqrt{2g} H_{02}^{3/2}), \quad (9.35)$$

находим:

$$\operatorname{tg} \alpha = 1,25 (b_{1\text{ ср}} - b_{2\text{ ср}}) / (H_1 - H_2), \quad (9.36)$$

$$b = (H_1 b_{2\text{ ср}} - H_2 b_{1\text{ ср}}) / (H_1 - H_2). \quad (9.37)$$

Пропорциональные водосливы. Измерять и регулировать поток жидкости простыми и надежными средствами позволяют пропорциональные водосливы с прямоугольной прорезью в нижней части отверстия (*водосливы Сутро*; рис. 9.4, б). Уравнение расхода через такой водослив имеет вид:

$$Q = mb \sqrt{2ga} (H - \lambda a) = mb \sqrt{2gah'}, \quad (9.38)$$

где $h' = H - 0,05 b$; b — ширина канала; a — высота прямоугольного выреза; $\lambda = 0,05 b/a$ — коэффициент, определяющий положение нуля отсчета.

При $h_n/a = 20 \div 30$	$m = 0,60$
» $h_n/a = 10 \div 20$	$m = 0,61$
» $h_n/a = 5 \div 10$	$m = 0,63$

Здесь h_n — 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.

Таблица 9.8

Максимальные расходы $Q_{\text{макс}}$ (м³/ч) и верхний предел измерений уровнемера h_n при унифицированных размерах пропорциональных водосливов

a , мм	h_n , мм	$Q_{\text{макс}}$, м ³ /ч	h_n , мм	$Q_{\text{макс}}$, м ³ /ч	a , мм	h_n , мм	$Q_{\text{макс}}$, м ³ /ч	h_n , мм	$Q_{\text{макс}}$, м ³ /ч
При $b=200$ мм					При $b=300$ мм				
27	250	80	400	125	29	250	125	400	200
42	250	100	400	160	46	250	160	400	250
64	250	—	400	200	При $b=450$ мм				
При $b=600$ мм					52	400	400	630	630
74	430	630	630	1000	79	400	500	630	800
115	800	1630	630	1250	При $b=900$ мм				
183	800	2000	630	1600	82	800	2000	1000	2500
					123	800	2500	1000	3200

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

$$x = b(1 - 0,637 \operatorname{arctg} \sqrt{y/a}), \quad (9.39)$$

принимая значения y через $0,05 h_n$ в начале кривой (на участке большой кривизны) и через $0,1 h_n$ на остальном участке кривой, или по данным табл. 9.9.

Параболические водосливы. Такие водосливы могут рассчитываться по формуле Грива:

$$Q = m \sqrt{2g\rho_n H_0^2}, \quad (9.40)$$

где ρ_n — параметр параболы.

Согласно исследованиям Ф. Л. Поповьян, коэффициент расхода при напорах $H_0 > 7$ см равен $m_n = 0,632$ при $\rho_n < 1$ см и $m_n = 0,655$ при $\rho_n \geq 1$ см; при напорах же $H_0 < 7$ см независимо от высоты водослива при

Таблица 9.9

Безразмерные координаты профиля кривых пропорциональных водосливов

i/z \sqrt{b}	0,1 0,809	0,2 0,721	0,3 0,685	0,4 0,643	0,5 0,612	0,75 0,545	1 0,501	1,5 0,438
y/a \sqrt{b}	2 0,393	2,5 0,36	3 0,334	3,5 0,313	4 0,296	1,5 0,284	5 0,72	6 0,252
i/z \sqrt{b}	7 0,235	8 0,219	9 0,206	10 0,2	12 0,183	11 0,168	16 0,157	20 0,143

$p_n < 1$ см

$$m_n = 0,645 - 0,158 \text{ см}/H_0; \quad (9.41)$$

для остальных водосливов

$$m_n = 0,66 - 0,136 \text{ см}/H_0. \quad (9.42)$$

Для широких водосливов с $p_n \approx 10$ см в условиях совершенного сжатия струи $m_n = 0,655$ при любых значениях напора H_0 .

Значения коэффициента подтопления σ_n , через который по формуле (9.31) выражается m , представлены кривой 4 на рис. 9.2, а.

Круговые водосливы. Они рассчитываются по формулам:

$$Q = m_1 \sqrt{2g} H_0^{5/2}; \quad (9.43)$$

$$Q = m_2 \sqrt{2gh} h^{5/2}; \quad (9.44)$$

$$Q = m \sqrt{2gD} H_0^{3/2}, \quad (9.45)$$

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 с тонкой стенкой, и m_2 приведены на рис. 9.5. Там же приведены относительные глубины h/D на гребне водослива.

Ю. Г. Полубояриновым предложена следующая зависимость для m в (9.45):

$$m = \frac{H_0^2}{a + bH_0/D}; \quad (9.46)$$

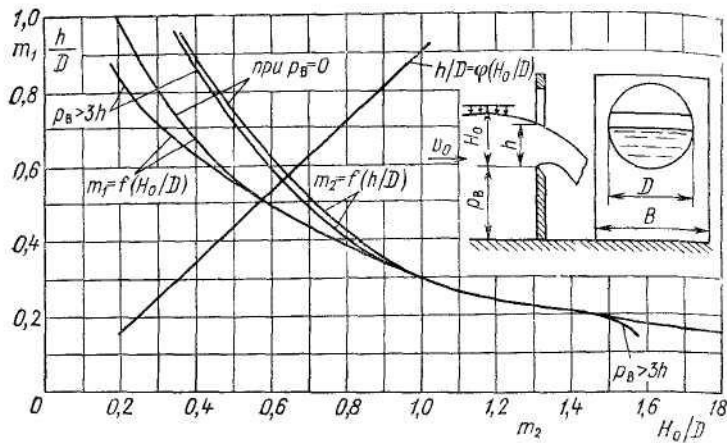


Рис. 9.5. Значения коэффициентов расхода m_1 и m_2 , входящих в (9.43) и (9.44), для кругового водослива с тонкой стенкой при высоте его $\rho_B = 0$ и $\rho_B > 3h$, а также зависимость между глубиной воды на гребне водослива и напором на водосливе

эмпирические коэффициенты, входящие в эту формулу, даны в табл. 9.10.

Х. А. Тибар рекомендует:

$$Q = m_{0r} \omega \sqrt{2gH}; \quad (9.47)$$

здесь ω — площадь поперечного сечения потока во входном отверстии трубы, где глубина потока принята равной H ;

$$m_{0r} = m_0 k k_t k_f; \quad (9.48)$$

m_0 — коэффициент расхода незатопленного нормального водослива с широким порогом, учитывающий скоростной напор потока, связанный с коэффициентом расхода m_n без учета скоростного напора, выраженным (9.15), следующей зависимостью:

$$m_n = m_0 / (1 + \sigma^2 m_0^2)^{3/2}; \quad (9.49)$$

k — коэффициент, учитывающий влияние относительного заполнения во входном сечении на пропускную способность трубы; для круглой трубы

$$k = 0,8 + 0,23 (H/D)^{1/5}; \quad (9.50)$$

Значения a и b , входящих в (9.46)

Тип водослива	a	b
По Ю. Г. Полубояринову водослив с тонкой стенкой (по опытным дан- ным Саидена и Штрауса)	0,43	2,65
водослив с широким порогом и с а) прямоугольным входным ребром: при $\rho_B = 0$ и $B > D$	0,83	2,9
» $\rho_B > 0$ » $B > D$	0,9	2,9
» $\rho_B > 0$ » $B = D$	0,7	$\frac{0,576 + 2,8\rho_B/D}{0,3 + 0,94\rho_B/D}$
б) острым горизонтальным входным ребром при $\rho_B > 0$ и $B > D$	0,88	3,0
в) скругленным (по радиусу r) входным реб- ром при $\rho_B > 0$ и $B > D$	0,9	$\frac{0,275 + 3,4r/D}{0,095 + 1,52r/D}$
По И. П. Мартынову — водослив с широ- ким порогом при $D/B = 0,164$, $\rho_B/H = 0,17-0,22$, $H/D = 0,6-1,0$	0,51	3,30
при $D/B = 0,397$, $\rho_B/H = 0,22-2,73$,	0,74	2,72
$H/D = 0,25-1,0$	0,74	2,72
при $D/B = 0,80$, $\rho_B/H = 0,13-1,21$,	0,785	2,41
$H/D = 0,2-0,75$	0,785	2,41

k_l — коэффициент, учитывающий влияние относительной длины δ/H и уклона трубы; при $\delta/H \geq 10$

$$k_l = 1,04 + i - \frac{0,04 + i}{10 + 1000i} \cdot \frac{\delta}{H}; \quad (9.51)$$

k_f — коэффициент, учитывающий влияние очертания оголовка трубы на ее пропускную способность:

а) при развороте откосных крыльев $1:n$ для прямоугольных труб

$$k_f = 1 + 0,089 (1 - \sigma)^{2/3} \sqrt[3]{n}, \quad (9.52)$$

а для круглых труб

$$k_f = 1 + 0,065 (1 - \sigma)^{2/3} \sqrt[3]{n}; \quad (9.53)$$

б) для коридорного оголовка, а также оголовков с относительным радиусом закругления $r/b = 0,2$ (или $r/D = 0,2$)

$$k_f = 1 + \frac{1,14 + 0,125\sigma}{1 + 1,5\sigma(1 - \sigma)}; \quad (9.54)$$

в) для раструбного и обтекаемого оголовков при $\sigma = 0,22 - 0,23$

$$k_f = 1,08 - 1,00$$

Круговой водослив с широким порогом будет подтоплен, если

$$h_1 > (0,94 - 0,8) H_0 \quad (9.55)$$

Овоидальные водосливы с широким порогом. Согласно исследованиям И. П. Мартынова, они также могут быть рассчитаны по (9.45) и (9.46), где

$$\begin{array}{ll} \text{при } D/B = 0,299 - 0,397 & a = 1,89 \text{ и } b = 2,8 \\ > D/B = 0,556 & a = 1,74 \text{ и } b = 2,67 \end{array}$$

При этом $H/D = 0,3 - 1,5$ и $p_v/H = 0,02 - 0,9$

Регулирующие водосливы. Эти водосливы применяются для поддержания постоянной скорости в горизонтальных песколловках с прямолинейным движением воды и представляют собой перепады высотой Δp и шириной b ($b < B$, B — ширина канала перед водосливом):

$$b = \frac{Bv}{m\sqrt{2g}} \sqrt{\frac{Bv}{Q_{\max}}} \left(\frac{1 - k^{2/3}}{1 - k} \right)^{3/2} \quad (9.56)$$

$$\Delta p = \frac{Q_{\max}}{Bv} \frac{k - k^{2/3}}{1 - k^{2/3}} = \frac{Q_{\min}}{Bv} \frac{k - k^{-1/3}}{1 - k^{2/3}}, \quad (9.57)$$

где Q_{\max} и Q_{\min} — максимальный и минимальный расходы, при которых скорости в песколловке должны быть равны v , $k = Q_{\min}/Q_{\max}$, m — коэффициент расхода водослива с широким порогом при нулевой высоте порога (табл. 9.11)

Таблица 9.11

Значения m для водослива без порога ($p_v = 0$) при различных условиях бокового сжатия (см. рис. 9.4, в)

b/B	$\text{ctg } \theta = 0$ или $r/b = 0$ или $e/b = 0$	$\text{ctg } \theta = 0,5$ или $r/b = 0,1$ или $e/b = 0,05$	$\text{ctg } \theta = 1,0$ или $r/b = 0,2$ или $e/b \geq 0,2$	$\text{ctg } \theta = 2,0$ или $r/b = 0,3$	$\text{ctg } \theta = 3,0$
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

Пример 1 Произведем расчет регулирующего водослива, устроенного в конце песколовки, шириной $B = 1$ м

Скорость в песколовке при максимальном ($Q_{\text{макс}} = 150$ л/с) и минимальном ($Q_{\text{мин}} = 60$ л/с) расходах должна быть $v = 0,3$ м/с. Примем конструктивно $\theta = 45^\circ$

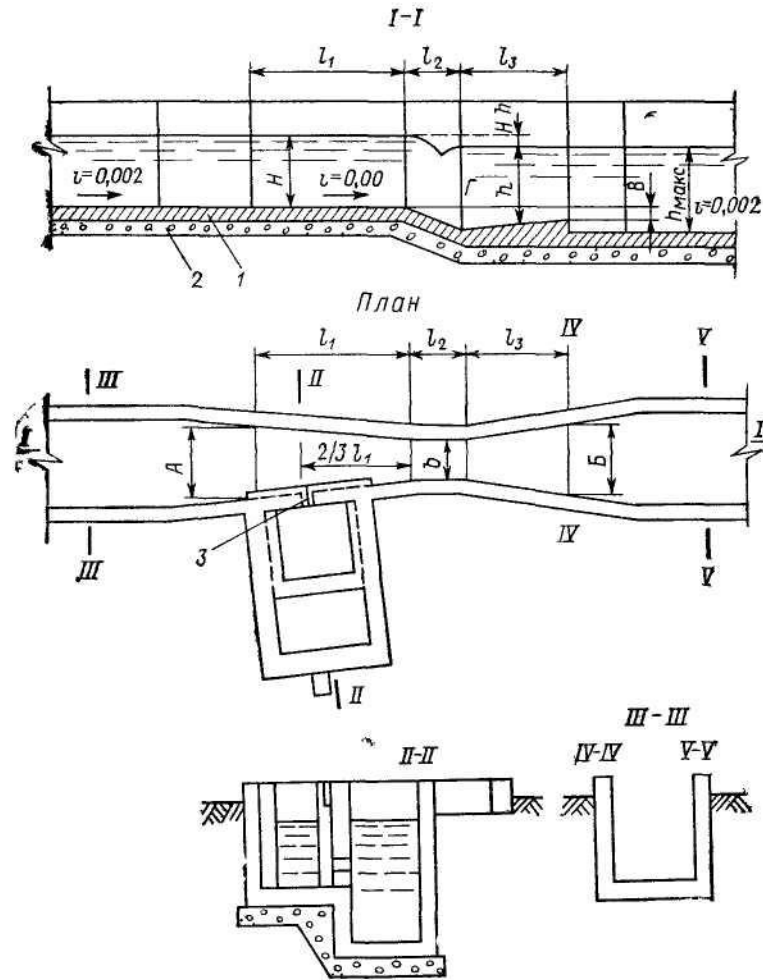


Рис 96 Лоток Паршалля для измерения расхода воды
1—железобетонное днище, 2—подготовка из бетона М 50—100, 3—газовая труба $d = 65$ мм

(ctg $\theta = 1$). По (9.56), при $m \approx 0,35$

$$b = \frac{1 \cdot 0,3}{0,35 \sqrt{19,62}} \sqrt{\frac{1 \cdot 0,3}{0,15} \left(\frac{1 - 0,4^{2/3}}{1 - 0,4} \right)^{3/2}} = 0,182 \text{ м};$$

по (9.57),

$$\Delta p = \frac{0,06}{1 \cdot 0,3} \cdot \frac{1 - 0,4^{-1/3}}{1 - 0,4^{2/3}} = 0,16 \text{ м}.$$

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 Паршалья. Они широко применяются для измерения расходов в канализационных лотках.

Таблица 9.12

Размеры измерительных лотков, применяемых в СССР, в зависимости от пропускной способности Q

$Q_{\text{мин}}$ л/с	$Q_{\text{макс}}$ л/с	Размеры, см							
		b	l_1	l_2	l_3	$2/3l$	A	B	V
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 Паршалья, разработанная в СССР (рис. 9.6 и табл. 9.12), связывает размеры отдельных элементов определенным образом. В горловине боковые стенки строго вертикальны, а дно 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 — $B = b + 30$ 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

$$Q = MH^n b \text{ [м}^3\text{/с]}, \quad (9.58)$$

где H — глубина воды перед лотком в сечении $II-II$, находящемся на расстоянии $\frac{2}{3}l_1$ от горловины, м; значения коэффициента M и показателя степени n зависят от ширины горловины лотка (табл. 9.13).

Таблица 9.13

Значения M и n , входящих в (9.58)

b , м	0,15	0,3	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	4,5
M	2,56	2,37	2,36	2,365	2,365	2,365	2,365	2,43
n	1,58	1,522	1,54	1,558	1,572	1,577	1,585	1,6

Приведенные значения M и n в (9.58) верны, когда глубина воды на границе размеров l_2 и l_3 меньше $0,5H$ для лотков с $b = 15$ см и меньше $0,7H$ для лотков с $b \geq 30$ см.

Для разработанных в ЧССР лотков Паршаля, по данным Бурдих, значения M и n следующие:

b , м	0,025	0,051	0,076	0,152	0,229
M	2,379	2,379	2,316	2,501	2,341
n	1,55	1,55	1,547	1,58	1,53

Лоток Паршаля устанавливают на каналах прямоугольного сечения шириной не менее 40 см.

Лотки с критической глубиной. На каналах очистных сооружений малой и средней производительности для измерения расходов сточной жидкости удобно применять лотки с критической глубиной, в которых за счет сужения канала от ширины B до ширины горловины b в суженном сечении устанавливается «критическая глубина». Отношение ширины к длине для участка сужения обычно принимают 1:3, а для участка расширения — 1:4. Длину горловины l_2 назначают в три раза большей максимальной глубины в канале перед лотком ($l_2 = 3h_{1 \text{ макс}}$).

При пропуске максимального расхода $q_{\text{макс}}$ предельный уровень воды в отводящем раструбе $h_2 = h_{\text{пред}}$ не

должен превышать уровня воды h_0 равномерного движения, т. е. $h_{пред} = h_0$. При этом, чтобы обеспечить свободное истечение в лотке, критическая глубина потока в горловине должна удовлетворять соотношению

$$h_{пред} = (1,2 \div 1,25) h_{кр}. \quad (9.59)$$

Ширина горловины лотка определяется по критической глубине:

$$b = q_{макс} / (h_{кр} \sqrt{gh_{кр}}). \quad (9.60)$$

Из расчетной формулы А. Д. Альтшуля для определения расхода сточной воды через такой лоток по глубине потока h_1 в подводящем канале:

$$q = Abh_1^{3,2} \quad (9.61)$$

вычисляются: при $q_{макс}$ — величина подпертого уровня воды $h_{1 макс}$; при $q_{мин}$ — значение $h_{1 мин}$. 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).

Таблица 9.14

Значения A , входящего в (9.61)

b/B	0,2	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
A	1,67	1,69	1,7	1,72	1,77	1,82	1,89	2,01	2,21	3,04

Водосливы с зубчатым гребнем. Для таких водосливов, применяемых для аэрации струи, при высоте зубьев 50 мм, ширине 100 мм, с углом при вершине 90° коэффициент расхода в (9.5) примерно равен 0,41, а напор H отсчитывается от середины граней зубьев.

§ 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/с
» » » тонкой стенкой и зубчатой стенкой	≈ 80 л/с
для прямоугольного отверстия с зубчатыми кромками	120—160 л/с

Наилучшие условия аэрации воды достигаются при сопряжении потоков по типу затопленного прыжка при глубине в нижнем бьефе $h_n = 0,8 \div 0,9$ м и длине колодца $l_k = 4$ м.

Эффективность насыщения кислородом воды на водосливе зависит от перепада уровней верхнего и нижнего бьефов z . Ориентировочно можно принять:

$$z = 1,5(1 - \psi_{20^\circ}) \text{ [м]}, \quad (9.62)$$

где $\psi_{20^\circ} = \psi_t^{1/n}$ — отношение дефицитов кислорода для чистой воды при 20°C ; $\psi_t = (c_p - c_k) / (c_p - c_n)$ — отношение дефицитов кислорода для загрязненной жидкости при $t^\circ\text{C}$; $c_p = 0,95c[1 + h/(2h_a)]$ — равновесная концентрация кислорода в воде при данной температуре; c — табличное значение растворимости кислорода в воде при данной температуре и нормальном атмосферном давлении (h_a , м вод.ст); h — глубина аэрированного слоя жидкости, м; c_n и c_k — концентрация кислорода в воде до и после водослива; $n = n_1 n_2 n_3$; n_1 — число ступеней водосливов; $n_2 = 1 + 0,02(t^\circ\text{C} - 20^\circ)$ — коэффициент, учитывающий влияние температуры воды; n_3 — коэффициент качества воды; для очищенных сточных вод следует принимать $n_3 = 0,7$.

Пример 2. Рассчитаем насыщение кислородом расхода $Q = 10^5$ м³/сутки очищенной сточной жидкости промышленного предприятия при истечении через трехступенчатое сооружение ($n_1 = 3$) с зубчатыми отверстиями высотой $h = 50$ мм. Коэффициент неравномерности притока $k = 1,5$; $c_n = 0$; $c_k = 6$ мг/л; $t = 25^\circ\text{C}$; $n_3 = 0,7$; $c = 8,18$ мг/л. При этих данных имеем: $c_p = 0,95 \cdot 8,18 = 7,8$ мг/л; $\psi_t = (8,18 - 6) / (8,18 - 0) = 0,267$; $n_2 = 1 + 0,02(25 - 20) = 1,1$; $n = 3 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 2,31$ или $1/n = 0,432$ и $\psi_{20^\circ} = 0,267^{0,432} = 0,555$. Примем: $z = 0,72$ м; $h_n = 0,8$ м; $q = 160$ л/с на 1 м. Ширина

каждой ступени водослива по фронту

$$B = \frac{1000kQ}{86400q} = \frac{100\,000 \cdot 1,5 \cdot 1000}{86\,400 \cdot 160} = 10,9 \text{ м.}$$

Суммарная длина трех ступеней водосливов-аэраторов $L = 3l_k = 3 \cdot 4 = 12$ м. Продолжительность пребывания воды в сооружении при расчетном расходе воды

$$t = \frac{24 \cdot 60BLh_n}{Qk} = \frac{10,9 \cdot 12 \cdot 0,8 \cdot 24 \cdot 60}{100\,000 \cdot 1,5} = 1 \text{ мин.}$$

Напор воды над водосливающим отверстием при коэффициенте расхода $\mu = 0,59$ и высоте зубьев $h_3 = 0,05$ м

$$H = \frac{q^2}{2g\mu^2(h + h_3)^2} = \frac{0,16^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,59^2 (0,05 + 0,05)^2} = 0,38 \text{ м.}$$

Высота низовой грани водослива (до оси водосливного отверстия)

$$p_n = h_n + z - H = 0,8 + 0,72 - 0,38 = 1,14 \text{ м.}$$

§ 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 подсчитан по формуле водослива (9.6), в которой коэффициент расхода

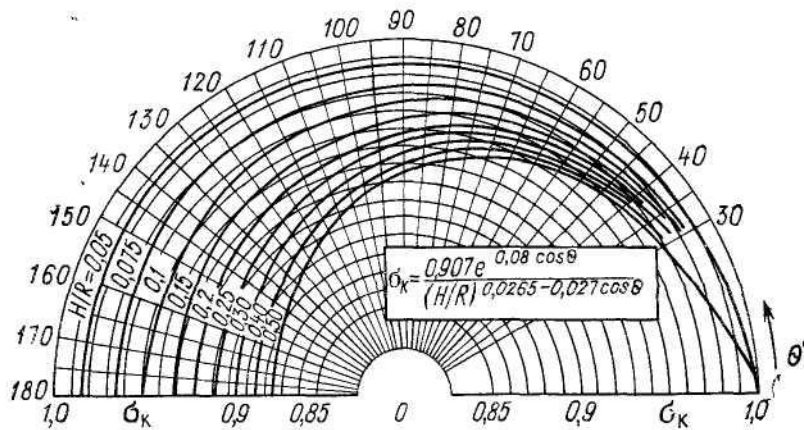


Рис 9.7 Номограмма для определения коэффициента σ_k кривизны водослива, выполненного в плане по радиусу R

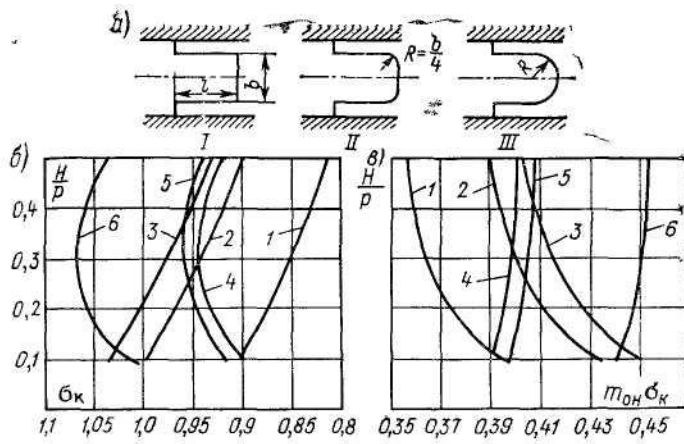


Рис. 9.8. Полигональные водосливы

а — схемы водосливов в плане, б — графики для поправочного коэффициента σ_k в зависимости от отношения напора на водосливе к его высоте H/p , в — графики для коэффициента расхода, входящего в (9.5), $m_0 = m_{0н} \sigma_k$. Кривые 1, 2 и 3 соответственно к схемам I, II и III при внешнем переливе, кривые 4, 5 и 6 — при внутреннем переливе

независимо от формы водосливной стенки

$$m = m_{н} \sigma_k, \quad (9.63)$$

где $m_{н}$ — коэффициент расхода прямого нормального водослива; σ_k — коэффициент, учитывающий дополнительные явления, вызываемые кривизной водосливной стенки.

Коэффициент σ_k может быть найден по номограмме (рис. 9.7), составленной В. Г. Скрягой, применимой при $0.05 \leq H/R \leq 0.5$, $30^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ и $B/b \geq 2$ (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 (9.5) боковое сжатие. Коэффициент расхода m_0 такого водослива с тонкой стенкой, входящий в (9.5), или поправочный коэффициент σ_k 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):

$$r \, dv^2/(2g) + dh = (i_0 - i_f) \, dx, \quad (9.64)$$

или

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i_0 - i_f + r \frac{Q}{g\omega^2} \cdot \frac{dQ_6}{dx}}{1 - Q^2 B/(g\omega^3)}; \quad (9.64a)$$

$$dQ_6 = -dQ = m_n \sqrt{2g} (h - p)^{3/2} \, dx, \quad (9.65)$$

где m_n — коэффициент расхода нормального водослива без учета скорости подхода; $r=2 - v_x/v$; 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.

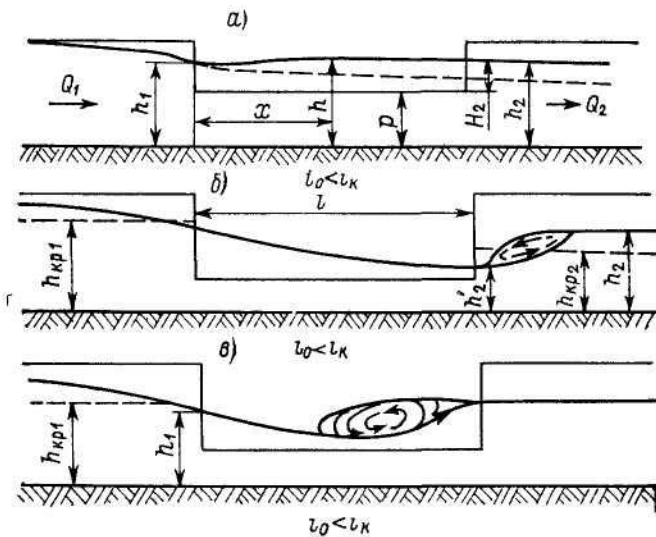


Рис. 9.9 Схема истечения воды через боковой водослив при уклоне дна канала меньше критического
 а — спокойное состояние потока, пунктирная линия соответствует случаю, когда $i_f \geq i_0$. б — бурное состояние потока в пределах водослива в — гидравлический прыжок в пределах водослива

Согласно исследованиям А. М. Курганова, можно принять $r = 0,9$. Если движение потока в канале до водослива было спокойным, то при $h_{1\text{кр}}/h_2 < 0,7$ и в пределах водослива поток будет спокойным (здесь $h_{1\text{кр}}$ — 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:

$$rv^2/(2g) + h = \text{const} = C \quad (\text{вдоль водослива}) \quad (9.66)$$

или

$$Q = \omega \sqrt{\frac{2g}{r}(C - h)}. \quad (9.67)$$

Для канала трапецидального сечения

$$m_n(1 - p/C)l = b[\Phi_1(1) - \Phi_1(2)] + mC[\Phi_2(1) - \Phi_2(2)], \quad (9.68)$$

где

$$\begin{aligned} \Phi_1 = & 3,39(1 - p/C) \arctg \sqrt{\frac{C-h}{h-p}} - \\ & - (2,34 - 3,39p/C) \sqrt{\frac{C-h}{h-p}}; \quad (9.69) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_2 = & (8,6p/C - 1,81)(1 - p/C) \arctg \sqrt{\frac{C-h}{h-p}} - \\ & - \sqrt{\frac{C-h}{h-p}} [(7,55 - 8,6p/C)p/C - 2,86h/C(1 - p/C)]; \quad (9.70) \end{aligned}$$

m — коэффициент заложения откоса канала; p — высота бокового водослива; $\Phi(1)$ и $\Phi(2)$ относятся к сечениям канала в начале водослива и в конце его, для которых вычисляются Φ .

Для канала параболической формы

$$m_n(1 - p/C)l = \sqrt{2p_n C} [\Phi_3(1) - \Phi_3(2)], \quad (9.71)$$

где

$$\begin{aligned} \Phi_3 = & \left(2,32 \frac{p}{C} - 4,53 \frac{p^2}{C^2} + 2,21\right) \times \\ & \times \arctg \sqrt{\frac{C-h}{h-p}} - \sqrt{\frac{C-h}{h-p}} \left[1,51 \frac{h}{C} \left(\frac{p}{C} - 1\right) - \right. \\ & \left. - \frac{p}{C} \left(4,53 \frac{p}{C} - 0,807\right) + 2,33\right]; \quad (9.72) \end{aligned}$$

p_n — параметр параболы.

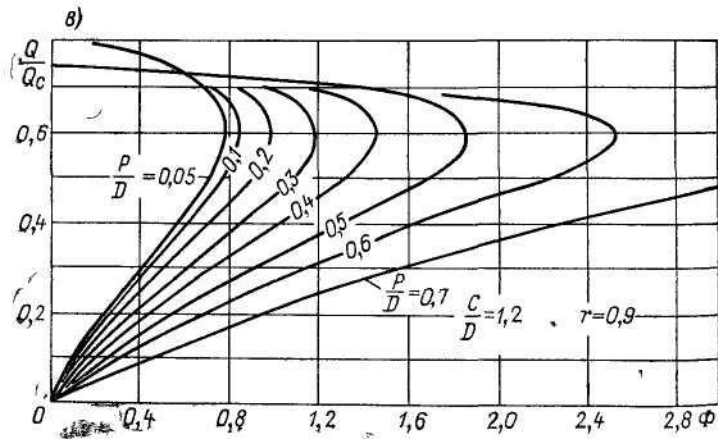
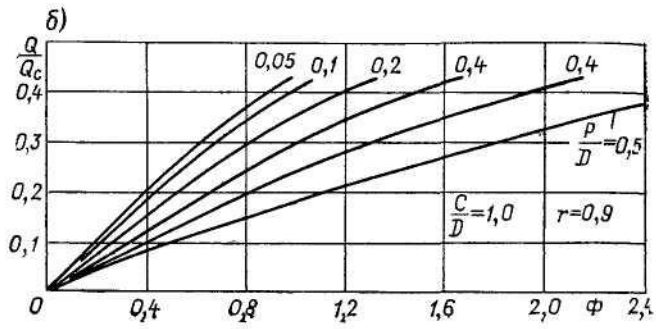
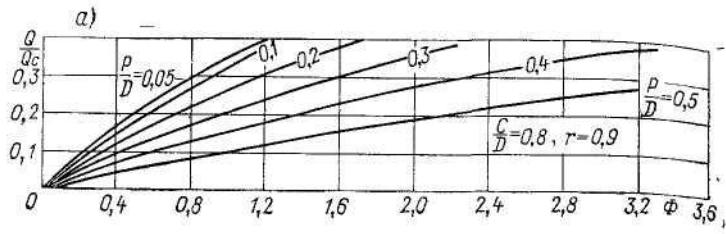


Рис. 9.10. Значения функций Φ_4 для потоков в круглой трубе в зависимости от расходов соответственно при $C/D = 0,8$ (а), 1,0 (б) и 1,2 (в); здесь $Q_c = \omega_c \sqrt{2gC}$

Для безнапорного потока в трубах высотой H

$$2m_n \sqrt{r} l/H = \Phi_4 \left(\frac{h_1 - p}{C - p} \right) - \Phi_4 \left(\frac{h_2 - p}{C - p} \right), \quad (9.73)$$

где

$$\Phi_4 = \int_{h/H}^{1.0} \frac{\omega - \frac{2}{r} B (C - h)}{\sqrt{C - h} (h - p)^{3/2}} d \frac{h}{H}. \quad (9.74)$$

Функции Φ для некоторых частных случаев коллекторов круглого, лоткового, овоидального и банкетного сечений представлены на рис. 9.10 и 9.11 по данным расчета на ЭЦВМ «Раздан».

Предельный расход для данного значения $C = \text{const}$ и соответствующую ему глубину для некоторых сечений можно выразить в виде:

$$Q_{\text{пр}} = \frac{2}{3} b_1 H^2 \left(\frac{C}{H} - b_2 \right) \sqrt{\frac{2}{3} \frac{g}{r} C \left(1 - b_2 \frac{H}{C} \right)}, \quad (9.75)$$

$$h_{\text{пр}} = 2C/3 + b_2 H/3, \quad (9.76)$$

где для труб:

круглых	$b_1 = 0,945$	$b_2 = 0,085$	при $h/H = 0,2 \div 0,85$
овоидальных	$b_1 = 0,632$	$b_2 = 0,141$	» $h/H = 0,3 \div 0,9$
лотковых	$b_1 = 1,41$	$b_2 = 0,05$	» $h/H = 0,1 \div 0,8$
банкетных	$b_1 = 0,95$	$b_2 = 0,146$	» $h/H = 0,24 \div 0,85$
обратноовоидальных	$b_1 = 0,59$	$b_2 = 0,0276$	» $h/H = 0,3 \div 0,8$

Для упрощения расчетов при $h/C > 0,9$ или $Q^2/(2g\omega_c^2 C) < 0,056 (2b + mC)/(b + mC)$ для трапецидальных каналов и при $Q^2/(2g\omega_c^2 C) < 0,078$ для параболических каналов вместо (9.67) – (9.72) предлагаются более простые зависимости:

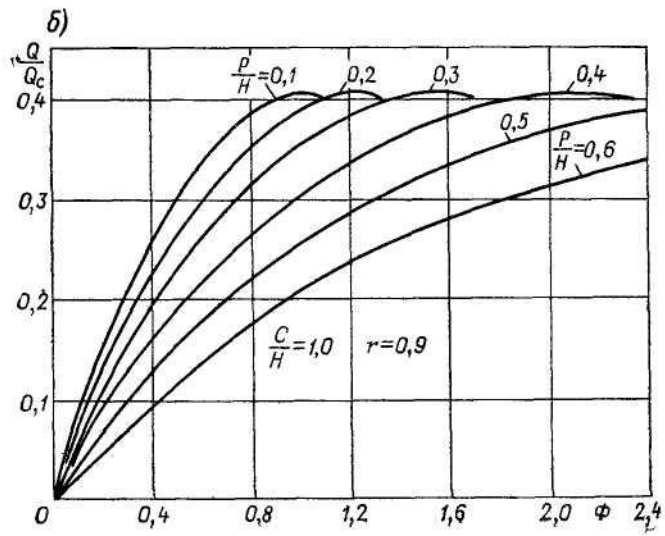
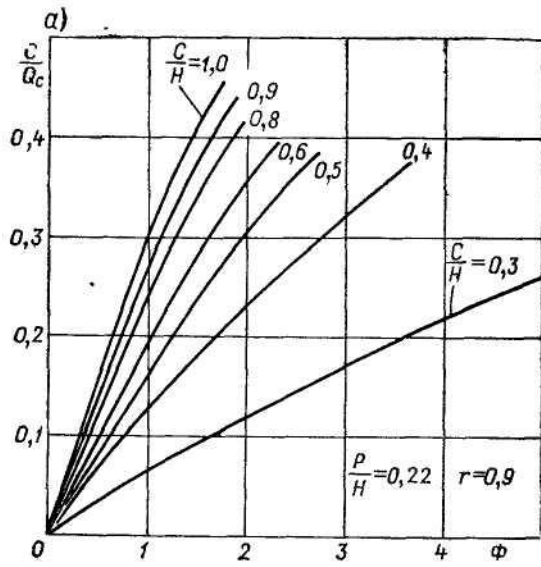
$$h/C = 1 - 1,125Q^2/(2g\omega_c^2 C), \quad (9.67a)$$

$$m_n \sqrt{2g} l(C - p) = \frac{Q_1}{\sqrt{h_1 - p}} - \frac{Q_2}{\sqrt{h_2 - p}}, \quad (9.77)$$

где ω_c – площадь сечения потока в канале при $h = C$. Кроме того, найдено, что при $Q/(\omega_c \sqrt{2gC}) \leq 0,3 \sqrt{1 - p/C}$ можно принимать:

для трапецидального канала в (9.68)

$$b\Phi_1 + mC\Phi_2 = Q/(C \sqrt{2g(C - p)}); \quad (9.68a)$$



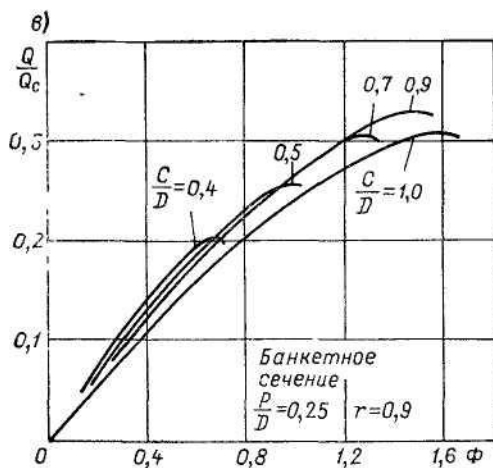


Рис 9.11 Функции Φ_4 в зависимости от относительного расхода (где $Q_c = \omega_c \sqrt{2gC}$) для труб лоткового (а), овоидального (б) и банкетного (в) сечений

для параболического канала в (9.71)

$$\Phi_3 = Q / (2C \sqrt{gp_n C (C - p)}); \quad (9.71a)$$

для трубы круглого сечения в (9.73)

$$\Phi_4 = 2 \sqrt{r} Q / (D \sqrt{2g} (C - p)^{3/2}). \quad (9.78)$$

Если $Q_1 / (\omega_c \sqrt{2gC}) \leq 0,3 \sqrt{1 - p/C}$, то можно считать глубину в канале и напор на боковом водосливе H постоянными вдоль водослива и расчет вести по формуле

$$Q_6 = Q_1 - Q_2 = m_n l \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (9.79)$$

Расход через боковой прямолинейный водослив может быть выражен с достаточной точностью через средний напор на водосливе:

$$Q_6 = m_n l \sqrt{2g} H_{cp}^{3/2} = m_n l \sqrt{2g} \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right)^{3/2}, \quad (9.80)$$

что, однако, требует весьма высокой точности определения напора H_1 . Поэтому А. М. Кургановым на основании многочисленных опытов предложена следующая зависимость:

$$Q_6 = m_n k_6 \sqrt{2g} H_2^{3/2} l, \quad (9.81)$$

где для незатопленного бокового водослива

$$k_6 = 1 - \frac{0,7}{H_2} [Q_1^2 / (2g\omega_{1,2}^2) - Q_2^2 / (2g\omega_2^2)], \quad (9.82)$$

а для затопленного

$$k_{6,3} = 0,9 \sqrt{1 - (h_n/H_2)^2}; \quad (9.83)$$

здесь $\omega_{1,2}$ — площадь сечения потока в начале водослива при глубине h_2 ; h_n — глубина подтопления водослива.

При $h_{1кр}/h_2 > 1,0 \div 1,2$, 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

$$Q_6 = m_{\text{н}} f \sqrt{2g} (h_{1кр} - p)^{3/2} l, \quad (9.84)$$

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 $i_0 = 0 \div 0,0005$:

$$f = 1/(1,7 + 0,45l/b). \quad (9.85)$$

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 двух до четырех раз;

3) при $l/D = 0,5 \div 20$;

4) при $i = 0 \div 0,01$;

5) при $p/D = 0,05 \div 0,5$

$$f = 1/(1,25 + 0,7l/D). \quad (9.86)$$

При расположении водослива с двух сторон канала в (9.84) — (9.86) должна входить удвоенная (общая) длина водослива.

В сечении канала перед водосливом происходит переход от выпуклой кривой спада спокойного потока к вогнутой кривой спада бурного потока, т. е. кривая свободной поверхности имеет точку перегиба и минималь-

ное значение глубины соответствует равенству

$$(\omega_1/B_1)_{\min} = 2Q_1^2/(3g) = 2\omega_{кр1}^3/(3B_{кр1}). \quad (9.87)$$

Тогда глубина перед водосливом в трубе $h_{1\min} \approx 0,9 h_{1кр}$, а в канале $h_{1\min} \approx 0,875 h_{1кр}$. Более точно, по данным опытов,

$$h_{1\min}/h_{1кр} = 1 - 0,3(h_{1кр} - p)/b. \quad (9.87a)$$

Глубина в трубе в конце водослива

$$h'_2 = 0,9h_{1кр}Q_2/Q_1, \quad (9.88)$$

а в канале

$$h'_2 = (Q_2/Q_1)^{4/3} h_1. \quad (9.88a)$$

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.

Совместная работа бокового водослива с истечением из-под щита, установленного перед водосливом, ограничивается расходом $Q_{пр} = 0,224bC \sqrt{2gC}$, ибо истечение из-под щита будет затопленным только при $h_1/C > 0,95$, и открытием щита (e и T — см. § 7.4):

$$\left(\frac{e}{C}\right)_{пр} = 0,57 \left(\sqrt{1 + \frac{1,31}{\sqrt{T/C} - 0,95}} - 1 \right). \quad (9.89)$$

§ 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

$$Q_6 = m \sqrt{2g} H_p^{3/2} D, \quad (9.90)$$

где

$$H_p = (h - p) + Bv_0^2/(2g); \quad (9.91)$$

$$B = \arccos(1 - D/R_b) + \sin[\arccos(1 - D/R_b)]; \quad (9.92)$$

при $Q_6/Q_1 \leq 0,5$

$$m = 0,7 (Q_6/Q_1)^{1/2}; \quad (9.93)$$

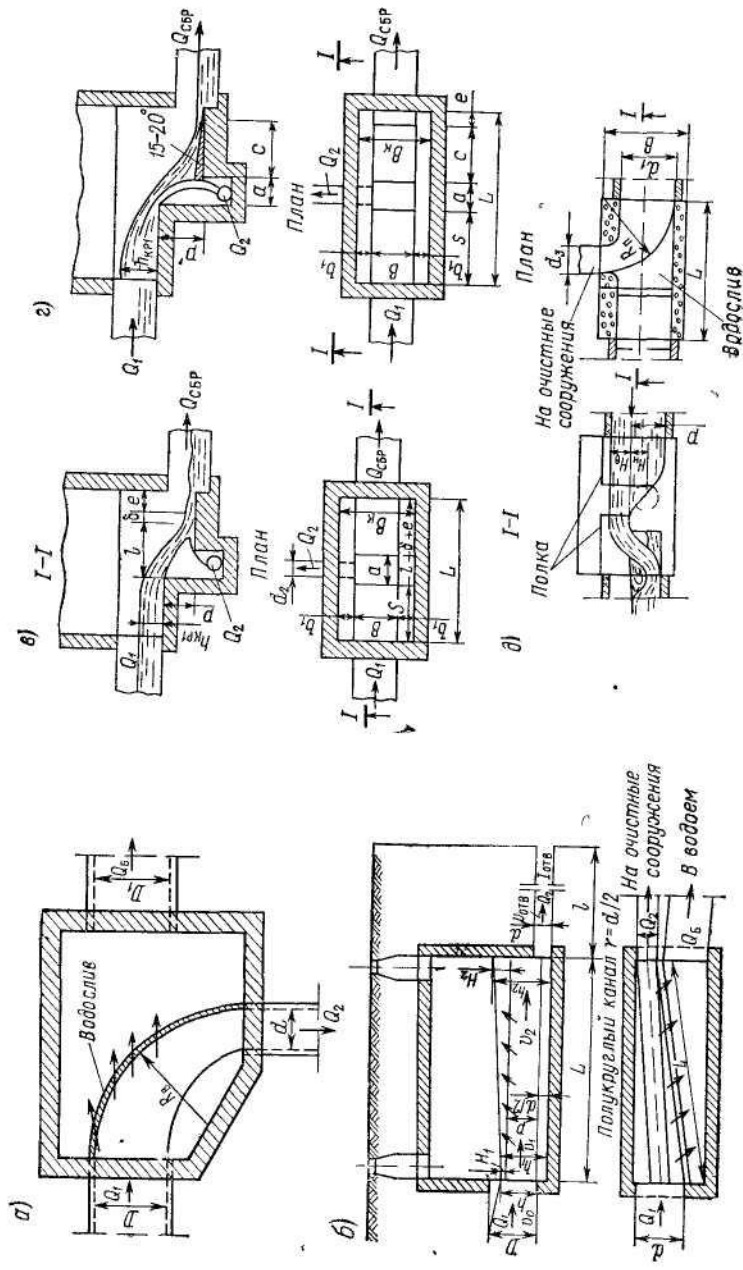


Рис 9 12 Схемы ливнеуловков

а—с криволинейным в плане боковым водосливом донного слива без порога, б—тип донного слива с порогом, в—тип бокового водосливом и напорным ответвлением, г—тип бокового водосливом и напорным ответвлением с порогом, д—с нормальным водосливом и напорным ответвлением

при $0,25 \leq H_0/p \leq 0,9$

$$m = 0,1 + 0,47 (H_0/p - 0,25)^{0,5}; \quad (9.94)$$

при $Q_0/Q_1 \geq 0,5$ или $H_0/p \geq 0,9$

$$m = 0,48; \quad (9.95)$$

здесь h — глубина потока в трубе диаметром D перед водосливом высотой p ; R_n — 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:

$$Q_{разб} = Q_{сух} (1 + n_0), \quad (9.96)$$

где $Q_{сух}$ — расход в коллекторе в сухую погоду;

$$p = h_n + Bv_{0н}^2/(4g); \quad (9.97)$$

h_n и $v_{0н}$ — глубина и скорость в подводящем коллекторе 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

$$n = Q_2 (1 + n_0)/Q_{разб} - 1. \quad (9.98)$$

Криволинейные боковые водосливы при $Q_1/Q_{разб} > 1,5$ обеспечивают постоянство отводного расхода, а изменение коэффициента разбавления примерно составляет

$$(n_{макс} + 1)/(n_0 + 1) = 1,2 \div 1,4. \quad (9.99)$$

Параметр B , а следовательно, и радиус поворота водослива (табл. 9.15) находят из зависимости

$$Q_0 = Q_1 - (1 + n_{макс}) Q_{сух} = \\ = m \sqrt{2g} \left[h - h_n + \frac{B}{4g} (v_0^2 - v_{0н}^2) \right]^{3/2} D. \quad (9.100)$$

Пример 3 В подводящем коллекторе диаметром $D = 1,4$ м, уложенном с уклоном $i_0 = 0,004$ в сухую погоду, $Q_{сух} = 0,305$ м³/с, $v_0 = 1,39$ м/с и $h_0 = 0,28$ м; во время расчетного дождя $Q_d = 3,325$ м³/с, $Q_1 = Q_{сух} + Q_d = 3,63$ м³/с, $v_0 = 2,4$ м/с, $h = 1,33$ м. При коэффициенте разбавления $n_0 = 2$ расход $Q_{разб} = Q_{сух} (1 + n_0) = 0,915$ м³/с, $v_{0н} = 1,89$ м/с и $h_n = 0,49$ м. Определить

Таблица 9.15

Зависимость параметра B в (9.91), (9.97) и (9.100) от R_b/D

R_b/D	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
B	3,14	2,57	2,17	1,916	1,73	1,6	1,46	1,39
R_b/D	4,5	5	6	7	8	10	14	
B	1,3	1,24	1,15	1,07	1,0	0,881	0,75	

радиус закругления R_b и высоту p криволинейного водослива.

При $n_{\max} = 2,6$, по (9.100), $Q_6 = Q_1 - (1 + n_{\max}) Q_{\text{сух}} = 2,53 \text{ м}^3/\text{с}$; принимая, по (9.95), $m = 0,48$, находим $B = 1,09$, а по табл. 9.15, — $R_b/D = 6,8$, т. е. $R_b = 9,5 \text{ м}$. По (9.97), $p = 0,59 \text{ м}$.

Если же при этих данных устраивать прямолинейный боковой водослив высотой $p = h_n = 0,49 \text{ м}$, то при длине его $l = 13 \text{ м}$, согласно (9.84) и (9.86) при $h_k = 0,84 \text{ м}$ и $m_n = 0,41$, через водослив будет сбрасываться только $Q_6 = 0,63 \text{ м}^3/\text{с}$, т. е., по (9.98), $n = 9$.

В пределах водослива будет наблюдаться кривая спада при бурном состоянии потока с глубиной в конце водослива $h_2 \approx 0,62 \text{ м}$; дальше за водосливом переход к глубине $h_2 = 1,05 \text{ м}$, соответствующей расходу $Q_2 = 3 \text{ м}^3/\text{с}$, произойдет через гидравлический прыжок.

§ 9.8. Расчет ливнепусков 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 (9.80); при этом напор над гребнем в конце водослива

$$H_2 = H_1 + v_1^2/(2g). \quad (9.101)$$

Коэффициент расхода при двустороннем боковом водосливе уменьшается на 15%.

Диаметр напорного ответвления выбирается таким, чтобы расход в сухую погоду $Q_{\text{сух}}$ пропускался при неполном (расчетном) наполнении и с достаточными (самоочищающимися) 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

$$l_n = \frac{h_2 - d - 1,4v_{\text{отв}}^2/(2g)}{[v_{\text{отв}}/(30d^{2/3})]^2 - I_{\text{отв}}}, \quad (9.102)$$

где $I_{\text{отв}}$ — уклон отводного трубопровода, необходимый для пропуска $Q_{\text{сух}}$ при расчетном наполнении.

Пример 4. Для данных предыдущего примера диаметр отводного трубопровода примем $d_2 = 0,8$ м. Тогда для пропуска $Q_{\text{сух}} = 305$ л/с при наполнении $h'_0 = 0,4d_2 = 0,32$ м и $v'_0 = 1,6$ м/с необходим уклон $I_{\text{отв}} = 0,004$. Высоту водослива будем считать равной глубине, соответствующей $Q_{\text{разб}} = 915$ л/с; $p = h_n + v_{\text{он}}^2/(2g) = 0,67$ м.

При расходе Q_1 напор в начале водослива $H_1 = 1,33 - 0,67 = 0,66$ м, а в конце водослива, согласно (9.101), $H_2 = 0,66 + 0,29 = 0,95$ м. Для сброса $Q_6 = 2,715$ м³/с длина бокового водослива должна быть $l = 2,1$ м, а напорный режим будет на длине $l_n = 1090$ 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 $Q_{\text{сбр}}$ и несбрасываемого расхода Q_2 ($Q_1 = Q_2 + Q_{\text{сбр}}$) угол наклона струи к горизонту должен отвечать равенству

$$\cos \beta = (1 - 2Q_2/Q_1); \quad (9.103)$$

при этом необходимая высота перепада

$$p = 1,5 h_{1 \text{ кр}} \text{tg}^2 \beta, \quad (9.104)$$

где $h_{1 \text{ кр}}$ — 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 :

$$a = l_2 + \delta_2 = 1,41h_{2\text{кр}} \sqrt{0,3 + p/h_{2\text{кр}}} + \frac{Q_2}{2B \sqrt{2g(p + 1,5h_{2\text{кр}})} \sin \beta}. \quad (9.105)$$

3. Длина камеры ливнеспуска

$$L = s + l_1 + \delta_1 + e, \quad (9.106)$$

где s — расстояние от входа в камеру до перепада, принимаемое равным $(4 \div 5) h_{1\text{кр}}$; l_1 — длина падения струи от вертикальной стенки до оси струи:

$$l_1 = 1,41h_{1\text{кр}} \sqrt{0,3 + p/h_{1\text{кр}}};$$

δ_1 — расстояние от оси струи до ее наружной образующей:

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{2B \sqrt{2g(p + 1,5h_{1\text{кр}})} \sin \beta}, \quad (9.107)$$

e — расстояние от струи до стенки камеры, конструктивно 0,3 м.

4. Ширина камеры $B_{\text{к}}$ 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 бьефа 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 $Q_{\text{сух}}$.

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:

$$\sin \beta = \sqrt{p/(p + 1,5h_{2\text{кр}})}. \quad (9.108)$$

Общая длина камеры

$$L = s + a + c + e, \quad (9.109)$$

где c — длина порога, установленного за отверстием под углом $\alpha \approx 15 \div 22^\circ$:

$$c = 0,4p/\operatorname{tg} \alpha; \quad e = 0,5c; \quad (9.110)$$

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, δ), 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 $Q_{\text{сбр}} \geq 1050$ л/с до 0,47 при $Q_{\text{сбр}} \leq 600$ л/с. Коэффициент сопротивления камеры ливнеспуска, отнесенный к скорости в трубе ответвления (на очистные сооружения), при $R_n = 1,5d_1$ может быть выражен зависимостью

$$\zeta_k = 0,36 + \frac{0,237}{Q_2/Q_{\text{сбр}} - 0,035}. \quad (9.111)$$

Такие ливнеспуски также не обеспечивают постоянства коэффициента разбавления:

$$n = (1 + n_0) \sqrt{1 + H_c/H_n} - 1, \quad (9.112)$$

где H_n — напор на водосливе перед отводным трубопроводом; H_n — расстояние от оси отводного трубопровода до гребня водослива (начальный напор).

Так, коэффициент разбавления изменяется от $n_0 = 1,17$ до $n = 2$ при $H_n/H_n = 1,0$, т. е. в 1,7 раза.

Пример 5. 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:

$\cos \beta = 0,496$; $h_{1\text{кр}} = 0,88$ м; $p = 4$ м; $h_{2\text{кр}} = 0,35$ м; $l_1 = 2,73$ м; $l_2 = 1,69$ м; $\delta_2 = 0,037$ м; $\delta_1 = 0,137$; $a = 1,73$ м; $L = 3,52 + 2,73 + 0,137 + 0,3 = 6,69$ м; ширина камеры $B = 1,4 + 2 \cdot 0,25 = 1,9$ 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 (большой $Q_{\text{разб}}$), то размеры камеры ливнеспуска будут

следующими:

$$\sin \beta = 0,7; \quad a = 0,65 + 0,09 = 0,74 \text{ м}; \quad L = 3,52 \text{ м}; \\ + 0,74 + 0,9 = 5,16 \text{ м}; \quad B = 1,9 \text{ м}.$$

Из результатов расчета видны преимущества донного ливнеспуска с порогом по сравнению с донным сливом без порога.

3. Если у ливнеспуска с боковым напорным ответвлением ширину водослива принять равной диаметру $b = d_1 = 1,4$ м, то напор на гребне водослива

$$H_0 = [Q_{\text{сбп}} / (mb \sqrt{2g})]^{2/3} = \\ = [2,715 / (0,43 \cdot 1,4 \cdot 4,43)]^{2/3} = 1,02 \text{ м}.$$

При высоте водослива $p = h_n + v_{\text{он}}^2 / (2g) = 0,67$ м гидростатический напор на нем

$$H = H_0 - v_1^2 / (2g) = 1,02 - [3,63 \cdot 4 / (\pi \cdot 1,4^2)]^2 / 19,6 = \\ = 0,742 \text{ м}$$

(подводящий коллектор подтоплен).

Размеры камеры ливнеспуска будут примерно $5,5 \times 1,5$ м.

§ 9.9. Расчет канализационных выпусков

Условия выпуска коммунальных и промышленных сточных вод для рек, озер и водохранилищ регламентируются Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами, а для морей — Правилами санитарной охраны прибрежной зоны морей.

Концентрация $c_{\text{ст}}$ загрязняющих веществ в сточных водах, спускаемых в водоток или водоем, должна назначаться с учетом самоочищающей его способности, исходя из кратности разбавления сточных вод водой окружающей водной среды:

$$n = (\gamma Q_a + Q_{\text{ст}}) / Q_{\text{ст}} = (c_{\text{ст}} - c_{\text{в}}) / (c - c_{\text{в}}), \quad (9.113)$$

где $Q_{\text{в}}$ — расчетный расход водотока; γ — коэффициент смешения, показывающий, какая часть расчетного расхода водотока участвует в смешении; $Q_{\text{ст}}$ — расход сточных вод, сбрасываемых в водоем или водоток; $c_{\text{ст}}$, $c_{\text{в}}$ и c — концентрации загрязняющих веществ в сточных водах, в водном источнике до выпуска в него сточных вод и в рассматриваемом сечении.

В начальном сечении (месте выпуска) кратность разбавления равна единице, а затем по мере распространения примесей в направлении господствующих течений она увеличивается до предельной, когда наступает полное перемешивание. Участок водоема или водотока от места выпуска сточных вод до сечения, где наступает полное перемешивание, делят на три зоны: первая зона — начальное разбавление за счет увлечения окружающей жидкости турбулентным струйным потоком; вторая зона — основное разбавление за счет интенсивного турбулентного обмена; третья зона — снижение концентрации лишь за счет процессов самоочищения.

Кратность начального разбавления. Она вычисляется по формуле [40]:

$$n_n = 0,258 \frac{u_{oc} - v_n}{v_0 - v_n} \left(\frac{d_{гр}}{d_0} \right)^2 = 0,258 \overline{\Delta u}_m \bar{d}^2, \quad (9.114)$$

где u_{oc} — скорость на оси струи диаметром $d_{гр}$; v_n — скорость течения в водотоке; v_0 — начальная скорость на выходе выпуска диаметром d_0 , которую следует принимать $v_0 \geq 4 v_n$ и не менее 2 м/с.

Границы струй при $1 \geq \overline{\Delta u}_m \geq 0,1$ и $0 \leq m = \rho_\infty v_n^2 / (\rho_0 v_0^2) \leq 0,25$ аппроксимированы линейной зависимостью

$$\bar{d} = 0,48 (1 - 3,12m) \bar{s} + 1, \quad (9.115)$$

где $\bar{s} = s/d_0$ — относительная длина струи; ρ_∞ и ρ_0 — плотности воды и сточной жидкости.

Траектория струи и скорости на оси струи описываются зависимостями:

а) при распространении струи в однородной покоящейся среде

$$\bar{y} = \bar{x} \operatorname{tg} \varphi_0, \quad (9.116)$$

$$\bar{u}_m = 6,8/\bar{s}; \quad (9.117)$$

б) при распространении струи в однородном спутном потоке

$$\bar{x} = \bar{y} \operatorname{ctg} \varphi_0 + 0,155 m^2 \bar{y}^3 / \sin^2 \varphi_0, \quad (9.118)$$

$$\overline{\Delta u}_m = \frac{0,96}{1-m} [\sqrt{m^2 + 8,1(1-m)/\bar{d}^2} - m]; \quad (9.119)$$

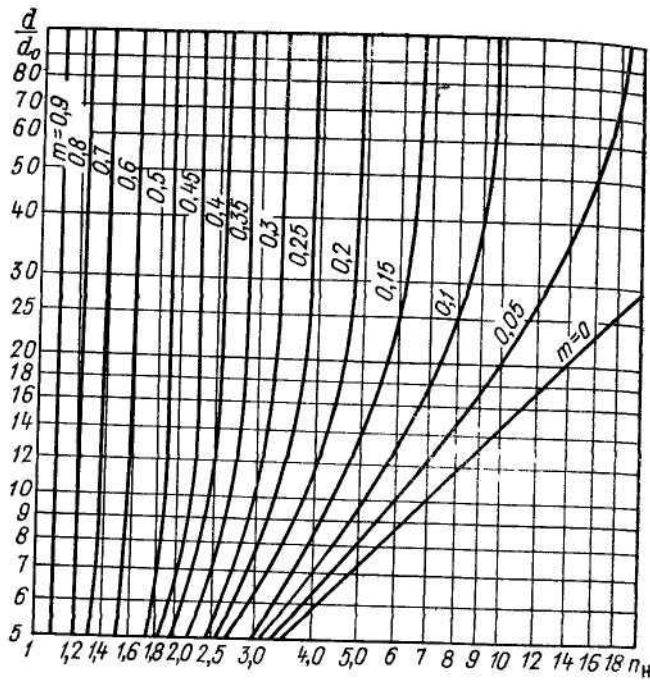


Рис. 9.13. График для расчета начального разбавления по (9.114) и (9.119)

в) при распространении струи в движущейся среде иной плотности

$$\overline{\Delta u_m} = 3,7/\bar{s} \quad (9.120)$$

и в покоящейся среде иной плотности

$$\bar{y} = \bar{x} \operatorname{tg} \varphi_0 + 0,0316 \operatorname{Ri} \bar{x}^3 / \cos^3 \varphi_0, \quad (9.121)$$

где φ_0 — угол наклона вытекающей из выпуска струи; $\operatorname{Ri} = (gd_0/v_0^2) \cdot (\rho_\infty - \rho_0)/\rho_0$ — число Ричардсона.

Для упрощения расчетов по (9.114) с учетом (9.119) предлагается график, представленный на рис. 9.13.

Начальное разбавление заканчивается в сечении, где струя не может присоединять расход. Условно это сечение принимается там, где скорость на оси струи на 10—15 см/с превышает скорость речного потока. Для

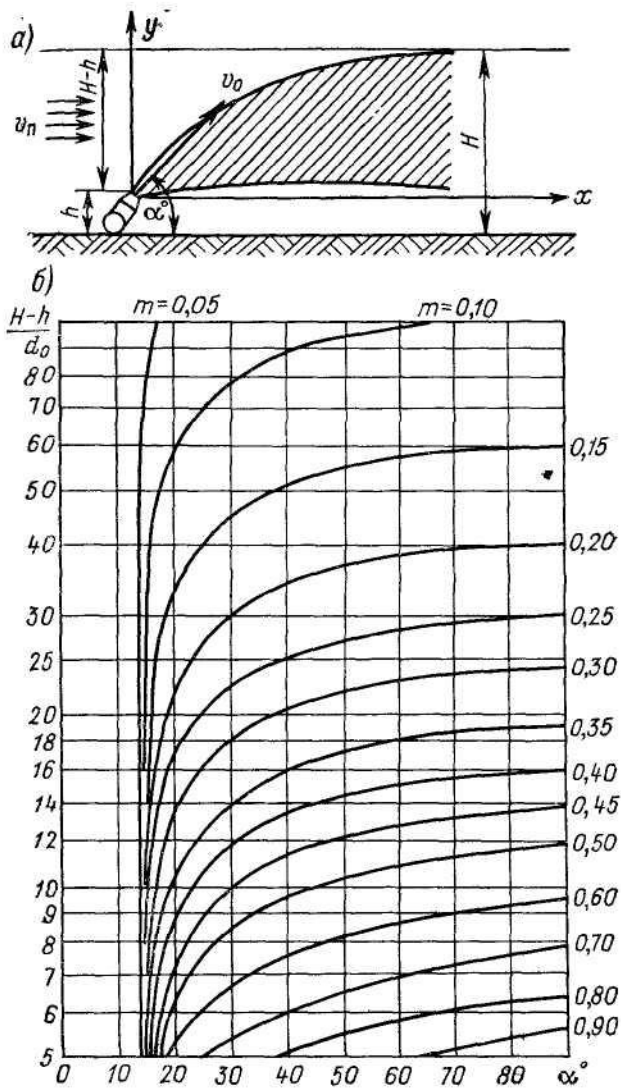


Рис 9 14 К расчету выпуска
 а—схема, б—график расчета угла α

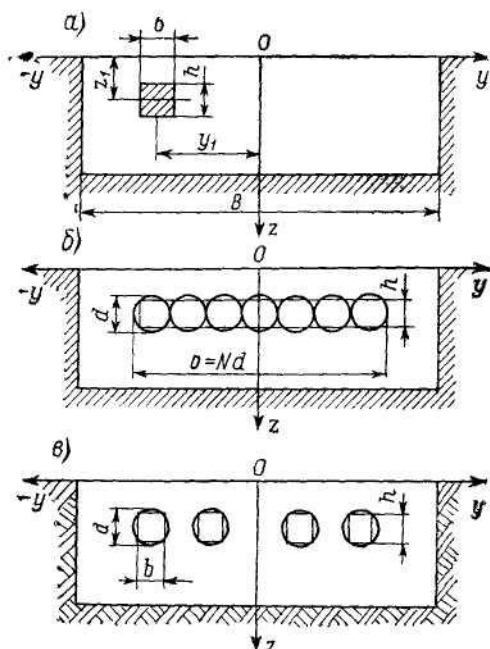


Рис. 9.15. Схема начальных условий для выпусков в реку

рассеивающих выпусков — это сечение, где соседние струи начинают соприкасаться, т. е. $\bar{d} = l_1/d_0 = l_1$ — относительное расстояние между оголовками рассеивающего выпуска. Если струя, расширяясь, достигает дна водотока или поверхности его воды, то вследствие ограничения доступа окружающей жидкости интенсивность разбавления на этом участке снижается и

$$n_{н.с} = n_n (1,81 - 0,78H/d) H/d, \quad (9.122)$$

где H — глубина водотока; d — диаметр нестесненной струи ($d \geq H$).

Чтобы избежать стеснения струи, ось выходящей струи надо направить под таким углом α , чтобы границы струи одновременно достигали дна и поверхности воды. Этот угол легко находится по графику Н. Н. Лапшева (рис. 9.14).

Расчет разбавления сточных вод в относительно прямом водотоке. Он может быть произведен по формуле [40]:

$$C_{\bar{x}, \bar{y}} = \sum_{i=0}^{\infty} \exp \left[- \frac{g\pi^2 t^2 \bar{y}}{C_{ш} (0,7C_{ш} + 6)} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] f_i(\bar{y}) \eta_i, \quad (9.123)$$

где $\bar{x} = x/H$; $\bar{y} = 2y/B$; H и B — средняя глубина и ширина русла (рис. 9.15); $C_{ш}$ — коэффициент Шези.

Функция $f_i(\bar{y})$ для четных i вычисляется по формуле

$$f_i(\bar{y}) = \cos(i\pi\bar{y}/2), \quad (9.124a)$$

для нечетных

$$f_i(\bar{y}) = \sin(i\pi\bar{y}/2). \quad (9.124б)$$

Значения коэффициента η_i находятся из выражений:

а) для сосредоточенных (рис. 9.15, а) выпусков площадью

$$bh = n_n Q_{ст} / v_n \quad (9.125)$$

и рассеивающих выпусков с размерами линейного источника (рис. 9.15, б) $b = Nd$

$$h = n_n Q_{ст} / (v_n Nd); \quad (9.126)$$

при $i = 0$

$$\eta_0 = c_m bh / (BH); \quad (9.127a)$$

при четных i

$$\eta_i = \frac{2c_m h}{i\pi H} \left\{ \sin \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_1 + \frac{b}{B} \right) \right] - \sin \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_1 - \frac{b}{B} \right) \right] \right\}; \quad (9.127б)$$

при нечетных i

$$\eta_i = \frac{2c_m h}{i\pi H} \left\{ \cos \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_1 - \frac{b}{B} \right) \right] - \cos \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_1 + \frac{b}{B} \right) \right] \right\}; \quad (9.127в)$$

б) для рассеивающих выпусков с дискретными источниками квадратной формы (рис. 9.15, в)

$$b = h = \sqrt{n_n Q_{ст} / (v_n N)}; \quad (9.128)$$

при $i = 0$

$$\eta_0 = \frac{c_m N b h}{BH}; \quad (9.129a)$$

при четных i

$$\eta_i = \frac{2c_m h}{i\pi H} \sum_1^N \left\{ \sin \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_N + \frac{b}{B} \right) \right] - \sin \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_N - \frac{b}{B} \right) \right] \right\}; \quad (9.129б)$$

при нечетных i

$$\eta_i = \frac{2c_m h}{i\pi H} \sum_1^N \left\{ \cos \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_N - \frac{b}{B} \right) \right] - \cos \left[\frac{i\pi}{2} \left(\bar{y}_N + \frac{b}{B} \right) \right] \right\}. \quad (9.129в)$$

Начальная избыточная концентрация в исходном сечении

$$c_m = c_{ст}/n_n, \quad (9.130)$$

а при отсутствии начального разбавления $n_n = 1,0$.

Число членов ряда i_d при расчете концентрации с точностью до σ , которая составляет не менее 5% от средней концентрации в створе полного перемешивания, может быть найдено из неравенства

$$\frac{g(i_d - 1)\bar{x}}{C_{ш}(0,7C_{ш} + 6)} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \exp \left[\frac{g(i_d - 1)^2 \bar{x}}{C_{ш}(0,7C_{ш} + 6)} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \geq \frac{1}{|\sigma|}. \quad (9.131)$$

Основное разбавление находится через избыточные концентрации по (9.113), а общее разбавление — по формуле

$$n = n_n n_0. \quad (9.132)$$

Наименьшее общее разбавление при сосредоточенном выпуске сточных вод в извилистое русло находится по формуле

$$n = \frac{Q_{ст} + Q_v}{Q_{ст} + Q_v \exp[-\beta (l/R)^{1/4}]}, \quad (9.133)$$

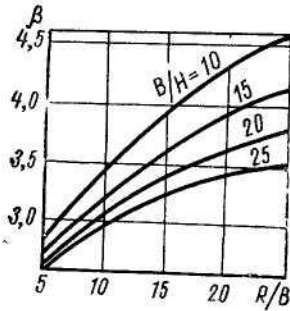


Рис 9.16 Значения коэффициента β

где β — коэффициент, учитывающий относительные параметры

русла B/H и R/B (рис. 9.16); l — расстояние до расчетного сечения; R — радиус кривизны водотока.

Криволинейное русло можно разбивать на участки длиной l_1, l_2, \dots, l_i с одинаковыми параметрами $(B/H)_i$ и $(R/B)_i$. Для первого участка устанавливается разбавление n_1 по (9.133) или (9.134), если имеется начальное разбавление:

$$n = \frac{Q_{ст} + Q_в}{Q_н + (Q_в - Q_н + Q_{ст}) \exp[-\beta (l/R)^{1/4}]} \quad (9.134)$$

Расход смеси сточных и речных вод на расстоянии l_1

$$Q_1 = n_1 n_1 Q_{ст} \quad (9.135)$$

На последующих участках разбавление определяется по формуле

$$n_i = \frac{Q_{г} + Q_в}{Q_{i-1} + (Q_в - Q_{i-1} + Q_{ст}) \exp[-\beta_i (l_i/R_i)^{1/4}]} \quad (9.136)$$

а расход смеси сточных и речных вод

$$Q_i = n_1 n_1 n_2 \dots n_i Q_{ст} \quad (9.137)$$

Общее разбавление

$$n = n_1 n_1 n_2 \dots n_i \dots n_k \quad (9.138)$$

При этом коэффициент Шези для расчетного водотока не должен отличаться от $C_{ш} = 45 \sqrt{m}/c$ более чем на $\pm 10\%$.

Средняя концентрация загрязнений в водотоке в створе полного перемешивания

$$c = (c_{ст} Q_{ст} + \sum c_в Q_в) / (Q_{ст} + \sum Q_в) \quad (9.139)$$

Расчет разбавления сточных вод в озерах и водохранилищах. При скорости истечения из рассеивающих и сосредоточенных выпусков $v_0 \geq 2$ м/с он может быть произведен по методу Н. Н. Лапшева.

Наименьшее разбавление на расстоянии L от места выпуска, расположенного на относительной глубине $H/d_0 \geq 30$, составляет:

$$n = A [L/(5d_0)]^{ps}, \quad (9.140)$$

где при сосредоточенном выпуске $A = 1,0$; при рассеивающем с расстоянием l_1 между оголовками выпуска:

$$A = 0,74 (L/l_1 + 2,1)^{-0,4} \quad (9.140a)$$

Если движение воды в озере или водохранилище определяется стоком, то

$$p = L_b \omega_0 / (L_b \omega_0 + 0,000015 \beta_6 W_{\text{год}}), \quad (9.141)$$

где L_b — длина водоема от места выпуска в направлении стокового течения; ω_0 — суммарная площадь выпускных отверстий; $W_{\text{год}}$ — годовой объем сбрасываемых сточных вод; $\beta_6 = W_b / (Q_{\text{ст}} + \sum Q_b - Q_n)$ — период обмена воды в водоеме; W_b — объем водоема; Q_n — потери расхода воды без уноса вещества (например, испарение и др.).

Если течение в озере или водохранилище определяется ветром, то

$$p = v_n / (v_n + 0,000015 v_{\text{ст}}). \quad (9.142)$$

Параметр s зависит от глубины H в районе выпуска:

$$s = 0,875 + 0,325 H / (360 + 10^5 v_n / v_{\text{ст}}). \quad (9.143)$$

Величина $s \leq 1,0$; если по расчету $s > 1,0$, то следует принимать $s = 1,0$.

Расчет разбавления сточных вод в мерях. При глубинных выпусках в море начальное разбавление зависит от соотношения плотности сточных вод ρ_0 и плотности окружающей среды ρ_∞ . При $\rho_0 < \rho_\infty$ сточные воды образуют струйный поток, который всплывает под действием архимедовых сил. Если смесь сточных вод с окружающей средой на некотором расстоянии от дна ($y_3 + h_1$) приобретает плотность, равную плотности воды на этой глубине, то подъем струи прекращается, и она начинает распространяться только в горизонтальном направлении (рис. 9.17). На рис. 9.17 приведен график для определения относительной высоты затопления $\bar{y}_{\text{зат}} = y_3 / d_0$ струи, выраженный через параметр стратификации $\bar{\sigma} = d_0 / (\rho_\infty - \rho_0) \cdot \partial \rho_\infty / (\partial y)$.

При горизонтальном истечении ($\varphi_0 = 0$)

$$\bar{y}_{\text{зат}} = 0,252 \sqrt[4]{Ri / \bar{\sigma}^3}. \quad (9.144)$$

Начальное разбавление может быть вычислено по формуле

$$n = \frac{0,86 \cos^{3,5} \varphi_0}{\sqrt{Ri}} \left(1 + \frac{y^2}{x^2}\right) \times \\ \times \sqrt{\left(\frac{y}{x} - \text{tg } \varphi_0\right) \left[1 + \left(3 \frac{y}{x} - 2 \text{tg } \varphi_0\right)^2\right]}, \quad (9.145)$$

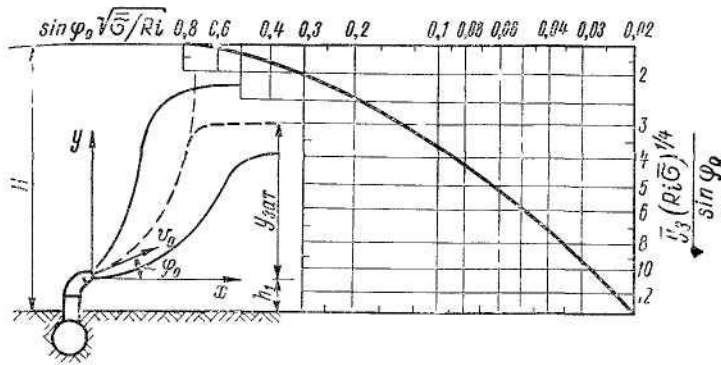


Рис. 9.17. Расчетная схема затопления струи в стратифицированной среде и график для определения высоты затопления струи

а при $\varphi_0 = 0$

$$n = \frac{c \cdot 484}{\sqrt[3]{\lambda_1}} \left[1 + 0,1 Ri^{2/3} \left(\frac{y}{d_0} \right)^{4/3} \right] \times \left(\frac{y}{d_0} \right)^{1/3} \sqrt{1 + 0,9 Ri^{2/3} \left(\frac{y}{d_0} \right)^{4/3}}. \quad (9.146)$$

На рис. 9.18, б представлены графики зависимости $n \sqrt[3]{Ri}$ от $\sqrt{Ri} y/d_0$, подсчитанные по (9.145) и (9.146).

Начальное разбавление заканчивается в сечении, где струя достигает поверхности воды или глубины затопления. В первом случае ось расчетного сечения расположена на относительной глубине \bar{y}_p , определяемой по рис. 9.18, а в зависимости от относительной глубины размещения оголовка $H_1 = H - \bar{h}_1$. Относительная высота установки оголовка $\bar{h}_1 = h_1/d_0$ должна быть больше прогиба нижней границы струи (рис. 9.19, а), определяемого выражением

$$\bar{y}_n = - (2,16/\sqrt{Ri}) (0,24 \cos \varphi_0 - \sin \varphi_0)^{3/2}. \quad (9.147)$$

При $\varphi_0 \geq 13,5^\circ$ струя не будет опускаться ниже оси выпуска. Если $\bar{y}_p < \bar{y}_{\text{зат}}$, то струя не затоплена и расчетной будет высота \bar{y}_p ; в противном случае для расчета следует принимать $\bar{y}_{\text{зат}}$.

Процесс начального разбавления в море по глубине можно интенсифицировать, согласно исследованиям В. Ф. Цвилликова, путем установки на выпуске

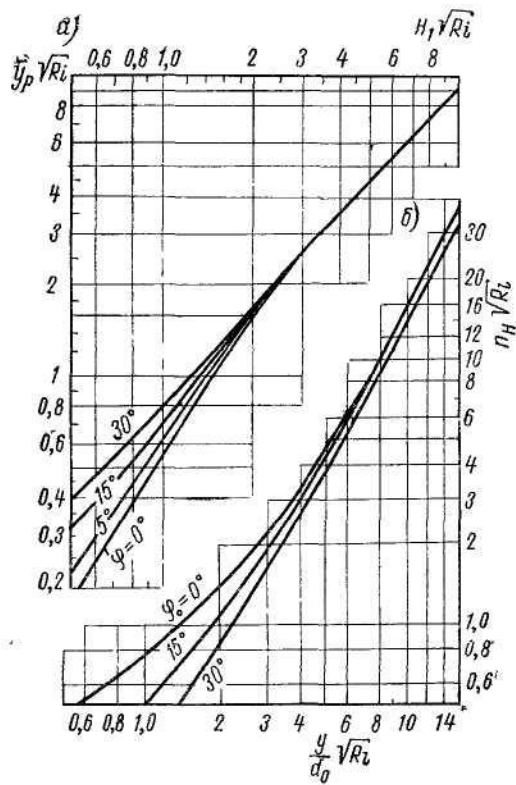


Рис. 9.18. Графики для определения расчетной высоты зоны \bar{y}_p (а) и величины n_n (б) начального разбавления

сточных вод эжектирующих насадок (рис. 9.20), 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 $D = 1,3 d_k$, $\alpha_k = 60^\circ$, $l_k = (4 \div 5) d_k$ и $l_0 \approx (4 \div 5) d_k$:

$$n_s = Q_c/Q_0 = 1,28 d_k/d_0 - 0,36. \quad (9.148)$$

Оптимальное расстояние сопла от камеры смешения

$$l_0 = 3 d_k - 2,1 d_0. \quad (9.149)$$

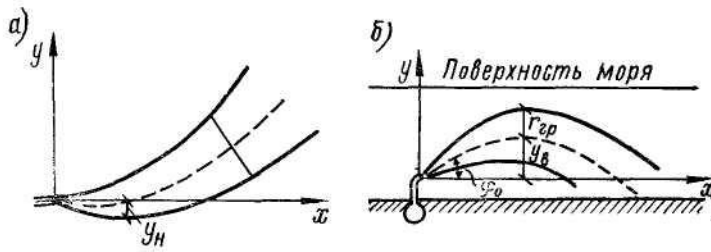


Рис. 9.19 Схемы прогиба нижней границы струи при $\rho_0 < \rho_\infty$ (а) и подъема струи при $\rho_0 > \rho_\infty$ (б)

Начальное разбавление в струях, выходящих из эжектирующей насадки и выраженных уравнением оси

$$y/d_k = \text{Ri} (x/d_k)^{1,69}, \quad (9.150)$$

может быть определено по построенным нами графикам (рис. 9.20).

При $\rho_0 = \rho_\infty$ начальное разбавление

$$n_n = 0,405 (\bar{x}/\cos \varphi_0) \exp(-0,001\bar{x}). \quad (9.151)$$

Начальное разбавление заканчивается в сечении, где струя достигает поверхности воды или расширяется до диаметра, равного глубине водоема:

$$\bar{x} = (\bar{H} - \bar{h}_1) \cos \varphi_0 / (\text{tg} \varphi_0 + 0,24). \quad (9.152)$$

Угол наклона оголовка к горизонту φ_0 рекомендуется принимать в пределах $13,5^\circ < \varphi_0 < 30^\circ$.

Когда $\rho_0 > \rho_\infty$, движение струи имеет траекторию, близкую к баллистической кривой (рис. 9.19, б) с максимумом подъема:

$$\bar{y}_n = 2,18 \sqrt{\sin^3 \varphi_0 / (-\text{Ri})}. \quad (9.153)$$

Наибольшее начальное разбавление

$$n_n = 0,225\bar{s} \quad (9.154)$$

можно получить, если оголовок приподнять над дном и направить струю под углом $\approx 45^\circ$, но струя не должна выходить за пределы поверхности моря.

Основное (диффузионное) разбавление сточных вод в море при $3 \leq n_0 \leq \infty$ можно получить по формуле

$$n_0 = 3,64 \sqrt{Dx/v} / (NB_n), \quad (9.155)$$

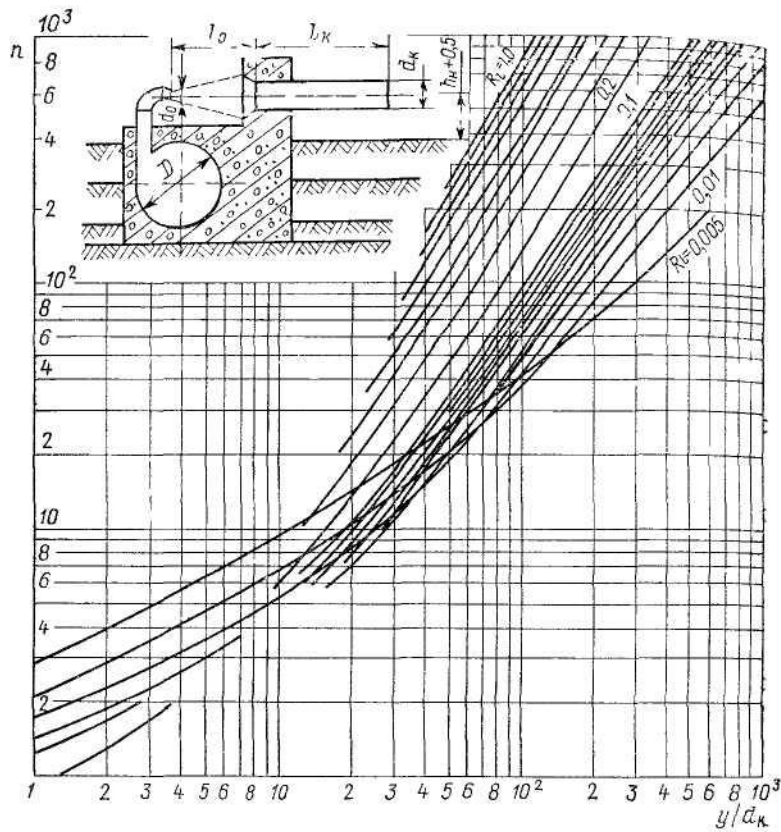


Рис. 9.20 График для определения начального разбавления в струях, выходящих из эжектирующей насадки

а при $n_0 < 3$ — по графику на рис. 9.21; здесь N — число оголовков рассеивающего выпуска; B_n — размер начального пятна в сечении, где закончилось начальное разбавление, равный:

при $\rho_0 < \rho_\infty$

$$B_n = 0,2y_D \sqrt{1 + x^2/y^2}, \quad (9.156)$$

при $\rho_0 = \rho_\infty$

$$B_n = 0,24x/\cos \varphi_0, \quad (9.157)$$

при $\rho_0 > \rho_\infty$

$$B_n = 0,2s; \quad (9.158)$$

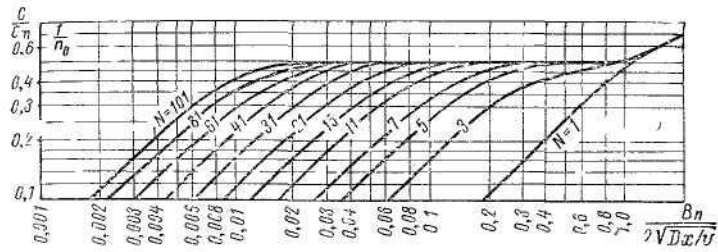


Рис. 9.21. К расчету снижения концентрации при рассеивающих выпусках в море

v и D — средняя скорость морского потока и коэффициент горизонтальной турбулентной диффузии на пути движения сточных вод к ближайшему району водопользования.

При отсутствии натуральных наблюдений

$$v = kv_{вет}, \quad (9.159)$$

где k — коэффициент пропорциональности, выведенный для ближайшего гидрометпункта; $v_{вет}$ — среднегодовая или заданная скорость ветра.

Для вычисления коэффициента турбулентной диффузии при малых скоростях течения (в почти штилевых условиях) рекомендуется формула А. В. Караушева:

$$D = gHv_x / [C_{ш} (0,7C_{ш} + 6)], \quad (9.160)$$

а при ветровых течениях — выражение [40]:

$$D = (v_в h_в + \pi H v^*) d_э^{1/3} / (\pi k_0 H^{1/3}), \quad (9.161)$$

где $v_в$ — фазовая скорость волны; $h_в$ — высота волны; v^* — средняя по вертикали скорость течения; H — средняя глубина; $d_э$ — эффективный диаметр донных отложений, соответствующий 10% (по массе) содержания крупных частиц; k_0 — коэффициент, зависящий от условий волнения; $k_0 = 250 \div 350$ при среднем и сильном волнении, $k_0 = 150$ при слабом волнении или штиле.

Максимальная избыточная концентрация в центре начального пятна c_m может быть вычислена по формуле

$$c_m = 2,34c_0/n_{ш}, \quad (9.162)$$

исходя из избыточной концентрации сточных вод c_0 и значения начального разбавления.

НЕРАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ И КОЛЛЕКТОРАХ

§ 10.1. Основные уравнения неравномерного движения

Основное уравнение для установившегося неравномерного движения жидкости в открытом канале (русле) имеет вид:

$$J = i_0 - \frac{dh}{dl} = - \frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \cdot \frac{(\alpha + \kappa) v^2}{2g} + i_f, \quad (10.1)$$

где для цилиндрических каналов $\partial\omega/\partial l = 0$; z — ордината кривой свободной поверхности потока; $i_f = Q^2/K^2$; κ — коэффициент кривизны потока; при учете вертикальных составляющих скоростей и центробежных сил инерции, обусловленных кривизной свободной поверхности, его можно выразить в виде:

$$\kappa = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{\omega} \cdot \frac{d^2h}{dl^2} - \frac{1}{3} \left(\frac{dh}{dl} \right)^2; \quad (10.2)$$

S — статический момент площади сечения ω относительно свободной поверхности. При плавно изменяющемся движении $\kappa = 0$.

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:

$$\delta l = \frac{[h_{n+1} + \alpha v_{n+1}^2/(2g)] - [h_n + \alpha v_n^2/(2g)]}{i_0 - \bar{i}_f} = \frac{\delta \mathcal{E}}{i_0 - \bar{i}_f}, \quad (10.3)$$

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 (10.3), 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 :

$$l = \sum_{k=1}^m \frac{\delta \mathcal{E}_k}{i_0 - i_{fk}}, \quad (10.3a)$$

где m — число участков, взятых между сечениями 1—1 и 2—2.

§ 10.2. Расчет кривых свободной поверхности на ЭЦВМ

При расчете кривых свободной поверхности на ЭЦВМ используется конечно-разностное уравнение (10.3). 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_m и h_m , 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 \mathcal{E}_{n+1} и уклон трения $i_{f, n+1}$. Расстояние между сечениями рассчитывают по (10.3). 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 (при $\kappa = 0$) широко пользуются, по предложению Б. А. Бахметева, показательной зависимостью между K и h :

$$K^{2/x} = a(h - h'') + (K'')^{2/x}, \quad (10.4)$$

где

$$a = [(K'')^{2/x} - (K')^{2/x}] / (h'' - h'),$$

h'' и h' — две произвольные глубины, взятые для рассматриваемого поперечного сечения канала; K'' и K' — модули расхода, отвечающие этим глубинам. Н. Н. Павловский, Г. А. Джимшели принимают $x = 2,0$, М. Д. Чертоусов — $x = 4,0$, И. И. Агроскин — $x = 5,5$, Батикль — $x = 5,0$, В. Б. Дульнев — $x = 1,0$. Б. А. Бахметев, Р. Р. Чугаев, А. Н. Рахманов принимают переменное значение показателя x , зависящего от формы канала, а одну из глубин — равной нулю ($h' = 0$; $K' = 0$). По Б. А. Бахметеву, вторая глубина принимается равной нормальной глубине ($h'' = h_0$, $K'' = K_0$). Принимая на участке интегрирования $j_{\text{ср}} = [\alpha |i_0| C^2 B / (g\chi)]_{\text{ср}}$, получаем следующие уравнения для призматических каналов:

$$aK_0^{-2/x} i_0 l = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{\text{ср}}) [B(\eta_2, x) - B(\eta_1, x)], \quad (10.5)$$

где $\eta = (K/K_0)^{2/x}$; K_0 — модуль расхода при глубине равномерного движения с уклоном $|i_0|$;

для прямого уклона ($i_0 > 0$)

$$B(\eta, x) = B_1 = \int \frac{d\eta}{1 - \eta^x},$$

для обратного уклона ($i_0 < 0$)

$$B(\eta, x) = B_2 = \int \frac{d\eta}{1 + \eta^x} = 2B_1(\eta, 2x) - B_1(\eta, x).$$

Численные значения функций B_1 и B_2 приводятся во многих пособиях по гидравлике [75]. Можно считать: при $\eta < 1,0$

$$B_1(\eta, x) = x^{-1} \ln [(1 + \eta)/(1 - \eta)] + (x - 2)x^{-1} \operatorname{arctg} \eta; \quad (10.6a)$$

при $\eta \leq 0,85$

$$B_1(\eta) = \eta(1 - \eta^x)^{-1/(x+1)}; \quad (10.6b)$$

при $\eta > 1,0$

$$B_1(\eta) = x^{-1} \ln [(\eta + 1)/(\eta - 1)] - (1,57 - \operatorname{arctg} \eta)(x - 2)/x; \quad (10.7a)$$

при $\eta > 1,2$

$$B_1(\eta) = (1 - \eta^{-x})^{(1-x)/(2x-1)} \cdot \eta^{1-x}/(x - 1); \quad (10.7b)$$

при $\eta \leq 1,0$

$$B_2(\eta) = \eta(1 + \eta^x)^{-1/(x+1)}; \quad (10.8a)$$

при $\eta \geq 1,0$

$$B_2(\eta) = \Phi(x) - \eta^{1-x}(1 + \eta^{-x})^{(1-x)/(2x-1)}/(x - 1); \quad (10.8b)$$

при $\eta < 0,4$

$$B(\eta) \approx \eta;$$

при $\eta > 4,0$ и $x \geq 3$

$$B_1(\eta) \approx 0.$$

При расчетах по (10.5) функцию $\Phi(x) = 2^{-1/(x+1)} + 2^{(1-x)/(2x-1)}/(x - 1)$ можно не учитывать. В [37] дано точное интегрирование без осреднения, в котором использована показательная зависимость (8.47).

Для горизонтального канала ($i_0 = 0$)

$$l = [\alpha C^2 B / (g\gamma)]_{\text{ср}} (h_2 - h_1) - (K_2^{2+2/x} - K_1^{2+2/x}) / [Q^2 a (1 + x)]. \quad (10.9)$$

Для трапециевидальных каналов с откосами m и шириной по дну b для $i_0 = 0$ расчетное уравнение можно

представить в виде:

$$\frac{Q^2}{K_b^2} \cdot \frac{l}{b} = I_0(h_2/b) - I_0(h_1/b) - \frac{\alpha Q^2}{g b^5} [J_0(h_2/b) - J_0(h_1/b)], \quad (10.10)$$

где

$$K_b = b^{2,5+y} (1+m)^{1,5+y} (1+2\sqrt{1+m^2})^{0,5+y}/n; \quad (10.11)$$

y — показатель степени Н. Н. Павловского для коэффициента Шези; функции I_0 и J_0 как результаты интегрирования на ЭЦВМ даны в [37]. На основании этих данных можно принять:

при $m > 0$

$$I_0 = 0,283 / (1 + 0,387 \sqrt[3]{m}) (h/b)^{3,59+1,19m^{0,362}} = c_1 (h/b)^{p_1}; \quad (10.12)$$

при $m > 1$

$$J_0 = [3,14 + 3,61 (m-1)^{5/4}]^{-1} (h/b)^{1,205+0,045 \sqrt{m-1}} = c_2 (h/b)^{p_2}. \quad (10.13)$$

В табл. 10.1 приведены численные значения коэффициентов c_1 , c_2 и показателей степеней p_1 и p_2 для наиболее характерных случаев.

Таблица 10.1

Значения c_1 , c_2 , p_1 и p_2 , входящих в (10.12) и (10.13)

m	0	1	2	3	4
c_1	0,283	0,204	0,187	0,179	0,175
p_1	3,59	4,78	5,18	5,4	5,55
c_2	—	0,318	0,148	0,086	0,056
p_2	—	1,205	1,25	1,27	1,28

При линейной зависимости $K^{2/x}$ от l на участке интегрирования для призматических и непризматических каналов с любыми значениями продольного уклона получено следующее уравнение:

$$l \left[i_0 + \frac{Q^2}{(x-1)(K_2^{2/x} - K_1^{2/x})} (K_2^{\frac{2}{x}-2} - K_1^{\frac{2}{x}-2}) \right] = h_2 - h_1 + \frac{\alpha v_2^2 - \alpha v_1^2}{2g}. \quad (10.14)$$

§ 10.4. Расчет неравномерного безнапорного движения в коллекторах

Принимая во внимание, что отношение модулей расхода зависит только от степени наполнения коллектора, т. е. $K/K_n = f(h/H) = f(a)$, где K_n — модуль расхода коллектора при полном заполнении его, из дифференциального уравнения

$$\frac{i_0 dl}{H} = \frac{f^2(a) [1 - \alpha Q^2 B / (g \omega^3)]}{f^2(a) \mp Q^2 / Q_n^2} da \quad (10.15)$$

путем численного интегрирования получим:

$$\frac{|i_0| l}{H} = \Phi \left(a_1, \frac{Q}{Q_n} \right) - \Phi \left(a_2, \frac{Q}{Q_n} \right) - \frac{\alpha Q^2}{g H^5} \left[\Psi \left(a_1, \frac{Q}{Q_n} \right) - \Psi \left(a_2, \frac{Q}{Q_n} \right) \right]; \quad (10.16)$$

при $i_0 > i_f$, когда $f(a) < Q/Q_n$:

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \Phi_1 = \int_0^{a_i} \frac{f^2(a)}{Q^2/Q_n^2 - f^2(a)} da, \\ \Psi &= \Psi_1 = \int_0^{a_i} \frac{H^5 B f^2(a)}{\omega^3 [Q^2/Q_n^2 - f^2(a)]} da; \end{aligned} \right\} \quad (10.17)$$

при $i_f > i_0 > 0$, когда $Q/Q_n < f(a)$:

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \Phi_1 = \int_{a_i}^1 \frac{f^2(a)}{Q^2/Q_n^2 - f^2(a)} da, \\ \Psi &= \Psi_1 = \int_{a_i}^1 \frac{H^5 B f^2(a)}{\omega^3 [Q^2/Q_n^2 - f^2(a)]} da; \end{aligned} \right\} \quad (10.18)$$

при $i_0 < 0$

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \Phi_2 = \int_0^{a_i} \frac{f^2(a)}{f^2(a) + Q^2/Q_n^2} da, \\ \Psi &= \Psi_2 = \int_0^{a_i} \frac{H^5 B f^2(a)}{\omega^3 [f^2(a) + Q^2/Q_n^2]} da; \end{aligned} \right\} \quad (10.19)$$

Для коллекторов с горизонтальным дном ($i_0 = 0$)

$$\frac{Q^2 l}{K_n^2 H} = \Phi_0(a_1) - \Phi_0(a_2) - \frac{\alpha Q^2}{gH^5} [\Psi_0(a_1) - \Psi_0(a_2)], \quad (10.20)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \Phi_0 &= \int_0^{a_1} f^2(a) da, \\ \Psi_0 &= \int_0^{a_1} f^2(a) (H^5 B / \omega^3) da. \end{aligned} \right\} \quad (10.21)$$

Результаты интегрирования на ЭЦВМ (10.17), (10.18) и (10.21) с шагом $\Delta a = 0,01$ при выражении уклона трения по (8.5) даны в виде таблиц в [37], по которым построены графики [34]. На основании этих данных можно считать:

$$\Phi_0(a_2) - \Phi_0(a_1) = c_3 (a_2^{\rho_3} - a_1^{\rho_3}); \quad (10.22)$$

$$\Psi_0(a_2) - \Psi_0(a_1) = c_4 (a_2^{\rho_4} - a_1^{\rho_4}). \quad (10.23)$$

Значения коэффициентов c_3 , c_4 и показателей степеней соответственно ρ_3 , ρ_4 для разных сечений даны в табл. 10.2.

Т а б л и ц а 10.2

Значения c_3 , c_4 , ρ_3 и ρ_4 ; пределы их применения

Сечение	Предел	c_3	ρ_3	Предел	c_4	ρ_4
Круглое	$a < 0,8$	0,685	14/3	$a \leq 0,7$	4,37	1,9
»	$a > 0,75$	1,0783	1,0	$a > 0,65$	1,86	1,9
Лопаточное	$a < 0,8$	0,713	14/4	$a < 0,75$	0,167	1,0
»	$a > 0,75$	1,122	1,0	$a > 0,65$	0,57	1,0
Овоидальное	$a < 0,8$	0,47	14/3	$a \leq 0,7$	10,45	1,0
»	$a > 0,75$	1,044	1,0	$a \leq 0,7$	8,58	0,5
Бинкетное	$a > 0,75$	1,35	1,0	$a \leq 1,0$	4,9	1,0
Обратноовоидальное	$a < 0,8$	0,62	4,0	$a \leq 0,5$	12,4	1,0
»	$a > 0,75$	0,975	1,0	$a > 0,5$	8,5	0,5

Выражая уклон трения при $a > 0,5$ по (8.6), дифференциальное уравнение неравномерного движения приведем к следующему виду:

$$l_0 d \frac{l}{D} = \frac{\omega_*^2 da - [\alpha Q^2 / (g \omega D^5)] d\omega}{\omega_*^2 - 0,618 Q^2 / Q_n^2}; \quad (10.24)$$

при $i_0 = 0$

$$\frac{\pi^2}{16} \cdot \frac{Q^2}{K_n^2} d \frac{l}{D} = \left(\frac{\alpha Q^2}{g D^5} \cdot \frac{B}{\omega_*} - \omega_*^2 \right) da, \quad (10.25)$$

где $\omega_* = \omega/D^2$; Q_n — расход при полном заполнении трубы с уклоном $|i_0|$.

Значения Φ_0 и Ψ_0 в результате интегрирования при $a \leq 0,5$ по (10.21), а при $a > 0,5$ — по (10.25) следующие:

a	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$10^4 \Phi_0$	0,1	3	23	106	271
$10^4 \Psi_0$	2 846	7 007	11 483	16 401	20 241
a	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$10^4 \Phi_0$	590	1 064	1 711	2 531	3 489
$10^4 \Psi_0$	23 896	26 764	28 988	30 611	31 478

Эти данные позволяют возможным принять:

при $a < 0,5$

$$\left. \begin{aligned} \Phi_0 &= 0,945a^5; \\ \text{при } 0,5 \leq a \leq 1,0 \\ \Phi_0 &= 0,23a^4 + 0,213a - 0,094; \end{aligned} \right\} \quad (10.26)$$

при $0,1 \leq a \leq 0,6$

$$\left. \begin{aligned} \Psi_0 &= 4,37a - 0,17; \\ \text{при } a \geq 0,5 \\ \Psi_0 &= 18 \sqrt{a} - 8,27a - 6,58. \end{aligned} \right\} \quad (10.27)$$

Значения Φ_1 и Ψ_1 , Φ_2 и Ψ_2 даны на рис. 10.1 и 10.2, графики которых построены на основании расчетов на ЭЦВМ [37].

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/с. Отметка лотка коллектора у приемного резервуара насосной станции $\nabla_k = +10$ м

Отметка уровня сточной жидкости в приемном резервуаре насосной станции при равномерном ее движении по всей длине коллектора

$$\nabla_0 = \nabla_k + h_0 = 10 + ad = 10 + 1,1 = 11,1 \text{ м.}$$

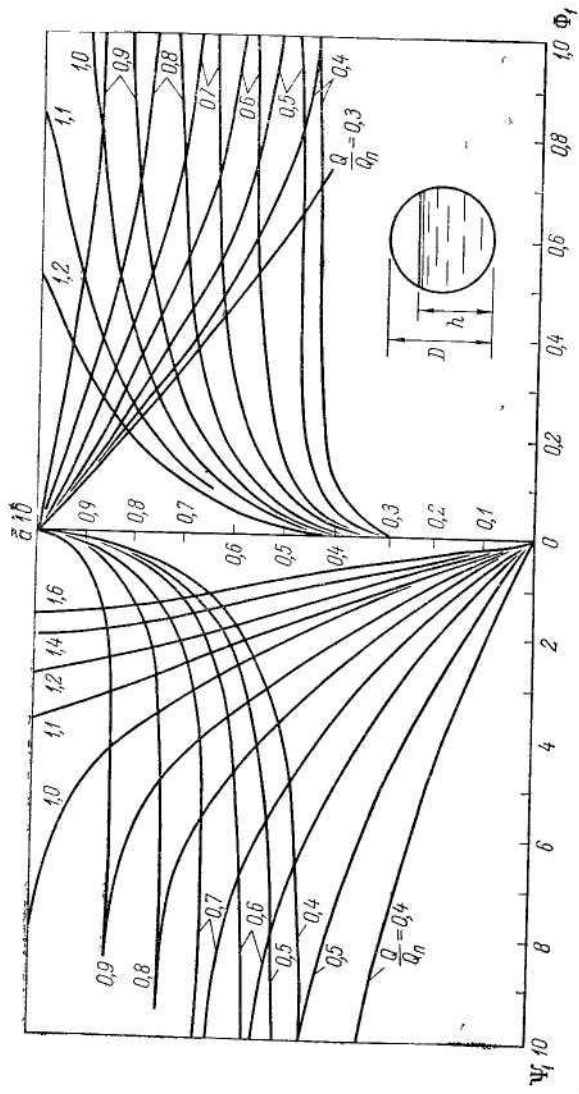


Рис. 101 Изменение функций Φ_1 и Ψ_1 от степени наполнения круглой грубы с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$)

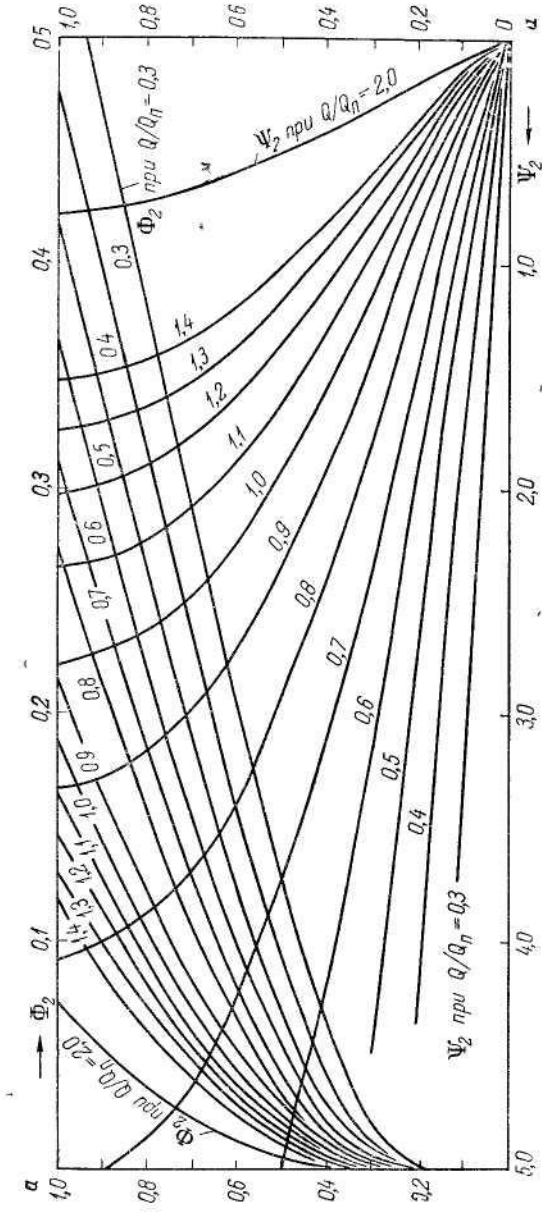


Рис. 10.2 Изменение функций Φ_2 и Ψ_2 от степени наполнения круглой трубы с обратным уклоном дна ($\alpha_0 < \alpha$)

При повышении уровня воды в приемном резервуаре выше ∇_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 $h_{кр} = 0,772$ м с учетом, что на кромке перепада минимальная глубина равна $0,75 h_{кр}$.

$$\nabla_{\min} = 10 + 0,75h_{кр} = 10 + 0,58 = 10,58 \text{ м.}$$

Поскольку по условиям задачи $h_0 > h_{кр}$, то состояние потока сточных вод в коллекторе спокойное.

Определим длину кривой спада при условии, что в конце коллектора установится критическая глубина $h_{кр} = 0,772$ м, а глубина в начале кривой спада $h_1 = h_0 - 0,025$ м = $1,1 - 0,025 = 1,075$ м. При этих данных $a_1 = 0,537$; $a_2 = 0,386$; $Q_{п} = 4335$ л/с. $Q/Q_{п} = 0,584$. По рис. 10.1 находим: $\Phi_1(a_1) = 0,277$; $\Phi_1(a_2) = 0,027$; $\Psi_1(a_1) = 9,31$; $\Psi_1(a_2) = 4,66$.

По (10.16) получаем:

$$l = d/v_0 [(0,277 - 0,027) - 0,0203(9,31 - 4,66)] = 2000(0,25 - 0,094) = 312 \text{ м.}$$

При незатопленном истечении из трубопровода в конце его наблюдается участок длиной l_0 на протяжении которого течение безнапорное и наполнение уменьшается от полного ($a_{п} = 1,0$) до критического $a_{к}$. В табл. 10.3 даны коэффициенты сопротивления $\zeta_{к} = \lambda_n l_0 / D$ этих участков для некоторых случаев.

Таблица 10.3

Параметры потока, при которых наполнение трубы уменьшается от $a_{п} = 1,0$ до $a_{к}$

$a_{к}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
$\frac{\sqrt{a/g} Q/D^{5/2}}{\zeta_{к}} \text{ при } t_0=0$	0,035 44	0,163 13,9	0,246 5,2	0,35 2,0	0,473 0,76	0,621 0,26	0,835 0,06	1,02 0,02
$Q/Q_{п}=1,1$	$i_0 (l/D)$ 133	0,82 44	0,78 17,2	0,70 7,3	0,60 3,0	0,46 1,2	0,31 0,32	0,15 0,136
$Q/Q_{п}=1,2$	$i_0 (l/D)$ 96	0,5 30	0,46 12	0,41 5	0,34 1,1	0,26 0,78	0,17 0,193	0,076 0,072

§ 10.5. Гидравлический прыжок

Гидравлическим прыжком называется резкое увеличение глубины потока от величины h_1 , меньшей $h_{кр}$, до величины h_2 , большей $h_{кр}$, т. е. через гидравлический прыжок бурный поток переходит в спокойный (рис. 10.3).

Величина a_n , показанная на чертеже, называется высотой прыжка, l_n — 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:

$$\alpha_{02} Q^2 / (g \omega_2) + z_2 \omega_2 = \alpha_{01} Q^2 / (g \omega_1) + z_1 \omega_1, \quad (10.28)$$

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.

По исследованиям Л. Б. Калининской, коэффициент количества движения α_0'' в прямоугольном сечении в конце водоворота выражается зависимостью

$$\alpha_0'' = 1 + 0,445 (\sqrt[4]{Fr_1} - 1), \quad (10.29)$$

а в трубе круглого сечения

$$\alpha_0'' = 1 + 0,2 (\sqrt{Fr_1} - 1), \quad (10.30)$$

где $Fr_1 = v_1^2 / (gh_1)$ — число Фруда в сечении перед прыжком.

В послепрыжковой области происходит дальнейшее преобразование и рассеяние энергии; в конце этой области устанавливается глубина спокойного потока $h_2 > h''$:

$$h'' = h_2 - 0,08 (h_2 - h_1) h_{кр} / r. \quad (10.31)$$

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

$$\alpha_{0,2} = 0,7 \sqrt[5]{Fr_1} h_2 / h_{кр}. \quad (10.32)$$

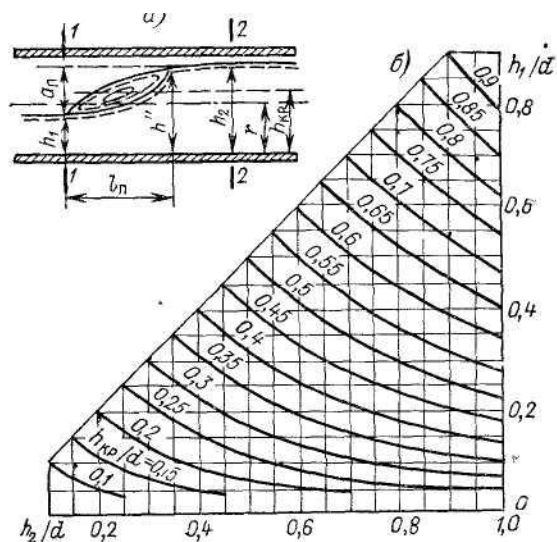


Рис 10.3 Схема (а) и график для определения взаимных глубин (б) гидравлического прыжка в круглоцилиндрической трубе

Распределение давления в сечении непосредственно за валльцом не подчиняется гидростатическому закону, а сила давления P_2' составляет часть от силы P_2 , полученной в предположении гидростатического закона распределения давления (табл. 10.4).

Таблица 10.4

Отношение силы давления P_2' в сечении за валльцом к силе P_2 при гидростатическом законе распределения давления

h_2/h_1	6	5.2	5	4	3.2	3	2.2
P_2'/P_2	0.8	0.82	0.85	0.91	0.92	0.94	0.97

Для определения взаимных глубин могут быть использованы графики на рис. 10.3, б, 10.4 и 10.7.

Обстоятельные теоретические исследования гидравлического прыжка в прямоугольном канале выполнены М. А. Михалевым [45].

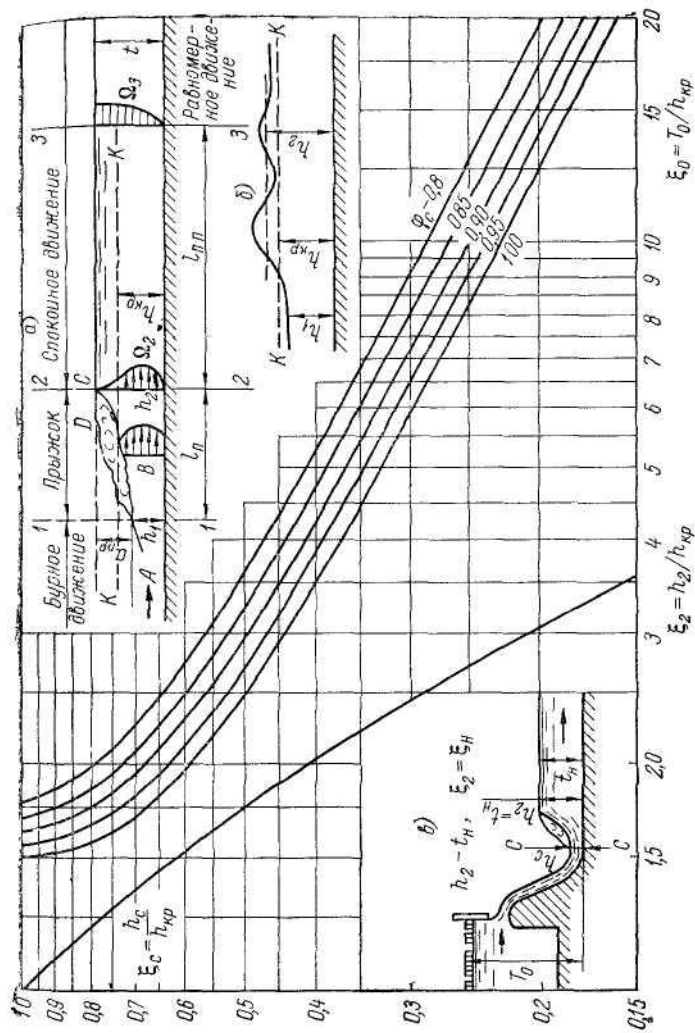


Рис 10.4 График для определения глубины h_c в сжатом сечении и глубины h_2 , сопряженной со сжатой, в зависимости от T_0 (в случае прямоугольного отводящего русла)
 а — схема совершенного прыжка, б — схема прыжка-волны, в — схема к расчету глубин h_c и h_2

Приближенно сопряженные глубины можно определять по формулам:

при $h_2/h_{кр} < 3,5$

$$h_1/h_{кр} = (1 + c) h_{к1}/h_2 - c, \quad (10.33)$$

где $c = 0,16$ — для каналов параболического, прямоугольного и круглого сечений; $c = 0,13$ — для каналов треугольного сечения;

для трапецидального канала:

при $mh_{к1}/b \leq 1,0$

$$c = 0,16 + 0,08 (mh_{к1}/b)^{1/3}; \quad (10.34a)$$

при $mh_{к1}/b \geq 1,0$

$$c = 0,13 + 0,11 [b/(mh_{к1})]^{1/3}; \quad (10.34b)$$

при $h_2/h_{кр} > 2,0$

$$\frac{h_1}{h_2} = \left[\frac{A}{A + (h_2/h_{кр})^\kappa} \right]^{1/n}, \quad (10.35)$$

где

для прямоугольного канала $A = 2,0$, $\kappa = 3,0$ и $n = 1,0$
 » параболического » $A = 5,3$, $\kappa = 4,0$ и $n = 1,5$
 » треугольного » $A = 1,5$, $\kappa = 5,0$ и $n = 2,0$

$$A = (\kappa + 1)/(\kappa - 1); \quad n = 0,5(\kappa - 1);$$

для потоков в замкнутых трубах — по формуле В. Н. Козина:

$$h_2/H = k_1 (H/h_1)^{k_2} [\alpha Q^2/(gH^5)]^{k_3}, \quad (10.36)$$

где параметры k_1 , k_2 и k_3 зависят от формы сечения трубы (табл. 10.5), или по графикам, составленным А. М. Кургановым [36].

Таблица 10.5

Значения k_1 , k_2 и k_3 в (10.36)
 при $0,05 < h/H < 0,8$ и $\epsilon < a_2 < 1$

Сечение	k_1	k_2	k_3
Круглое	1,08	0,745	0,442
Лотковое	0,653	0,84	0,50
Шаговое	0,934	0,85	0,54
Оvoidальное	1,90	0,745	0,45
Лоток смотрового колодца	1,23	0,774	0,49
Круглое при $n/d \leq 0,5$	1,15	0,752	0,46

Принимая для круглой трубы при $a \leq 0,85$

$$z\omega^2 = 0,4a^{3,75}D^5 \text{ и } \omega = 0,94a^{4/3}D^2, \quad (10.37)$$

уравнение (10.28) представим в виде:

$$a_1^{2,75} - 2,35Pa^{1/3} + 2,5a_0Q^2/(gD^5) = 0, \quad (10.38)$$

где $P = \alpha_0 Q^2 / (gD^3 \omega) + z\omega / D^5$ — прыжковая функция.

При $P \cdot [gD^5 / (\alpha Q^2)]^{0,535} > 6$ вторую (h_2) сопряженную глубину можно вычислять по формуле

$$a_2 = 1,42P^{0,414}, \quad (10.39)$$

а при $P \cdot [gD^5 / (\alpha Q^2)]^{0,641} > 3$ первую (h_1) сопряженную глубину —

$$a_1 = 1,05 [\alpha Q^2 / (gD^5 P)]^{3/4}. \quad (10.40)$$

Длина прыжка в трапецидальных каналах может быть определена по формуле А. С. Мейерова, которая для прямоугольных каналов переходит в формулу М. Д. Чертоусова:

$$l_{\text{п}} = 10,3h_2 (\sqrt{F\Gamma_1} - 1)^{0,81} [1 + 1,76m(h_2 - h_1)/\chi_1]; \quad (10.41)$$

в круглых трубах

$$l_{\text{п}} = 7,6r_0 k_{\phi} (a_2 - a_1)^2 / (a_2 - a_{к}), \quad (10.41a)$$

где при $a_1 < 0,2$ $k_{\phi} = 1,0$, а при $a_1 > 0,2$ $k_{\phi} = 1 - 0,9(a_1/a_2)^2$.

На длине $l_{\text{пп}}$ послепрыжкового участка в пределах между сечениями 2—2 и 3—3 (рис. 10.4, а) происходит затухание пульсаций до величин, свойственных равномерному движению, а также выравнивание эпюры осредненных скоростей до формы, которая отвечает также равномерному движению:

$$l_{\text{пп}} \approx (10 \div 30)t, \quad (10.42)$$

где t — глубина в канале за послепрыжковым участком.

Вследствие поверхностного водоворота происходит интенсивное воздухововлечение (*аэрация*) в незатопленном гидравлическом прыжке. Максимальное среднее по глубине (сечению) воздуходержание в начале прыжка, согласно исследованиям Ю. В. Кокорина, достигает величины $c_{95} = 40 \div 60\%$. 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 $q = 0,1 \div 0,24 \text{ м}^2/\text{с}$, $Fr_1 = v_1/\sqrt{gh_1} = 8 \div 10$ и $\bar{c}_{95} = 30 \div 50\%$ Ю. В. Кокорин рекомендует для определения среднего по глубине (сечению) воздухо содержания в свободном незатопленном гидравлическом прыжке и на послепрыжковом участке (на расстоянии x от начала прыжка) эмпирическую зависимость

$$\bar{c}_{95} = (x/a_{\text{пр}} - 8)^2 + 10\%. \quad (10.43)$$

Воздухо содержание в гидравлическом прыжке является функцией не только числа Фруда, но также, например, числа Вебера или числа Рейнольдса. Поэтому при использовании для практических расчетов зависимости (10.43) за пределами указанных выше характеристик q , Fr_1 , \bar{c}_{95} нужно иметь в виду, что в гидравлическом прыжке с большими размерами (при некотором $Fr_1 = \text{const}$) будет и больше воздухо содержание.

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.

Совершенный гидравлический прыжок, показанный на рис. 10.3, наблюдается при $Fr_1 = v_1^2/gh_1 > Fr_{1\text{пр}}$, а при $Fr_1 < Fr_{1\text{пр}}$ образуется «прыжок-волна» (рис. 10.4, б) в виде периодически затухающих волн. Высота первой волны $h_в$ значительно превышает вторую сопряженную глубину h_2 . Высоту $h_в$ предлагается находить из равенства удельной энергии волнового движения при $dh/dl =$

$= 0$ и $d^2h/dl^2 = (h_1/h_b - 1)/h_b$ в (10.2) и удельной энергии предшествующего волнам плавно изменяющегося движения, т. е. из уравнения

$$\frac{h_b}{h_1} - 1 = \frac{1}{2} Fr_1 \left[1 - \left(\frac{\omega_1}{\omega_b} \right)^2 + \frac{4}{3} \left(\frac{\omega_1}{\omega_b} \right)^2 \frac{S_b}{\omega_b h_b} (1 - h_1/h_b) \right]. \quad (10.44)$$

Когда высота первой волны достигает предельного значения, равного удельной энергии сечения за прыжком при глубине h_2 , удовлетворяющей равенству (10.28), прыжок-волна разрушается и переходит в совершенный прыжок. На основании этих решений [37] представляется возможным принять для волн в трапецидальном канале:

$$\eta_b = h_b/h_1 = (1 + Fr_1 - Fr_{кр})^{3/4}, \quad (10.45)$$

$$Fr_{1 пр} = (1 + 0,5 Fr_{кр})^3 - 1 + Fr_{кр}, \quad (10.46)$$

$$\eta_{в. пр} = h_{в. пр}/h_1 = (1 + 0,5 Fr_{кр})^{9/4}, \quad (10.47)$$

где $Fr_{кр} = v_{кр}^2/(gh_{кр})$. При этом получено:

для прямоугольного канала

$$Fr_{1 пр} = 3,3, \quad \eta_{в. пр} = 2,5 \text{ и } \eta_2 = 2,1;$$

для треугольного канала

$$Fr_{1 пр} = 1,4, \quad \eta_{в. пр} = 1,6 \text{ и } \eta_2 = 1,48;$$

для параболического канала

$$Fr_{1 пр} = 1,92, \quad \eta_{в. пр} = 1,86 \text{ и } \eta_2 = 1,65;$$

для потока в трубе оvoidального сечения

$$Fr_{1 пр} = 2,4, \quad \eta_{в. пр} = 2,1 \text{ и } \eta_2 = 1,84.$$

Параметры потока для высоты волны $h_b \approx D$ в круглой трубе получены следующие:

a_1	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Fr_1	3,28	2,4	1,88	1,54	1,38	1,34
a_2	0,84	0,88	0,9	0,9	0,9	—
$a_{пр}$	0,95	1,05	1,14	1,23	1,25	—

Эти данные показывают, что при степени наполнения $a_1 < 0,45$ прыжковая волна, не достигнув шельги трубы, разрушается и образуется совершенный прыжок, а при $a_1 > 0,45$ ($a_2 > 0,86$), прежде чем образоваться совершенному прыжку, волна заполняет все сечение трубы.

§ 10.6. Сопряжение бьефов

Нередко на канализационных коллекторах устраивают *перепадные колодцы*:

- 1) в местах присоединения притоков к глубоко заложеным 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. 10.5, а), а также после других искусственных сооружений: водослива, щитового затвора в отводящем канале (лотке) с уклоном $t_0 < t_{кр}$ 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. 10.5, б) глубина t в отводящем канале больше глубины h_2 , являющейся сопряженной с глубиной u 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. 10.5, 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. 10.5, 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 ($t \geq h_2$ или $h_1 \leq h_c$).

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:

$$T_0 = h_c + \alpha Q^2 / (2g\varphi^2\omega_c^2), \quad (10.1)$$

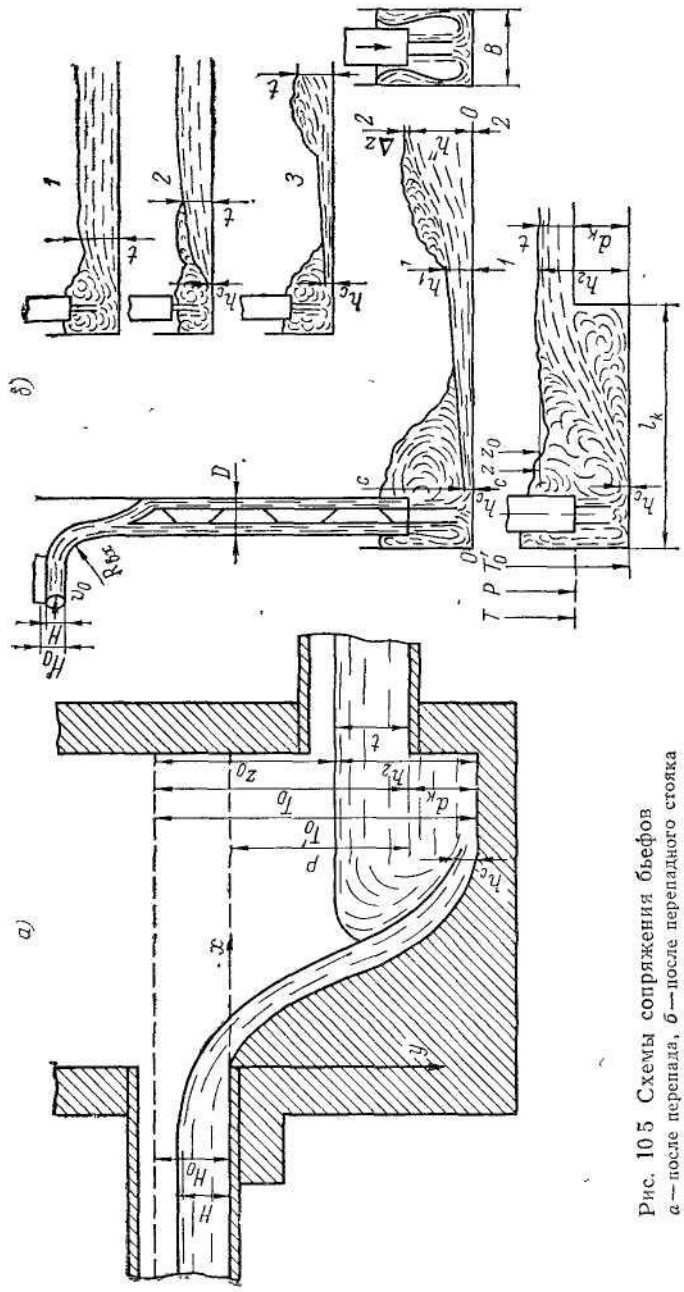


Рис. 105 Схемы сопряжения бьефон
 а—после перепада, б—после переднего столка

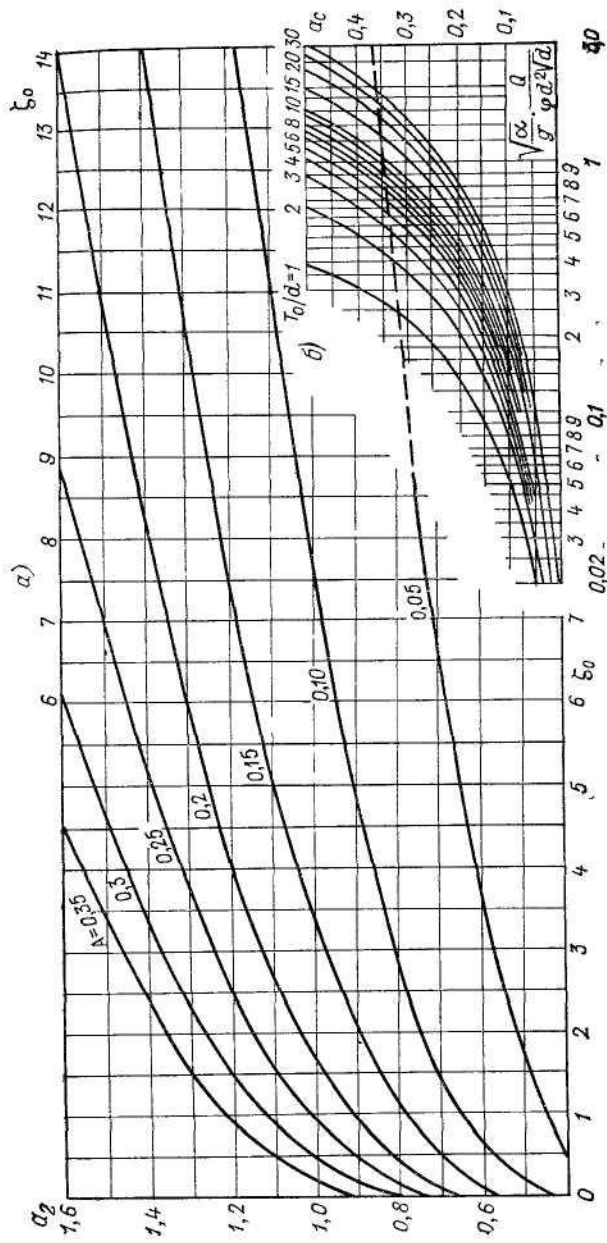


Рис 107 К расчету сопряжения в трубе круглого сечения
 а — график для определения относительной сопряженной глубины ξ_0 при $\lambda = h_0/D$, где $\xi_0 = z_0/D$ и $A = r_c^{1,2} \sqrt{\alpha Q/gD}$, б — график для определения относительной глубины в сжатом сечении $\alpha_c = h_0/D$

где $T_0 = T + \alpha v_0^2 / (2g)$ — удельная энергия потока в сечении перед сооружением; Q — расчетный расход; α — коэффициент Корзиолиса; φ — коэффициент скорости; ω_c — площадь живого сечения, соответствующая глубине h_c .

Для определения глубины h_c могут быть использованы графики, построенные В. Н. Козиничем (рис. 10.6, а и 10.7, б) для прямоугольного, трапецидального и круглого сечений канала. По В. Н. Козину, при $h_{кр}/T_0 \varphi^{2/3} \leq 0,4$ для прямоугольного канала

$$h_c/T_0 = 0,775 [h_{кр}/(\varphi T_0)]^{1,53}, \quad (10.49)$$

а при $0,02 \leq h_c/d \leq 0,3$ в круглом коллекторе

$$h_c/d = 0,725 [\sqrt{\alpha/(gT_0)} \cdot Q/(\varphi d^3)]^{0,67}. \quad (10.50)$$

Предельное значение удельной энергии $T_{0\text{пр}}$, соответствующее критической форме сопряжения, может быть приближенно определено по формуле

$$\left(\frac{T_0}{h_{кр}}\right)_{\text{пр}} = 0,6 \frac{h_2}{h_{кр}} \left[\frac{A}{A + (h_2/h_{кр})^x} \right]^{1/n} + \frac{1}{2n\varphi^2} \left[\frac{A + (h_2/h_{кр})^x}{A (h_2/h_{кр})^n} \right]^2; \quad (10.51)$$

параметры A , n и x — см. (10.35).

При $T_0 < T_{0\text{пр}}$ прыжок будет затоплен, а при $T_0 > T_{0\text{пр}}$ образуется отогнанный прыжок.

§ 10.7. Расчет водобойных колодцев

Глубина водобойного колодца

$$d_k = \sigma d_0 + (\sigma - 1)t = \sigma h_2 - t, \quad (10.52)$$

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:

$$T_0 + d_0 = z_0 + h_2 = h_c + \alpha Q^2 / (2g\varphi_c^2 \omega_c^3), \quad (10.53)$$

$$\alpha_0 Q^2 / (g\omega_c) + \omega_c z_c = \alpha_0 Q^2 / (g\omega_2) + \omega_2 z_2, \quad (10.54)$$

где ω_2 — площадь живого сечения потока за прыжком при глубине

$$h_2 = d_k + t. \quad (10.55)$$

На основании решения этих уравнений построены графики для прямоугольного канала (рис. 10.4) и водобойного колодца с дном криволинейного сечения, очерченного по радиусу трубы, в относительных координатах (рис. 10.7, а).

Расчет ведется в следующем порядке.

1 При заданных T , Q и t вычисляют для прямоугольного водобоя относительные величины:

$$\xi_0 = T_0/h_{кр}, \text{ где } T_0 = T + \alpha v_0^2/(2g); \quad (10.56)$$

$$\xi_n = t/h_{кр} \text{ и } \eta = \xi_0 - \xi_n - 1/(2\xi_n^2). \quad (10.57)$$

2. По графику на рис. 10.6, в, приняв соответствующее значение коэффициента скорости φ_c , по η находят ξ'_0 , а затем

$$d_0 = (\xi'_0 - \xi_0) h_{кр}. \quad (10.58)$$

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:

$$z_0 = z + \alpha v_0^2/(2g), \quad (10.59)$$

а затем ее относительную величину $\xi_0 = z_0/D$ и параметр

$$A = \sqrt{\alpha/(gD)} \cdot \varphi_c^{1,2} Q/D^2. \quad (10.60)$$

По графику (рис. 10.7, а) определяют относительную сопряженную глубину $a_2 = h_2/D$.

Глубина колодца

$$d_0 = h_2 - t = a_2 D - t. \quad (10.61)$$

В случае перепада с водосливной поверхностью, очерченной кривой (рис. 10.5, а)

$$x = l_1 \sqrt{y/p}, \quad (10.62)$$

длина колодца

$$l_k = 2l_1, \quad (10.63)$$

где

$$l_1 = 1,15 \sqrt{H_0(p + 0,33H_0)}. \quad (10.64)$$

Длину водобойного колодца от сжатого сечения можно определять по формуле

$$l_k = \beta l_n, \quad (10.65)$$

где l_n — длина гидравлического прыжка; β — коэффициент уменьшения длины водобойного колодца, равный, по исследованиям Н. Ф. Федорова, 0,6

§ 10.8. Расчет трубчатых перепадов

В трубчатых перепадах следует различать три вида движения турбулентного потока

- а) *безнапорное* (кольцевой поток);
- б) *переходное* (частично — напорное);
- в) *напорное*.

Перепады надо проектировать на безнапорный вид движения, ибо переходный вид движения характеризуется интенсивной пульсацией давлений и скоростей в стояке, а напорное движение сопровождается значительным вакуумом на стенках стояка и входной воронки, а также большими скоростями.

При гидравлическом расчете трубчатых перепадов (рис. 10.5, б) определяются: количество стояков и их диаметры, скорости на выходе из стояка, размеры водобойных колодцев. Пропускная способность стояка трубчатого перепада зависит от относительного радиуса закругления входной воронки.

$$Q = 0,61 \sqrt{g(R_{вх}/D + 1,5)} D^{2,5}. \quad (10.66)$$

Скорость потока, выходящего из стояка у дна водобойного колодца, определяется по формуле

$$v_b = \varphi_r \sqrt{2gT_0}. \quad (10.67)$$

Коэффициент скорости φ_r берется по графику на рис. 10.8.

При большой высоте перепада ($T_0 > 50D$) целесообразно устройство разрыва в месте стыковки труб, что уменьшает вакуум под входной воронкой и на стенках стояка.

Скорость потока в сжатом сечении (v_c) водобойного колодца находится по формуле

$$\begin{aligned} v_c = \frac{Q}{Bh_c} = v_b \sqrt{1 - \zeta'_{вк}} = \varphi_r \sqrt{1 - \zeta'_{вк}} \sqrt{2gT_0} = \\ = \varphi_c \sqrt{2gT_0}. \end{aligned} \quad (10.68)$$

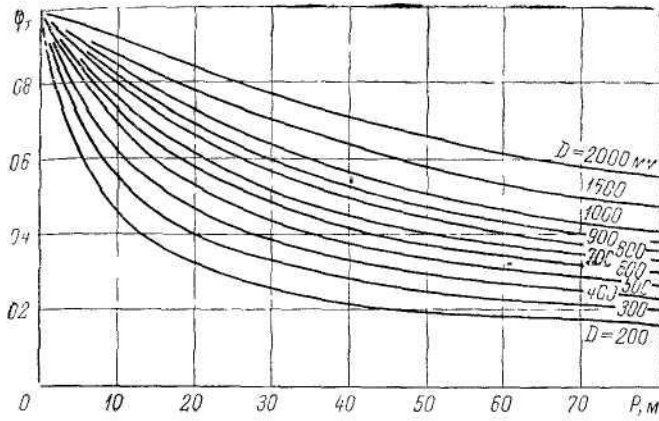


Рис. 108. График для определения коэффициента скорости ϕ в зависимости от высоты стояка p и его диаметра D (для чугунных труб)

Коэффициент сопротивления ζ'_{BK} зависит от отношения B/D :

$$\zeta'_{BK} = 0,3 + 0,15B/D. \quad (10.69)$$

Глубина водобойного колодца определяется согласно § 10.7, а длина

$$l_k \geq 1,5D + 2,25h_2. \quad (10.70)$$

Если $t > \sigma h_2$, следует принимать $d_k = h_2/4$.

Глубина и диаметр цилиндрического водобойного колодца (рис. 10.9) вычисляются по формулам:

$$d_k = \sigma h_2 - t = 1,1h_2 - h_{кр} = 0,55 \sqrt{Dv_B^2/(2g)} - \sqrt[3]{Q^2/(\pi^2 g D_{кол}^2)}; \quad (10.71)$$

$$D_{кол} = D + 4,6h_2. \quad (10.72)$$

Диаметр колодца может быть уменьшен на 30—40% до D'_k , но глубина d'_k в таком случае должна быть увеличена так, чтобы удовлетворялось равенство

$$d'_k/d = (D_k/D'_k)^2. \quad (10.73)$$

Наиболее равномерное распределение воды на входных воронках перепада с несколькими стояками достигается по схеме рис. 10.10, а при угле раскрытия $\alpha \leq 60^\circ$, а по схеме б — при $\alpha \leq 45^\circ$.

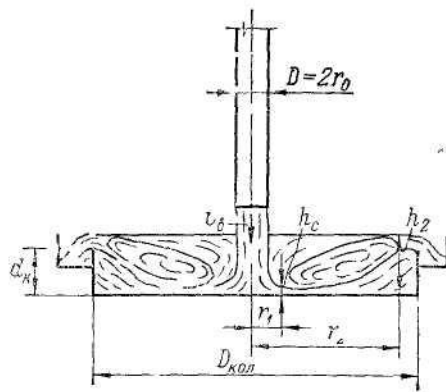


Рис. 10 9. Схема цилиндрического водобойного котлода

Наиболее высокий эффект гашения энергии достигается путем соударения потоков (рис. 10.11).

Ширина водобойной камеры B , ее глубина $h_{\text{кам}} \geq D$ и длина $B_{\text{к}}$, ширина отводящего лотка b принимаются конструктивно. Расстояние между стояками

$$l_{\text{ст}} = b + 2a > b + 1,5D. \quad (10.74)$$

При определении первой сопряженной глубины h_c или скорости v_c по (10.68) считаем $\zeta'_{\text{БК}} = 0,85$.

Строительную высоту водобойной камеры $h_{\text{стр}}$ с учетом пульсации и аэрации потока следует принимать:

$$h_{\text{стр}} = 1,8h_{\text{сб}} + h_{\text{кам}}, \quad (10.75)$$

где $h_{\text{ср}}$ — высота буруна, образующаяся в результате соударения двух потоков и определяемая при

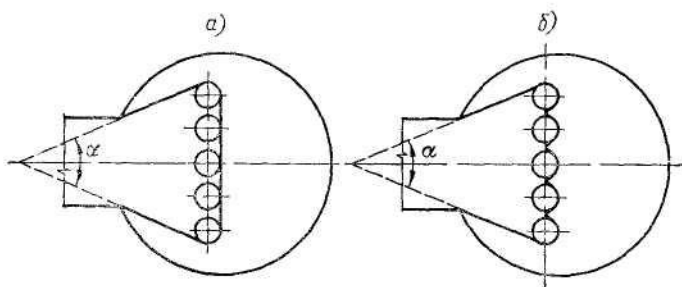


Рис. 10 10. Схема распределения воды на входных воронках сепаратора с несколькими стояками

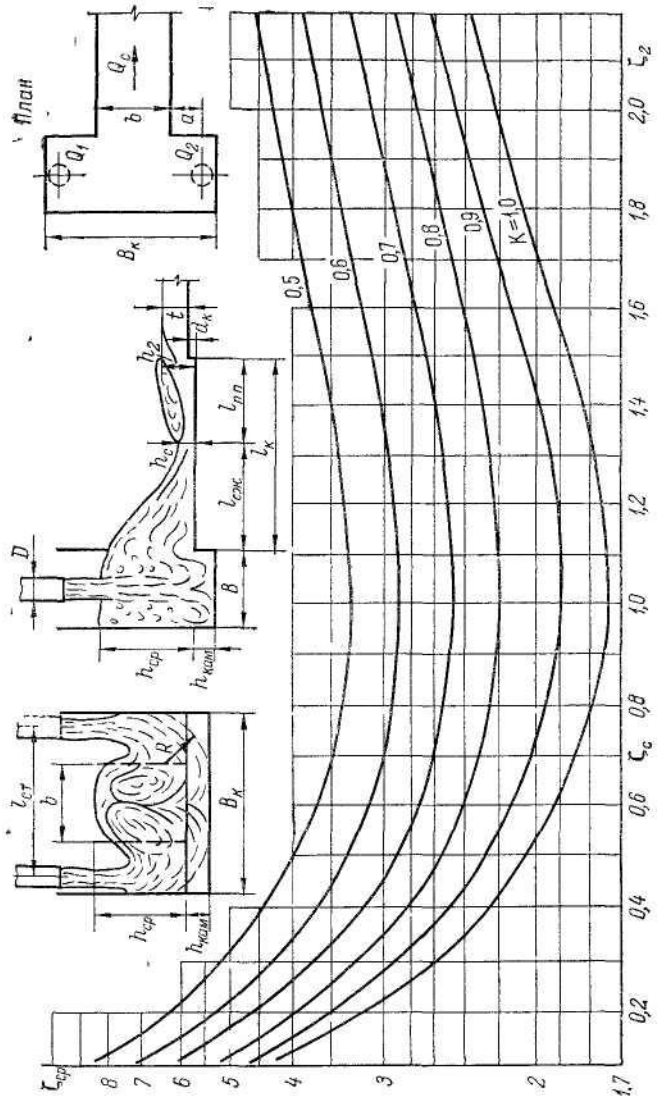


Рис. 10.11. Схема перепада с гашением энергии путем соударения потоков и график для определения высоты буруна $h_{ср}$ и второй сопряженной глубины

незатопленном гидравлическом прыжке по $\zeta_c = h_c/h_{кр}$ (рис. 10.11), а при затопленном прыжке — по $\zeta_2 = t/h_{кр}$.

На графике параметр k , учитывающий различие в давлении и плотности жидкости в буруне и сжатом сечении отводящего лотка при $B/D = 1,25 \div 7,1$ и $B/b = 0,5 \div 4,0$, определяется по формуле

$$k = 1 - 0,1 (b_1/B)^{1,8} [g^{1,5} D^{3,5} / (v_B Q_1)]^{0,025}, \quad (10.76)$$

где Q_1 и b_1 — расход и ширина камеры, приходящиеся на первый стояк.

Устройство водобойного колодца необходимо при $Fr_c > 3,3$ и $\sigma h_2 > t$ длиной

$$l_{кр} = 1,5h_{кр} + 2,25h_2. \quad (10.77)$$

Если $Fr_c < 3,3$, в отводящем лотке образуется прыжок-волна, который может оказывать динамическое воздействие на свод коллектора.

Подключение стояка к шельге коллектора (рис. 10.12) позволяет исключить строительство шахт и устраивать стояк в пробуренной для этой цели скважине. Величина подпора в коллекторе Δh , образующегося в результате подключения перепада, находится по зависимости

$$\begin{aligned} \Delta h &= 1,4 [Q_n v_B / (Q_k v_p)]^{0,6} v_p^2 / (2g) = \\ &= 1,4 (\eta_Q \eta_v)^{0,6} v_p^2 / (2g), \end{aligned} \quad (10.78)$$

где v_p — средняя скорость равномерного движения расхода Q_k .

Скорость потока v_1 в сечении перед перепадом с учетом подпора должна быть больше заиляющей ($v_1 \geq v_{дон}$). Если окажется, что $v_1 < v_{дон}$, то в месте подключения стояка отметку дна коллектора надо понизить на величину Δh . Глубины после соединения потоков устанавливаются по графику (рис. 10.12), на котором $Fr_1 = v_1^2 / (gh_1)$; h_n — глубина погружения центра тяжести — связана с наполнением трубы следующим образом:

h/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
h_n/D	0,04	0,08	0,122	0,166	0,211	0,259	0,312	0,365

Общая длина интенсивного воздействия потока на коллектор находится по формуле

$$l_{кр} = 1,5D + l_6 + l_{пр}, \quad (10.79)$$

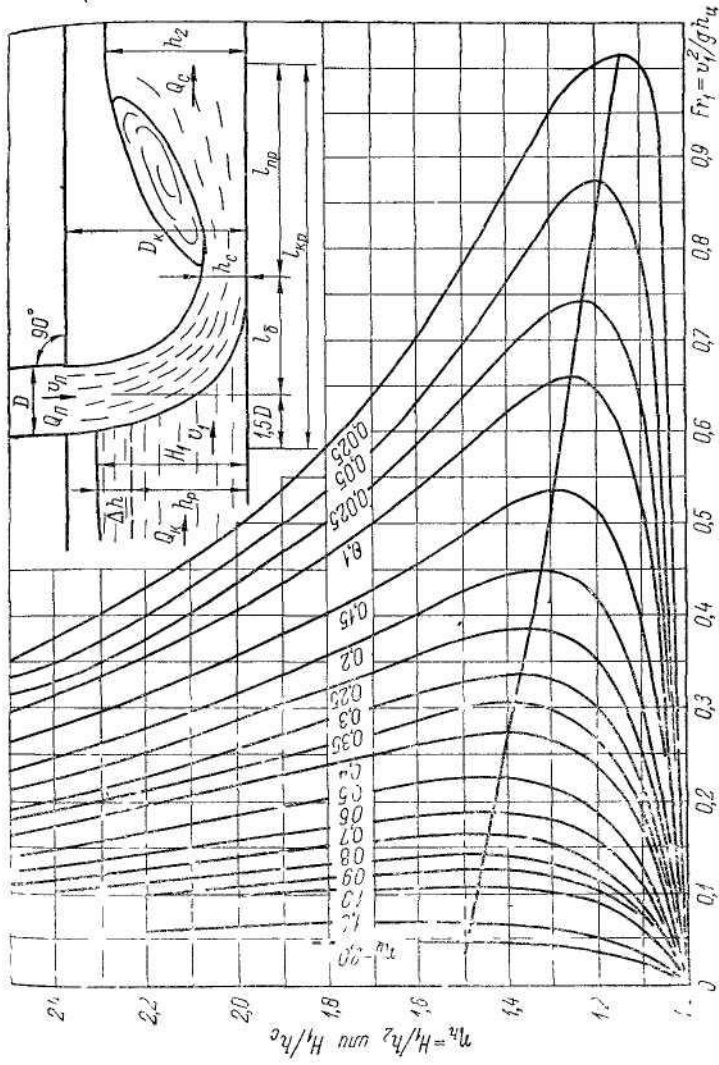


Рис. 10.12 Схема подключения стояка к шельге коллектора и график для определения η_k через η_Q и Fr_1

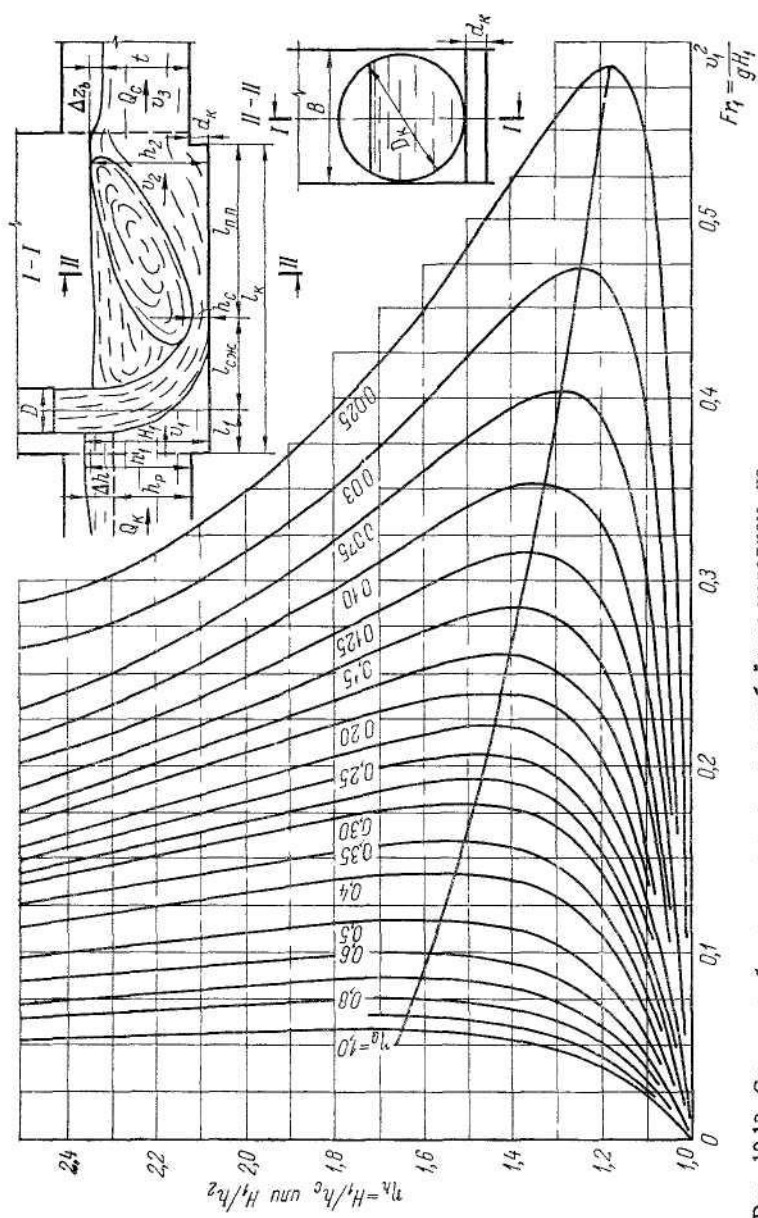


Рис. 10.13 Схема грубого перепада с водобойным колодезем на коллекторе и график для определения η_n через η_Q и $F\eta_1$

где для длины сноса струи рекомендуется зависимость

$$l_0 = (2,3 \div 2,5) D (v_1/v_B)^2 (H_1/D)^{2,05} (H_1/D_k)^{0,5}. \quad (10.79a)$$

При устройстве водобойного прямоугольного колодца на коллекторе (рис. 10.13) величина подпора Δh , вызванная подключением перепада, определяется по зависимости

$$\Delta h = 3 (D/B)^{0,56} (\eta_Q \eta_v)^{0,6} v_p^2 / (2g). \quad (10.80)$$

Глубины после соединения потоков находятся по графику рис. 10.13. Глубина водобойного колодца

$$d_k = 1,05h_2 - t - \Delta z_B, \quad (10.81)$$

где $\Delta z_B = (v_3^2 - v_2^2) / (2g)$ — перепад уровней на входе потока в отводящий коллектор.

Длина колодца принимается:

$$l_k = (1,5 \div 2) D + l_{сж} + l_{пр}, \quad (10.82)$$

где

$$l_{сж} = (1,2 \div 1,35) D (v_1/v_0)^2 (H_1/D)^{0,55}. \quad (10.83)$$

Пример 2. Рассчитаем трубчатый перепад высотой $T_0 = 60$ м на расход сточной жидкости $Q = 3$ м³/с. Глубина потока в отводящем коллекторе $D_k = 1500$ мм при $i = 0,004$ равна $t = 0,96$ м.

По формуле (10.66) расход $Q = 3$ м³/с пропустит стояк с $D_{ст} = 900$ мм и радиусом входной воронки $R_{вх} = 3D$.

Скорость у дна водобойного колодца

$$v_B = \varphi_T \sqrt{2gT'_0} = 0,45 \sqrt{19,6 \cdot 61} = 15,5 \text{ м/с},$$

где $T'_0 = 61$ м с учетом предварительно принятой глубины колодца $d_k = 1$ м.

Скорость в сжатом сечении при $B/D = 3$.

$$v_c = \sqrt{1 - 0,75} \cdot 15,5 = 7,75 \text{ м/с}.$$

Первая сопряженная глубина

$$h'_c = Q / (Bv_c) = 3 / (2,7 \cdot 7,75) = 0,143 \text{ м}.$$

При

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 3^2}{2,7^2 \cdot 9,8}} = \sqrt[3]{0,138} = 0,515 \text{ м}$$

вторая сопряженная глубина

$$h_c'' = \frac{1}{2} h_c' (\sqrt{1 + 8h_{кр}^3/h_c^3} - 1) =$$

$$= 1,143/2 (\sqrt{1 + 8 \cdot 0,515^3/0,143^3} - 1) = 1,32 \text{ м.}$$

Глубина и длина водобойного колодца:

$$d_k = \sigma h_c'' - t = 1,3 \cdot 1,32 - 0,96 = 0,76 \text{ м;}$$

$$l_k = 1,5D_{ст} + 2,25h_c'' = 1,35 + 2,84 = 4,19 \text{ м.}$$

§ 10.9. Расчет многоступенчатых перепадов

Для гашения энергии падающей струи при значительных скоростях в основании стояка устраиваются многоступенчатые перепады шахтного типа круглой или прямоугольной формы, представляющие собой стояк, в который вделаны ступени, обращенные навстречу друг другу (рис. 10.14).

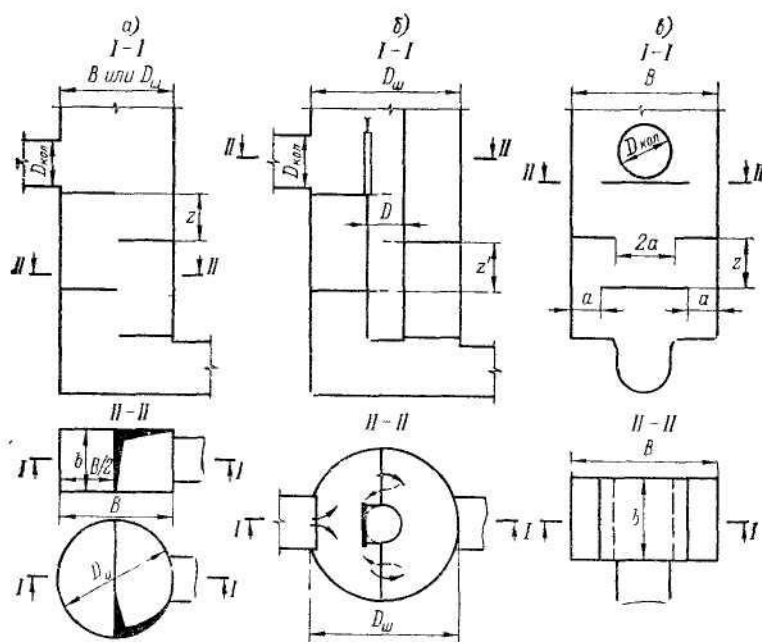


Рис. 10.14. Схемы многоступенчатых (шахтных) перепадов

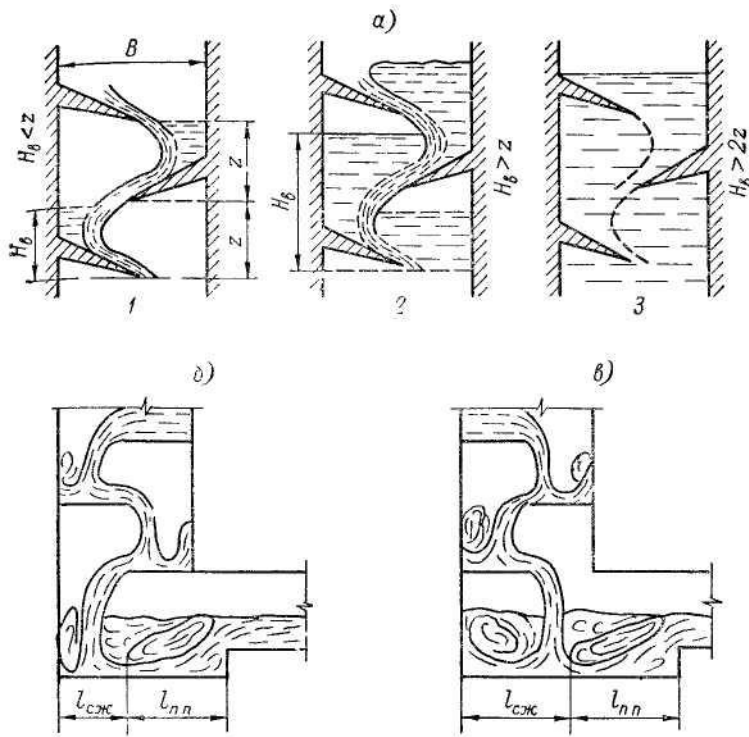


Рис 10.15 Схемы движения воды в шахтном перепаде (а) (1 — безнапорное движение; 2 — полунанпорное движение; 3 — напорное движение; B — ширина стояка; z — высота одной секции стояка; H_b — высота водоворота) и сопряжения многоступенчатого шахтного перепада с дном (б, в)

Движение сточных вод по многоступенчатому перепаду может быть (рис. 10.15, а):

а) безнапорным (расчетный случай), которое характеризуется свободным течением со ступени на ступень, образованием водоворотных зон с аэрацией потока; высота водоворота при этой форме подчиняется неравенству

$$0 < H_b < z; \quad (10.84)$$

скорость падения сточной жидкости после третьей ступени практически стабилизируется, и в дальнейшем движение становится квазиравномерным;

б) с увеличением расхода над первой верхней ступенью возникает столб жидкости, превышающий расстояние между ступенями, происходит затопленное истечение при наличии аэрации потока — это полунпорное движение или переходная его форма;

в) при дальнейшем увеличении расхода над первой ступенью образуется столб жидкости, значительно превышающий расстояние между ступенями, вплоть до создания подпора у бокового притока — напорное движение.

Расчет перепадов по схеме рис. 10.14, а производят по формулам:

$$z = k_Q q^{2/3} \text{ [м]}, \quad (10.85)$$

$$v = k_v q^{1/3} \text{ [м/с]}, \quad (10.86)$$

где $q = Q/D_{\text{ш}}$ — для круглых шахт; $q = Q/b$ — для прямоугольных шахт; v — скорость потока на выходе со ступеней, м/с; Q — расход сточной жидкости, м³/с; B или $D_{\text{ш}}$ — ширина или диаметр шахты многоступенчатого перепада, м; b — ширина ступеней, м.

Коэффициенты k_Q и k_v принимаются в зависимости от относительного шага ступеней:

z/B или $z/D_{\text{ш}}$. . .	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	2,4
k_Q	0,90	0,97	1,06	1,12	1,16	1,20
k_v	3,21	4,21	5,52	6,46	7,25	7,73

Многоступенчатые перепады с гладким стояком диаметром D внутри (рис. 10.14, б) рассчитываются по (10.85) и (10.86). Однако полученные по (10.85) значения z при заданных величинах расхода Q , диаметра шахты $D_{\text{ш}}$ и диаметра гладкого стояка D следует увеличить и принимать шаг ступеней

$$z' = z D_{\text{ш}}^2 / (D_{\text{ш}}^2 - D^2) \text{ [м]}. \quad (10.87)$$

Трубчатый стояк внутри шахты используется для аварийных сбросов. Его диаметр и скорость потока на выходе из стояка надо рассчитывать по методике, изложенной в § 10.8. Для многоступенчатых перепадов (рис. 10.14, в) шаг ступеней z и ширина щели a между центральными ступенями и боковыми стенками:

$$z = 1,09 q^{2/3} \text{ [м]}, \quad (10.88)$$

$$a = 0,27 q^{2/3} \text{ [м]}. \quad (10.89)$$

Ширину продольной стенки B следует принимать не менее $5a$.

При проверке на возможность образования отогнанного гидравлического прыжка глубину в сжатом сечении можно принимать $h_c = q/v$, где v вычисляется по (10.86); $h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2/g}$.

Длина водобойного колодца (рис. 10.15, б и в) определяется по формуле

$$l_k = l_{сж} + 2,7h_2, \quad (10.90)$$

где $l_{сж} = (0 \div 0,25)B$ (рис. 10.15, б); $l_{сж} = (0,5 \div 0,75)B$ (рис. 10.15, в).

Расчет многоступенчатых перепадов с водобойными стенками (рис. 10.16) в прямоугольных каналах производится в следующем порядке.

После разбивки общего перепада P на n ступеней со стенками падения $p = P/n$ (рис. 10.16) определяют высоты водобойных стенок.

Согласно предложению И. И. Науменко, при $h_{кр}/p < 0,8$ высота сплошной водобойной стенки на первой и последующих ступенях

$$c = 0,6 \sqrt{ph_{кр}}, \quad (10.91)$$

а при $h_{кр}/p > 0,8$ высоту ее на первой ступени находят по (10.91); на второй и последующих ступенях высота стенки несколько увеличивается

$$c = 0,23p + 0,39h_{кр}. \quad (10.92)$$

Высота прорезной водобойной стенки (на рис. 10.16, а — вид А) при $h_{кр}/p < 1$ на первой и последующих ступенях

$$c = 0,2p + 0,64h_{кр}; \quad (10.93)$$

при $h_{кр}/p > 1$ высоту прорезной стенки на первой ступени следует несколько уменьшать в соответствии с зависимостью

$$c = 0,84 \sqrt{ph_{кр}}. \quad (10.94)$$

Длина «отлета» струи l_0 может быть вычислена по следующим зависимостям:

при установке сплошных водобойных стенок

$$l_0 = 1,65h_{кр} + 0,65(c + p); \quad (10.95)$$

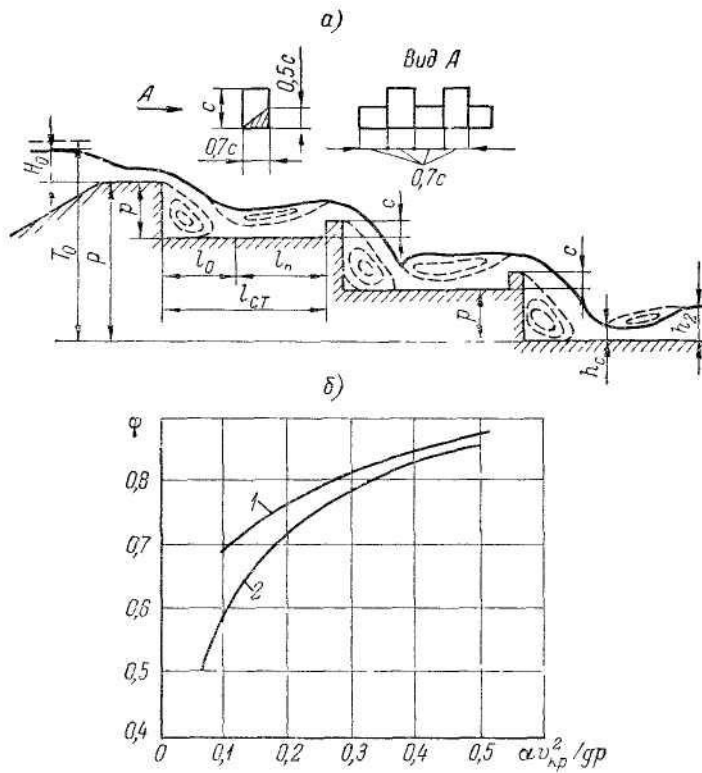


Рис 10.16 К расчету многоступенчатых перепадов
 а — расчетная схема; б — график зависимости коэффициента скорости на одноступенчатом перепаде
 1 — на канале прямоугольного сечения; 2 — при перепадах на трубопроводах круглого сечения

при установке прорезных водобойных стенок

$$l_0 = 1,67h_{кр} + 0,52(c + p). \quad (10.95)$$

Длину ступеней можно принимать одинаковой:

$$l_{CT} = l_0 + 1,5h_2, \quad (10.97)$$

где h_2 — вторая сопряженная глубина, вычисленная по максимальному расчетному расходу.

Для коэффициента скорости φ_c в конце многоступенчатого перепада, входящего в уравнение энергии

$$T_0 = h_c + \alpha q^2 / (2g\varphi_c^2 h_c^2), \quad (10.98)$$

предлагаются следующие зависимости:

при установке сплошных водобойных стенок

$$\varphi_c = 0,456 - 0,009n + (1,047 - 0,0716n + 0,0041n^2) h_{кр}/P, \quad (10.99)$$

при установке прорезных водобойных стенок

$$\varphi_c = 0,406 - 0,0145n + (0,782 + 0,0831n - 0,0038n^2) h_{кр}/P. \quad (10.100)$$

На многоступенчатых перепадах без водобойных стенок величина φ_c на 15—20% выше значения φ_c за теми же перепадами, но с водобойными стенками.

Глубина на уступе h_y обычно меньше критической и может быть выражена так:

$$\omega_y = \omega_k^2 / (\omega_k + B_k h_u), \quad (10.101)$$

где ω_y и ω_k — площади сечения при глубинах h_y и $h_{кр}$. Отношение глубины над кромкой перепада к критической глубине при истечении из круглой трубы $h_y/h_{кр} \approx 0,73$ и расстояние от стенки падения до сжатого сечения, по данным В. С. Кальфа, составляет:

$$l_0 = v_{кон} \sqrt{(2p + h_{кон})/g}. \quad (10.102)$$

Значения коэффициента скорости, входящего в уравнение баланса удельной энергии при сопряжении бьефов

$$h_k + av_k^2/(2g) + p = h_c + av_c^2/(2g\varphi^2), \quad (10.103)$$

представлены на рис. 10.16, б.

§ 10.10. Расчет быстроток

В некоторых случаях по условиям строительства и из технико-экономического обоснования возможно устройство перепадов, выполненных в виде быстроток (рис. 10.17). Быстроток устраивается в наклонной штольне. Угол наклона штольни θ определяется условиями строительства.

Глубина потока на входе в быстроток может приниматься критической или, точнее, выраженной по (9.87). Глубина h_c и скорость v_c в конце быстротока находятся путем расчета неравномерного движения, как указано в § 10.3 или 10.4. Вторая сопряженная глубина h_2 и глубина водобойного колодца определяются по методике, изложенной в § 10.7.

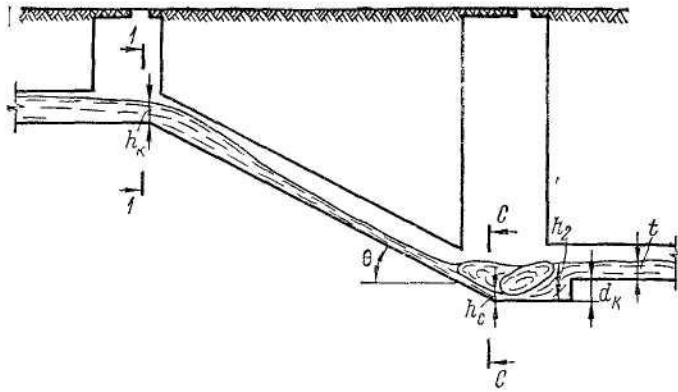


Рис 10.17 Схема перепада-быстротока

Длина водобойного колодца может быть принята

$$l_k = 3,4 \div 3,8h_2. \quad (10.104)$$

При расчете быстротока следует иметь в виду, что при уклонах $i_0 \leq 0,1$ большая сопряженная глубина h_{2i} по вертикали определяется по формуле

$$h_{2i} = h_2 + kh_1i_0, \quad (10.105)$$

где h_2 — вторая сопряженная глубина в горизонтальном канале (см. § 10.6) при глубине h_1 до прыжка; k — опытный коэффициент:

Fr_1	...	5	10	15	20	25	30	35	40
k	...	16,3	21,8	26,5	30,8	34,6	38	41	43

Длина прыжка (горизонтальная), по Г. К. Илчеву:

$$l_{пт} = (1 + 3,75i_0)l_n. \quad (10.106)$$

При большом продольном уклоне ($i_0 > 0,2$) глубина потока измеряется не по вертикали, а по нормали к дну, и при определении критической глубины по (8.32) нужно в знаменатель правой ее части вводить $\cos \theta$, где θ — угол наклона дна быстротока к горизонту. Поток на быстротоке следует проверить на устойчивость по (8.29) и на аэрацию по (8.30).

При проектировании быстротоков, в пределах которых может быть осуществлено или сужение, или расширение, или поворот в плане бурных высокоскоростных потоков воды, следует руководствоваться пособием А. А. Турсунова «Открытые береговые водосбросные сооружения» (ЛПИ, 1977).

**НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ БЕЗНАПОРНОЕ
ДВИЖЕНИЕ**

§ 11.1. Общие характеристики и уравнения

Неустановившимся движением потока называют такое, когда скорости, глубины и расход его изменяются как во времени, так и по длине. При неустановившемся движении различают:

прямые волны, распространяющиеся по течению потока;

обратные волны — против течения;

положительные волны — при возрастании уровня воды;

отрицательные волны — при убывании уровня воды.

При распространении прямой положительной волны в открытом канале наблюдается распластывание или трансформация волны, ибо элементы профиля волны, лежащие на более высоких отметках, перемещаются быстрее, чем расположенные ниже. Трансформация характеризуется тем, что происходит снижение высоты волны и максимального расхода по длине канала.

В случае неустановившегося движения при возрастании расхода уклон потока увеличивается, а при убывании — уменьшается по сравнению с уклоном для установившегося движения. Поэтому глубины, необходимые для пропуска заданных расходов, при их возрастании меньше, а при их убывании — больше тех, которые представляются кривой $Q = f(h)$ для установившегося движения. В связи с этим зависимость $Q = f(h)$ для неустановившегося движения является неоднозначной и имеет форму петли (рис. 11.1). Обычно неустановившееся движение рассматривается одномерным, исследуются лишь средние характеристики потока.

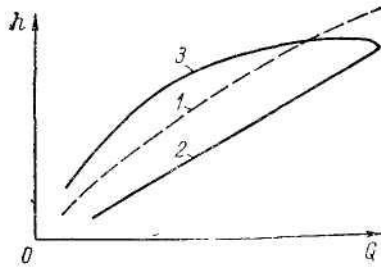


Рис 111 Зависимость $Q = f(h)$
1 — установившееся движение; 2 — при
подъеме уровней; 3 — при спаде уровней

Скорость распростра-
нения возмущения (фрон-
та волны) c выражается
формулой

$$c = v \pm \sqrt{g\omega/B} = \\ = v \pm \sqrt{gh_{cp}}, \quad (11.1)$$

где h_{cp} — средняя глуби-
на потока; знак в этой
формуле зависит от того,
распространяется ли вол-
на по течению или против
него.

Дифференциальные уравнения неустановившегося
движения в открытых каналах в рамках одномерной не-
линейной теории длинных волн были даны Сен-Вена-
ном и могут быть описаны динамическим уравнением

$$i_0 - \frac{\partial h}{\partial S} + \frac{\alpha_0 q}{g\omega} (\theta - v) - i_f = \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{\partial v^2}{\partial S} + \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \quad (11.2)$$

и уравнением неразрывности

$$\partial Q / \partial S + \partial \omega / \partial t = q; \quad (11.3)$$

здесь θ — проекция скорости присоединяемого притока q
на основное направление скорости потока; q — боковая
приточность в единицу времени на единицу длины.

Уклон трения i_f зависит от степени нестационарности
движения, выражаемой через параметр $\Pi_{н.с} =$
 $= h \partial Q / (Q v \partial t)$. При малых параметрах нестационар-
ности ($\Pi_{н.с} < 0,5$), как показывают исследования, потери
напора на трение в каждом конкретном створе для каж-
дого данного момента могут определяться по формуле
равномерного движения.

Методы решения системы нелинейных с переменными
коэффициентами дифференциальных уравнений (11.2) и
(11.3) в частных производных гиперболического типа
можно условно разделить на две группы. К первой
группе относят строгие методы интегрирования уравне-
ний Сен-Венана, реализуемые в основном с помощью
ЭЦВМ. Ко второй группе относят упрощенные методы,
основанные на каких-либо допущениях, реализуемые на
аналоговых вычислительных машинах или путем руч-
ного счета.

Для канализации представляет интерес движение паводков воды в каналах, образующихся в результате ливневого (дождевого) стока с водосборных бассейнов. Задача расчета безнапорных дождевых потоков решается уравнениями (11.2) и (11.3) при определенных граничных и начальных условиях. За начальное условие обычно принимается равномерное движение воды с расходом Q_n перед паводком.

В качестве левого граничного условия принимается график притока дождевых вод к начальному сечению, схематизированный в виде треугольника или многоугольника. По рекомендации ЛНИИ АКХ, график нарастающих расходов выражается уравнением

$$Q = Q_n + Q_m (t/t_0)^{1-n}, \quad (11.4)$$

а при спаде расходов

$$Q = Q_n + Q_m [(t/t_0)^{1-n} - (t/t_0 - 1)^{1-n}], \quad (11.5)$$

где Q_m — максимальный расход, отвечающий времени t_0 ; n — показатель степени в формуле (13.99) интенсивности дождей.

Правое граничное условие может характеризоваться или постоянством уровня, когда спуск воды производится под уровень, или однозначной связью между расходом и глубиной, если участок канала заканчивается уступом или быстротоком, в конечном сечении канала. В. А. Большаков принимает эту связь по формуле водослива с нулевой высотой порога.

§ 11.2. Приближенный расчет дождевых паводков

Ведущее место в разработке численных методов решения уравнений Сен-Венана на ЭЦВМ принадлежит Институту гидродинамики СО АН СССР. Алгоритм метода прогонки по неявной разностной схеме широко использован в Киевском автомобильно-дорожном институте для расчета на ЭЦВМ неустановившегося движения ливневых вод в открытых руслах.

Наиболее близкую к действительным условиям характеристику потока при дождевом паводке можно получить путем решения уравнения (11.6), к которому в первом (линейном) приближении приводятся уравнения (11.2) и (11.3), с помощью двойных ортонормированных рядов функций Лаггера от τ (11.8)

с коэффициентами, зависящими от S , в виде полиномов Лежандра (11.9):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial S^2} (\alpha v_0^2 - c^2) + 2\sqrt{\alpha} v_0 \frac{\partial^2 h}{\partial S \partial t} + \beta \frac{\partial h}{\partial t} + \gamma \frac{\partial h}{\partial S} = 0, \quad (11.6)$$

где

$$c^2 = g\omega_0/B_0; \quad \beta = 2gi_0/v_0; \quad \gamma = 2gi_0(1 + 0,5Nc^2/h_0). \quad (11.7)$$

Индексом «0» обозначены параметры потока при равномерном движении, показатель N принят по (8.53):

$$h(\tau) = h_u + e^{-\tau/2} \left[P_0 + P_1(1 - \tau) + P_2(1 - 2\tau + \tau^2/2) + \right. \\ \left. + P_3(1 - 3\tau + 1,5\tau^2 - \tau^3/6) + \dots + \frac{P_n}{n!} e^\tau \cdot \frac{d^n (\tau^n e^{-\tau})}{d\tau^n} \right]; \quad (11.8)$$

$$P_i = b_{i0} + b_{i1}(2s - 1) + \frac{1}{2} b_{i2}[3(2s - 1)^2 - 1] + \\ + \frac{1}{2} b_{i3}(2s - 1)[5(2s - 1)^2 - 3] + \dots \\ \dots + b_{im} \frac{1}{2^m m!} \cdot \frac{d^m [(2s - 1)^2 - 1]^m}{d(2s - 1)^m}. \quad (11.9)$$

Постоянные b_{ik} находятся из граничных условий и условия ортогональности:

$$\int_0^1 \int_0^1 G(s, \tau) M(b_{ik}) ds d\tau = 0, \quad (11.10)$$

где $G(s, \tau)$ — уравнение (11.6) после подстановки в него h по (11.8); $M(b_{ik}) = \varphi_i(\tau) \cdot \Psi_k(s)$ — функция при любом коэффициенте b_{ik} , состоящая из произведения i -й функции Лаггера и k -го члена полинома Лежандра; здесь $s = S/L$ и $\tau = t/t_0$; t_0 — время от начала паводка до максимальной глубины h_m в начальном сечении (при $S = 0$) канала длиной L .

А. М. Кургановым значения коэффициентов b_{ik} получены (Известия вузов, «Энергетика», № 9, 1977 г.) при постоянном уровне воды в конечном сечении ($s = 1,0$) канала, когда отметку поверхности воды в конце канала у выпуска ($S = L$) можно принимать равной отметке уровня воды в водоеме.

При безнапорном течении в трубопроводах с наполнением $\alpha > 0,5$ и с учетом (8.6) в уравнении (11.6) сле-

дует принимать $N = 0$, а вместо h — площадь живого сечения ω .

Максимальный расход проходит раньше наступления максимального уровня воды в момент $\tau_* < 1,0$ и по отношению к расходу при полном заполнении трубы и равномерном движении Q_n составляет:

$$Q_m/Q_n = \sqrt{1 + \frac{8}{3} \frac{D}{i_0 t_0 v_n} \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)} \cdot \frac{\omega}{\omega_n} \approx \approx \left(1 + \frac{4}{3} A \frac{\partial \omega_*}{\partial \tau} \right) \omega_*. \quad (11.11)$$

Момент τ_* находится из условия $\partial Q/\partial \tau = 0$, т. е. из уравнения

$$\frac{4}{3} A \left[\omega_* \frac{\partial^2 \omega_*}{\partial \tau^2} + \left(\frac{\partial \omega_*}{\partial \tau} \right)^2 \right] = - \frac{\partial \omega_*}{\partial \tau}. \quad (11.12)$$

В качестве расчетного уравнения изменения уровня в начальном сечении можно принять ряд из первых четырех членов функций Лаггера, представленный в виде:

$$\omega_* = \frac{\omega}{\omega_n} = \frac{\omega_n}{\omega_n} + \left(1 - \frac{\omega_n}{\omega_n} \right) \left(1 + \frac{1}{2} \tau - \frac{1}{2} \tau^2 \right) \tau e^{\frac{1-\tau}{2}}. \quad (11.13)$$

Пример. Коллектор $D = 900$ мм, длиной $L = 480$ м отводит дождевые воды в водоем. При начальном расходе $Q_n = 363$ л/с и уклоне $i_0 = 0,0016$ наполнение составляет $a_0 = 0,5$. За время $t_0 = 664$ с от начала паводка коллектор заполняется полностью.

Определим максимальный расход в начальном сечении и время его наступления. Подставляя в (11.12)

$$\frac{\partial \omega_*}{\partial \tau} = \left(1 + \frac{1}{2} \tau - \frac{7}{4} \tau^2 + \frac{1}{4} \tau^3 \right) e^{\frac{1-\tau}{2}} (1 - \omega_{*n})$$

и

$$\frac{\partial^2 \omega_*}{\partial \tau^2} = - \frac{1}{8} \tau (30 - 13\tau + \tau^2) e^{\frac{1-\tau}{2}} (1 - \omega_{*n}),$$

при

$$A = \frac{D}{i_0 t_0 v_n} = \frac{0,9}{0,0016 \cdot 644 \cdot 1,14} = 0,764$$

находим $\tau_* = 0,5$.

305

По (11.11) при $\partial \omega_*/\partial \tau = 0,542$ и $\omega_* = 0,861$ имеем:

$$Q/Q_n = 0,861 \sqrt{1 + \frac{8}{3} \cdot 0,764 \cdot 0,542} = = 0,861 \sqrt{2,11} = 1,25; v/v_n = 1,45;$$

следовательно, в момент $t = \tau_* t_0 = 322$ с будет наблюдаться в начальном сечении максимальный расход $Q_m = 910$ л/с, при этом средняя скорость течения будет на 45% больше, чем при полном заполнении равномерного потока.

Глава двенадцатая

ФИЛЬТРАЦИЯ

§ 12.1. 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 i и действительной скоростью течения u имеет вид:

$$i = A \nu u / (gR^2) + B u^2 / (gR), \quad (12.1)$$

где A и B — безразмерные коэффициенты ($5 < A < 12$; $0,2 < B < 0,5$).

Гидравлический радиус R однородного сыпучего пористого материала определяется по формуле

$$R = \frac{nd}{6k_\phi(1-n)}, \quad (12.2)$$

где d — диаметр шара, равновеликого (по объему) зерну сыпучего материала (14.2); k_ϕ — коэффициент формы по (14.3): отношение поверхности зерна к поверхности шара диаметром d (см. табл. 14.1); обычно $1 < k_\phi < 1,05$.

Для неоднородного сыпучего материала

$$1/d = \sum_{i=1}^m \gamma_i / d_i, \quad (12.3)$$

где γ_i — доля (объемная) материала с зернами диаметром d_i ;

$$\sum_{i=1}^m \gamma_i = 1.$$

Из (12.1) получаем:

$$i = v/k + (v/k_v)^2, \quad (12.4)$$

где k — коэффициент фильтрации; k_T — коэффициент турбулентной фильтрации.

Из (12.1) и (12.4) имеем:

$$k = ngR^2/(Av); \quad (12.5)$$

$$k_T = \sqrt{n^2gR/B}. \quad (12.6)$$

Уравнение (12.1) приводится к виду формулы Дарси:

$$i = \lambda/(4R) \cdot u^2/(2g), \quad (12.7)$$

где

$$\lambda = 8A/Re + 8B; \quad (12.8)$$

$$Re = uR/\nu. \quad (12.9)$$

При $Re < 1 \div 5$ наблюдается линейная зависимость между скоростью фильтрации и гидравлическим уклоном, так как второе слагаемое правой части (12.1) мало по сравнению с первым; это — закон Дарси

$$v = ki, \quad (12.10)$$

описывающий ламинарную фильтрацию.

При фильтрации в каменной наброске, трещиноватой скале наблюдается квадратичная зависимость

$$v = k_T \sqrt{i}; \quad (12.11)$$

в данном случае фильтрация называется турбулентной. Формула (12.5) 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:

$$i = (\rho_s/\rho - 1)(1 - n)/n, \quad (12.12)$$

где ρ_s — плотность зерен пористого материала; i — гидравлический уклон по (12.1).

При расширении загрузки устанавливается такая пористость ее n , которая удовлетворяет (12.12).

Линейный закон фильтрации (12.10) применим при скоростях ее меньше некоторых «критических» значений:

$$v < v_{кр}. \quad (12.13)$$

Критическую скорость можно выразить формулой М. Д. Миллионщикова

$$v_{кр} = 0,022n\nu \sqrt{n/c}, \quad (12.14)$$

где c — коэффициент проницаемости, характеризующий фильтрационные свойства среды независимо от рода жидкости (табл. 12.1); он имеет размерность площади

Таблица 12.1

Фильтрационные свойства типичных пористых материалов

Материал	Коэффициент пористости n	Удельная поверхность, $\text{см}^2/\text{см}^3$	Коэффициент проницаемости c , см^4
Кварцевый порошок	0,37—0,49	$6,8 \cdot 10^3 - 8,9 \cdot 10^3$	$(13 \div 51) \cdot 10^{-10}$
Керамзитовый песок	0,67—0,72	—	$(147d - 13) \cdot 10^{-8}$ (d в мм)
Рыхлый песок	0,37—0,50	$1,5 \cdot 10^2 - 2,2 \cdot 10^2$	$(2 \div 18) \cdot 10^{-6}$
Почва	0,43—0,54	$2 \cdot 10^3 - 4 \cdot 10^3$	$(2,9 \div 14) \cdot 10^{-8}$
Песчаник	0,08—0,38	$1,5 \cdot 10^4 - 10 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^{-11} - 3 \cdot 10^{-7}$
Известняк	0,04—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	$1,2 \cdot 10^4 - 2,1 \cdot 10^4$	$9,5 \cdot 10^{-9} - 1,2 \cdot 10^{-8}$
Стекловолокно	0,88—0,93	$5,6 \cdot 10^2 - 7,7 \cdot 10^2$	$(24 \div 51) \cdot 10^{-7}$

и связан с коэффициентом фильтрации следующей зависимостью:

$$c = kv/g. \quad (12.15)$$

В однородном грунте нарушение линейного закона наступает, по Г. М. Ломизе, при

$$v > 10(1 - n)v/d_{\text{ср}}, \quad (12.16a)$$

а в неоднородном грунте, по Ф. И. Котяхову, при

$$v > 0,3vn^{1,5}/(4\sqrt{2c}). \quad (12.16б)$$

Скорость фильтрации при турбулентном режиме в фильтрующем слое с частицами размером от 1 до 6 см определяется по формуле С. В. Избаша:

$$v = (20 - 14 \text{ см}/d_{50}) n \sqrt{Id_{50}}, \quad (12.17a)$$

а в щебне угловатой формы с частицами размером от 1 до 5 см — по формуле М. Ф. Срибного:

$$v = (20 - 5 \text{ см}/d_{50}) n \sqrt{Id_{50}}. \quad (12.17б)$$

Скорость фильтрации в фильтрующих ряжевых водоприемниках принимается около 0,03—0,04 м/с. Коэффициент фильтрации в (12.11) при $n \approx 0,4$, по

П. И. Гордиенко, составляет:

$$k_r = 18n \sqrt{d} \approx 7,2 \sqrt{d} \text{ [см/с]}. \quad (12.18)$$

где d — крупность загрузки фильтров, см.

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.

§ 12.2. Коэффициенты фильтрации и водоотдачи

Коэффициент фильтрации определяется опытами в полевых или лабораторных условиях. Для оценки коэффициента фильтрации в табл. 12.2 приведены соответствующие данные.

Коэффициент фильтрации можно оценить по эмпирической формуле В. С. Истоминой:

$$k = (1,114 - 0,114/n) (d_{cp}^0)^2 gn / (96v), \quad (12.19)$$

где n — коэффициент пористости, определяемый по графику (рис. 12.1) 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_{cp}^0 — средний диаметр пор, определяемый по графику (рис. 12.1) через диаметр частиц d_{50} (менее которого в фильтре содержится 50%) или с некоторым запасом по (12.20) при назначении коэффициента α_n по табл. 12.3:

$$d_{cp}^0 = \alpha_n d_{60}. \quad (12.20)$$

Коэффициент гравитационной водоотдачи μ_6 представляет собой отношение объема воды V_v к объему осушенной части пород $V_{п.о}$ или количество воды, получаемое с единицы площади ω пласта при понижении уровня свободной поверхности Δh на единицу:

$$\mu_6 = V_v/V_{п.о} = V_v/(\Delta h_{cp}\omega). \quad (12.21a)$$

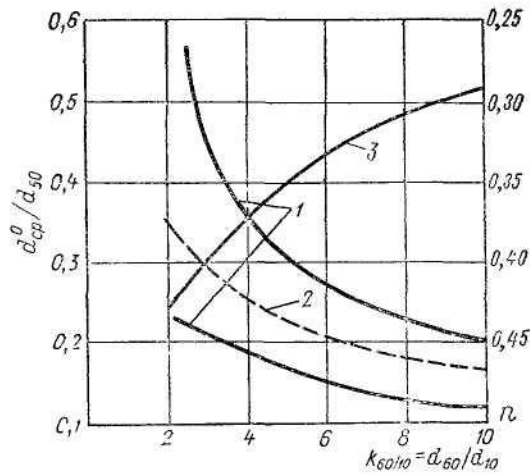


Рис 121. График зависимости коэффициента неоднородности песчаного грунта $k_{60/10}$ от среднего диаметра пор $d_{ср}^0$ (кривые 1 и 2) и от коэффициента пористости (кривая 3)
1 — огибающие кривые; 2 — осредненная кривая

Величина μ_6 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.

Для суглинков и глин ориентировочно можно принимать $\mu_6 \approx 0,01 \div 0,05$. Гравитационная водоотдача пород при их осушении приближенно обычно приравняется эффективной пористости.

Для напорных водоносных пластов используется понятие упругой водоотдачи. Под коэффициентом упругой водоотдачи понимается отношение объема извлекаемой из пласта воды $V_в$ к объему воронки депрессии $V_{н.п.}$, образующейся в пьезометрической поверхности пласта, или количество воды, которое может быть получено с единицы площади пласта ω при понижении пьезометрического напора ΔH на единицу:

$$\mu_n = V_в / V_{н.п.} \approx V_в / (\Delta H_{ср} \omega). \quad (12.215)$$

В водоносных горизонтах, сложенных рыхлыми породами, значения μ_n при мощности пласта $t \approx 20 \div 30$ м и

Таблица 122

Некоторые значения коэффициента фильтрации

Материал	k , см/с	Материал	k , см/с
Гравий с зернами размером 4-7 мм . . .	3,5	Тугоплавкий (из кудилловской глины) шамот	$6,2 \cdot 10^{-6}$
То же, 2 мм	3,0	Огнеупорный (из часовьярской глины) шамот	$5,8 \cdot 10^{-6}$
Гравий и галька . . .	$0,1 \div 10$	Пловатые грунты	$0,001 \div 0,01$
Мелкозернистый песок	$10^{-4} \div 10^{-3}$	Торфянистые грунты	$10^{-4} \div 10^{-3}$
Среднезернистый песок	$10^{-3} \div 0,01$	Шунгизитобетон в контакте с песком обсыпки	$0,05 \div 0,13$
Крупнозернистый песок	$0,01 \div 0,1$	Многошамотная линейная масса при компоненте глины с каолином;	
Песчаный грунт (примесь глины) . . .	$0,01 - 0,005$	в 50%	$22,2 \cdot 10^{-6}$
Песчано-глинистые грунты	$(50 \div 1) \cdot 10^{-4}$	» 40%	$33,3 \cdot 10^{-6}$
Глины	$10^{-4} - 10^{-7}$	» 35%	$41,6 \cdot 10^{-6}$
Плотная (утрамбованная) глина	$10^{-7} - 10^{-10}$	» 25%	$55 \cdot 10^{-6}$
Золотошлаковый материал*, намытый в золоотвал при средней крупности:		» 20%	$208 \cdot 10^{-6}$
0,04 мм	До $3 \cdot 10^{-4}$	Пористый железобетон при коэффициенте армирования 2%, В/Ц=0,35÷0,45 и количестве цемента 140-280 кг/м ³ , с гравийным заполнителем крупностью,	
0,06 »	» $2 \cdot 10^{-3}$	7-10 мм	1,2-0,75
0,08 »	$(5 \div 60) \cdot 10^{-4}$	5-7 »	1,0-0,6
0,10 »	$(1,4 \div 10,5) \cdot 10^{-3}$	3-5 »	0,7-0,4
0,15 »	$(5 \div 20) \cdot 10^{-3}$	2-3 »	0,4-0,08
0,20 »	$(9 \div 25) \cdot 10^{-3}$		
Керамзитовый песок крупностью d , мм	$(147d - 13) \cdot 10^{-3}$		
Кварцевый песок крупностью d мм . . .	$(834d - 92) \cdot 10^{-4}$		
Грунтосиликатный бетон	$(0,2 \div 2) \cdot 10^{-10}$		

* Отложения золотшлакового 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_n . В таблице даны значения $k_\phi = \sqrt{k_s k_n}$.

Таблица 123

Значения α_n , 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	0,476
α_n	0,155	0,156	0,168	0,184	0,204	0,228	0,252	0,27	0,306	0,35	0,415

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 μ_6 в песчаных отложениях при $\mu_6 > 0,15$ П. А. Бецинский предлагает выражение

$$\mu_6 = 0,177 \sqrt[7]{k}, \quad (12.22)$$

где k — в м/сут.

Проводимость грунтов и пород T в м²/сут или м²/с — это произведение коэффициента фильтрации k на мощность водоносного пласта t :

$$T = kh_{\text{ср}}; \quad T = kt. \quad (12.23)$$

Пьезопроводность водоносных пластов a представляет собой отношение водопроницаемости T к водоотдаче μ ($a = T/\mu$). Пьезопроводность является показателем скорости перераспределения напора и сработки запасов водоносного пласта в условиях неустановившейся фильтрации. Значения пьезопроводности в безнапорных пластах изменяются от 10^2 до 10^4 , а в напорных — от 10^3 до 10^7 м²/сут.

§ 12.3. 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 волоконистых материалов (выпускаемых в виде плит, войлока, матов и т. д.).

В табл. 12.4 приведены значения коэффициента проницаемости s минеральной ваты и не пропитанных связками войлока, матов и полос из штапельного, базальтового и стеклянного волокна с диаметром $d = 2 \div 40$ мкм в зависимости от прикладываемого удельного давления p на фильтрующий материал.

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

Таблица 124

Значения $c \cdot 10^8 \text{ см}^2$ для войлока, матов и полос
из штапельного, базальтового и стеклянного волокна

p , кПа	d , мкм							
	2	4	8	12	16	24	32	40
0	20,6	63,3	333	620	728	1090	1325	1633
50	5,1	15,7	77,5	190	283	382	425	497
100	3,1	14,2	50,2	127	156	249	286	255
150	2,3	9,84	37,0	98,5	128	191	228	211
200	2,1	7,53	30,2	66,0	107	163	165	169
250	1,7	6,94	27,1	54,2	90,5	141	134	147

рис. 12.2 или по формуле

$$k = cm_1m_2g/v. \quad (12.24)$$

В не пропитанных связками войлоке, матах при направлении фильтрации поперек волокон и $p = 2 \div 300$ кПа коэффициенты $m_1 = m_2 = 1$.

При направлении фильтрационного потока вдоль волокон:

$$\begin{array}{ll} m_1 = 2 & \text{при } p = 1 \div 2 \text{ кПа} \\ m_1 = 2 \div 1,2 & \text{» } p = 2 \div 30 \text{ »} \\ m_1 = 1 & \text{» } p = 30 \text{ »} \end{array}$$

Для войлока, плит, матов или скорлуп из волокна на органических связках (фенолоформальдегидные смолы или фенолоспирты при доле связки по массе $\varphi \leq 0,1$) или на магниезальной связке (при $\varphi = 0,25$) коэффициент $m_2 = 0,8$. Для изделий на бентоколлоидной связке при $\varphi = 0,25$ и $p = 2$ кПа значение $m_2 = 0,4$, а при $p = 200$ кПа 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 .

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

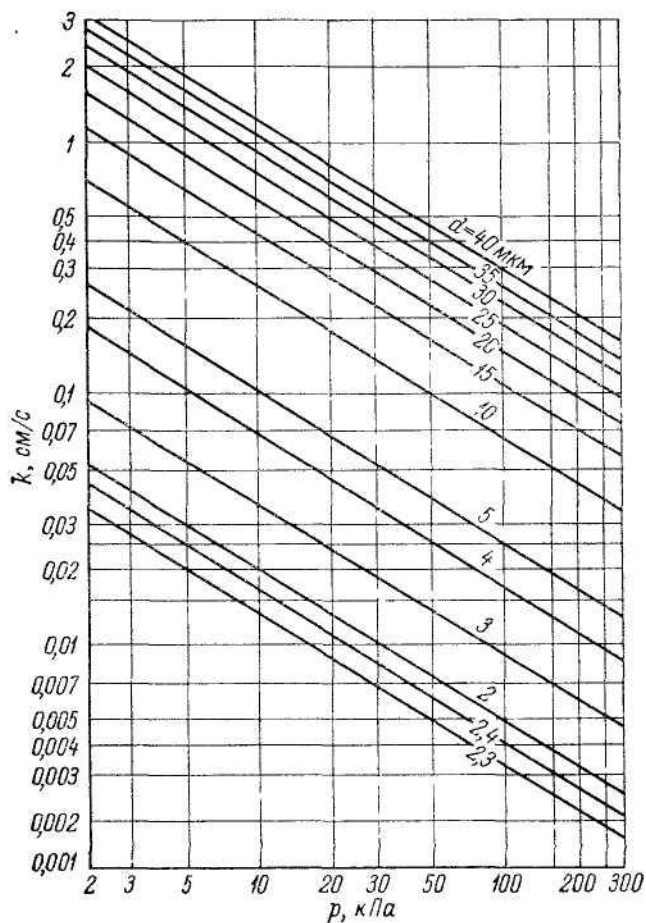


Рис. 122 Зависимость коэффициента фильтрации k поперек волокон от диаметра d элементарного штапельного или непрерывного стеклянного и базальтового волокон и удельного давления p на фильтрующий материал (в минеральном войлоке, матах и плитах из базальтового и стеклянного волокон на фенолоформальдегидных смолах, фенолоспиртовой и магнезиальной связках)

можно изготовить фильтры из одного стеклохолста или иных стеклотканей.

Из графика зависимости между перепадом напоров ΔH и скоростью фильтрования v через ткани (рис. 12.3)

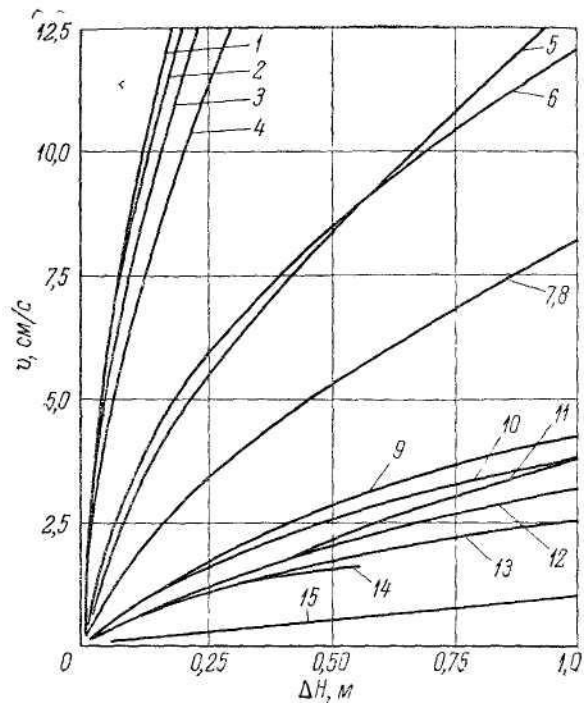


Рис 12.3. Зависимость между перепадом напоров ΔH и скоростью фильтрации v через ткани

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 двулицевой сатин, 9, 10, 12 и 14 — стеклоткани соответственно АСТТ (6)-С, АСТТ (6)-С, ТСФ (6)-7с и ЭОО8-70; 13 — четырехремизный сатин (основа кордная); 15 — стеклоткань текстолитовая

следует, что для каждой ткани имеются начальные участки с линейной связью

$$v = k_{в.т} \Delta H. \quad (12.25)$$

Значения коэффициента $k_{в.т}$, характеризующего водопроницаемость некоторых тканей и нетканых материалов, наиболее подходящих в качестве оболочек для фильтров, помещены в табл. 12.5.

Значения $k_{в.т}$

Материал	Предел изменения ΔH , см вод. ст	$k_{в.т}$, 1/с
Уточный рукавный трикотаж из жгутов в 13 сложений (метрический номер жгута — 2)	0—3	1,5
Стеклохолст жесткий конструкционный из непрерывного волокна (ХЖКН)	0—3	1,3
Сетка стеклянная электроизоляционная (ССТЭ-6)	0—4	0,85
Стекловолокнистый холст из штапельного волокна (ВВГ)	0—6,5	0,75
Бязально-прошивной материал (ВП-2)	0—10	0,35
Четырехрезиновый усиленный двулещевой сатин (ТССНФ)	0—10	0,34

§ 12.4. 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. 12.4, 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.

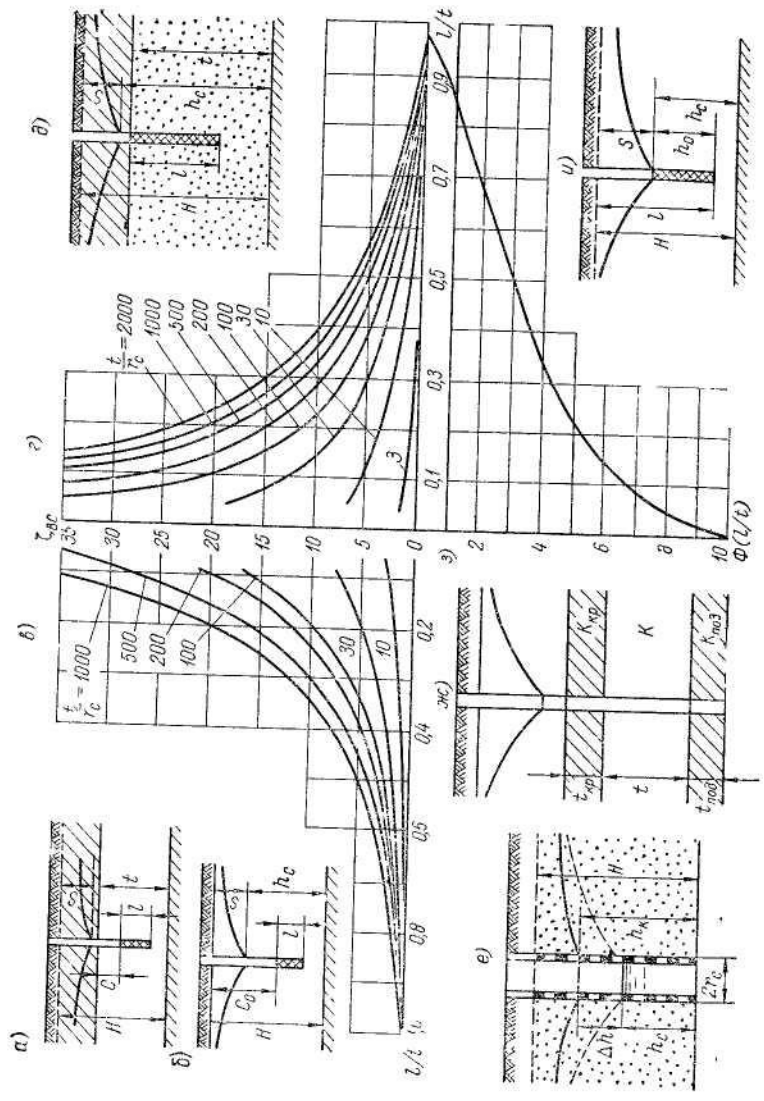
Дебит скважин в напорном водоносном пласте (рис. 12.4, а и д) можно выразить следующей формулой:

$$Q = 2\pi kt (H - h_c)/(R + \zeta) = 2\pi kts/(R + \zeta), \quad (12.26)$$

а в безнапорном водоносном горизонте (рис. 12.4, б и и):

$$Q = \pi k (H^2 - h_c^2)/(R + \zeta) = \pi ks (2H - s)/(R + \zeta), \quad (12.27)$$

где t — мощность водоносного пласта; H — статический напор в водоносном пласте; h_c — расстояние от уровня воды в колоде 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. 12.6); ζ — фильтрационное сопротивление, обус-



довленное несовершенством скважины, состоящее в соответствии с п. а и б из двух слагаемых:

$$\xi = \xi_{\text{вс}} + \xi_{\text{ф}}. \quad (12.28)$$

Радиус действия скважины (условный радиус влияния) приближенно может быть выражен формулой

$$R_{\text{к}} \approx 1,5 \sqrt{a\tau}, \quad (12.29)$$

где τ — время эксплуатации (откачки); a — коэффициент пьезопроводности.

В случае поступления воды в эксплуатируемый горизонт мощностью l с коэффициентом k из соседних пластов через слабопроницаемую кровлю и подошву (рис. 12.4, ж) радиус действия водозабора приближенно равен:

$$R_{\text{к}} = 1,12 \sqrt{\frac{k l t_{\text{кр}}}{k_{\text{кр}} + k_{\text{под}} t_{\text{кр}} / t_{\text{под}}}}, \quad (12.30)$$

где $k_{\text{кр}}$, $k_{\text{под}}$, $t_{\text{кр}}$ и $t_{\text{под}}$ — коэффициенты фильтрации и мощности слабопроницаемых слоев в кровле и подошве.

Фильтрационное сопротивление на несовершенство скважины по степени вскрытия в напорном пласте (рис. 12.4, д) может быть найдено по формуле И. А. Чарного:

$$\xi_{\text{вс}} = \left(\frac{l}{l} - 1 \right) \ln \frac{4l}{r_{\text{с}}} - \frac{l}{2l} \Phi \left(\frac{l}{l} \right), \quad (12.31)$$

где l — длина фильтра; $\Phi(l/l)$ — интегральная функция, представленная на рис. 12.4, з.

Для определения $\xi_{\text{вс}}$ можно пользоваться семейством кривых, представленных на рис. 12.4, в и г.

Для несовершенных скважин в безнапорном пласте $\xi_{\text{вс}}$ определяется приближенно также по (12.31) или графикам на рис. 12.4 через расчетную глубину $t_{\text{р}}$ и длину $l_{\text{р}}$:

$$t_{\text{р}} = H - 0,5s; \quad (12.32)$$

Рис. 12.4. К расчету вертикальных скважин

а и б — схемы фильтров в средней части соответственно напорного и безнапорного пластов при $s + l/2 = (0,35 + 0,65) l$; в — график $\xi_{\text{вс}} = f(l/l)$ для схем а и б; д и и — схемы фильтров, примыкающих к кровле или подошве пласта; г — график $\xi_{\text{вс}} = f(l/l)$ для схем д и и; е — схема скважины с участком высачивания; ж — схема связи водоносного пласта с соседними; з — график интегральной функции $\Phi(l/l)$, входящей в (12.31)

Таблица 12.6

Сопротивление R в зависимости от условий залегания водоносного грунта и положения скважины в плане

Описание водоносного пласта и положение скважины в нем в плане	Выражение R
Скважина в центре кругового пласта с радиусом влияния R_K	$\ln \frac{R_K}{r_c}$
Центр скважины смещен относительно центра кругового пласта на расстояние e	$\ln \frac{R_K^2 - e^2}{r_c R_K}$
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 на расстоянии l от непроницаемого прямолинейного контура	$\ln \frac{1,13a\tau}{lr_c}$
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 расстояниях 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_K	$\frac{\pi R_K}{l_0} + \ln \frac{l_0}{\pi r_c \left 1 - e^{-\frac{\pi B}{l_0}} \right }$

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_K	$\ln \frac{R_K^n}{nr_c R_0^{n-1}}$
Для n дискретных скважин с расходами Q_i на расстоянии r_i от скважины, в которой расход Q_0 и понижение уровня s	$\frac{Q_0}{Q_{\text{сум}}} \ln \frac{R_K}{r_c} + \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_{\text{сум}}} \ln \frac{R_K}{r_i}$

Примечания 1 Понижение уровня в центре системы взаимодействующих скважин определяется по такой же зависимости, что и для одиночной скважины с расходом $Q_{\text{сум}}$ и радиусом $r_{\text{пр}}$, при этом для линейной системы скважин с длиной ряда $2l_c$ радиус $r_{\text{пр}} \approx 0,37l_c$, для кольцевой системы скважин, расположенных по окружности радиусом R_0 , значение $r_{\text{пр}} = R_0$, для круговой плоскостной системы $r_{\text{пр}} \approx 0,61R_0$.

2 Сложные контуры реальных дренажей приводятся к равноветному кругу по формуле $R_0 = 0,55 \sqrt{F}$, где F — общая площадь дренажа.

3 Формулы для R действительны при длительности откачки $\tau \geq 10l_{\text{макс}}^2/a$, где $l_{\text{макс}}$ — максимальное расстояние откачки.

для схемы *и*

$$l_p = l - 0,5s, \quad (12.33)$$

и для схемы *б*

$$l_p = l \quad \text{и} \quad c_p = c_0 - 0,5s, \quad (12.34)$$

где c_0 — глубина погружения водоприемной части фильтра от статического уровня.

Для $\xi_{\text{ф}}$ В. И. Шуровым предложена следующая формула:

$$\xi_{\text{ф}} = 320t/(dnf), \quad (12.35)$$

где d — диаметр фильтрующего отверстия, см; n — число отверстий на 1 м перфорированной части; t и l — в м.

Для скважины, оборудованной щелевым фильтром, при $\eta < 0,3$ может быть рекомендована такая формула:

$$\xi_{\text{ф}} = \frac{2}{N} \ln \frac{2}{\pi\eta}, \quad (12.36)$$

где N — число вертикальных рядов щелей; η — *скважность*, т. е. отношение суммарной площади всех щелей к поверхности всего фильтра.

Сопротивление фильтра приводит к уменьшению расхода скважины максимум на 12%.

Максимальный расход скважины примерно равен:

$$Q_{\text{макс}} \approx \pi d_{\text{ф}} l_{\text{ф}} v_{\text{доп}}, \quad (12.37)$$

где $d_{\text{ф}}$ и $l_{\text{ф}}$ — диаметр и длина фильтра; $v_{\text{доп}}$ — допустимая скорость фильтрации у стенки фильтра, выраженная С. К. Абрамовым для скважин с сетчатыми, щелевыми и гравийными фильтрами в виде:

$$v_{\text{доп}} = 65 \sqrt[3]{k} \text{ [м/сут]}; \quad (12.38)$$

здесь k — коэффициент фильтрации, м/сут.

Ориентировочные значения радиусов влияния $R_{\text{к}}$, полученные по данным большого ряда откачек, в зависимости от крупности песчано-гравийных отложений, слагающих водоносный пласт, приведены в табл. 12.7. Там же приведены значения k и $l_{\text{кр}}$, соответствующие допустимым скоростям фильтрации при входе воды в фильтр.

Таблица 12.7

Значения радиуса влияния, коэффициентов фильтрации, допустимых уклонов и скоростей

Показатели	Песок				
	тонко-зернистый	мелко-зернистый	средне-зернистый	крупно-зернистый	гравелистый
$R_{\text{к}}$, м	100	100	300	600	1000
k , м/сут	1-10	10-40	40-70	70-200	200-400
$l_{\text{кр}}$	11	11-6	6-4	4-2	2-1
$v_{\text{доп}}$, м/сут	11-110	110-240	240-280	280-400	400

Пример 1. Сопоставим дебит двух скважин в грунтовом потоке мощностью $H = 30$ м с коэффициентом фильтрации $k = 20$ м/сут, 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 $s = 5$ м и радиусе влияния $R_{\text{к}} = 100$ м дебит скважины определяется по формуле

$$Q = \pi k s (2H - s) / (\ln R_{\text{к}} / r_{\text{с}} + \zeta_{\text{в}}).$$

По рис. 12.4 получим $\zeta_{\text{вс}1} = 8,5$ и $\zeta_{\text{вс}2} = 17$; тогда $Q_1 = 26,6$ м³/ч и $Q_2 = 15,6$ м³/ч.

Из расчета видна значительная разница в дебитах скважин при равных водопримных поверхностях, но при разных соотношениях между длиной и диаметром фильтров.

Скважность η проволочных фильтров выражается зависимостью

$$\eta = \frac{a_0}{a_0 + d_{пр}} \cdot 100 [\%], \quad (12.39)$$

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

$$\Delta h = \Delta h_v + \Delta h_\phi, \quad (12.40)$$

где Δh_v — промежуток высачивания воды; Δh_ϕ — потери напора в фильтре

Величина Δh_v может быть определена по формуле

$$\Delta h_v = \left\{ [0,73 \lg(\sqrt{Q/k/r_c}) - 0,51] \frac{Q}{k} + h_0^2 \right\}^{0,5} - h_0; \quad (12.41)$$

здесь h_0 — глубина воды в скважине от ее дна.

Потери напора в фильтре составляют:

$$\Delta h_\phi = \xi_\phi \frac{4Q^2}{\pi d_\phi^2}, \quad (12.42)$$

где ξ_ϕ — коэффициент сопротивления фильтра, равный:

при $7,3 \eta l_\phi / d_\phi > 6$

$$\xi_\phi = 1; \quad (12.43a)$$

при $7,3 \eta l_\phi / d_\phi < 1,5$

$$\xi_\phi = [2d_\phi / (7,3 \eta l_\phi)]^2. \quad (12.43b)$$

С. К. Абрамовым предложена эмпирическая формула для определения величины скачка Δh с учетом конструкции фильтра:

$$\Delta h = 0,01 a_k \sqrt{Qs / (kF_\phi)} \text{ [м]}, \quad (12.40a)$$

где F_ϕ — рабочая площадь фильтра, м²; a_k — коэффициент, учитывающий влияние конструкции фильтра, равный $a_k \approx 20 \sqrt{м}$ для сетчатых и гравийных фильтров, $a_k \approx 7 \sqrt{м}$ для дырчатого, щелистого и проволочного фильтров; Q — в м³/сут; k — в м/сут; s — в м.

Для несовершенных скважин коэффициент a_k рекомендуется увеличивать в 1,25—1,5 раза в зависимости от степени несовершенства скважин.

§ 12.5. Горизонтальные дрены

1. Расход горизонтального водозабора на 1 м его длины может быть оценен по (12.26) и (12.27), в которых при расположении водозабора на междуречье на расстоянии l от реки (рис. 12.5, а) — $R = \pi l$, а на расстоянии l_p от реки (рис. 12.5, б) — $R = 2\pi l_p L / (l_p + L)$; здесь L — дальность действия горизонтального водозабора:

$$L = 1,12 \sqrt{a\tau}. \quad (12.44)$$

Дополнительное сопротивление ζ в (12.26) и (12.27): в *напорном* пласте

$$\zeta = [3,11/(1 + 9d/t) - 14/45]t; \quad (12.45)$$

в *безнапорном* потоке

$$\zeta = [3,11/(1 + 9d/h_{cp}) - 14/45]h_{cp}. \quad (12.46)$$

2. Дебит *подруслового* водозабора (рис. 12.5, в) может быть определен по формуле

$$q = k(H - h_0)/B, \quad (12.47)$$

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

$$B = 0,37 \lg \{ \lg [\pi(4h - d)/(8T)] \operatorname{ctg} [\pi d/(8T)] \}; \quad (12.48)$$

при глубоком залегании водоупора ($T \rightarrow \infty$)

$$B = 0,37 \lg (4h/d - 1), \quad (12.49)$$

а в случае дрены, лежащей на водоупоре:

$$B = 0,733 \lg \operatorname{ctg} [\pi d/(8T)]. \quad (12.50)$$

3. Фильтрационный расход каждой дрены из многочисленной их системы (рис. 12.5, г) определяется также

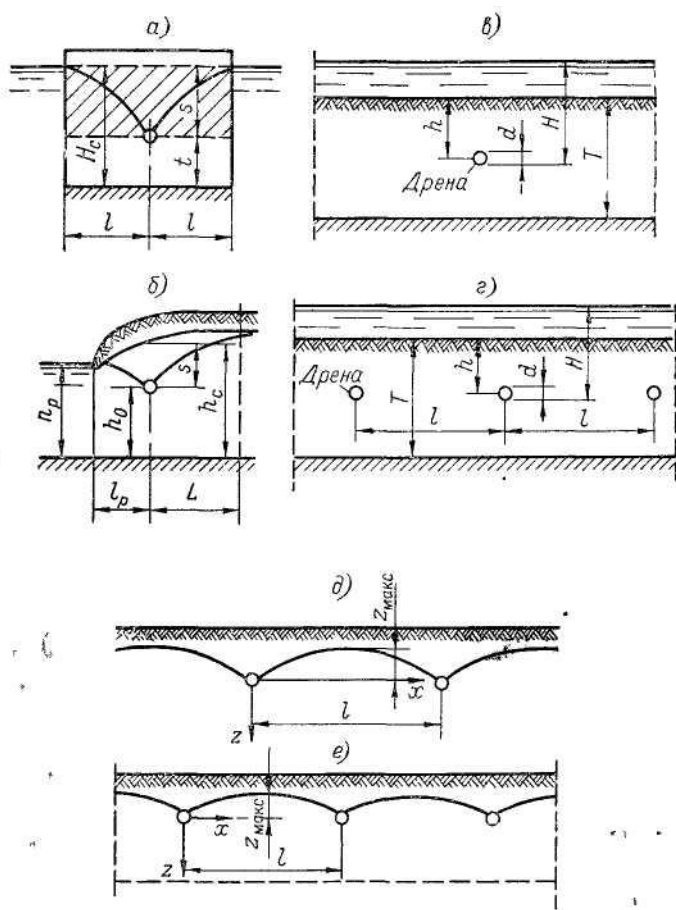


Рис 125 Расчетные схемы горизонтальных дрена

по (12.47), при этом коэффициент B при расстоянии между дренами $l < 0,67 T$ выражается формулой

$$B = 0,37 \lg \left\{ \operatorname{sh} \left(\frac{\pi}{4} \cdot \frac{4h-d}{l} \right) / \operatorname{sh} [\pi d / (4l)] \right\}. \quad (12.51)$$

4 Расход при симметричной фильтрации к дрене и при отсутствии водоупора может быть определен, если в уравнение кривой

$$xk/q = \operatorname{sh}^2 [-\pi zk / (2q)] \quad (12.52)$$

подставить превышение одной из точек кривой депрессии z_0 над дренай, находящейся на расстоянии x_0 от нее (табл. 12.8).

Таблица 12.8

К определению расхода q по (12.52)

x/z	1,11	1,5	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	1,1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
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. 12.5, *д*), находящихся на расстоянии l , максимальное превышение междудрениной ветви z_{\max} кривой депрессии над горизонтом воды в дренах при отсутствии водоупора составляет:

$$z_{\max} = 0,733 \frac{q}{k} \lg \left(1 + \frac{lk}{q} \right); \quad (12.53)$$

для системы из большого числа дрен (рис. 12.5, *е*)

$$z_{\max} = 0,733 \frac{q}{k} \lg \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4k} \cdot \frac{q}{l + q/k} \right). \quad (12.54)$$

§ 12.6. 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 смеси;

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.

Намывные фильтры работают по принципу задержания примесей воды в порах и на поверхности частиц фильтрующего материала в момент образования или непосредственно после нанесения тонкого фильтрующего слоя, когда поверхность его частиц доступна для непосредственного контакта с указанными примесями.

По исследованиям Е. Ф. Кургаева, наиболее выгодна подача перлита с интервалом 1—5 мин. При этом толщина слоя, наносимого за один цикл (при общем количестве циклов 12—50 в час), равна одному-двум диаметрам зерен перлита; это обеспечивает доступность поверхности зерен и пор между ними для отложения примесей воды. Зерна перлита имеют гидратную оболочку, уменьшающую пористость и грязеемкость фильтрующего слоя и увеличивающую его гидравлическое сопротивление.

Зная мутность воды M_n (кг/м³), плотность слоя чистого перлита ρ_n (кг/м³), массу сухого вещества в единице объема частиц взвеси в воде ρ_0 (кг/м³) и объем пор m_n , занятый равномерно распределенными в них отложениями, определяем расход перлита q_n (кг/м²·ч) на количество удаленных из воды примесей при скорости фильтрации v_0 (м/ч), т. е. удельный расход $q_{уд}$ (кг/кг):

$$q_{уд} = q_n / (v_0 M_n) = \rho_n / (m_n \rho_0). \quad (12.55)$$

Приемлемые по технико-экономическим соображениям продолжительность фильтроцикла τ (ч) и располагаемый напор H_p (м) принимаются по формуле

$$\tau = H_p \rho_n / (i q_n), \quad (12.56)$$

где i — гидравлический уклон.

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. В осветлителях вода движется сквозь взвешенный слой твердых частиц [33]. Эти частицы являются продуктом процесса обработки воды реагентами и вместе с разделяющей их водой образуют гетерофазную систему.

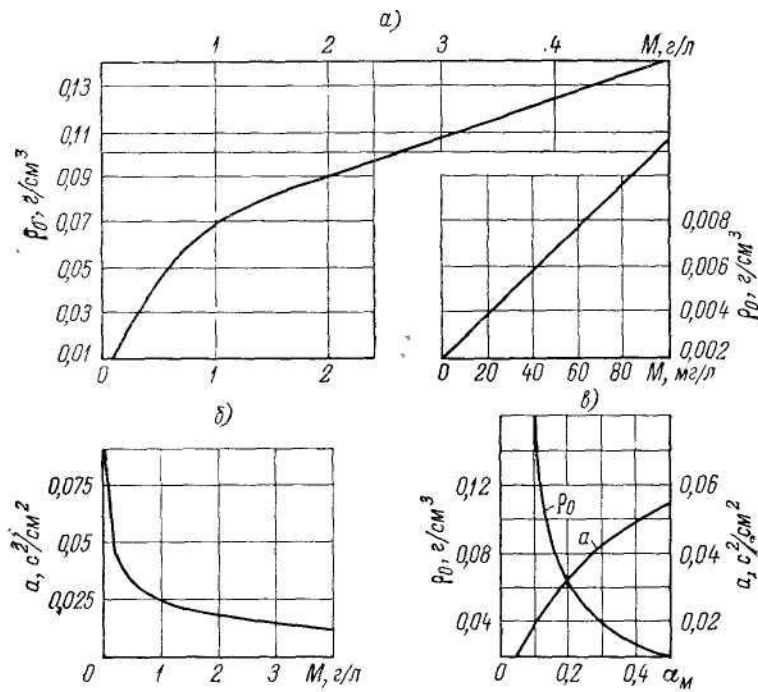


Рис 126 Зависимость удельной концентрации взвеси ρ_0 и коэффициента уплотнения a от содержания в исходной воде механических примесей M при коагулировании воды сернокислым алюминием (а и б) при температуре ее 20 °С, а также от величины $\alpha_m = Mg(OH)_2/CaCO_3$ при известковании воды и температуре 15 °С (в)

Вязкость этой системы (полярная вязкость) η_m , по Е. Ф. Кургаеву, зависит от объемной концентрации твердой фазы c_0 в системе:

$$\eta_m = \eta_b [1 + 2c_0(1 + c_0)/(1 - c_0)^2], \quad (12.57)$$

где η_b — вязкость жидкой фазы.

Кажущаяся плотность гетерофазной смеси

$$\rho_c = \rho_b(1 - c_0) + \rho_t c_0, \quad (12.58)$$

где ρ_b и ρ_t — плотность жидкой фазы и твердых частиц.

Объемная концентрация c_0 связана с массовой концентрацией взвеси c_b в контактной среде через удельную концентрацию взвеси ρ_c по твердой фазе, выражающую

содержание твердой фазы по массе (г/см^3) в единице объема неуплотненного осадка (рис. 12.6, а и в):

$$c_0 = c_v/\rho_0. \quad (12.59)$$

Плотность неуплотненной хлопьевидной взвеси $\rho_{0 \text{ хл}}$, выражающая массовое содержание в единице ее объема твердой фазы и воды, заключенной в ячейки каркаса хлопьев, выражается также через ρ_0 :

$$\rho_{0 \text{ хл}} = \rho_v + \rho_0 (1 - \rho_v/\rho_t) \approx \rho_v + 0,6\rho_0. \quad (12.60)$$

Удельная концентрация $\rho_{вз}$ и плотность $\rho_{хл}$ взвеси зависят от давления слоя осадка p :

$$\rho_{вз} = \rho_0 + ap \quad \text{и} \quad \rho_{хл} = \rho_{0 \text{ хл}} + 0,6ap, \quad (12.61)$$

где a — коэффициент уплотнения (рис. 12.6, б и в).

Эквивалентный диаметр d_3 (см) частиц взвеси связан со скоростью свободного осаждения $w_ч$ (см/с) при коэффициенте формы частиц хлопьевидной взвеси $k_\phi = 1,65 \div 2,0$ зависимостью

$$d_3 = 0,136 \sqrt{\frac{v_B w_ч k_\phi}{\rho_{0 \text{ хл}} - \rho_v}} = 0,175 \div 0,192 \sqrt{\frac{v_B w_ч}{\rho_{0 \text{ хл}} - \rho_v}}. \quad (12.62)$$

Условная скорость осаждения взвеси w зависит от механических примесей M (рис. 12.7, а), характеристики химического состава взвеси при умягчении воды $\alpha_M = Mg(\text{OH})_2/\text{CaCO}_3$ (рис. 12.7, б), температуры воды и степени стеснения c_0 :

$$w = (b + 0,02t)(1 - 3,5c_0)w_0 = (1 - 3,5c_0)w_ч; \quad (12.63)$$

здесь $b = 0,6$, когда взвесь в осветлителе сформирована при коагулировании воды серноокислым алюминием, и $b = 0,7$ при известковании воды.

В состав коагулянта входит большое количество воды, во много раз превышающее массу и объем твердого вещества, образующего каркас хлопьев взвеси. Вследствие этого плотность коагулянта $\rho_{0 \text{ хл}}$ незначительно отличается от воды, а скорость осаждения взвеси, несмотря на относительно большие геометрические размеры частиц, равна 1—2 мм/с.

Гидравлический уклон во взвешенном слое твердых частиц

$$i = c_0 (\rho_t - \rho_v)/\rho_s = 6c_0 \psi_c v_0^2 / (\pi g d_j m'), \quad (12.64)$$

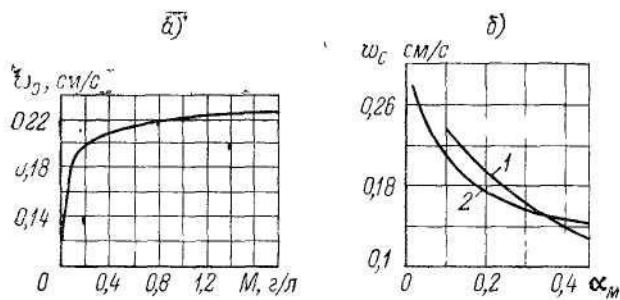


Рис. 127. Зависимость условной скорости ω_0 свободного осаждения взвеси от исходного содержания механических примесей в воде при коагулировании ее $Al_2(SO_4)_3$ и температуре $20^\circ C$ (а) и от величины α_m при известковании воды и температуре $15^\circ C$ (б)
1—обработка воды без коагулянта, 2—при коагулировании воды

а скорость движения воды над слоем в пространстве, свободном от твердых частиц:

$$v_0 = d_s^2 m^2 g (\rho_T - \rho_B) / (v_m k_\phi \rho_B), \quad (12.65)$$

где ψ_c — коэффициент сопротивления частицы при стесненном ее осаждении; m — пористость.

3. Продолжительность защитного действия загрузки, по Д. М. Минцу:

$$t_3 = K^{-1} (h_\phi - X_0/b) b/a, \quad (12.66)$$

где h_ϕ — толщина слоя загрузки, м; b — параметр, характеризующий интенсивность прилипания, m^{-1} ; a/b — скорость проникновения хлопьев в глубь загрузки; K и X_0 — константы, зависящие от заданного эффекта очистки c_ϕ/c_0 (c_0 и c_ϕ — концентрация суспензии до и после фильтра):

c_ϕ/c_0	0,02	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,3	0,4	0,5
при $\left\{ \begin{array}{l} X_0 \\ K \end{array} \right.$	—	4,2	3,7	3,0	2,2	1,8	1,20	0,92	0,70
$bh_\phi \leq 16$	—	1,86	1,69	1,51	1,45	1,36	1,23	1,10	1,0
при $\left\{ \begin{array}{l} X_0 \\ K_0 \end{array} \right.$	8,2	—	6,8	5,6	4,9	4,3	2,8	1,9	0,7
$14 < bh_\phi \leq 50$	1,4	—	1,29	1,24	1,19	1,15	1,11	1,04	1,0

Значения параметров a и b , а также насыщенность порового пространства $\sigma = (m/m_0 - 1)$, где m_0 — пористость в плотном слое, могут быть получены по форму-

лам пересчета:

$$b = b_m (v/v_m)^{\alpha_1} (d/d_m)^{\beta_1}, \quad (12.67)$$

$$a/b = (a/b)_m (v/v_m)^{\alpha_2} (d/d_m)^{\beta_2}, \quad (12.68)$$

$$(1 - \sigma) = (1 - \sigma)_m \cdot (v/v_m)^{\alpha_3} (d/d_m)^{\beta_3}, \quad (12.69)$$

где b_m , $(a/b)_m$ и $(1 - \sigma)_m$ — параметры фильтрования для данной обрабатываемой воды на модели фильтра при определенных значениях скорости фильтрации v_m и крупности зерен d_m .

На основании экспериментальных исследований процесса фильтрования через кварцевый песок крупностью 0,95—1,58 мм при скорости фильтрования от 5 до 10 м/ч получены: $\alpha_1 = \beta_2 = 0,7$; $\beta_1 = \alpha_2 = 1,7$; $\alpha_3 = 0,5$ и $\beta_3 = 0,25$.

Для керамзитовой загрузки крупностью 1,0—2,4 мм при скоростях 5—25 м/ч показатели степени α и β в [42] выражены через обобщенный параметр $(a/b)^*$ при эталонных значениях $v^* = 10$ м/ч и $d^* = 1,0$ мм:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 = 1,85 - 3,22 (a/b)^*; \quad \beta_1 = 0,36 + 8,9 (a/b)^*; \quad \alpha_2 = 1,45; \\ \beta_2 = 0,7; \quad \alpha_3 = 0,53 - 0,53 (a/b)^*; \quad \beta_3 = 0,41 - 1,17 (a/b)^*. \end{aligned} \right\} \quad (12.70)$$

При осветлении воды с прочной взвесью фильтр выходит на промывку не по проскоку взвеси в фильтрат, а по достижении предельной потери напора $H_{пр}$; в этом случае продолжительность фильтроцикла

$$T_{\phi} = \frac{H_{пр} - H_0}{H_0 \varphi} \cdot \frac{i_0 h_{\phi}}{h/t}, \quad (12.71)$$

где h/t — темп прироста потери напора; i_0 — гидравлический уклон в чистой фильтрующей загрузке; φ — параметр, характеризующий степень неоднородности зернистого слоя.

Применительно к кварцевой и антрацитовой загрузке, по В. П. Криштула:

$$\varphi = (d_{эк}/d_{20})^2, \quad (12.72)$$

где d_{20} — средний диаметр зерен первого по движению фильтрационного потока слоя загрузки толщиной 20% от его полной высоты; $d_{эк} = \sum d_i/p_i$ — эквивалентный

диаметр; p_i — содержание фракций со средним диаметром зерен d_i . Для сооружений с восходящим фильтрованием $d_{эв}/d_{20} > 1,0$, а с нисходящим — меньше 1,0.

Для дробленого керамзита [42]:

$$\varphi = \sqrt{d_{эв}/d_{20}}. \quad (12.73)$$

Предельный гидравлический уклон, при котором накопившийся в толще загрузки осадок начинает разрушаться, ибо касательные напряжения в нем достигают прочности осадка на сдвиг, можно определить по зависимости

$$i_{пр} = 3,42 \cdot 10^{-4} k_{\phi}^{0,25} \tau_{пр}^{1,6} \eta^{-1} v^{-0,6} d^{-0,5}; \quad (12.74)$$

здесь

τ — в Па; η — в Па·с; v — в м/ч; d — в мм.

4. Коэффициент фильтрации в процессе заилиения загрузки фильтра уменьшается, согласно данным З. К. Киселевой, по зависимости

$$k = k_0 [1 - \alpha M / (n_0 W_3)]^3 = k_0 [1 - W_{вз} / (n_0 W_3)]^3, \quad (12.75)$$

где n_0 — коэффициент пористости чистой загрузки; W_3 — 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 м³/кг; M/W_3 — грязеемкость загрузки, практически пропорциональная времени работы фильтра (примерно равная 2,6—1,4 кг/м³).

5. При расчете фильтров назначают толщину фильтрующего слоя, диаметр его зерен и скорость фильтрования. При выборе расчетной скорости следует пользоваться графиком на рис. 12.8, составленным для осветления вод средней полосы.

Расчетный темп прироста потери напора, равный предельно допустимой величине 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

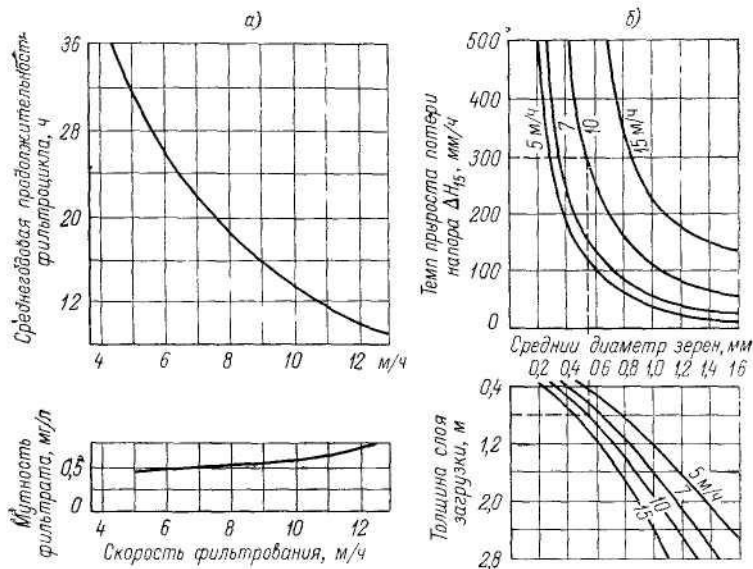


Рис. 12.8. Графики для расчета фильтров
 а — влияние скорости фильтрации на показатели работы фильтра, б — для темпа прироста потери напора и толщины слоя загрузки

напора производится по формуле

$$\Delta H_p = \alpha \Delta H_{15}/15 \text{ [м]}, \quad (12.76)$$

где α — коэффициент, учитывающий свойства взвеси; при осветлении коагулированной речной воды $\alpha=1$; при осветлении воды, умягченной известкованием с коагулированием, $\alpha = 0,75$.

Пример 2. Вода реки, поступающая на открытые фильтры, содержит 24 мг/л взвеси и умягчается известкованием. Выбрать расчетную скорость фильтрации и характеристики фильтрующего слоя (фильтр промывается один раз в 12 ч).

Расчетная скорость прироста потери напора в фильтре, работающем на воде мутностью 25 мг/л:

$$\Delta H_p = 0,75 \cdot 250 \cdot 24/15 = 300 \text{ мм/ч.}$$

Для определения искомых величин проводим через точки на оси ординат (рис. 12.8, б) соответствующую $\Delta H_p = 300$ мм/ч линию, параллельную оси абсцисс. Сносим на эту ось точки пересечения данной линии с кривыми

скорости фильтрования 5, 7, 10 и 15 м/ч, получаем интересные величины:

скорость фильтрования, м/ч	5	7	10	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

$$H = 3,5d^{2,46}v^{1,56} \text{ [см]}, \quad (12.77)$$

где v — скорость фильтрования, м/ч; d — в мм.

Необходимая площадь фильтров или контактных осветлителей может быть определена по формуле

$$F = \frac{Q}{v_p(T - nt_2 - nt_3) - 3,6n\omega t_1} \text{ [м}^2\text{]}, \quad (12.78)$$

где Q — полезная расчетная производительность фильтровальной станции, м³/сут; T — продолжительность работы станции в течение суток, ч (при $Q > 2000$ м³/сут выгодна ее трехсменная работа $T = 24$ ч), v_p — расчетная скорость фильтрования при нормальном режиме работы станции, м/ч (табл. 32, 37, 39 СНиП II-31-74); n — число промывок каждого фильтра в сутки, $n = 1,5\div 2$ для частично автоматизированных, $n = 3\div 4$ для полностью автоматизированных станций, ω — расчетная интенсивность промывки (л/с·м²), принимаемая в пределах 12—20 л/с·м² (табл. 34 и 37 СНиП II-31-74); 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, t_3 — продолжительность спуска первого фильтрата или продолжительность работы фильтра после промывки при сниженной производитель-

ности; принимают $0,17-0,2$ ч в зависимости от мутности фильтруемой воды.

Т а б л и ц а 12 9

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

6. Чтобы взвесь не выносилась из осветлителя в фильтр, максимально допустимая потеря напора $H_{пр}$ в слое при его заиливании должна быть:

$$H_{пр} = h_{\phi} (1 - n_0) (\rho_z / \rho_v - 1), \quad (12.79)$$

где ρ_z и ρ_v — плотность песка и воды; h_{ϕ} — толщина слоя загрузки.

Для обычных песков при пористости чистой загрузки $n_0 = 0,4$ и $\rho_z = 2,65$ т/м³ величина $H_{пр} \approx h_{\phi}$. Предельно допустимая потеря напора в фильтрующем слое не должна превышать его толщину.

7. Количество промывной воды $Q_{п}$ определяют по формуле

$$Q_{п} = Fw; \quad (12.80)$$

здесь w — интенсивность промывки (л/с · м²) в период наиболее высокой температуры промывной воды:

$$w = s d_{\text{экр}}^{1,33} (e + n_0)^{1,77} / [(e + 1)^{1,33} \eta^{0,54}] [\text{л/с} \cdot \text{м}^2], \quad (12.81)$$

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 ($d_{\text{макс}}$) фракций загрузки:

$$w_{кр} = (15 \div 8) d_{\text{макс}}^{1,33} [\text{л/с} \cdot \text{м}^2], \quad (12.82)$$

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

$$h_{г.с} = 0,22 H_{г.с} \omega \text{ [м]}, \quad (12.83)$$

где $H_{г.с}$ — толщина слоев гравия в фильтре, м;

б) потерю напора в фильтрующем слое

$$h_{ф.с} = (a + b\omega) h_{ф.с} \text{ [м]}, \quad (12.84)$$

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; $h_{ф.с}$ — в м, ω — в л/(с·м²).

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. 12.10.

Т а б л и ц а 12.10

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	0,38	0,80	1,25
1,5	0,07	0,17	0,32	0,50
2	0,04	0,08	0,15	0,25

§ 12.7. 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 диа-

метр которого определяется на основе ситового анализа по формуле

$$d = \sum_{i=1}^n p_i d_i, \quad (12.85)$$

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_n от наибольшего размера зерен загрузки d_{100} :

при $d_{100} < 1,5$ мм

$$d_n = 6,35d_{100} - 1,0 \text{ мм}; \quad (12.86a)$$

при $d_{100} > 1,4$ мм

$$d_n = 3,56d_{100} + 3,16 \text{ мм}. \quad (12.86b)$$

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:

$$\frac{8L_0}{\pi d_0} I = 2140 \left[\frac{A_0^{1/2}}{(1 - A_0)^{1/3}} \cdot \frac{d_0 d}{2b_0^2} \right]^{3/4}, \quad (12.87)$$

где I — интенсивность промывки фильтра, см/с; b_0 — толщина слоя пористого бетона над каналом, см; A_0 — объемная относительная пористость бетона (табл. 12.11).

Т а б л и ц а 12 11

Осредненная пористость бетона, приготовленного
виброуплотнением на гравитном 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 трещи в дренаже из пористого бетона при обрабной промывке фильтров

$$i = \frac{456}{g} \sqrt[4]{\frac{(1 - A_0)^{5/3}}{A_0^{3/2}} \cdot \frac{v}{d^5} v^7}. \quad (12.88)$$

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

$$f_0 = 20d_0L_0l / (0,6 \sqrt{2gh_w}), \quad (12.89)$$

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:

$$T = \frac{1}{365} \exp \left\{ \frac{B}{2A} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4A}{B^2} \left(1 - \frac{0,6}{k_3} \right) R_m \cdot 10^5} \right] \right\}, \quad (12.90)$$

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_3 — коэффициент запаса прочности на сжатие; R_m — исходная прочность пористого бетона на сжатие, Па.

Если активная реакция очищаемой воды $pH \geq 7$ и щелочность ее не менее 3 мг-экв/л, то дренаж можно выполнить из портландцемента; в противном случае — из пуццоланового цемента.

§12.8. 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.

Объемная масса дробленого керамзита $\rho_{др}$ зависит от объемной массы гранулированного ρ_r и от диаметра фракции d :

$$\rho_{др} = (0,29 \lg d + 0,93) \rho_r - 0,25 \lg d + 1 \text{ кг/м}^3, \quad (12.91)$$

где ρ_r — в кг/м^3 ; d — средний диаметр фракции дробленого керамзита, мм

Кажущаяся плотность ρ_k , учитывающая наличие внутри частиц замкнутых пор, может быть выражена через объемную массу.

$$\rho_k = (0,27d + 1,0) \rho_{др} - 0,2d + 1,55 \text{ г/см}^3, \quad (12.92)$$

где $\rho_{др}$ — в г/см^3 ; d — в мм.

Величина общей пористости $m_{общ}$ и незамкнутой $m_{нз}$ (при двухминутном контакте) может быть подсчитана по формулам:

$$m_{общ} = 1,0 - 0,4 \rho_{др}; \quad (12.93)$$

$$m_{нз} = 0,79 - 0,35 \rho_{др}, \quad (12.94)$$

где $\rho_{др}$ — в кг/м^3 .

Кажущаяся плотность зависит от времени контакта с водой t :

$$\rho_{кт} = \rho_{к1} (0,93 + t^{0,275 - 0,335 \rho_{др}}), \quad (12.95)$$

где $\rho_{др}$ — в кг/м^3 ; $\rho_{к1}$ — кажущаяся плотность после одних суток замачивания.

Гидравлическая крупность (при температуре воды 20°C) зависит от $\rho_{др}$ и d .

$$\omega_0 = (10,6 \lg d + 8) \rho_{др} + 1,03d - 1,6 \text{ см/с}. \quad (12.96)$$

Для диаметра 0,75 мм и объемной массы 390 кг/м^3 гидравлическая крупность $\omega_0 = 1,84 \text{ см/с}$, а для $d = 4 \text{ мм}$ и $\rho_{др} = 575 \text{ кг/м}^3$ величина $\omega_0 = 10,8 \text{ см/с}$.

Гидравлические уклоны при движении воды ($t = 20^\circ\text{C}$) сверху вниз через загрузку после свободного осаждения керамзита без специального уплотнения составляют:

$$I = 0,026 v \rho_{др} / d, \quad (12.97)$$

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

$$\omega = [(11d + 17,5)\epsilon - 5d - 10] \rho_{др} + (7,5d - 9,5)\epsilon - 4,5d + 5,25, \quad (12\ 98)$$

где ω — интенсивность промывки, л/(с·м²), ϵ — коэффициент расширения загрузки

Значения интенсивностей промывки колеблются в широких пределах от 3 л/(с·м²) для диаметра зерен загрузки 0,75 мм, коэффициента расширения 1,2 и объемной массы 350 кг/м³ до 46 л/(с·м²) для диаметра зерен загрузки 2,75 мм, коэффициента расширения 1,8 и объемной массы 575 кг/м³

Условие несмешиваемости многослойной загрузки фильтров имеет вид

$$d_{в\ макс} = d_{н\ мин} [(9,3\omega_{о\ в}/\omega_{о\ н} - 5,2) \Delta\rho_r + 1,0], \quad (12\ 99)$$

где $d_{в\ макс}$, $d_{н\ мин}$ — максимальный и минимальный диаметры верхнего и нижнего смежных слоев, $\Delta\rho_r$ — разность объемных масс загрузок смежных слоев в кг/м³, $\omega_{о\ в}$ и $\omega_{о\ н}$ — гидравлические крупности максимального диаметра верхнего слоя и минимального диаметра нижнего слоя

Глава тринадцатая
**ВОДОПРОВОДНЫЕ
И КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ**

**§ 13.1. 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

Обычно за обобщенный критерий экономичности системы принимается *приведенная величина ежегодных затрат* (капитальные и эксплуатационные затраты, приведенные к одному году работы системы). Наивыгоднейшие диаметры труб кольцевой сети могут быть найдены путем полного технико-экономического расчета [2, 3, 48]. Однако такой расчет трудоемок, а из-за непрерывного изменения характера работы отдельных участков полный технико-экономический расчет не гарантирует точного отражения действительных колебаний расхода энергии, затрачиваемой на работу системы. Поэтому в практике проектирования широко используются различные приближенные способы технико-экономического расчета кольцевых сетей.

Общее выражение наивыгоднейшего диаметра (d) участка первой категории (по Л. Ф. Мошнину) разветвленной сети с одним источником питания при круглосуточной подаче воды ко всем точкам водоотбора имеет вид (см. «Водоснабжение и санитарная техника»,

1975, № 5 и 1976, № 2):

$$d = \mathcal{E}^{\frac{1}{\alpha+m}} [X'_{\max} + \sum (q/q_{\max})^n X']^{\frac{1}{\alpha+m}}, \quad (13.1)$$

а для участка второй категории

$$d = \mathcal{E}^{\frac{1}{\alpha+m}} (X'_{\max})^{\frac{1}{\alpha+m}} q^{\frac{n}{\alpha+m}}, \quad (13.2)$$

где $\mathcal{E} = m\beta/(\alpha b)$ — экономический фактор, включающий экономические характеристики, а также гидравлические и режимные коэффициенты:

$$X'_{\max} = X_{\max} T_{\max}/24, \quad X' = XT/24; \quad (13.3)$$

T_{\max} , q_{\max} , X_{\max} — продолжительность (ч в сут) режима максимального водопотребления, расход ($\text{м}^3/\text{с}$) и фиктивный расход по данной линии при режиме максимального водопотребления; T , q и X — то же, при других режимах водопотребления (суммарная продолжительность всех режимов водопотребления $T_{\max} + \sum T = 24$ ч); b и α — коэффициент и показатель степени в (13.4), определяющей стоимость строительства единицы длины трубопровода диаметром d :

$$c = b_0 + bd^n; \quad (13.4)$$

n и m — показатели степени в (3.6), определяющей гидравлический уклон в трубопроводе диаметром d при пропуске по нему расхода воды q ;

$$\beta = 86 \cdot 10^3 \sigma \gamma_3 k / [\eta (R + T^{-1})]; \quad (13.5)$$

здесь σ — стоимость электроэнергии, руб./кВт·ч; γ_3 — 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, обычно принимаемый равным семи годам; R — сумма амортизационных отчислений, включая затраты на капитальный ремонт, и отчислений на текущий ремонт в процентах от строительной стоимости данной линии (для чугунных и железобетонных труб — 3,3%, для стальных и пластмассовых — 4,6%, для асбестоцементных — 7,3%); k — коэффициент в (3.6).

Л. Ф. Мошнин к *первой* категории относит линии, по которым вода передается от начала сети к диктующей концевой точке, ко *второй* — все остальные линии.

Потери напора на участках сети определяются по формулам на участках первой категории

$$h = S_{\phi} [X'_{\max} + \sum (q/q_{\max})^n X']^{-\frac{m}{\alpha+m}}, \quad (13.6)$$

на участках второй категории

$$h = S_{\phi} (X'_{\max})^{-\frac{m}{\alpha+m}}, \quad (13.7)$$

где

$$S_{\phi} = k \vartheta^{-\frac{m}{\alpha+m}} q_{\max}^{\frac{\alpha n}{\alpha+m}} (q/q_{\max})^n l. \quad (13.8)$$

Фиктивные расходы X' по участкам сети являются частью суммарных фиктивных расходов, поступающих в сеть при соответствующих режимах водопотребления и равных $QT/24$, где Q — расход воды ($\text{м}^3/\text{с}$), поступающей в сеть при рассматриваемом режиме водопотребления.

Л. Ф. Мошниным обоснован также технико-экономический расчет разветвленных сетей с одним источником питания при поочередной подаче воды к точкам водотбора, разветвленных сетей с несколькими источниками питания и разветвленных сетей с контррезервуарами с учетом изменения режима их работы.

Для случая, когда режим работы сети постоянен, формулы (13.1), (13.2), (13.6) и (13.7) упрощаются:

$$d = \vartheta^{\frac{1}{\alpha+m}} X^{\frac{1}{\alpha+m}} q^{\frac{n}{\alpha+m}}; \quad (13.9)$$

$$h = k \vartheta^{-\frac{m}{\alpha+m}} q^{\frac{\alpha n}{\alpha+m}} l X^{-\frac{m}{\alpha+m}}, \quad (13.10)$$

где $X = xQ$ — фиктивные расходы по линиям при поступлении расхода Q от одной точки питания; x — коэффициент, учитывающий роль участка в расходовании энергии на подачу воды.

Если сеть имеет несколько источников питания, то фиктивные расходы по линиям сети являются суммой произведений $Q_n x_n = X_n$, где X_n — фиктивный расход, поступивший в данную линию от источника n .

Диаметры труб можно выбирать по таблицам «предельных» расходов [76], как независимо работающих одиночных линий без попутных расходов, по приведенным расходам:

$$q_{\text{пр}} = q (\vartheta/\vartheta_{\tau})^{\frac{1}{n+1}} q_0^{\frac{n+1}{\alpha+m}}. \quad (13.11)$$

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

$$Q_{\text{пред}} = \left(\frac{b}{\beta}\right)^{\frac{1}{n+1}} \left(\frac{d_2^\alpha - d_1^\alpha}{d_1^{-m} - d_2^{-m}}\right)^{\frac{1}{n+1}}, \quad (13.12)$$

где d_1 и d_2 — меньший и больший смежные диаметры по сортаменту; α , β , b и m — составляющие экономического фактора (табл. 13.1).

Таблица 13.1
Значения b и α , входящих в (13.4)

Тип и класс труб	b	α	Тип и класс труб	b	α
<i>Чугунные</i> — ЛА, А, Б	По [2]		<i>Стальные:</i>	По [2]	
для водоводов	107	} 1,6	для водоводов	53	} 1,4
» сети	130		» сети	61	
<i>Асбестоцементные:</i>			<i>Пластмассовые:</i>		
для водоводов ВТ-6	54	} 1,95	для водоводов СЛ	150	} 1,95
» » ВГ-9	78		» » С	210	
» » ВГ-12	85		» » Т	306	
» сети ВТ-6	80		» сети СЛ	174	
» » ВГ-9	107		» » С	240	
» » ВГ-12	115		» » Т	336	
<i>Чугунные.</i>	По [7]		<i>Стальные:</i>	По [7]	
$d \leq 500$ мм	114	1,5	$d \leq 500$ мм	95	1,6
$d > 500$ »	118	1,6	$d > 500$ »	122	1,7
<i>Асбестоцементные</i>			<i>Асбестоцементные</i>		
$d \leq 500$ мм.			$d > 500$ мм:		
ВТ-3	50	} 1,8	ВГ-3	65	} 1,3
ВТ-6	60		ВТ-6	78	
ВТ-9	90		ВТ-9	117	
<i>Железобетонные</i>	44		2,4		

Стоимость электроэнергии зависит от тарифа, установленного для энергосистемы, питающей данную систему водоснабжения [2] (в среднем 1—4 коп. за 1 кВт·ч). Значение к. п. д. можно приближенно принимать в пределах от 0,7 до 0,8.

Коэффициент неравномерности расходования энергии по [2]:

$$\gamma_{\varepsilon} = \left[\frac{\sqrt{N}}{k_0 k_{\text{сут}} \alpha_{\text{бл}} (1 + \sqrt{N})} \right]^3, \quad (13.13)$$

где $k_0 = 1,01 \div 1,03$ — коэффициент, учитывающий рост водопотребления по годам в течение расчетного срока действия водопровода; $k_{\text{сут}} = 1,1 \div 1,3$ — коэффициент суточной неравномерности; $\alpha_{\text{бл}} = 1,2 \div 1,4$ — коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий и другие местные условия; N — количество жителей в населенном пункте.

При современных стоимостях строительства и тарифах на электроэнергию можно принимать следующие средние значения экономического фактора ε :

для Сибири и Урала (большая глубина заложения труб, относительно 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

Расход, соответствующий диаметру d независимо работающей линии, при котором приведенные годовые затраты оказываются наименьшими, назовем *оптимальным*:

$$Q_{\text{опт}} = d^{\frac{\alpha+m}{n+1}} \varepsilon^{-\frac{1}{n+1}} \text{ [м}^3\text{/с)}. \quad (13.14)$$

Показатель степени $\frac{\alpha+m}{n+1}$ при изменении α от 1,4 до 1,95 практически можно принять равным $1,78 + 0,33 \alpha$.

Предельный расход можно выразить через оптимальный расход:

$$Q_{\text{пр}} = Q_{\text{опт}} (d_{\text{бл}}/d)^{0,72+0,2\alpha}, \quad (13.15)$$

где $d_{\text{бл}}$ — ближайший к d больший сортаментный диаметр.

Если решается вопрос о прокладке дополнительной нитки к существующей линии или об увеличении числа ниток проектируемого водовода, то граничный расход

определяется по формуле

$$Q_{\text{гр}} = \left\{ \frac{\beta^{-1} d_1^m (b_0 + b d_2^\alpha)}{1 - \left[(d_2/d_1)^{\frac{m}{n+1}} + (d_1/d_2)^{\frac{m}{n(n+1)}} \right]^{-(n+1)}} \right\}^{\frac{1}{n+1}} = F(d_1/d_2) Q_{\text{гр}}^*, \quad (13.16)$$

где d_1 — диаметр существующего трубопровода (проложенного в одну нитку); d_2 — диаметр дополнительно прокладываемого трубопровода (второй нитки); $Q_{\text{гр}}^*$ — граничный расход, при $d_1 = d_2 = d$ равный

$$Q_{\text{гр}}^* = [\beta^{-1} d^m (b_0 + b d^\alpha) / (1 - 0,5^{n+1})]^{\frac{1}{n+1}}. \quad (13.17)$$

Значения $F(d_1/d_2)$ при $n = 2$ и $m = 5,3$ получены следующие:

d_1/d_2	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	1,2	1,5	1,8	2,0
F	0,28	0,39	0,52	0,66	0,82	1,19	1,39	2,06	2,82	3,37

Т а б л и ц а 13.2

Значения оптимальных и предельных расходов (л/с)
при $\beta = 1,0$, $m = 5,33$ и $n = 2,0$

D , мм	$Q_{\text{опт}}$ по (13.14)		$Q_{\text{пр}}$ по (13.12)			$Q_{\text{гр}}^*$ по (13.17)		
	$\alpha=1,6$	$\alpha=1,95$	$\alpha=1,4$	$\alpha=1,6$	$\alpha=1,95$	$\alpha=1,4,$ $b_0=6,9,$ $b=53$	$\alpha=1,6,$ $b_0=8,4,$ $b=107$	$\alpha=1,95,$ $b_0=11,$ $b=78$
150	12,5	9,95	19	16,9	13,8	32,7	26,8	27,5
200	24,3	20	34	30,8	25,9	57,5	47,8	47,5
250	40,7	34,4	53,7	49,4	42,5	90	75,8	73,5
300	61,9	53,6	78,8	73,1	64,2	130	111	106
350	88,5	78	109	102	91,1	174	155	145
400	120,5	108	145	137	124	237	206	193
450	158	144	186	177	163	304	267	255
500	202	186	234	224	208	379	337	313
550	252	234	288	277	260	464	416	387
600	307	289	343	333	314	560	505	468
700	439	420	485	474	456	780	715	666
800	597	581	647	640	624	1045	962	905
900	784	775	840	834	826	1350	1260	1190
1000	1000	1000	1108	1110	1120	1692	1600	1526
1100	1246	1260	1360	1360	1395	2230	1986	1910
1200	1521	1560	1770	1805	1860	2930	2420	2430
1400	2176	2264	2300	2350	2445	3950	3440	3380
1500	2550	2680	2665	2750	2885	4130	4030	3985
1600	2960	3140	3260	3370	3590	4770	4740	4650
1800	3880	4160	3960	4120	4430	6220	6200	6170
2000	4960	5480	5250	5500	6000	7830	7800	7950
2200	6180	6180	6710	7120	7850	9680	9700	10000

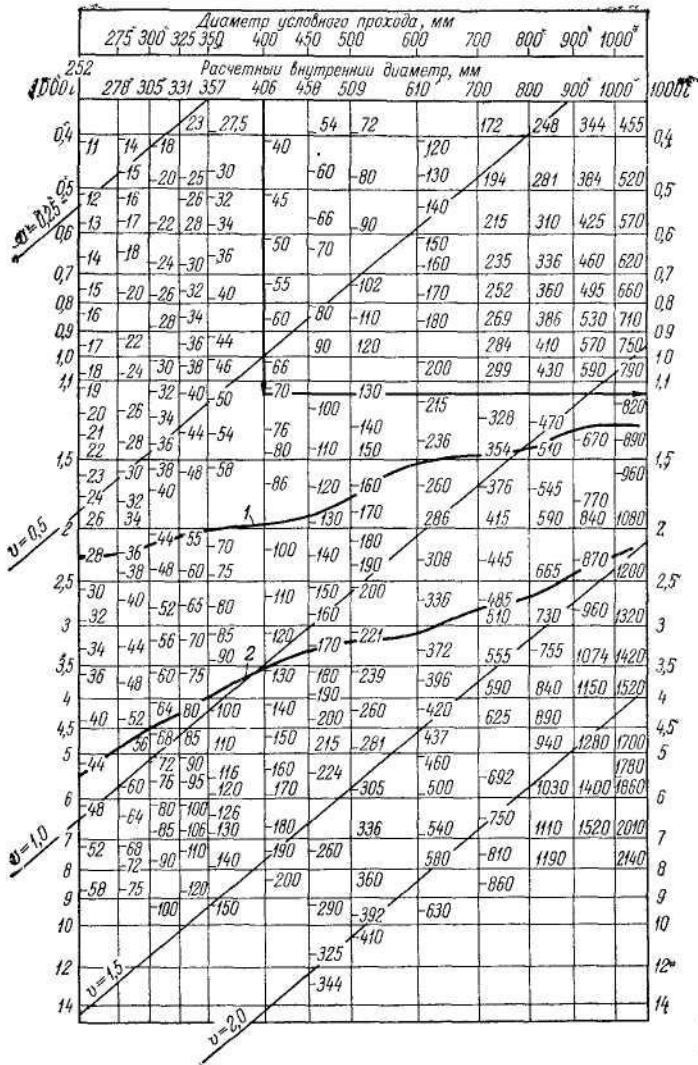


Рис. 131. Номограмма для расчета стальных водопроводных труб (по таблицам Ф. А. Шевелева)

Вертикальные линии — расходы Q (л/с) для трубопроводов различных диаметров, горизонтальные линии — уклоны (1000*i*), наклонные линии — скорости v (м/с). Поправочные коэффициенты k i зависят от толщины стенок труб δ при диаметре условного прохода $D_y \leq 1$ м по формуле $k = 1 + 0,01(\delta - 10)/D_y$, где D_y — в м, δ — в мм, 1 и 2 — верхние и нижние пределы экономически целесообразных расходов для различных диаметров труб

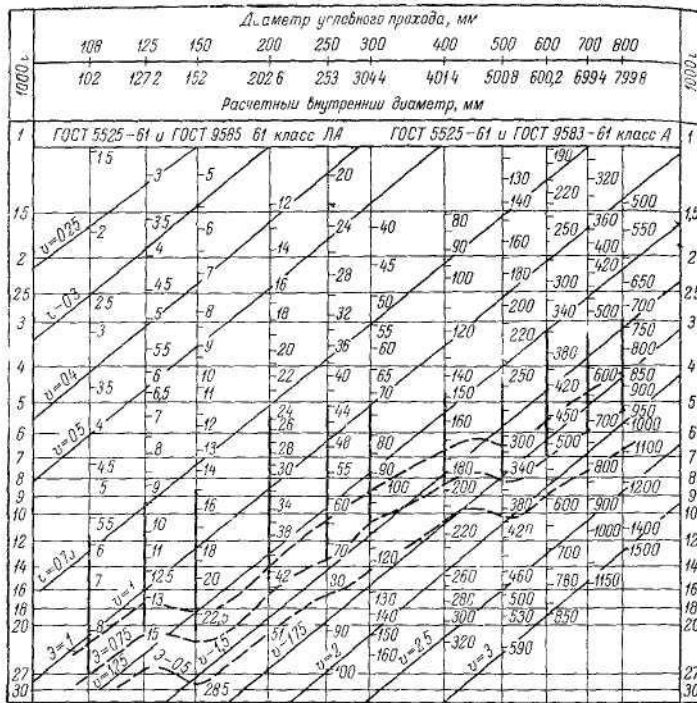


Рис 132 Номограмма для расчета волопроводов из чугунных труб (по таблицам Ф. А. Шевелова). Жирными линиями выделены значения расходов и уклонов, для которых применение данного диаметра труб наиболее рационально. Влияние экономических факторов обозначено пунктирными линиями.

В табл. 13.2 приведены значения $Q_{\text{опт}}$, $Q_{\text{пр}}$ и $Q_{\text{гр}}$, а для более конкретных материалов труб — в [2, 7, 76] или на рис. 13.1—13.3 (составленных Н. П. Трошневым).

Оптимальный расход канализационных напорных трубопроводов, стоимость прокладки которых выражается по (13.4), при $\Theta = 1,0$ можно принимать по табл. 13.2 независимо от концентрации B . В то же время концентрация B оказывает существенное влияние на экономический фактор.

Сопоставляя оптимальный расход с расходом, соответствующим неизменяющейся скорости, выраженной по формуле Н. Ф. Федорова, нетрудно показать, что при $\Theta > 1,72 D^{0,438}$ для асбестоцементных труб ($\alpha = 1,95$)

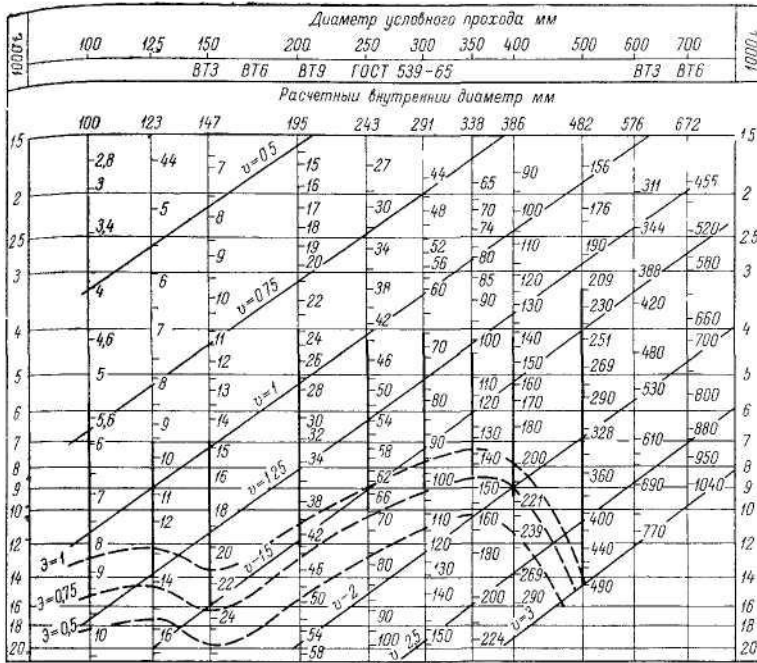


Рис. 133. Номограмма для расчета водопроводов из асбестоцементных труб (по таблицам Ф. А. Шевелева)

и при $\lambda > 1,72 D^{0,078}$ для чугунных труб ($\alpha = 1,6$) незаиляющие скорости оказываются больше оптимальных. Например, для асбестоцементных труб диаметром $D = 0,1$ м или $D = 0,2$ м расход следует назначать по незаиляющей скорости при $\lambda > 0,64$ или при $\lambda > 0,85$, а для чугунных труб соответственно при $\lambda > 1,46$ или $\lambda > 1,53$.

§ 13.2. Расчет разветвленных (тупиковых) сетей

В результате подготовительной работы становятся (рис. 13.4) 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.;

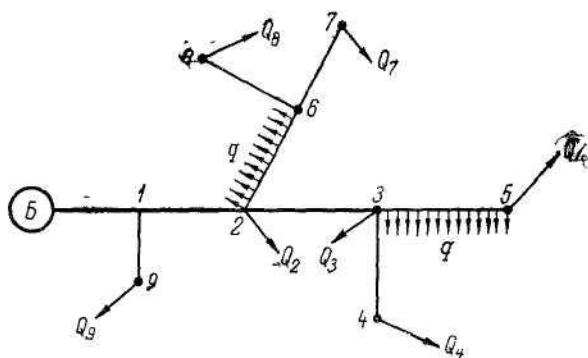


Рис. 13.4. Схема разветвленной (тупиковой) сети

г) расход q , забираемый с 1 м длины того или иного участка трубопровода (см. трубопровод 2—6 или 3—5);

д) геодезические отметки поверхности Земли в узловых точках: z_6, z_1, \dots, z_k ;

е) свободные напоры в конечных точках сети: $h_{св\ 4}, h_{св\ 5}, h_{св\ 7}$ и т. д. По СНиП II-31—74, минимальный свободный напор на вводе в здание над поверхностью земли при хозяйственно-питьевом водопотреблении должен приниматься при одноэтажной застройке не менее 10 м.

При большой этажности напор на каждый этаж увеличивается на 4 м.

В часы минимального водопотребления увеличение напора на каждый этаж принимается 3 м.

Свободный напор в сети у водоразборных колонок должен быть не менее 10 м.

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_n интенсивностью q , то он заменяется эквивалентным по потерям расходом, равным $\beta Q_n = \beta ql$ и сосредоточенным в конце рассматриваемого участка. Так, например, расчетные расходы для участков 2—3 и 2—6 (рис. 13.4) будут:

$$Q_{2-3} = Q_4 + Q_5 + ql_{3-5} + Q_3;$$

$$Q_{2-6} = Q_7 + Q_8 + \beta ql_{2-6}.$$

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 $Q_{n\ 2-6} = ql_{2-6}$, 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 участок. 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. 13.2) выбираются диаметры трубопроводов для каждого участка магистрали.

2 Для принятых диаметров определяются для соответствующих расходов средние скорости v и гидравлические уклоны I . Затем для каждого участка магистрали вычисляются общие потери напора

$$h_w = 1,05II. \quad (13.18)$$

3 Пьезометрический напор или отметка пьезометрической линии в любом сечении трубопровода определяется как отметка пьезометрической линии в конце магистрали $\nabla_k = (z + h_{св})_k$ плюс потери напора на всех участках от конца трубопровода до рассматриваемого сечения

4 Высота водонапорной башни определяется по формуле

$$H_6 = (h_{св} + z)_k + \sum_k^6 h_w - z_6, \quad (13.19)$$

где z_6 — геодезическая отметка поверхности Земли на предполагаемом месте установки башни, z_k — геодезическая отметка поверхности Земли в конечном пункте магистрали.

В схемах с пневматическими установками высоте башни (H_6) 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. 13.3

Т а б л и ц а 13.3

Расчет магистрали

Номера участков	$Q, \text{ л/с}$	$d, \text{ мм}$	$v, \text{ м/с}$	I	$l, \text{ м}$	h_w по (13.18) м	Отметка пьезометрической линии в конце участка м $\nabla_k = z + h_k$
<i>В</i> <i>l</i>	318	500	1,62	0,00600	1100	7,93	69,68
1-2	258	450	1,62	0,00789	1500	12,4	57,28
2-3	135	350	1,38	0,00901	700	6,98	50,3
3-5	62	200	1,23	0,00972	1000	10,3	36,0

В Расчет сложных ответвлений. Ответвления — это трубопроводы, отходящие от магистрали. При гидравли-

ческом 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 $h_{w \text{ доп}}$ и средний гидравлический уклон $I_{\text{ср}}$:

$$h_{w \text{ доп}} = (h + z)_н - (h + z)_к, \quad (13.20)$$

$$I_{\text{ср}} = 0,95 h_{w \text{ доп}} / \sum_k^n l, \quad (13.21)$$

где $(h + z)_н$ и $(h + z)_к$ — пьезометрические напоры в начале и в конце сложного ответвления; $\sum_k^n l$ — 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 *большие* ($I^* > I_{\text{ср}}$) и *меньшие* ($I^{**} < I_{\text{ср}}$) среднего и соответствующие им диаметры d^* и d^{**} ($d^* < d^{**}$). Затем по формуле (13.18) вычисляют соответствующие им значения h_w .

Все вычисления сводят в табл. 13.4.

Т а б л и ц а 13.4

Расчет сложного ответвления

Номера участков	$l, \text{ м}$	$Q_p, \text{ л/с}$	$I_{\text{ср}}$	$I^{**} < I_{\text{ср}}$			$I^* > I_{\text{ср}}$		
				I^{**}	$d^{**}, \text{ мм}$	$h_w^{**}, \text{ м}$	I^*	$d^*, \text{ мм}$	$h_w^*, \text{ м}$
2-6	1800	87	0,0107	0,00720	300	13,6	0,0191	250	36,0
6-8	800	35	0,0107	0,00102	200	8,7	0,0454	150	38,1

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:

$$\sum_k^n h_w \leq h_{w \text{ доп}}, \quad (13.22)$$

где $\sum_k^n h_w$ — 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 (13.20) допустимые потери напора $h_{w \text{ доп}}$, а затем по (13.18) — требуемый гидравлический уклон $I_{\text{тр}}$.

По таблицам Ф. А. Шевелева при расчетном расходе в данном ответвлении определяют ближайший меньший к $I_{\text{тр}}$ уклон и соответствующий ему расчетный диаметр.

Фактический свободный напор в конце ответвления не должен быть меньше заданного.

Пример 1. Рассчитаем сеть, представленную на рис. 13.4, при следующих исходных данных:

Данные по узлам

Наименование показателей	Узлы									
	Б	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Геодезические отметки z_i , м . . .	30	23	21	20	17	19	19	16	18	22
Расходы Q_i , л/л	—	—	10	45	40	32	—	16	35	60
Свободные напоры $h_{\text{св } i}$, м . . .	—	—	6	16	10	16	—	16	10	12

Данные по участкам

Наименование показателей	Между узлами								
	Б-1	1-2	2-3	3-4	3-5	2-6	6-7	7-8	1-9
Расстояние l_i , км	1,1	1,5	0,7	0,9	1,5	1,8	1,2	0,8	2,0
Расчетные расходы для участков сети Q_p , л/с	318	258	135	40	62	87	16	35	60

На участках 2-6 и 3-5 удельный расход $q=0,04$ л/с на 1 м.

1. За магистраль принимаем линию Б-1-2-3-5. По рис. 13.2, при $\mathcal{E} = 0,75$ находим диаметры на всех участках магистрали. Все вычисления сводим в табл. 13.3.

2. Высота водонапорной башни (или минимальное давление сжатого воздуха в пневмоустановке)

$$H_6 = 77,61 - 30 = 47,61 \text{ м.}$$

3. За сложное ответвление примем линию 2-6-8. По (13.20) и (13.21) имеем:

$$h_{w \text{ доп}} = 57,28 - (18 + 10) = 29,28 \text{ м;}$$

$$I_{cp} = 0,95 \cdot 29,28 / (1800 + 800) = 0,0107.$$

Найденные по таблицам Ф. А. Шевелева значения I^* , d^* и I^{**} , d^{**} сведем в табл. 13.4.

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 (13.22) 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 рассчитываем как простые ответвления:

на участке 6-7

$$h_{w \text{ доп}} = (57,28 + 13,6) - (18 + 16) = 36,88 \text{ м;}$$

$$I_{\text{доп}} = 36,88 \cdot 0,95 / 1200 = 0,0291; \quad d = 125 \text{ мм; } I = 0,0248;$$

$$h_w = 31,3 \text{ м; } h_{\text{св факт}} = 70,88 - (18 + 31,3) = 21,58 \text{ м} > 16 \text{ м;}$$

на участке 1—9

$$h_{w \text{ доп}} = 69,68 - (22 + 12) = 35,68 \text{ м};$$
$$I_{\text{доп}} = 0,95 \cdot 35,68 / 2000 = 0,017; \quad d = 250 \text{ мм}; \quad I = 0,00913;$$
$$h_w = 19,2 \text{ м}; \quad h_{\text{св факт}} = 69,68 - (22 + 19,2) = 28,48 \text{ м} >$$
$$> 12 \text{ м};$$

на участке 3—4

$$h_{w \text{ доп}} = 50,3 - (17 + 10) = 23,3 \text{ м};$$
$$I_{\text{доп}} = 0,95 \cdot 23,3 / 900 = 0,0246; \quad d = 200 \text{ мм}; \quad I = 0,0131;$$
$$h_w = 12,4 \text{ м}; \quad h_{\text{св факт}} = 50,3 - (17 + 12,4) = 20,9 \text{ м} >$$
$$> 10 \text{ м}.$$

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. Мошина и Гийона*.

§ 13.3. Гидравлический расчет кольцевых сетей

Гидравлический расчет кольцевой сети (рис. 13.5) 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 взаимозаменяемость 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*:

$$\sum_{r \in k_j} q_{rj} - Q_j = 0, \quad (13.23)$$

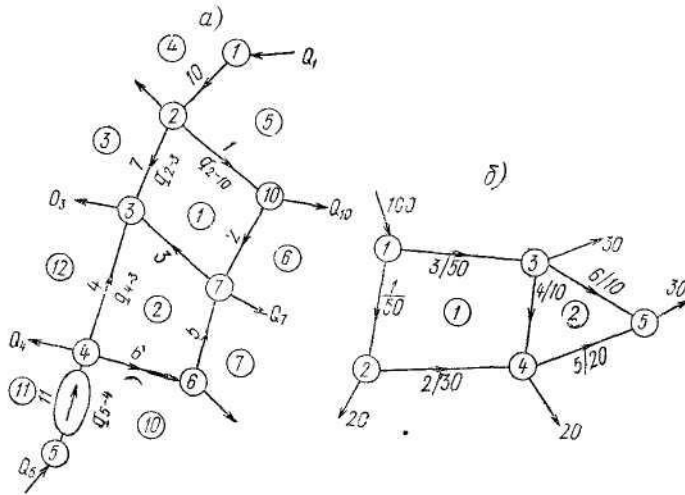


Рис. 13.5. Расчетная схема водопроводной сети
 а — общий вид; б — к примеру расчета

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 (13.23)

$$q_{rj} = -q_{jr} \quad (13.24)$$

Например, для узла 3 сети, показанной на рис. 13.5, б, уравнение (13.23) 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 (13.23) число неизвестных участков 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:

$$\sum_{rb \in E_k} h_{rb} = \sum (\text{sign } q_{rb}) s_{rb} q_{rb}^2 = 0, \quad (13.25)$$

где E_k — множество участков rb , образующих k -е кольцо; $\text{sign } q_{rb} = (+1)$, или (-1) , в зависимости от того,

Результаты расчета кольцевой

Номера колец	Номера участков	Длина l	Диаметры d	Удельные сопротивления A	Сопротивления s	Первое приближение				
						$q^{(1)}$	$s q $	h	Δq_k	Δq_j
						л/с	м·с/л	м	л/с	л·с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1	500	250	$2,75 \cdot 10^{-6}$	$1375 \cdot 10^{-6}$	-50	0,0688	-3,44	3,5	-1,5
	3	400	250	$2,75 \cdot 10^{-6}$	$1100 \cdot 10^{-6}$	50	0,0550	2,75	3,5	
	4	450	150	$41,9 \cdot 10^{-6}$	$1890 \cdot 10^{-6}$	10	0,1885	1,89	3,5	
	2	550	200	$9,0 \cdot 10^{-6}$	$4950 \cdot 10^{-6}$	-30	0,1185	-4,45	3,5	
$\sum s q , \sum h$ и Δq							0,4008	-3,25	3,5	
2	6	600	150	$41,9 \cdot 10^{-6}$	$2520 \cdot 10^{-6}$	10	0,2510	2,51	1,5	-3,5
	5	650	200	$9,0 \cdot 10^{-6}$	$5850 \cdot 10^{-6}$	-20	0,1179	-2,34	1,5	
	4	450	150	$41,9 \cdot 10^{-6}$	$1890 \cdot 10^{-6}$	-10	0,1885	-1,89	1,5	
$\sum s q , \sum h$ и Δq							0,5565	-1,71	1,5	

совпадает направление расхода q_{rb} с направлением обхода кольца или нет; s_{rb} — сопротивление участка, равное произведению удельного сопротивления на длину участка.

Уравнения (13.25) представляют собой равенства нулю алгебраических сумм потерь напора по кольцам сети.

4. Так как первоначально принятые значения участковых расходов, вообще говоря, не удовлетворяют (13.25), то эти расходы должны быть исправлены. Участковые расходы корректируют с помощью «увязочных» расходов:

$$\Delta q_k = - \frac{\Delta h_k}{2 \sum_{rb \in E_k} s_{rb} |q_{rb}|}, \quad (13.26)$$

где Δh_k — левая часть уравнения (13.25).

сети (рис. 13.5, б)

Второе приближение					Третье приближение					Четвер- тое при- ближение
$q^{(2)}$	$s q $	h	Δq_k	Δq_f	$q^{(3)}$	$s q $	h	Δq_k	Δq_f	$q^{(4)}$
л/с	м·с/л	м	л/с	л/с	л/с	м·с/л	м	л/с	л/с	л/с
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
-46,5	0,0638	-2,56	0,6		-45,9	0,0631	-2,90	0,5		-45,4
53,5	0,0539	3,15	0,6		54,1	0,0596	3,22	0,5		54,6
12,0	0,2260	2,71	0,6	-1,1	11,5	0,2170	2,50	0,5	-0,2	11,8
-26,5	0,1310	-3,47	0,6		-25,9	0,1280	-3,31	0,5		-25,4
	0,4797	-0,57	0,6			0,4677	-0,49	0,5		
11,5	0,2890	3,32	1,1		12,6	0,3160	3,98	0,2		12,8
-18,5	0,1030	-2,00	1,1	-0,6	17,4	0,1020	-1,77	0,2	-0,5	-17,2
-12,0	0,2260	-2,71	1,1		-11,5	0,2170	-2,50	0,2		-11,8
	0,6230	-1,33	1,1			0,6350	-0,29	0,2		

Новые значения участковых расходов получаются равными:

$$q_{rb}^{(i+1)} = q_{rb}^{(i)} + \Delta q_k - \Delta q_f, \quad (13.27)$$

где Δq_k и Δq_f — 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 2. Требуется произвести гидравлический расчет кольцевой сети, показанной на рис. 13.5, б. Предварительные значения участковых расходов выписаны в знаменателях дробей, написанных против участков. Трубы чугунные.

В табл. 13.5 переписывают номера участков по принадлежности их к кольцам (графы 1 и 2), диаметры и соответствующие удельные сопротивления (графы 3—5),

а затем подсчитывают сопротивления участков $s = A_l$ (графа 6). Эта часть таблицы сохраняется неизменной до конца вычислений.

В графу 7 переписывают предварительные значения участковых расходов, по которым заполняются графы 8 и 9; в последней потери подсчитываются по формуле

$$h_{rb} = (\text{sign } q_{rb}) s_{rb} q_{rb}^2. \quad (13.28)$$

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 (13.26) увязочные расходы и записать их в графы 10 и 11. Для рассматриваемого примера

$$\begin{aligned} \Delta q_1 &= -3,25/(2 \cdot 0,4608) \approx 3,5 \text{ л/с;} \\ \Delta q_2 &= -1,71/(2 \cdot 0,5565) \approx 1,5 \text{ л/с.} \end{aligned}$$

Для участков, являющихся границами между кольцами, выписывают по два увязочных расхода; в примере такой участок имеет номер 4.

После подсчета по (13.27) 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 скорости. Однако соответствующие поправки к сопротивлениям можно внести в конце вычислений. Впрочем, при удельных сопротивлениях, принятых для скоростей порядка 1—1,2 м/с, 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. Андрияшев 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

$$\Delta q_I / \Delta h_I = \Delta q_{II} / \Delta h_{II} \text{ и т. д.} \quad (13.29)$$

Для контуров, имеющих малоразнящиеся величины длин и диаметров отдельных участков, для определения увязочных расходов предлагается простая формула:

$$\Delta q = q_{\text{ср}} \Delta h / (2 \sum |h_i|), \quad (13.30)$$

где $q_{\text{ср}}$ — средняя величина расхода для всех входящих в контур участков; Δh — невязка в контуре.

5 Перед выбором диаметров предварительно распределенные расходы желательно увязать так, чтобы сумма потерь напора, выраженных формулой

$$h_i = kl\vartheta^{-\frac{m}{\alpha+m}} q_i^{\frac{\alpha n - m}{\alpha+m}} = Bl_i q_i^{\frac{\alpha n - m}{\alpha+m}}, \quad (13.31)$$

по кольцу была равна нулю или меньше наперед заданной величины $\Delta h_{\text{зад}}$, т. е. сумма потерь напора на участках, где движение воды совершается по часовой стрелке (по отношению к данному контуру), примерно равна сумме потерь напора на участках, на которых вода движется против часовой стрелки:

$$\Delta h = \sum h_i \leq (\Delta h)_{\text{зад}} \approx 0; \quad (13.32)$$

при этом должно быть выдержано условие (13.23).

Таблица 136

Значения параметров, входящих в (13.31)

Материал труб	$\frac{m}{\alpha+m}$	$\frac{\alpha n - m}{\alpha+m}$	$B = kl\vartheta^{-\frac{m}{\alpha+m}}$		
			$\vartheta=0,5$	$\vartheta=0,75$	$\vartheta=1,0$
Стальные	0,785	-0,375	0,00378	0,00224	0,00179
Чугунные	0,76	-0,308	0,00303	0,00223	0,00179
Асбестоцементные	0,715	-0,187	0,00194	0,00145	0,00113
Полиэтиленовые	0,71	-0,195	0,00172	0,00129	0,00102

Согласно данным табл. 136, для металлических труб $\frac{\alpha n - m}{\alpha + m} = -0,33$, а для асбестоцементных и пластмассовых $-0,19$.

Для определения величины $q^{\frac{\alpha n - m}{\alpha + m}}$ служит график, приведенный на рис. 13.6.

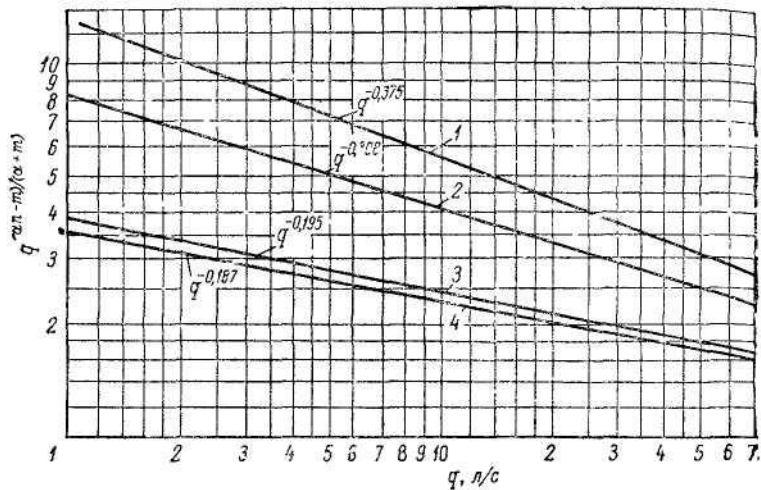


Рис. 13.6. График для определения величины $q^{\frac{\alpha n - m}{\alpha + m}}$, входящей в (13.31) и (13.34)
 1—стальные трубы; 2—чугунные трубы; 3—полиэтиленовые трубы; 4—асбестоцементные трубы

Суммировать удобнее не потери, а величины h_i/B , и тогда (13.32) примет вид:

$$\sum l_i q_i^{\frac{\alpha n - m}{\alpha + m}} \leq (\Delta h/B)_{\text{зад}} \quad (13.33)$$

Поправочные расходы при такой увязке можно определять по формуле

$$\Delta q_i = \frac{\alpha + m}{\alpha n - m} \sum l_i q_i^{\frac{\alpha n - m}{\alpha + m}} / \sum \frac{l_i q_i^{\frac{\alpha n - m}{\alpha + m}}}{q_i} \quad (13.34)$$

6. По линейным расходам, после их предварительной увязки, из таблиц предельных расходов (см. табл. 13.2), 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 выразить через гидравлический уклон

$$h_i = I_i l_i, \quad (13.35)$$

а поправочный расход — по формуле

$$\Delta q = \frac{\Delta h}{n} : \sum \left| \frac{l_i l_i}{q_i} \right|, \quad (13.36)$$

где n — показатель степени в (3.6); 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.

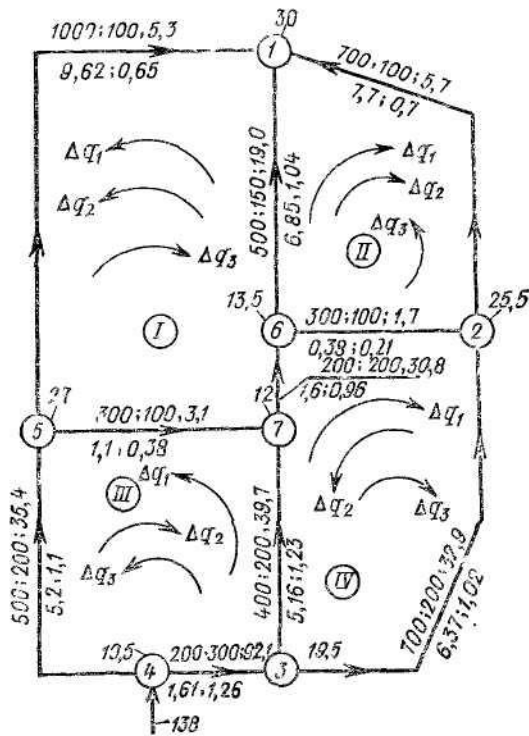


Рис 137. Схема увязки четырехкольцевой сети поселка

Расчет четырехкольцевой водопроводной

Кольцо	Участок	L, м	d, мм	Предварительное распределение расходов			$\frac{an-m}{q}$	Первый цикл	
				$q, \text{ л/с}$	$\frac{an-m}{a+m}$	$\frac{an-m}{lq}$		$q, \text{ л/с}$	$1050t$
I	5-1	1000	100	7,5	4,4	+4190	586	5,9	9,29
	1-6	500	150	15	3,6	-1830	120	18	12,4
	6-7	200	200	16,5	3,5	-700	42,5	31,2	8,24
	5-7	300	100	9	4,2	-1.60	140	0,6	0,3
	$\Delta q = -2,3 \text{ л/с}$					$\Sigma = +610$	888	$\Delta q = -0,3$	
II	1-6	500	150	15	3,6	+1800	120	18	12,4
	6-2	300	100	12	3,8	+1140	95	0,3	0,0
	1-2	700	100	7,5	4,4	-3080	410	6,8	15,2
	$\Delta q_1 = +0,7 \text{ л/с}$					$\Sigma = -140$	625	$\Delta q_2 = +1,2$	
III	4-5	400	200	43,5	2,6	+1300	30	32,8	9,03
	5-7	300	100	9	4,2	+1250	140	0,6	0,3
	3-7	400	200	19,5	3,3	-1320	68	42,6	14,9
	4-3	500	300	84	2,2	-440	5	94,7	8,5
	$\Delta q = -10,7 \text{ л/с}$					$\Sigma = +800$	213	$\Delta q = +4,1$	
IV	3-7	400	200	19,5	3,3	+1320	68	42,6	14,9
	7-6	200	200	16,5	3,5	+700	42	31,2	8,4
	6-2	300	100	12	3,8	-1140	95	0,3	0,0
	2-3	700	200	43	2,6	-1820	41	32,6	8,9
	$\Delta q_1 = +12,4 \text{ л/с}$					$\Sigma = -940$	245	$\Delta q_2 = -1,9$	

Многими авторами (Л. Ф. Мошным, М. П. Васильченко, В. П. Сироткиным, 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 ЭЦВМ.

Пример 3. Произвести расчет водопроводной сети из чугунных труб поселка (рис. 13.7), застроенного зданиями высотой в три этажа и выше. Вода поступает в сеть в точке 4.

Таблица 13.7

сети поселка (см. рис. 13.7)

увязки	Второй цикл увязки				Третий цикл увязки					
	$il, м$	$\frac{il}{q}$	$q, л/с$	1000l	$il, м$	$\frac{il}{q}$	$q, л/с$	1000l	$il, м$	$v, м/с$
+9,29 -6,2 -1,62 -0,1	1,78 0,34 0,05 0,1	4,9 19,5 29,6 5,0	8,34 14,4 7,44 8,65		+8,34 -7,2 -1,49 -2,6	1,70 0,37 0,05 0,52	5,3 19,0 30,8 3,1	+9,62 13,7 8,05 3,65	+9,62 -6,85 -1,6 -1,1	0,65 2,04 0,96 0,38
$\Sigma = +1,34$	2,27	$\Delta q_2 = +0,4$			$\Sigma = -2,95$	2,64			$\Sigma = +0,07$	
+6,2 0,0 -10,6	0,34 0,0 1,56	19,5 3,4 5,6	14,4 4,3 10,6		+7,2 +1,29 -7,42	0,37 0,38 1,33	19,0 1,7 5,7	13,7 1,26 11,0	+6,85 +0,38 -7,7	1,04 0,21 0,70
$\Sigma = -4,4$	1,9	$\Delta q_3 = -0,1$			$\Sigma = +1,07$	2,08			$\Sigma = -0,47$	
+4,52 -0,1 -5,96 -1,7	0,11 0,1 0,14 0,02	36,9 5,0 36,6 90,6	11,3 8,65 11,0 7,77		+5,65 +2,6 -4,4 -1,55	0,15 0,52 0,12 0,02	35,4 3,1 39,7 92,1	10,4 3,65 12,9 8,04	+5,2 +1,1 -5,16 -1,61	1,10 0,38 1,23 1,26
$\Sigma = -3,14$	0,46	$\Delta q_3 = -1,5$			$\Sigma = +2,3$	0,81			$\Sigma = -0,47$	
+5,96 +1,65 0,0 -6,25	0,14 0,05 0,0 0,19	36,6 29,6 3,4 34,5	11,0 7,44 4,3 9,94		+4,4 +1,49 -1,29 -6,95	0,12 0,05 0,38 0,20	39,7 30,8 1,7 32,9	12,9 8,05 1,26 9,1	+5,16 +1,6 -0,38 -6,37	1,23 0,96 0,21 1,02
$\Sigma = +1,36$	0,38	$\Delta_3 q = +1,6$			$\Sigma = -2,35$	0,75			$\Sigma = +0,01$	

Расчетный расход в 138 л/с и магистральная сеть 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 $q_{уд} l$, л/с	19,5	21,78	6	15,3	28,08	12,78	4,5	10,5	10,8	9

Узловые расходы равны:

Узел	1	2	3	4	5	6	7
Расход, л/с	30	25,5	19,5	10,5	27	13,5	12

Намечаем предварительное распределение расчетных расходов так, как показано в табл. 13.7. Прежде чем назначать диаметры труб, производим предварительный расчет невязки.

Невязки первого предварительного цикла оказались больше заданных: $(\Delta h/B)_{\text{зад}} = 224$, т. е. условие (13.33) не выполняется. По (13.34) 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 расчетные диаметры труб отличаются от диаметров труб, принимаемых по предварительно распределенным расходам.

После выбора диаметров труб производим увязку сети двумя циклами с использованием (13.35) и (13.36) при $n = 1,9$ (табл. 13.7).

На рис. 13.7 записаны окончательно полученные расчетные параметры: в числителе — длина l в м, диаметр d в мм и расчетный расход q в л/с; в знаменателе — потеря напора на участке h в м и скорость v в м/с.

§ 13.4. Гидравлический расчет водопроводных сетей на ЭЦВМ

При расчете водопроводных сетей различают две группы задач: *техничко-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 $Q(Q_1, Q_2, \dots, Q_{10})$, а определенную подлежат участковые расходы $q(q_{1-2}, q_{2-3}, q_{3-4}, \dots)$ — см. рис. 13.5, 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 независимыми 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 ЭЦВМ 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 (13.23).

Алгоритмы распределения узловых расходов между участками разнообразны. Некоторые из них основаны на расчленении кольцевой сети на участки с таким расчетом, чтобы получилась связанная 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 ЭЦВМ, и в память машины вводятся уже готовые участковые расходы.

Первоначальные участковые расходы удовлетворяют первому условию (13.23), но, как правило, не удовлетворяют второму условию (13.25).

Уравнений вида (13.25) можно составить столько, сколько имеется в сети колец, т. е. m уравнений. Если подставить первоначальные значения участковых расходов в (13.25), 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 (13.26) с учетом (3.6):

$$\Delta q_k = - \frac{\Delta h_k}{n \sum s |q|^{n-1}}. \quad (13.37)$$

При этом первое условие (13.23) расчета не нарушится.

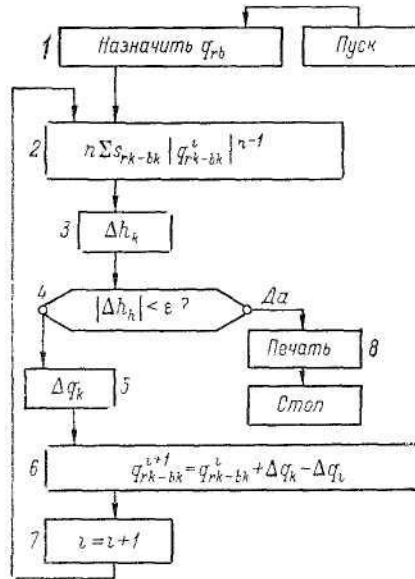
В основной части программы увязочные расходы подсчитываются для всех колец, после чего участковые расходы исправляются по (13.27). Новые значения участковых расходов уточняются подобным образом снова, если только невязки Δh_k по всем кольцам не окажутся в пределах нормы.

На рис. 13.8 приведен алгоритм гидравлического расчета кольцевой 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 ($k = 1, 2, 3, \dots, m$) знаменатели выражений (13.26) (блок 2) и невязки (блок 3), равные левым частям уравнений (13.25). 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

рис. 13.8. Алгоритм гидравлического расчета водопроводной сети по методу В. Г. Лобачева



(блоки 7, 2, 3, 4); символ $i := i + 1$ означает « i присвоить значение $i + 1$ ».

Метод В. Г. Лобачева применительно к счету на ЭЦВМ 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 (13.23) и (13.25) линейной.

Для решения задач второго и третьего типов удобны те методы, в которых аргументами являются узловые напоры H , либо в таких задачах на эти напоры налагаются ограничения (например, в виде зависимостей их от узловых расходов).

Одним из наиболее удобных методов является *первый вариационный*, 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 ЭЦВМ, однако благодаря росту быстродействия машины этот недостаток потерял свою остроту.

Расчет водопроводной сети по первому вариационному методу сводится к нахождению минимального значения функции $T(H)$ при некоторых ограничениях:

$$T(H) = \sum_{i=1}^t P |H_{r_i} - H_{b_i}|^{3/2} + \sum_{p=1}^w \frac{|h_{np} - (H_{кp} - H_{оп})|^{3/2}}{\sqrt{s_{np}}} + \frac{3}{2} \sum_{s=1}^n F_s(H_s). \quad (13.38)$$

Первая сумма функции T распространяется на все участки, вторая — на все насосы, третья — на все узлы. Во второй сумме $H_{к}$ и $H_{оп}$ — напоры после насоса и перед ним, а h_{np} и s_n — параметры аналитического выражения для характеристики насоса [7, 34].

$$H^н = H_{к} - H_{оп} = h_{np} - s_n q^2. \quad (13.39)$$

Для узлов, в которых напоры заданы, принимаем $F = 0$; для остальных

$$F(H) = QH. \quad (13.40)$$

Для тех узлов, в которых расходы зависят от напоров,

$$F(H) = \int_0^H Q(H) dH. \quad (13.41)$$

Так, например, при линейной зависимости между узловым расходом и напором:

$$Q = r(H - H^0) \quad (13.42)$$

соответствующее слагаемое третьей суммы примет вид:

$$F(H) = 0,5r(H - H^0)^2. \quad (13.43)$$

На напоры, входящие во вторую сумму, налагаются ограничения:

$$H^{\max} \geq H_{к} - H_{оп} \geq H^{\min}, \quad (13.44)$$

где H^{\max} и H^{\min} — максимальный и минимальный напоры, образующие диапазон допустимой работы насоса.

На напоры и расходы линейной зависимости (13.42) могут налагаться ограничения:

$$\text{при } H \leq H_0 \quad Q = 0; \quad \text{при } H \geq H^{\text{max}} \quad Q = r(H^{\text{max}} - H^0). \quad (13.45)$$

При необходимости учета гидравлического сопротивления задвижки она рассматривается как участок с проводимостью

$$P = \omega \sqrt{2g/\zeta_3}, \quad (13.46)$$

где ω — площадь поперечного сечения; g — ускорение силы тяжести; ζ_3 — коэффициент сопротивления задвижки, зависящий от степени ее открытия.

Информацию о начертании водопроводной сети удобно представлять в виде списка наименований участков. Наименование участка состоит из двух номеров узлов, между которыми он заключен. Для сети, показанной на рис. 13.5, а, информация о начертании может иметь вид:

0002	0010	0006	0007
0010	0007	0004	0006
0007	0003	0002	0003
0004	0003	0001	0002

Прочая 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 ЭЦВМ. Более детально методика гидравлического расчета водопроводных, а также близких к ним газовых, тепловых и вентиляционных сетей изложена в работе [18].

§ 13.5. 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_m и расходом q_m для таких сопротивлений

$$h_m = s_m q_m^n \quad (13.47)$$

математически подобна соответствующей зависимости для гидравлических параметров участка:

$$h_n = s_n q_n^n \quad (13.48)$$

Если все сопротивления s_m модели сети сделать пропорциональными соответствующим сопротивлениям участков:

$$s_n = c_s s_m \quad (13.49)$$

где c_s — коэффициент пропорциональности, то потери напора и участковые расходы модели могут быть пропорциональны потерям напора и расходам сети в натуре:

$$h_n = c_h h_m \quad (13.50)$$

$$q_n = c_q q_m \quad (13.51)$$

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:

$$c_h = c_s c_q^n \quad (13.52)$$

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

$$U = \sigma I^n, \quad (13.53)$$

где U — падение напряжения на элементе; σ — постоянный (не зависящий от силы тока) коэффициент сопротивления.

Таковыми 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 (13.53) 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

$$U = rl. \quad (13.54)$$

Таким образом, сопротивление r изменяется ступенчато, следствием чего является кусочно-линейная аппроксимация вольт-амперной характеристики (13.53).

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 Гипронегаза).

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 условием, чтобы выполнялось равенство

$$r = \sigma = U/I^n, \quad (13.55)$$

что контролируется по приборам, подключаемым к элементу без разрыва цепи. В некоторых моделях контроль выполнения (13.55) осуществляется по вольт-амперной

характеристике, нанесенной на осциллографическую трубку.

При прямом электрическом моделировании выдерживается соответствие очертаний водопроводной и электрической сетей. Параметры этих сетей пропорциональны:

$$q = c_q I; \quad h = c_h U; \quad s = c_s s; \quad (13.56)$$

между коэффициентами пропорциональности существует связь (13.52).

В АВМ, основанной на принципе обратного электрического моделирования, расходу на участке сети отвечает падение напряжения на модели, а потерям напряжения — сила тока. Вольт-амперная характеристика нелинейного элемента имеет вид:

$$I = \pi U^{1/n}. \quad (13.57)$$

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 (13.23) одной дуальной сети отвечает второе условие (13.25) другой и наоборот, в связи с чем оказывается возможной зависимость

$$h = c_h I; \quad q = c_q U; \quad P = c_p \pi. \quad (13.58)$$

Между коэффициентами пропорциональности c_h , c_p и c_q должна иметь место связь

$$c_h = c_p c_q^{1/n}. \quad (13.59)$$

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 ЭЦВМ.

§ 13.6. Техничко-экономические расчеты водопроводных сетей на ЭЦВМ

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

$$П = К + ТЭ \quad (13.60)$$

имели бы минимально возможное значение. В (13.60) 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:

$$П = \left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{100} T + 1 \right) \sum_{i=1}^t c_i l_i + \sum_{j=1}^w \frac{\rho Q_j H_j^n}{102\eta} \gamma_3 \cdot 365 \cdot 24 \sigma, \quad (13.61)$$

где α_1 и α_2 — отчисления на текущий ремонт и амортизацию; c — удельная стоимость монтажа труб, руб.; l — длина участка, м; ρ — плотность воды, кг/л; Q — расход точки питания, л/с; H^n — напор насосной станции, м; η — к. п. д. насосной станции; γ_3 — коэффициент использования электроэнергии; σ — стоимость электроэнергии, руб./кВт·ч; w — число точек питания с насосами.

Приведенные затраты можно представить в виде функции узловых напоров. При заданных участковых расходах q_{r_i} , длине участка и напора в начале (H_a) и конце участка (H_b) диаметр трубы, согласно (13.28), определяется однозначно. По известному диаметру трубы может быть найдена удельная стоимость монтажа c .

Напор насосной станции H^n выражается через узловые напоры формулой (13.39). Таким образом,

$$П = F(H) = E \sum_{i=1}^t c(H_{r_i}; H_{b_i}) l_i + D \sum_{j=1}^w Q_j (H_{k_j} - H_{c_j}). \quad (13.62)$$

Для сети, показанной на рис. 13.5, а, приведенные затраты будут равны:

$$P = E \sum_{i=1}^{10} cl_i + DQ_5 (H_4 - H_5) \quad (13.63)$$

(напоры H_1 и H_5 предполагаются заданными).

Задача об определении диаметров труб водопроводной сети формулируется следующим образом: минимизировать функцию цели — приведенные затраты $P = F(H)$ при ограничениях вида:

$$H_i \geq H_i^{\min}, \quad (13.64)$$

$$H_i \leq H_i^{\max}, \quad (13.65)$$

где H^{\max} и H^{\min} — 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 (13.62) строго выпуклая, то при ограничениях (13.64) и (13.65) получается единственное решение, отвечающее вполне определенной оптимальной пьезометрической поверхности.

По известным напорам на концах участка и участковом расходе можно найти наиболее подходящий стандартный диаметр трубы. Можно поступить иначе, допустив в сети участки, состоящие из двух частей различных диаметров. Эти части должны иметь такие длины, чтобы потери напора на всем составном участке были равны подсчитанным машиной.

Нахождение минимума функции $P(H)$ рекомендуется производить по алгоритму модифицированного покоординатного спуска. Информация о начертании 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 поряд-

ке 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 расходах:

$$h'/h'' = (H'_r - H'_b)/(H''_r - H''_b) = (q'/q'')^2. \quad (13.66)$$

В процессе расчета на ЭЦВМ изменяются напоры в узлах для одного какого-либо расчетного режима, а соответствующие потери напора для другого расчетного режима находятся по (13.66).

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 узловых напоры.

Среди других методов имеются такие, которые позволяют получать решения за конечное число шагов.

Каждый участок водопроводной сети предполагается состоящим из ряда частей x_{kj} , так что

$$\sum_{j=1}^p x_{kj} = l_k; \quad (13.67)$$

где j — номер диаметра из таблицы сортамента; p — число стандартных диаметров труб.

Потеря напора на участке получается равной ($n=2$):

$$h_k = q_k^2 \sum_{j=1}^p A_j x_{kj}. \quad (13.68)$$

Ограничения (13.64), налагаемые на узловых напоры, имеют вид:

$$\delta_{ib} = f(x, H^n) = H_i^n + H_i^f - \sum_{k \in M_{fb}} q_k^2 \sum A_j x_{kj} - H_b^{\text{мин}} \geq 0, \quad (13.69)$$

где j — номер узла с насосной станцией; l — номер узла, для которого составляется неравенство (13.69); M_{jb} — множество номеров участков маршрута, соединяющего узел j с узлом b ; H_b — минимально допустимое значение напора в узле b .

Для сети, показанной на рис. 13.5, а, ограничения (13.69) имеют вид:

$$\delta'_{4-3} = H_4^n + H_5 - H_3^{\text{мин}} - h_{4-3} \geq 0; \quad (13.70)$$

$$\delta''_{4-3} = H_4^n + H_5 - H_3^{\text{мин}} - h_{4-6} - h_{7-7} - h_{7-3} \geq 0; \quad (13.71)$$

$$\delta'_{1-3} = H_1 - H_3^{\text{мин}} - h_{2-3} \geq 0; \quad (13.72)$$

$$\delta''_{1-3} = H_1 - H_3^{\text{мин}} - h_{2-10} - h_{10-7} - h_{7-3} \geq 0; \quad (13.73)$$

предполагается, что H_5 , H_1 и $H_3^{\text{мин}}$ заданы.

Ограничения на трубы, имеющиеся на складе, примут вид:

$$\sum_{k=1}^l x_{kj} \leq L_j, \quad (13.74)$$

где L_j — общая длина труб j -го диаметра сортамента.

Приведенные затраты выражаются следующим образом:

$$\Pi = F(x, H) = E \sum_{k=1}^l \sum_{j=1}^p c_j x_{kj} + D \sum_{j=1}^w Q_j H_j^n, \quad (13.75)$$

где c_j — удельная стоимость монтажа труб j -го диаметра сортамента.

Задача формулируется следующим образом: минимизировать приведенные затраты (13.75) при ограничениях (13.67), (13.69) и (13.74). Так как функция и ограничения линейны относительно неизвестных x и H^n , то рассматриваемая задача является задачей линейного математического программирования.

В других методах определения диаметров труб на ЭЦВМ в качестве неизвестных фигурируют либо диаметры труб, либо удельные сопротивления участков. Ограничения имеют вид (13.69):

$$\delta_{jb} = H_j^n + H_i^l - \sum_{k \in M_{jb}} h_k - h_b^{\text{мин}} \geq 0, \quad (13.76)$$

где h — потери напора — функция от диаметра или удельного сопротивления.

Ограничения (13.76) обязательно составляются лишь для конечных узлов и узлов, в которых сходятся потоки. Число ограничений получается равным не менее

$$\mu = m + d + \omega - 1, \quad (13.77)$$

где d — число диктующих точек (число конечных узлов и узлов со сходящимися потоками).

Функция цели имеет вид:

$$P = E \sum_{i=1}^t c_i l_i + D \sum_{j=1}^w Q_j H_j, \quad (13.78)$$

где c — функция от диаметра или удельного сопротивления.

К решению задачи о минимизации функции цели (13.78) при ограничениях вида (13.76) можно привлечь метод неопределенных множителей Лагранжа. Точное решение в этом случае можно получить, если использовать теорию Куна — Таккера. При замене неравенств (13.76) равенствами получается известное решение Л. Ф. Мошнича.

Для решения сформулированной задачи можно также привлечь метод штрафных функций; тогда она сведется к нахождению минимума функции

$$\psi = P + \sum \lambda_{j\delta} \delta_{j\delta}^2, \quad (13.79)$$

где коэффициент λ является положительной величиной при $\delta < 0$ и принимается равным нулю при $\delta \geq 0$.

Опыт определения диаметров труб на ЭЦВМ 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 заданных участковых расходах. Установлено, что в этом случае кольцевая сеть вырождается в разветвленную.

§ 13.7. Совместная работа насосов и водоводов

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_n перекачиваемой жидкости.

Заданные отметки z_1 и z_2 , а также давления p_1 и p_2 позволяют определить статический напор сети:

$$H_s = (p_2 - p_1)/\gamma + z_2 - z_1. \quad (13.80)$$

Затем рассчитывают потери напора при различных расходах:

$$h_w = (s_b + s_k) Q^2 = \left(1,05 A l_n + \frac{\zeta_{вс} + s_k}{2g\omega_{вс}^2} \right) Q^2, \quad (13.81)$$

где s_k — сопротивление коммуникаций насосной станции; s_b — сопротивление водоводов; A — удельное сопротивление напорного трубопровода длиной l_n ; $\zeta_{вс}$ — коэффициент сопротивления всасывающего трубопровода площадью $\omega_{вс}$.

Зная величину потерь при каждом расходе, строят характеристику сети, т. е. кривую

$$H_c = H_s + h_w = H_s + (s_b + s_k) Q^2. \quad (13.82)$$

Совместная работа насосов и водоводов возможна лишь в том случае, если развиваемый насосами напор H_n , соответствующий их производительности Q_n , будет равен полной высоте водоподъема, определяемой по (13.82) при Q_n .

Потребный напор H_n насоса определяется рабочей точкой A , соответствующей заданной подаче Q_n , т. е. координатой точки пересечения характеристики насоса $H-Q$ и характеристики водопроводящей системы H_c-Q . Далее по каталогам, содержащим данные о конструкциях и характеристиках насосов, подбирают насос, обе-

спечивающий 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:

$$H/H_0 = (n/n_0)^2; \quad (13.83)$$

$$Q/Q_0 = n/n_0; \quad (13.84)$$

$$N/N_0 = (n/n_0)^3. \quad (13.85)$$

Если характеристика насоса описывается уравнением (5.30), то изменение расхода и напора при качественном регулировании насоса происходит по зависимостям

$$\beta^2 = H_s/h_{np} + (1 - H_s/h_{np}) \cdot Q^2/Q_A^2; \quad (13.86a)$$

$$\beta^2 = \left(1 + \frac{s_n}{s_b} \cdot \frac{H_s}{h_{np}}\right) \frac{H}{H_A} - \frac{s_n}{s_b} \cdot \frac{H_s}{h_{np}}. \quad (13.86b)$$

При количественном регулировании насосов сопротивление задвижки s_3 определяется зависимостью

$$s_3 = (h_{np} - H_s)/Q_A^2 - s_b - s_n. \quad (13.87)$$

Диаметры напорных водоводов обычно выбирают по таблицам «предельных» расходов. Особенностью расчета водоводов является расчет их по заданной степени обеспеченности подачи по ним воды к объекту.

Количество переключений $R = n - 1$ на водоводе определяют расчетом из условий подачи аварийного расхода:

$$Q_{ав} = \rho Q_n, \quad (13.88)$$

где ρ — коэффициент допустимого снижения подачи при аварии.

Число участков n , на которые разделена перемычка — каждая нитка водовода, определяют по следующим формулам [7]:

$$n = \frac{\rho^2 s_b (2m - 1)}{(1 - \rho^2) (m - 1)^2 (s_n + s_b + s_k)}; \quad (13.89)$$

где m — количество ниток водовода.

Если имеется m параллельных водоводов и каждая труба переключениями между водоводами разделена на n участков, то при аварии на одном из участков водовода коэффициент снижения воды

$$\rho = \sqrt{\frac{n(m-1)^2(s_n + s_k + s_b)}{(2m-1)s_b + n(m-1)^2(s_n + s_k + s_b)}}. \quad (13.90)$$

Для самотечно-напорного водовода в (13.89) и (13.90) следует принимать $s_b = 1$ и $s_n + s_k = 0$.

§ 13.8. Расчет канализационных сетей на ЭЦВМ

Методика расчета канализационных сетей на ЭЦВМ пока разработана в надлежащей мере лишь применительно к бытовым сетям. С помощью ЭЦВМ 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 незаиляющих 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 незаиляющей $v_{\text{мин}}$, степень наполнения не выше максимальной $a_{\text{макс}}$, диаметр — минимально возможный.

Табулированная предельная зависимость приведена в табл. 13.10. Уклоны коллекторов назначаются по табл. 13.10 лишь в том случае, когда коллектор необходимо уложить предельно полого. При укладке коллектора с уклоном больше минимального скорость и степень наполнения определяются по табл. 13.8 и 13.9.

По табл. 13.8 для заданного диаметра назначаются модуль расхода K_n и модуль скорости W_n , отвечающие полному наполнению. По (8.4) находится модуль расхода, по отношению K/K_n по табл. 13.9 определяются

Таблица 13.8

Модули расхода и скорости для труб при
полном заполнении их (при скорости
 $v = 2$ м/с в формуле Н. Ф. Федорова)

d , мм	K_{II} , л/с	W_{II} , м/с
100	523	10,43
150	566	12,13
200	6,2	13,60
250	14,6	15,15
300	2 095	16,65
350	2 847	17,90
400	3,70	19,24
450	4 870	20,50
500	6 070	22,10
550	7 080	21,30
600	8 590	22,30
650	10 300	23,30
700	12 180	24,30
750	14 380	25,30
800	16 710	26,60
850	19 450	27,40
900	22 200	28,30
950		
1000		

Таблица 13.9

Относительные модули расхода и скорости (при скорости
 $v = 2$ м/с в формуле Н. Ф. Федорова) для различных
степеней заполнения труб

a	k/K_{II}	W/W_{II}
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

W/W_{II} , а затем модуль скорости W и степень заполнения a . Скорость подсчитывается по (8.3).

Бытовое водоотведение в районе с известной плотностью населения распределяется пропорционально длинам участков:

$$Q_i^n = \frac{N q^n}{3600 \cdot 24 \sum_{k=1}^i l_k} l_i, \quad (13.91)$$

Таблица 13.10

Расходы, минимально возможные уклоны и скорости, соответствующие предельной зависимости

D, мм	При расчетных наполнениях				При $\alpha=1,0$			
	Q, л/с	α	v_n , м/с	1000 l по Н. Ф. Федоров)	1000 l по (8.6)	Q, л/с	1000 l	v_n , м/с
200	13,6	0,6	—	5,0	5,82	21,08	4,88	0,37
250	22,9	0,6	0,74	3,78	4,4	35,15	4,1	0,72
300	34,4	0,6	0,78	3,28	3,82	53,38	3,55	0,76
350	59,2	0,7	0,83	2,78	3,61	76,01	3,17	0,79
400	81,0	0,7	0,86	2,52	3,27	103,3	2,86	0,82
450	102	0,7	0,89	2,30	2,99	135,1	2,61	0,85
500	145	0,75	0,92	2,11	2,8	172,0	2,42	0,88
550	182	0,75	0,95	1,97	2,61	214,1	2,25	0,90
600	205	0,75	0,97	1,87	2,43	261,2	2,12	0,92
650	266	0,75	1,00	1,74	2,30	313,5	1,99	0,94
700	316	0,75	1,02	1,66	2,20	371,6	1,89	0,97
750	370	0,75	1,04	1,57	2,08	435,0	1,80	0,98
800	428	0,75	1,06	1,50	1,99	504,4	1,71	1,00
900	562	0,75	1,10	1,38	1,83	660,7	1,58	1,04
1000	762	0,8	1,13	1,28	1,73	840,7	1,46	1,07
1100	948	0,8	1,16	1,19	1,61	1046	1,37	1,10
1250	1265	0,8	1,21	1,09	1,47	1401	1,25	1,14
1400	1645	0,8	1,24	1,01	1,36	1816	1,16	1,18
1500	1920	0,8	1,27	0,95	1,3	2126	1,10	1,20
1600	2220	0,8	1,29	0,92	1,24	2466	1,05	1,23
1750	2730	0,8	1,33	0,85	1,16	3023	0,99	1,26
2000	3690	0,8	1,38	0,78	1,05	4100	0,93	1,30
2250	4800	0,8	1,42	0,72	0,98	5310	0,83	1,35
2500	6150	0,8	1,46	0,67	0,9	6814	0,77	1,39

где Q_i^n — путевой расход; N — число жителей; q^n — норма водоотведения, л/сут; l — длина участка; t — число участков.

Гидравлический расчет на всех этапах выполняется методом проходов, согласно которому информация об участках обрабатывается от начальных участков, наименования которых помечены (например цифрой 3), до нижнего узла сети.

Так, например, у сети, имеющей начертание

3001 0003 0004 0010

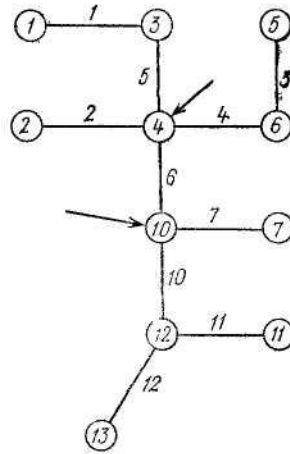
3002 0004 3007 0010

3005 0006 0010 0012

0006 0004 3011 0012

0003 0004 0012 0013

Рис. 13.9. Схема бытовой канализационной сети для гидравлического расчета



имеется пять проходов (рис. 13.9):

1—3—4—10—12—13;

2—4—10—12—13;

5—6—4—10—12—13;

7—10—12—13;

11—12—13.

По проходкам суммируются сосредоточенные узловые (см. узлы 4 и 10 у сети на рис. 13.9) и путевые расходы, после чего по обычному правилу подсчитываются расчетные расходы:

$$q_i = q_i^c + k(q_i^{\text{хоз}}) q_i^{\text{хоз}}, \quad (13.92)$$

где q_i^c 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. 13.10 назначаются минимальный уклон, диаметр и скорость, а также степень наполнения.

Отметки воды определяются по проходкам согласно следующим уравнениям и неравенствам:

$$z_r = Z_r - h_{\text{жк}} \quad (13.93)$$

(для начального участка);

$$z_b \leq z_r - il; \quad (13.94)$$

$$z_b \leq Z_b - h_{\text{жк}}; \quad (13.95)$$

$$z_i^p \leq z_i^{p-1}, \quad (13.96)$$

где Z — отметка поверхности Земли; z — отметка поверхности воды; $h_{\text{жк}}$ — минимально допустимая глубина заложения поверхности жидкости; r и b — узлы в начале и в конце участка; l — длина участка; z_i^p и z_i^{p-1} — отметки поверхности воды на p -й и $p-1$ -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:

$$h_{ж} = h_{д} - ad. \quad (13.97)$$

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), ставясь начальным. Станции перекачки могут назначаться и путем технико-экономических расчетов в результате сравнения приведенных стоимостей вариантов. Приведенная стоимость принимается:

$$П = К + ТЭ, \quad (13.98)$$

где в капитальные затраты $К$ 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 ЭЦВМ 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, стоимость которого 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.

Полный комплект программ расчета сетей водоснабжения и канализации на Фортране [18, 31] имеется в ЛИИЖТе, а в кодах ЭВМ «Наири» — в ЛИИЖТе и ЛИСИ.

§ 13.9. Принципы расчета дождевой канализационной сети

Расчет дождевой сети принято производить по прилегающим площадям стока или по дождеприемникам. Расчетный расход дождевых вод в рассчитываемом сечении соответствует продолжительности дождя, равной времени протока дождевой капли от наиболее удаленной точки площади стока до рассматриваемого сечения; это время называют *временем концентрации стока*.

Сначала вычисляют удельные расходы дождевых вод (л/с), приходящиеся на 1 га [67]:

$$q_{уд} = A\psi_{ср}t^{-n}, \quad (13.99)$$

где A и n — параметры, определяемые для данной местности по нормативным данным [67]; $\psi_{ср}$ — средний коэффициент стока; t — время концентрации стока:

$$t = t_k + 1,25t_d + rt_{пр}; \quad (13.100)$$

t_k — время поверхностной концентрации, принимаемое обычно 5—10 мин; t_d — время протока по уличным лоткам до дождеприемника на улице; $t_{пр} = \sum l_{тр}/v_{тр}$ — время протекания по трубам рассчитываемого сечения; r — коэффициент, учитывающий постепенные нарастания скоростей в трубах и свободную емкость канализационных труб, работающих под напором; $l_{тр}$ и $v_{тр}$ — длина расчетного участка коллектора и скорость течения воды в нем.

Расходы с отдельных площадей f стока

$$q = q_{уд}f = q_{усл}f\rho. \quad (13.101)$$

Результаты, полученные по (13.101), при необходимости умножаются на коэффициент η , учитывающий неравномерность выпадения дождя на площади стока, и на коэффициент m , учитывающий продолжительность дождя. В (13.101) $q_{усл}$ — условный удельный расход при времени $t = t_k$, который является постоянным для данной местности и вычисляется обычно при $t_k = 5$ мин до начала гидравлического расчета; ρ — коэффициент уменьшения расчетной интенсивности дождя, значения которого приведены в [20]. При гидравлическом расчете дождевых сетей по дождеприемникам продолжительность протока, определенную для первого участка, можно условно относить ко второму участку; продолжительность

протока по второму участку суммируют с временем протока по первому и относят к третьему участку и т. д.

Расчет дождевой сети осложняется тем, что для определения расходов дождевых вод необходимо знать время протока t , а следовательно, и скорость течения воды на рассматриваемом участке. Между тем эту скорость можно считать известной только при известном расходе. Поэтому сначала задаются скоростью течения по участку не менее самоочищающей и вычисляют время протока по участку, как частное от деления длины участка на скорость течения. Присуммировав это время со временем протока от начала коллектора до рассматриваемого участка (уже рассчитанного), находят коэффициент ρ и вычисляют расчетный расход на участке:

$$Q = q_{\text{усл}} F \rho, \quad (13.102)$$

где F — суммарная площадь стока данного участка. По этому расчетному расходу подбирают диаметр труб и их уклон при полном наполнении и принятой скорости течения. При таких данных уточняют пропускную способность труб. Если расчетный и полученный расходы отличаются не более чем на $\pm 10\%$, то по величине il определяют отметки дна трубы в начале и в конце участка. Если же полученный расход отличается от расчетного более чем на 10% , расчет повторяют, задаваясь другим значением скорости течения. В таком порядке расчет ведут последовательно от одного участка к другому.

В. С. Дикаревским и А. И. Таубиным разработан комплекс алгоритмов для решения задач, связанных с проектированием дождевых канализационных сетей, с помощью ЭЦВМ и по ним составлены алгол-программы [21]. Поиск оптимального варианта профиля коллекторов дождевой сети производится методом динамического программирования. Н. У. Койдой и А. М. Кургановым составлена программа на Фортране для расчета на ЕС-1020.

А. М. Курганов предлагает принимать $r = 1$, а расчетные расходы безнапорного потока уменьшать в (13.99) коэффициентом $A_p \approx 0,7 A_{\text{зад}}$ или сокращением периода однократного превышения расчетной интенсивности $p_p \approx 0,56 p_{\text{зад}}^{3/4}$ и учитывать увеличение пропускной способности труб вследствие неравномерного неустановившегося движения дождевых вод согласно § 10.4 и 11.2.

§ 13.10. Особенности расчета общесплавной и полураздельной канализации

Согласно СНиП II-32—74, расчетный расход на участках общесплавного канализационного коллектора до первого ливнепуска определяется как сумма расходов бытовых, производственных и дождевых сточных вод. Расчетный расход на участках канализационного коллектора после первого и каждого последующего ливнепуска определяется по формуле

$$q^m = q_{\text{сух}} + n_0 q_{\text{сух}}^0 + q_{\text{дожд}}^0 \quad (13.103)$$

где $q_{\text{сух}} = q_{\text{быт}} + q_{\text{пр}}$ — суммарный расход бытовых ($q_{\text{быт}}$) и производственных ($q_{\text{пр}}$) сточных вод для расчетного участка; n_0 — коэффициент разбавления на ливнепуске; $q_{\text{сух}}^0$ — суммарный расход бытовых и производственных сточных вод с площадей стока, обслуживаемых участками коллектора до ливнепуска; $q_{\text{дожд}}^0$ — расчетный расход дождевых вод с площадей стока, обслуживаемых участками коллектора после ливнепуска, определяемый в предположении, что коллектор начинается за ливнепуском; $n_0 q_{\text{сух}}^0$ — несбрасываемый через ливнепуск расход дождевых вод.

При гидравлическом расчете сети расчетные участки коллектора должны проверяться на пропуск расходов сточных вод в сухую погоду с незаиляющими скоростями:

$$q_{\text{сух}}^m = k_{\text{общ}} q_{\text{быт}} + q_{\text{пр}}, \quad (13.104)$$

где $k_{\text{общ}}$ — общий коэффициент неравномерности.

Механизация расчета общесплавных и дождевых сетей разработана в ЛИСИ. Здесь имеется программа, составленная для ЭВМ «Раздан-2» Ю. М. Шарыгиным. Гидравлический расчет бытовых и дождевых сетей при полураздельной системе производится так же, как и при полной раздельной системе. Специфика полураздельной канализации проявляется в необходимости вычисления предельных расходов, т. е. наибольших расходов от предельного дождя, которые через разделительные камеры должны поступать из дождевой сети в общесплавные коллекторы. Предельный дождь (по М. В. Молокову) — это дождь наибольшей интенсивности среди дождей, весь сток от которых необходимо подвергать очистке.

Удельный расчет стока от предельного дождя вычисляется по формуле

$$q_{np} = z_{cp} \left[20^n q_{20} \left(\frac{p_n^{1/3} - \tau}{1 - \tau} \right) \right]^{1,2} (t_{к.п} + t_{т.п})^{0,1-1,2n}, \quad (13.105)$$

где, помимо используемых при расчете дождевых сетей n , z и q_{20} , p_n — период однократного превышения интенсивности предельного дождя, принимаемый, по М. В. Молокову, от 0,05 до 0,1 года; τ — климатический параметр, изменяющийся в пределах 0,21—0,27; $t_{к.п}$ — время поверхностной концентрации при предельном дожде, примерно равное 10—15 мин; $t_{т.п}$ — время протекания воды по дождевому коллектору до сечения перед разделительной камерой при предельном дожде, которое не совпадает с t_{np} в (13.100).

Зная суммарную площадь стока, обслуживаемую сечением дождевого коллектора перед разделительной камерой F_k , предельный расход определяют по формуле

$$q_n = q_{np} F_k. \quad (13.106)$$

Предельные расходы можно вычислить с помощью коэффициентов разделения или путем пересчета дождевой сети.

Коэффициент разделения k представляет собой отношение предельного (q_n) и расчетного (Q) расходов в сечении дождевого коллектора у определенной разделительной камеры:

$$k = \frac{(t_k + r t_{np})^{1,2n-0,1} (\sqrt[3]{p_n} - \tau)^{1,2}}{[t_{к.п} + 1,2 t_{np} \delta(k)]^{1,2n-0,1} [(1 - \tau) (1 + c \lg p)]^{1,2}}. \quad (13.107)$$

Коэффициент увеличения скорости δ при $0,01 < k < 0,7$ можно выразить так:

$$\delta = 0,812 k^{-0,3}. \quad (13.108)$$

При $k > 0,5$ коэффициент $\delta = 1$. В дождевых сетях с комбинированными руслами и руслами, пропускающими расчетные расходы при неполном наполнении, вычислять предельные расходы с помощью коэффициента разделения нельзя. При $r = 1$ коэффициент k следует увеличивать в 1,4 раза.

При пересчете дождевой сети рассматривается формирование стока от предельного дождя и вычисляются максимальные расходы у разделительных камер, которые и будут предельными.

§ 13.11. Гидравлический расчет водостоков зданий

Вода с крыши через водосточную воронку по водосточной системе поступает в наружную сеть дождевой канализации или в лоток отмостки у здания. По исследованиям О. П. Михеева, наиболее целесообразен для водосточных воронок безнапорный режим, обеспечивающий устойчивую безвибрационную работу воронок при относительно незначительной глубине их приемной части l_v и высоте слоя воды на кровле (h).

Безнапорный режим может быть обеспечен, когда расход воды и глубина ее перед воронкой не будут превышать критических значений $Q_{кр}$ и $h_{кр}$, определяемых по формулам:

$$h_{кр} = 0,36D_{вып}; \quad Q_{кр} = 4,27D_v D_{вып}^{3/2}, \quad (13.109)$$

где $D_{вып}$ — диаметр выпуска воронки; D_v — диаметр входного отверстия воронки. При этом следует принимать $r \geq h_{кр}$, где r — радиус, которым описывается профиль приемной части коноидальной воронки ($l_v = r$).

Рекомендуемые НИИ санитарной техники параметры водосточных воронок (по исследованиям О. П. Михеева) приведены в табл. 13.11. Для сравнения в последней строке таблицы даны значения $Q_{кр}$ для воронок с острой входной кромкой (при $r = 0$, $D_{вып} = D_v$).

Таблица 13.11

Параметры водосточных воронок при $\mu_{в.к} = 0,45$ и $\mu_{вып} = 0,95$

$D_{вып}$, мм	50	75	100	125	150	200
$Q_{кр}$, л/с	1,3	3,6	7,3	12,9	20,2	41,5
$h_{кр} = r$, мм	18	27	36	45	54	72
D_v , мм	86	130	172	216	258	344
$Q_{кр}$, при $D_{вып} = D_v$, л/с .	0,75	2,1	4,27	7,5	11,8	24,2

Расход воды через водосточную воронку при безнапорном режиме ($h < h_{кр}$) и истечении без вихреобразования выражается формулой кольцевого водослива:

$$Q_v = \mu_v \pi D_v \sqrt{2gh^{3/2}}, \quad (13.110)$$

где h — напор воды, равный глубине слоя воды перед входом в воронку; μ_v — коэффициент расхода воронки:

$$\mu_v = 0,62 - 0,46h/D_{вып}. \quad (13.111)$$

В конструкциях воронок следует предусматривать устройства, создающие безвихревое движение жидкости, например вертикальные перегородки во входной части воронки или колпаке. Решетка (колпак), перекрывающая воронку, должна одновременно с пропуском расчетных расходов воды обеспечивать свободное поступление атмосферного воздуха через гидравлическую воронку в отводящий трубопровод.

§ 13.12. Расчет канализационных стояков

Надежность систем канализации зданий определяется устойчивостью против срыва гидравлических затворов у санитарно-технических приборов и засоряемостью канализационных трубопроводов. Устойчивость гидравлических затворов зависит от величины вакуума, возникающего в канализационном стояке при транспортировке по нему сточной жидкости и выражаемого, согласно исследованиям ЦНИИЭП инженерного оборудования, формулой

$$\Delta p = 3590 [q_{ж} / (1 + \cos \alpha) D_{ст}^2]^{1,677} (d_{отв} / D_{ст})^{0,71} \text{ [Па]}, \quad (13.112)$$

где $q_{ж}$ — максимальный расход стояков, м³/с; α — угол присоединения отвода к стояку, град; $D_{ст}$ и $d_{отв}$ — диаметры стояка и отвода, м.

Максимальное разрежение возникает в стояке высотой не менее 90 диаметров; это справедливо для стояков высотой до 150 м, не имеющих на рабочей высоте точек перегиба. Срыв гидравлического затвора высотой 60 мм происходит при понижении давления в стояке на 637 Па, высотой 70 мм — на 834 Па. Если стояк на рабочей высоте имеет две точки перегиба, то может произойти выброс воды в санитарном приборе, присоединенном к стояку над верхней точкой перегиба, и срыв гидравлического затвора у санитарного прибора, расположенного ближе остальных ко второй точке перегиба. Для выравнивания давлений А. Я. Добромисловым рекомендуется соединять трубой диаметром 40—50 мм верхний участок стояка до перегиба с нижним после перегиба.

Пропускная способность стояков высотой более 90 диаметров при высоте гидрозатворов 60 мм представлена в табл. 13.12; при высоте гидрозатворов 50 мм эти данные следует уменьшить на 20%, а при высоте затворов 70 мм — увеличить на 20%.

Таблица 13.12

Критические расходы жидкости (л/с) для прямолинейных
стояков многоэтажных зданий при высоте затворов 60 мм

Диаметр позтажных отводов, мм	Диаметр стояка, мм						Угол присое- динения позтажных отводов к стояку, град
	45	50	85	100	125	150	
45	0,72	0,94	3,36	5,0	8,56	13,4	90
	1,1	1,39	5,0	7,45	12,85	19,9	60
	1,3	1,6	5,7	8,55	14,6	22,9	45
50		0,88	3,2	4,8	8,1	12,7	90
		1,35	4,8	7,1	12,2	18,9	60
		1,55	5,5	8,2	13,9	21,7	45
85			2,5	3,8	6,5	10,2	90
			3,9	5,7	9,8	15,3	60
			4,6	6,5	11	17,4	45
100				3,5	6,1	9,4	90
				5,4	9,2	14,2	60
				6,1	10,4	16,1	45
125					5,5	8,7	90
					8,5	13,1	60
					10	14,9	45
150						8	90
						12,2	60
						14	45

Таблица 13.13

Пропускная способность неветилируемых стояков (л/с)
с рабочей высотой L меньше $90 D_{ст}$ для гидрозатворов
высотой 60 мм

$L, м$		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$D_{ст} = d_{отв} = 50 мм$	$\alpha = 45^\circ$	2,2	1,4	0,95	0,7	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
	$\alpha = 90^\circ$	2	1,2	0,8	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$D_{ст} = d_{отв} = 100 мм$	$\alpha = 45^\circ$	9,8	6,2	4,5	3,3	2,6	2,2	1,7	1,4	1,2	1,2
	$\alpha = 90^\circ$	8,7	5,3	3,7	2,7	2,1	1,7	1,3	1,1	0,95	0,95
$D_{ст} = 100 мм$ $d_{отв} = 50 мм$	$\alpha = 45^\circ$	8,8	5,4	3,7	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	1,0
	$\alpha = 90^\circ$	7,8	4,6	3	2,2	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8	0,8

При высоте расположенного ниже участка стояка L меньше 90 его диаметров стояк может работать как не-вентилируемый; устройства соединительного трубопровода при этом не требуется, и его пропускная способность определяется по табл. 13.13, а разрежение — по формуле

$$\Delta p = 8,68 [(Q_{\text{в}} + q_{\text{ж}})/D^2]^{4,3} \text{ [Па]}, \quad (13.113)$$

где эжектирующая способность жидкости выражается зависимостью

$$Q_{\text{в}} = 13,78 q_{\text{ж}}^{1/3} D_{\text{ст}}^{1,75} (D_{\text{ст}}/d_{\text{отв}})^{0,12} (L/90D_{\text{ст}})^{0,5} \times \\ \times (1 + \cos \alpha)^{-0,177} \text{ [м}^3/\text{с]}. \quad (13.114)$$

А. Я. Добромислов рекомендует либо устройство на каждом стояке вытяжки высотой 200 мм над кровлей здания, либо объединение поверху (в пределах чердака) группы канализационных стояков одной вытяжной частью.

Диаметры горизонтальных участков труб, объединяющих поверху стояки, рекомендуется рассчитывать по формуле

$$d = k \sqrt{q_{\text{ж}}} \text{ [мм]}, \quad (13.115)$$

где $q_{\text{ж}}$ — в л/с; $k = 53$ при $\alpha = 90^\circ$, $k = 44$ при $\alpha = 60^\circ$ и $k = 40$ при $\alpha = 45^\circ$.

Диаметр вытяжной части выше кровли здания равняется наибольшему диаметру участка сборного трубопровода.

Диаметр выпуска рекомендуется определять по формулам:

$$\text{при } h/d_{\text{в}} \leq 0,6 \\ d_{\text{в}} = (q_{\text{ж}}/v_{\text{ж}})^{5/3} h^{-7/3} \text{ [м]}, \quad (13.116)$$

$$\text{при } h/d_{\text{в}} > 0,6 \\ d_{\text{в}} = 1,22 (q_{\text{ж}}/v_{\text{ж}})^{5/6} h^{-2/3} \text{ [м]}, \quad (13.117)$$

где h — глубина воды в трубопроводе, м; $v_{\text{ж}}$ — скорость движения жидкости, м/с.

§ 13.13. Основы расчета 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 ее 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

$$q_{пр}/Q_0 = 0,139 \left(Q_0/p \sqrt{i_0} - 5 \right)^{1/3}, \quad (13.118)$$

где Q_0 — расход воды в уличном лотке; i_0 — продольный уклон лотка; p — параметр решетки, имеющий размерность расхода:

$$p = Ab_p b \sqrt{g\delta}; \quad (13.119)$$

A — безразмерный коэффициент, зависящий от b/δ (табл. 13.14); b_p — ширина решетки; b — ширина прозоров; δ — толщина стержней.

Таблица 13.14

Значения A , p/A и p

b/δ	p/A , м ³ /с	A	p , м ³ /с
3,50	0,01100	1,02	0,01120
4,28	0,00845	1,01	0,00852
3,22	0,00620	1,21	0,00753
2,14	0,00358	1,61	0,00576

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_{\max} может быть определен по формуле

$$l_{\max} = [(q_p/Q_0 - 0,5)^2 + 0,012] n_p^{2/3} l_{\max} = 18h_0 \sqrt{i_0}, \quad (13.120)$$

где q_p — расход, принимаемый решеткой; h_0 — наибольшая глубина воды в лотке; n_p — число прозоров решетки.

Длина решетки $l_{р\ \min}$ с примерно двойным запасом на случай возможного ее засорения

$$l_{р\ \min} = 5v_0 \sqrt{2z_0/g} n_p^{-1/3}; \quad (13.121)$$

здесь v_0 — средняя скорость движения воды в лотке:

$$v_0 \approx 1,8h_0^{2/3} \sqrt{i_0} \text{ [м/с]}; \quad (13.122)$$

z_0 — глубина воды в лотке перед дождеприемником с учетом продольного уклона лотка:

$$z_0 = h_0 + i_0 l_p, \text{ м}; \quad (13.123)$$

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

$$l_{сп} = 6,75 l_p i_0 (Q_0/p)^{1/3}, \quad (13.124)$$

где l_p — длина решетки.

Приемная способность бордюрного дождеприемника значительно ниже, чем решетчатого, и может быть найдена по зависимости

$$\frac{q_{пр}}{Q_0} = 0,074 \left(\lg \frac{\sqrt{g L_{борд}^3}}{85 Q_0 i_0} \right)^2, \quad (13.125)$$

где $L_{борд}$ — длина отверстия в бордюрном дождеприемнике.

Для определения расстояний l между дождеприемниками А. М. Муравейской рекомендована формула

$$l = \frac{Q_0 - q_{пр}}{q (M + 0,5m) \psi} \cdot 10^4 \text{ [м]}; \quad (13.126)$$

здесь q — расчетная интенсивность дождя, л/(с·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.

**ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА
НЕКОТОРЫХ СООРУЖЕНИЙ СИСТЕМ
ВОДОСНАБЖЕНИЯ И КАНАЛИЗАЦИИ**

§ 14.1. Гидравлическая крупность

Гидравлической крупностью ω_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:

$$\omega_0 = \frac{\nu}{d_{ш}} \text{Ar} (18 + 0,61 \sqrt{\text{Ar}})^{-1}, \quad (14.1)$$

где $\text{Ar} = g(\rho_{т} - \rho) d_{ш}^3 / (\rho \nu^2)$ — критерий Архимеда для твердого компонента плотностью $\rho_{т}$.

Частицы неправильной формы характеризуются *эквивалентным по объему* $V_{т}$ *диаметром шара*

$$d_3 = 1,24 V_{т}^{1/3} \quad (14.2)$$

и *геометрическим коэффициентом формы* k_{ϕ} (табл. 14.1), т. е. отношением поверхности данной частицы $S_{т}$ к поверхности эквивалентного шара:

$$k_{\phi} = 0,207 S_{т} / V_{т}^{2/3} = d_{т}^2 / d_3^2. \quad (14.3)$$

Гидравлическая крупность частиц неправильной формы оказывается больше вычисленной по (14.1) при $\text{Re}_{т} = \omega_0 d_3 / \nu < 0,2$ в $\sqrt{1 + 0,862 \lg k_{\phi}}$ раз, а при $2 \cdot 10^3 < \text{Re}_{т} < 2 \cdot 10^5$ — в $(12,4 - 11,4 k_{\phi}^{-1})^{-0,5}$ 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),

Опытные значения k_{Φ} для некоторых непрямых частиц

Материал части	k_{Φ}
Песок окатанный	1,17
» с округлыми зернами	1,16
» островершинный	1,5—1,67
» нефракционированный	1,7—1,87
Уголь длиннопламенный	3,0
Антрацит	1,5—3,5
	(в среднем 2,13)
Дробленый керамзит крупностью зерен 1,78—1,15 мм	4,30—2,35
Недробленый керамзит крупностью зерен 1,18 мм	1,29
Уголь газовый	2,07
Кокс	2,86
Сланец	3,17—3,5
Угольная пыль	1,62—2,58
Графит искусственный	1,15—1,5
Алюминиевые цилиндрики ($l/d_T=1+3$)	1,15—1,5
Алюмосиликат	1,02—1,05
Перлит без шероховатости частиц	2,8
То же, с учетом шероховатости	7,0
Горелые породы крупностью 1 мм	2,1
Вулканические туфы крупностью 0,95—1,07 мм	2,67—1,98

а второй фактор зависит от объемной концентрации частиц β . Степенные условия учитываются поправками E_D и E_{β} :

$$E_D = \omega_{0\text{ст}}/\omega_0 = [1 - (d_T/D)^2]^{1,5}, \quad (14.4)$$

$$E_{\beta} = \frac{\omega_{0\text{ст}}}{\omega_0} = \frac{(1-\beta)^{4,75} (18 + 0,61 \sqrt{Ar})}{18 + 0,61 \sqrt{Ar} (1-\beta)^{4,75}} \approx (1-\beta)^n, \quad (14.5)$$

где n — опытный коэффициент, равный, по данным экспериментов Д. М. Минца с песком и гравием, 2,25—4,5 (в среднем $n=3$). При $D/d_T \geq 10$ можно пренебречь влиянием стенок, а при $\beta < 0,01$ — влиянием концентрации.

В табл. 8.4 приведены гидравлические крупности наносов.

Скорость движения одиночных пузырьков газа в жидкости ω_r , в отличие от скорости падения твердых частиц, характеризуется коэффициентом деформации пузырьков Φ_{Φ} , представляющим собой отношение эквивалентного диаметра d_3 к фронтальному диаметру пузырьков d_{Φ} :

$$\Phi_{\Phi} = d_3/d_{\Phi} = 0,81 + 0,206 \operatorname{th}(1,6 - 2 \lg \operatorname{Re} M^{0,23}); \quad (14.6)$$

здесь

$$\operatorname{Re} = \omega_r d_3/\nu; \quad M = g\nu(\eta/\sigma)^3; \quad (14.7)$$

ν и η — кинематический и динамический коэффициенты вязкости жидкой среды; σ — межфазовое поверхностное натяжение.

Для дистиллированной воды при $t = 21^\circ\text{C}$ величина $M = 2,4 \cdot 10^{-11}$, а для минерального масла при $t = 27,5^\circ\text{C}$ значение $M = 1,45 \cdot 10^{-2}$.

При $\text{Re} \leq 2$

$$\omega_r = gd_3^2 / (18\nu); \quad (14.8)$$

при $2 < \text{Re} < 350$ ($\varphi_f = 1$)

$$\omega_r = 0,251 \sqrt{gd_3} \text{Re}^{0,41}. \quad (14.9)$$

Для максимально деформированных пузырьков ($\varphi_{\text{мин}} = 0,62$)

$$\omega_r = 0,705 \sqrt{gd_3}. \quad (14.10)$$

§ 14.2. Принцип расчета горизонтальных и аэрируемых песколовки

Длина горизонтальной песколовки L , в пределах которой частица с гидравлической крупностью ω_0 при скорости потока v опустится на глубину H , вычисляется по формуле

$$L = kHv/\omega_0, \quad (14.11)$$

где $v = Q/\Omega$ — средняя скорость течения воды при расходе Q и площади живого сечения $\Omega = BH$; B — ширина песколовки; ω_0 — гидравлическая крупность (табл. 14.2) улавливаемой частицы взвеси наименьшего размера (обычно $d = 0,2 \div 0,25$ мм); k — коэффициент, учитывающий турбулентность, несовершенство гидравлических условий работы, расслоение песка в подводных каналах и другие факторы (табл. 14.2):

$$k \approx \omega_0 / \sqrt{\omega_0^2 - (0,05v)^2}. \quad (14.12)$$

Общая глубина песколовки

$$H_{\text{стр}} = H + h_{\text{ос}} + h_{\text{борт}}, \quad (14.13)$$

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.

Таблица 14.2

Значения k для песколовок (по В. И. Калицуну)

d , мм	w_0 при $t=15^\circ\text{C}$, мм/с	Горизонтальные песколовки	Аэрируемые песколовки при B/H		
			1	1,25	1,5
0,15	13,2	—	1,31	1,25	1,20
0,20	18,7	1,67	1,22	1,13	1,14
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	40,7	1,08	0,74	—	—

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 м³/(м²·ч). Система аэрации — низконапорная (1,1—1,2 м вод. ст.).

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 осаждаются 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 (14.11), в которой коэффициент k зависит лишь от отношения B/H и гидравлической крупности расчетной фракции песка (по В. И. Калицуну):

$$k = - \frac{1,32B/H}{\lg(1 - 2Bw_0/Hv_{\text{дон}})} \cdot \frac{w_0}{v_{\text{дон}}} = - \frac{13,2w_0B/H}{\lg(1 - 20w_0B/H)}, \quad (14.14)$$

где $v_{\text{дон}} = 0,1$ м/с — средняя скорость движения воды в придонной части (к аэраторам).

§ 14.3. 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 нерастворимых 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 отстойной 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/с, в водохранилища — 0,2 мм/с.

Необходимый эффект осветления составляет:

$$\mathcal{E} = (1 - C_2/C_1) \cdot 100 [\%]. \quad (14.15)$$

Наименьшая скорость w_0 осаждения взвешенных веществ из сточных вод, соответствующая этому эффекту, находится по графику С. М. Шифрина (рис. 14.1).

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

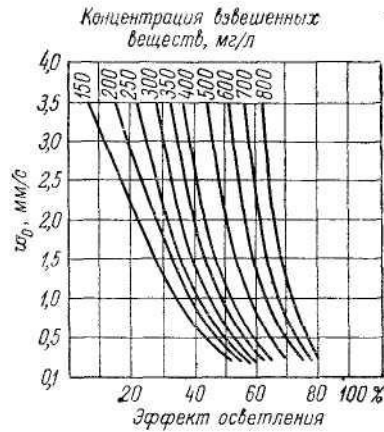


Рис. 14.1. График кинетики выпадения взвеси сточных вод

последующих сооружений. Рассмотрим последовательность расчета отстойников.

1. Определяется длина горизонтальных отстойников

$$L = vH/(k\omega_0) \text{ [м]} \quad (14.16)$$

или радиус вертикальных, радиальных и с вращающимися распределительными устройствами отстойников

$$R = \sqrt{Q/(3,6\pi k\omega_0)} \text{ [м]}, \quad (14.17)$$

где Q — расчетный расход сточных вод, м³/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/с; k — коэффициент, принимаемый: $k = 0,5$ — для горизонтальных, $k = 0,45$ — для радиальных, $k = 0,85$ — для отстойников с вращающимися сборно-распределительными устройствами, $k = 0,35$ — для вертикальных отстойников; ω_0 — скорость осаждения частиц взвеси в отстойнике (гидравлическая крупность), мм/с:

$$\omega_0 = \frac{kH}{\alpha t} \left(\frac{h}{kH} \right)^n - \omega; \quad (14.18)$$

здесь t — продолжительность отстаивания (с) в цилиндре со слоем воды h , соответствующая заданному эффекту осветления; определяется экспериментально или принимается приближенно для основных видов взвесей по табл. 30 СНиП II-32—74; α — коэффициент, учитывающий влияние температуры воды на ее вязкость, равный:

α	0,45	0,55	0,66	0,8	0,9	1,0	1,14	1,3	1,5	1,8
Максимальная среднемесяч- ная темпера- тура сточных вод, °С	60	50	40	30	25	20	15	10	5	0

ω — вертикальная составляющая скорости движения воды в отстойнике, равная:

ω , мм/с	0	0,05	0,1	0,5
v , мм/с	5	10	15	20

n — эмпирический коэффициент, зависящий от свойств взвеси, определяется экспериментально; для основных

видов взвесей n может приниматься по табл. 30 СНиП II-32—74.

При вычислении ω для радиальных и горизонтальных отстойников в первом приближении следует принимать $v = 5 \div 10$ мм/с, 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. Вследствие турбулентности происходит агломерация или размельчение частиц взвеси при их осаждении в движущемся потоке. В связи с этим М. Мырзахметов, помимо k , вводит коэффициент агломерации или размельчения взвеси, величину которого устанавливают на основании технологического моделирования процесса осаждения взвеси в движущемся потоке.

Значения $(kH/h)^n$ в расчетах первичных отстойников для городских сточных вод могут приниматься по табл. 143.

Таблица 143

Значения $(kH/h)^n$ для отстойников различных типов

Высота отстойника, H , м	Тип отстойника			
	вертикальный	радиальный	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	—

2. После определения L и R уточняется значение v : для горизонтальных отстойников

$$v = Q/(3,6HB) \text{ [мм/с]}, \quad (14.19)$$

где B — ширина отстойников (м), принимается в пределах 2—5 H ;

для радиальных отстойников

$$v = Q/(3,6\pi RH) \text{ [мм/с]}. \quad (14.20)$$

Если уточненное значение v значительно отличается от принятого ранее (при вычислении ω), величины L и R

определяются повторно с учетом полученного значения σ . Заметим, что продолжительность отстаивания сточных вод в желобах двухъярусных отстойников принимается 1,5 ч.

Исходные данные для расчета вторичных отстойников следует брать из табл. 31 СНиП II-32—74.

Для бытовых сточных вод вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников допускается определять по табл. 14.4, для производственных сточных вод — экспериментально.

Таблица 14.4

Вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников в мг/л

Продолжительность отстаивания, ч	При БПК _{полн} очищенной воды, мг/л					
	15	20	25	50	75	100
0,75	21	27	33	66	86	100
1,0	18	24	29	59	78	93
1,5	15	20	25	51	70	83
2	12	16	21	45	63	75

При минимальном количестве отстойников (два первичных и три вторичных) их расчетный объем следует увеличить в 1,2—1,3 раза. Нагрузка на 1 м водослива не должна превышать 10 л/с.

У отстойников с вращающимися распределительными устройствами период их вращения

$$T = \pi R^2 H k / Q, \quad (14.21)$$

где радиус R определяется по (14.17).

§ 14.4. 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 $\pm 5\%$.

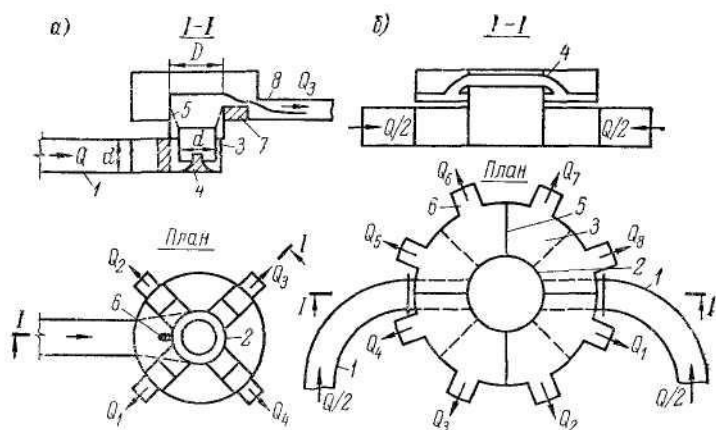


Рис. 14.2. Схемы распределительных чаш различных конструкций
 а—с односторонним подводом воды к ней через внутреннюю цилиндрическую трубу: 1—подводящий трубопровод, 2—распределительная чаша, 3—внутренняя цилиндрическая труба, 4—коническая направляющая вставка, 5—воронка растекания, 6—рассекатель, 7—водосливы, 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

2. Распределительные чаши кольцевого типа с односторонним подводом воды к ним снизу дюкером с коленами обеспечивают отклонение от ± 3 до $\pm 6\%$ при нагрузке на сооружение в пределах $0,75-1,25 Q_p$.

3. Распределительные чаши кольцевого типа с односторонним подводом воды к ним и круговым входом в них через внутреннюю цилиндрическую трубу (рис. 14.2, а) обеспечивают наилучшее распределение сточной жидкости при односторонней подаче (отклонение от равномерного распределения составляет $\pm 1\%$ при расчетной нагрузке и $\pm 2,9\%$ 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 устранять внезапное расширение с соотношением диаметров чаши и центральной трубы не менее $1,5 (D/d \geq 1,5)$;

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 m_e , учитывающий сжатие и входящий в формулу

$$Q_{ср} = m_e b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (14.22)$$

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. 14.2, б) обеспечивают хорошее распределение (отклонение составляет 1% при Q_p и $\pm 1 \div 2\%$ при $0,75 \div 1,25 Q_p$). Коэффициент расхода отверстия может быть принят $\mu = 0,603 \div 0,606$.

§ 14.5. 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/с, а знаменатель B — количество взвешенных веществ, выпадающих в осадок к моменту полного осаждения частиц гидравлической крупностью 0,1 мм/с.

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:

$$u_0 = (1,2B - 0,14 - 1,1y)/(B - A), \quad (14.23)$$

где

$$y = (1 - M_2/M_1) \cdot 100 [\%];$$

M_1 и M_2 — содержание взвешенных веществ в осветляемой и в отстойной 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_0 движения воды в отстойнике.

Площадь F горизонтального отстойника (рис. 14.3, а) в плане и его ширину B определяют по формулам:

$$F = \alpha Q/u_0, \quad (14.24)$$

$$B = Q/(v_0 H_0), \quad (14.25)$$

где H_0 — глубина отстойника; Q — расход воды; α — коэффициент, учитывающий взвешивающее влияние вертикальной составляющей скорости потока:

$$\alpha = 1/(1 - k/30). \quad (14.26)$$

Средняя горизонтальная скорость движения воды в отстойнике

$$v_0 = k u_0. \quad (14.27)$$

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

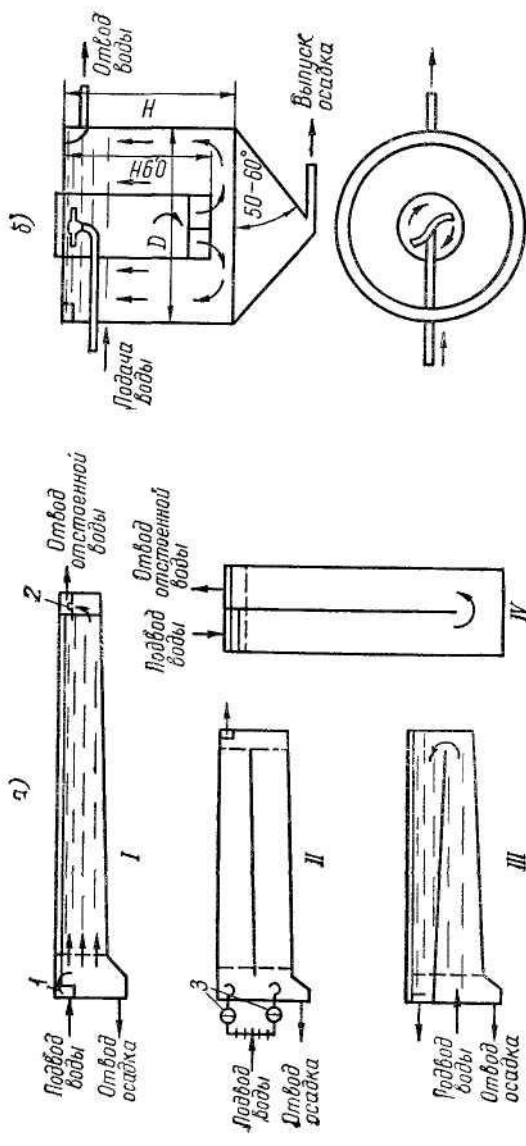


Рис 14.3. Схемы отстойников водоочистных станций
 а — горизонтальные. I — одноэтажного прямооточного (разрез, 1 и 2 — распределительный и сборный волонеллы); двух-
 этажного прямооточного (разрез, 3 — волонеллы). III — двухэтажного с поворотом потока (разрез), IV — одноэтажного с по-
 воротом потока (план), б — вертикального

Допуская вероятность осаждения частиц крупностью u_0 92% или 96%, коэффициент α можно принять равным 1,5 или 1,6.

Скорость выпадения взвеси u_0 принимают по данным технологического анализа. При отсутствии таких данных для ориентировочных расчетов можно пользоваться следующими величинами:

Характеристика воды и способ обработки	Ориентировочная расчетная скорость u_0 , мм/с
Вода содержащая до 50 мг/л взвешенных веществ, коагулированная	0,35—0,45
То же, 50—250 мг/л	0,45—0,5
» , 250—1000 мг/л	0,5—0,6
Некоагулированная	0,12—0,15

При применении флокулянтов величина u_0 увеличивается на 15—20%.

Рекомендуются следующие скорости движения воды в отстойнике: для цветных вод и для вод, содержащих до 250 мг/л взвешенных веществ, — 3—6 мм/с, для мутных вод, содержащих более 250 мг/л взвешенных веществ, — 4—8 мм/с, а для мутных вод, не обработанных коагулянтом, — 1—2 мм/с.

Радиальные отстойники следует рассчитывать по формуле

$$F = 0,2 (Q/u_0)^{1,07} + f \text{ [м}^2\text{]}, \quad (14.28)$$

где F — площадь отстойника в плане, м²; Q — расчетный расход, м³/ч; u_0 — скорость выпадения взвеси, задерживаемой отстойником, мм/с; f — площадь центральной зоны, величину которой можно определить через производительность отстойника:

$$f = aQ \text{ [м}^2\text{]}. \quad (14.29)$$

Значения коэффициента пропорциональности a зависят от расчетной скорости осаждения взвеси:

u_0 , мм/с	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0
a , ч/м	1/44	1/67	1/125	1/200	1/416

При этом радиус центральной зоны должен быть на 1 м больше радиуса водораспределительного устройства. Определенный из (14.28) 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. 14.3, б) состоит из площади зоны осаждения и площади камеры хлопьеобразования. Площадь зоны осаждения следует определять по формуле

$$F = \beta Q / u_0, \quad (14.30)$$

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.

В последние годы в практику проектирования и строительства вводятся *тонкослойные отстойники* как более эффективные и обладающие повышенной (в два-четыре раза по сравнению с вертикальными отстойниками или круглыми осветлителями) производительностью.

§ 14.6. Принципы расчета гидроциклонов

Процесс осветления воды в гидроциклоне (рис. 14.4) 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. Осветленная вода поступает в верхнюю часть гидроциклона тангенциально, и вращаясь, движется в нем к сливному патрубку, 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 песковую насадку в нижней части конуса.

Напорные гидроциклоны широко применяются при очистке воды для осветления высокомутных речных вод, для очистки некоторых видов производственных и бытовых сточных вод, классификации и уплотнения осадков. Основные размеры гидроциклонов, выпускаемых серийно Уфимским заводом горного оборудования, приведены в ГОСТ 10717—73.

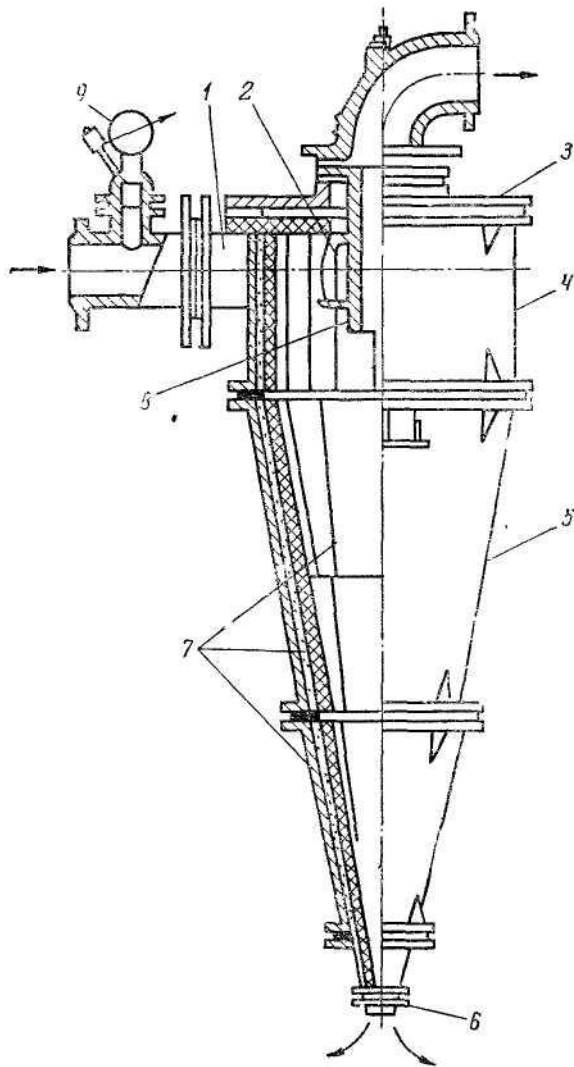


Рис. 144. Общий вид гидроциклона, футерованного базальтом

1 — питающий патрубок; 2 — сменные вкладыши; 3 — крышка; 4 — цилиндрическая часть; 5 — коническая часть; 6 — шламовая насадка; 7 — блоки футеровки; 8 — сливной патрубок; 9 — манометр

Производительность гидроциклонов стандартных размеров может быть определена по формуле

$$Q = k d_{\text{вх}}^2 \sqrt{\rho_{\text{вх}} \cdot 10^{-5}} \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (14.31)$$

где $d_{\text{вх}}$ — эквивалентный диаметр входного патрубка, см; $\rho_{\text{вх}}$ — давление на входе в гидроциклон, Па; k — поправочный коэффициент ($k = 1,5 \div 2,5$).

Расходы, проходящие через сливной и шламовый патрубки, определяются из формул:

$$q_{\text{сг}} = Q d_{\text{сл}}^2 / (d_{\text{сл}}^2 + d_n^2); \quad q_n = Q d_n^2 / (d_{\text{сл}}^2 + d_n^2). \quad (14.32)$$

Диаметр граничного зерна δ , задерживаемый гидроциклоном, по исследованиям В. И. Щербакова, определяется из формулы

$$\delta = \frac{3}{8} \cdot \frac{c}{\text{Re}_\delta^n} \cdot \frac{\rho_{\text{ж}} d_{\text{сл}}}{(\rho_{\text{тв}} - \rho_{\text{ж}})} \cdot \frac{v_r^2}{v_{\text{тсл}}^2}, \quad (14.33)$$

где $\rho_{\text{тв}}$, $\rho_{\text{ж}}$ — плотность твердой и жидкой фаз; Re_δ — критерий Рейнольдса по частице:

$$\text{Re}_\delta = v_r \delta / \nu; \quad (14.34)$$

ν — коэффициент кинематической вязкости жидкости; c и n — постоянные величины, зависящие от области сопротивления, которые, по данным А. М. Фоминых, составляют:

- а) $\text{Re}_\delta \leq 1$, $c = 24$, $n = 1$;
- б) $1 < \text{Re}_\delta \leq 50$, $c = 23,4$, $n = 0,723$;
- в) $50 < \text{Re}_\delta \leq 700$, $c = 7,8$, $n = 0,425$;
- г) $700 < \text{Re}_\delta \leq 2 \cdot 10^5$, $c = 0,48$, $n = 0$;
- д) $\text{Re}_\delta > 2 \cdot 10^6$, $c = 0,18$, $n = 0$;

$v_{\text{тсл}}$ — тангенциальная скорость на радиусе сливного отверстия при $\bar{r}_{\text{сл}} = r/R$:

$$v_{\text{тсл}} = v_{\text{т0}} \left[\frac{(1 + 1/A) \bar{r}_{\text{сл}}^{1/A}}{1 + \bar{r}_{\text{сл}}^{1/A + 1/A}} \right]; \quad (14.35)$$

$v_{\text{т0}}$ — тангенциальная скорость у стенки гидроциклона

$$v_{\text{т0}} = 0,94 \sqrt[4]{F_{\text{вх}}/F_{\text{сл}}} v_{\text{вх}}; \quad (14.36)$$

$v_{вх}$ — скорость на входе в гидроциклон:

$$v_{вх} = 4Q/(\pi d_{вх}^2); \quad (14.37)$$

A — коэффициент, учитывающий геометрические размеры аппарата:

$$A = 0,55 (d_{вх}/d_{сл})^2 - 1; \quad (14.38)$$

$v_{r_{сл}}$ — радиальная скорость на радиусе сливного отверстия:

$$v_{r_{сл}} = v_{r_0} \left[\frac{1 - \bar{r}_{ст}}{\bar{r}_{сл} (1 - \bar{r}_{сл} \bar{r}_{ст})} \right]; \quad (14.39)$$

v_{r_0} — радиальная скорость у стенки гидроциклона, принимаемая равной $v_{r_0} = (0,25 \div 0,3) v_{т_0}$; $\bar{r}_{ст}$ — относительный радиус стенки конической части гидроциклона:

$$\bar{r}_{ст} = 1 - 0,5 (1 - \bar{d}_{сл}) \operatorname{tg} \alpha/2. \quad (14.40)$$

§ 14.7. К расчету ковшовых водозаборов

Водоприемный ковш представляет собой искусственно созданный водоем, который образуется дамбой, вынесенной в русло реки, или специально открытой 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/с (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_p , т. е. v/v_p .

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 большими, чем скорости воды в реке. Режим деления для угла $\varphi = 135^\circ$, образуемого осью ковша с направлением течения реки, будет при $v/v_p = 0,132$, а для других значений φ (от 150 до 30°) — при $v/v_p \geq 0,125 \div 0,242$.

При режиме водообмена значительная часть воды, входящая в ковш, выходит из него обратно в русло реки; создается своеобразная застойная зона. Режим водообмена для угла $\varphi = 135^\circ$ будет при $v/v_p \leq 0,04$, а для других углов φ (от 150 до 30°) — при $v/v_p < 0,042 \div 0,081$.

Расход водообмена между ковшом и речным потоком зависит от угла отвода φ и приближенно определяется по формуле

$$Q_{об} = f(\varphi) HBv_p, \quad (14.41)$$

где B и H — ширина ковша и глубина воды на входе; значения $f(\varphi)$ принимаются равными:

φ°	45	60	90	135	150
$f(\varphi)$	0,061	0,049	0,034	0,026	0,026

Длину ковша l_T , необходимую для всплывания кристаллов внутриводного льда и шуги, А. С. Образовский предлагает определять по формуле

$$l_T = 29 \left(\sqrt{b_n^2 + 0,105Q/u_{ш}} - b_n \right), \quad (14.42)$$

где $b_n = Q/Hv_n$ — начальная ширина транзитной струи; Q — отбираемый расход; $u_{ш}$ — скорость всплывания шуги, равная $0,016$ — $0,02$ м/с; H — глубина ковша, назначенная исходя из условий забора воды водоприемником; v_n — фактическая скорость входа в ковш, равная $0,5 v_p$ при режиме водообмена и $0,9 v_p$ — при режиме деления.

Полная длина ковша принимается равной

$$L = l_T + l_n + l_{ш}, \quad (14.43)$$

где $l_{ш} = 10 \div 20$ м — длина ковша, занятая отложениями шуги; l_n — входная часть ковша, охваченная нерабочими циркуляциями и равная ширине ковша B .

§ 14.8. Селективный водозабор

Для водоснабжения промышленных предприятий и тепловых электростанций в ряде случаев целесообразно забирать воду из какого-то определенного слоя источника водоснабжения (водохранилища, водотока). Например, для охлаждения турбин тепловых и атомных электростанций в летнее время желательно забирать воду из глубинных, более холодных слоев. В случае сильного загрязнения нижних и верхних слоев водоема необ-

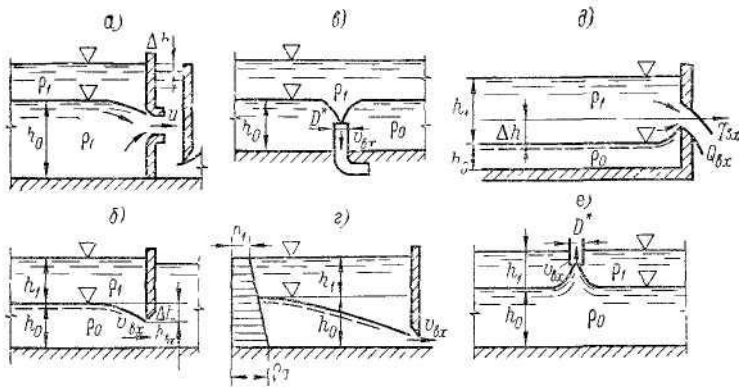


Рис 14.5. Схемы водозаборов с верхним (а, б, в, з) и нижним (д, е) критическими положениями поверхности раздела

ходимо забирать воду из такого слоя, где она более чистая. При этом нежелательно попадание воды из других слоев в водозаборное сооружение. Такой способ забора воды называется *селективным*.

Для селективного водозабора прежде всего должно быть найдено критическое положение поверхности раздела, т. е. такое положение, при котором не происходит захвата воды из других слоев. Критическое положение поверхности называют *верхним*, когда вода забирается из нижнего слоя, а при заборе из верхнего слоя — *нижним* положением.

Основные зависимости при заборе воды из нижнего слоя двухслойного стратифицированного водоема (рис. 14,5, а, б, в) в условиях плоской задачи можно представить в виде:

для схемы а

$$h_0 = 1,7 \sqrt{\rho_1 \alpha q_{вх}^2 / (g \Delta \rho)}, \quad (14.44)$$

для схемы б

$$\Delta h = 1,3 h_{вх} v_{вх}^{0,5} / (g h_{вх} \Delta \rho / \rho_1)^{0,25}, \quad (14.45)$$

для схемы в

$$v_{вх} = 2,05 (h_0 / D^*)^2 \sqrt{g h_0 \Delta \rho / \rho_1}. \quad (14.46)$$

Условия, при которых не происходит захвата жидкости из верхнего слоя, когда в водоеме наблюдается

непрерывная стратификация и перед водозабором вследствие локального перемешивания формируется двухслойная система (рис. 14.5, з), выражаются зависимостью

$$h_0/(h_1 + h_0) = v_{вх} [g(h_1 + h_0) \cdot \Delta\rho/\rho_1]^{-0,5}. \quad (14.47)$$

Если известно, что в водоеме плотность по всей глубине непрерывно изменяется, то рассчитывается $v_{вх}$, обеспечивающая такое положение поверхности раздела и, следовательно, толщину нижнего слоя h_0 , при которых производится отбор воды заданной плотности.

Для определения нижнего критического положения поверхности раздела двухслойного водоема (рис. 14.5, д, е) можно использовать следующие зависимости:

для схемы д и плоской задачи

$$\frac{g \Delta\rho}{\rho_1} \cdot \frac{(\Delta h)^3}{q_{LX}^2} = 0,438, \quad (14.47a)$$

для пространственной задачи

$$g \Delta h^5 \Delta\rho/\rho_1 = 0,154 Q_{вх}^2, \quad (14.47б)$$

для схемы е

$$h_1/D^* = 0,42 [v_{вх} \sqrt{\rho_1/(gD^* \Delta\rho)}]^{0,5}. \quad (14.48)$$

Если известно положение поверхности раздела в двухслойном стратифицированном водоеме, то, рассчитав по приведенным зависимостям критические скорости $v_{вх}$ или расходы $q_{вх}$, ($Q_{вх}$), можно определить размеры водозаборных окон, обеспечивающих селективный водозабор (А. Г. Аверкиев, И. И. Макаров, В. И. Синотин. Бесплотинные водозаборные сооружения. Л., «Энергия», 1969).

В природных условиях на устойчивость разноплотностного течения оказывает влияние не только разность скоростей течения или плотностей слоев, но и ветер, конвекция, диффузия, форма водоема, конструктивные особенности водозаборного сооружения. Так что вопросы устойчивости разноплотностного течения изучены еще недостаточно, особенно при селективном способе забора воды из водоема.

Список литературы

1. *Абрамов Н. Н.* Водоснабжение. М., Стройиздат, 1974.
2. *Абрамов Н. Н., Поспелова М. М.* и др. Расчет водопроводных сетей. М., Стройиздат, 1976.
3. *Абрамов Н. Н.* Теория и методика расчета систем подачи и распределения воды. М., Стройиздат, 1972.
4. *Альциуль А. Д., Калицун В. И.* и др. Примеры расчетов по гидравлике. М., Стройиздат, 1976.
5. *Арцев А. И., Бочвер Ф. М.* и др. Проектирование водозаборов подземных вод. М., Стройиздат, 1976.
6. *Бегам Л. Г., Волченков Г. Я.* Водопропускная способность мостов и труб. М., «Транспорт», 1973.
7. *Белан А. Е., Хоружий П. Д.* Проектирование и расчет устройств водоснабжения. Киев, «Будівельник», 1976.
8. *Белкин И. М., Виноградов Г. В., Леонцов А. И.* Стационарные гриборы. Измерение вязкости и физико-механических характеристик материалов. М., «Машиностроение», 1968.
9. *Белозеров Н. П., Луговской М. В.* Расчет систем водоснабжения с применением вычислительной техники. М., «Колос», 1973.
10. *Бисвас А. К.* Человек и вода. Л., Гидрометеониздат, 1975.
11. *Большаков В. А.* и др. Справочник по гидравлике. Киев, «Вища школа», 1977.
12. *Ботук Б. О., Федоров Н. Ф.* Канализационные сети. М., Стройиздат, 1976.
13. *Васильев Ю. С., Кубышкин Л. И., Соколов Б. А.* Математическое обеспечение ЭВМ «Наири-2» для гидротехнических расчетов. ЛПИ, 1975.
14. *Вишневский К. П., Трофимова В. М.* Инструкция к программе расчета гидравлического удара (ГУСАР-1). ЦНИПИАСС Госстроя СССР (фонд алгоритмов и программ для ЭВМ), вып. 1—191, 1975.
15. *Вишневский К. П.* Инструкция по расчету гидравлического удара, вызываемого выключением насосов, и режима пуска насосов по программам для ЭЦВМ «Урал-2» и БЭСМ-3М. Гипроводхоз Минводхоза СССР, 1970.
16. «Водоснабжение и санитарная техника», 1972—1976.
17. *Гнедин К. В.* Режим работы и гидравлика горизонтальных отстойников. Киев, «Будівельник», 1974.
18. *Григорьевский Е. П., Койда Н. У.* Автоматизация расчета сетевых систем. Киев, «Вища школа», 1977.
19. *Гулько Ф. Г.* (под ред.) Гидравлические расчеты конструкций, управляющих бурными потоками. ВНИИГ, Л., «Энергия», 1974.
20. *Дикаревский В. С., Таубин А. П.* Расчет и проектирование полураздельной системы канализации ЛНИЖТ, 1973.
21. *Дикаревский В. С., Таубин А. П.* Программа расчета дождевых канализационных сетей. М., ЦНИПИА, № 185, 1974.
22. *Дикаревский В. С.* Гидравлический удар в трубопроводах. — Сб. трудов ЛНИЖТа, вып. 321, 1971.

23. *Дмитриев В. Д., Адоньева И. А., Езерский А. И.* Задачи по водоснабжению ЛИСИ, 1976.
24. *Дуб Я. Т., Шкурченко В. Л.* Щелевые расходомеры Киев, «Будівельник», 1972.
25. Единицы физических величин. М., Госстандарт, 1970.
26. *Жужиков В. А.* Фильтрование. М., «Химия», 1972.
27. *Жуков А. И., Карелин Я. А.* и др. Канализация. М., Стройиздат, 1975.
28. *Идельчик И. Е.* Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М., «Энергия», 1975.
29. Известия ВУЗов, серия «Строительство и архитектура», 1972—1977
30. *Койда Н. У., Федоров Н. Ф.* Технико-экономический расчет канализационных сетей с помощью ЭЦВМ. Л., Стройиздат, 1971
31. *Койда Н. У.* Вычислительная техника в инженерных и экономических расчетах водоснабжения и канализации железнодорожного транспорта. ЛИИЖТ, вып. I, 1972; вып. II, 1973.
32. *Кузмин Ю. М.* Сетчатые установки систем водоснабжения. Л., Стройиздат, 1976.
33. *Кургасев Е. Ф.* Осветлители воды. М., Стройиздат, 1977.
34. *Курганов А. М., Федоров Н. Ф.* Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации. Л., Стройиздат, 1973.
35. *Курганов А. М.* Таблицы для решения кубических уравнений. ВИНТИ, № 263—74-деп.
36. *Курганов А. М., Курганова В. В.* Гидравлический расчет коллекторов полукруглого, банкетного и обратноовоидального сечения канализационных сетей, а также минимальных скоростей и уклонов в них и в коллекторах лоткового и овоидального сечения. ЦИНИС, № 141—74-деп., НТЛ, раздел Б, № 7, 1974. Графики для гидравлического расчета канализационных коллекторов. ЦИНИС, № 994-деп., 1978.
37. *Курганов А. М., Курганова В. В.* Неравномерное движение в канализационных коллекторах. ЦИНИС, № 161—74-деп., НТЛ, раздел Б, № 12, 1974. Таблицы для расчета неравномерного движения в круглых трубах. ЦИНИС, № 993-деп., 1978.
38. *Курганов А. М., Макарычев А. В.* Гидравлический расчет воздухопроводов. — Реф. сб. ЦБНТИ Минавтотранса РСФСР, М., 1975.
39. *Курганов А. М., Холодовский Г. Е.* Введение в научные исследования. Воронеж, ВИСИ, 1973.
40. *Лапшев Н. Н.* Расчеты выпусков сточных вод. М., Стройиздат, 1977.
41. *Лукиных А. А., Лукиных Н. А.* Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле Н. Н. Павловского. М., Стройиздат, 1974.
42. *Мартенсен В. Н.* и др. Дробленый керамзит — новый фильтрующий материал для водоочистных фильтров. Куйбышев, КИСИ, 1976.
43. *Межиборский П. М.* Таблицы для гидравлического расчета напорных железобетонных водопроводных труб. Киев, «Будівельник», 1975.
44. *Мищенко В. И.* Магнитная обработка воднодисперсных систем. Киев, «Техника», 1970.
45. *Михалев М. А.* Гидравлический расчет потока с водоворотом. Л., «Энергия», 1971.

46. Молоков М. В., Шифрин В. Н. Очистка поверхностного стока с территорий городов и промышленных площадок. Л., Стройиздат, 1977.
47. Молоков М. В. Дождевая канализация площадок промышленных предприятий. М. — Л., Стройиздат, 1964.
48. Мошин Л. Ф. Методы технико-экономического расчета водопроводных сетей. М., Госстройиздат, 1950.
49. Мошин Л. Ф., Обухов Л. А. Руководство по расчету средств защиты водоводов от гидравлических ударов. М., ВОДГЕО, 1970.
50. Мошин Л. Ф., Тимофеева Е. Т. Указания по защите водоводов от гидравлического удара. М., ВОДГЕО, 1961.
51. Навоян Х. А. Примеры гидравлических расчетов водопропускных сооружений. Киев, «Будівельник», 1975.
52. Найдснко В. В. Применение математических методов и ЭВМ для оптимизации и управления процессами раздела суспензий в гидrocиклонах. Горький, Волго-Вятское кн. изд-во, 1976.
53. Новые исследования сетей и сооружений водоснабжения и канализации. — Межвуз. тематич. сб. науч. трудов, № 1—5, 1973—1976.
54. Образовский А. С., Ереснов Н. В. и др. Водозаборные сооружения для водоснабжения из поверхностных источников. М., Стройиздат, 1976.
55. Правила 28—64 по применению и поверке расходомеров с нормальными диафрагмами, соплами и трубами Вентури. Изд-во стандартов, 1966.
56. Предельно допустимые концентрации вредных веществ в воздухе и воде. Справочное пособие. Л., «Химия», 1975.
57. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Ч. 1. Л., «Энергия», 1974.
58. Рекомендации по расчету устойчивости элементов сборных железобетонных быстротоков с нормальной шероховатостью. М., ВОДГЕО, 1971.
59. Рид Р. К., Шервуд Т. К. Свойства газов и жидкостей. М., «Химия», 1972.
60. Симаков Г. В. Сифонные водосбросы. ЛПИ, 1974.
61. Смолдырев А. Е., Сафонов Ю. К. Трубопроводный транспорт концентрированных гидросмесей. М., «Машиностроение», 1973.
62. Справочник по эксплуатации систем водоснабжения, канализации и газоснабжения. Л., Стройиздат, 1976.
63. Справочник по гидравлическим расчетам. Под ред. П. Г. Киселева. М., «Энергия», 1972.
64. Справочник по строительству на вечномерзлых грунтах. Л., Стройиздат, 1977.
65. Справочник проектировщика. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий. М., Стройиздат, 1977.
66. Справочник проектировщика. Канализация населенных мест и промышленных предприятий. М., Госстройиздат, 1963.
67. Строительные нормы и правила. СНиП II-31—74, II-32—75, II-30—76, II-34—76.
68. Тананцев А. В. Гидравлика МГД-машин. М., Атомиздат, 1970.
69. Тепакс Л. Равномерное турбулентное движение в трубах и каналах. Таллин, «Валгус», 1975.
70. Усенко В. С. Искусственное восполнение запасов и инфильтрация водозабора подземных вод. Минск, «Наука и техника», 1972.

71. Федоров Н. Ф., Шифрин С. М. Канализация. М., «Высшая школа», 1968.
72. Федоров Н. Ф., Волков Л. Е. Гидравлический расчет канализационных сетей. Л., Стройиздат, 1968.
73. Чугаев Р. Р. Терминология по гидравлике. Л., «Энергия», 1975.
74. Чугаев Р. Р. Развитие и формирование технической механики жидкости. ЛПИ, 1975.
75. Чугаев Р. Р. Гидравлика. Л., «Энергия», 1975.
76. Шевелев Ф. А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных и пластмассовых водопроводных труб. М., Стройиздат, 1970.
77. Шигорин Г. Г. Общесплавная система канализации. М., Изд-во МКХ РСФСР, 1960.
78. Юфин А. П. Гидромеханизация. М., Стройиздат, 1974.
79. Яковлев С. В., Калицун В. И. Механическая очистка сточных вод. М., Стройиздат, 1972.
80. Яниши Б. И. Гидродинамические характеристики затворов и элементов трубопроводов. М., «Машиностроение», 1965.
81. Bogardi Janos. Sediment transport in alluvial streams. Budapest, Akademia Kiado, 1974, p. 826.
82. Blaszczyk Wacław, Roman Marek, Stamatello Henryk. Kanalizacja, v. 1., Arkady Warszawa, 1974.
83. Haindl Karel. Prstencový skok a přechodové jevy prouzení. Academia, Praha, 1975.
84. Кузуджийски К., Димчев Т., Иванов И., Стоянов П. Наръчник по водоснабдяване. София, «Техника», 1971.
85. Кузуджийски К., Иванов И. Наръчник по канализация. София, «Техника», 1974.
86. Laco V. Vytok vody pod segmentom nizkej hate. Bratislava, 1969.
87. Laco V. Hydraulika prepadu nizkej hate. Bratislava, 1963.
88. Pürschel W. Kanalisation Bauingenieur-Praxis. Berlin — München, 1965.
89. Richter H. Rohrhydraulik. Springer-Verlag, Berlin, 1962.
90. Sukovitéj A., Višňovský P. Vodárenstvo II. SNTL, Praha, 1971, 349 с.
91. Višňovský Peter. Vodárenstvo III. SVSTV, Bratislave, 1967, 290 с.
92. Tesařík Igor. Proudění v čířičích s vločkovým mrakem. Academia, Praha, č. 9, 1971.
93. Филъов В. П. Изследоване на страничните преливници. София, 1973.
94. Hydraulické problémy stokových sietí a ich objektov, SVTS, Bratislava, 1975.

Оглавление

	Стр.
Предисловие	3
Основные обозначения	4
Глава первая	
Основные физические свойства воды, сточных жидкостей, реагентов и других водных растворов	5
§ 1.1. Состав воды и сточных жидкостей	5
§ 1.2. Плотность и удельный вес воды, сточных жидкостей, реагентов и других водных растворов	13
§ 1.3. Сжимаемость	15
§ 1.4. Вязкость	16
§ 1.5. Воздухо- и газосодержание	21
§ 1.6. Поверхностное натяжение	22
Глава вторая	
Гидростатическое давление	25
§ 2.1. Абсолютное и манометрическое давления. Измерение давлений	25
§ 2.2. Давление жидкости на плоские фигуры	27
§ 2.3. Давление жидкости на криволинейные поверхности	30
§ 2.4. Плавание тел	32
Глава третья	
Гидравлические сопротивления	34
§ 3.1. Уравнение Бернулли, условия его применения. Определение потерь напора	34
§ 3.2. Распределение скоростей в трубах при равномерном движении. Режимы движения жидкости	39
§ 3.3. Параметры закона сопротивления. Удельные сопротивления. Коэффициенты λ и C	45
§ 3.4. Местные сопротивления в трубопроводах и арматуре	61
§ 3.5. Зависимость коэффициентов местных сопротивлений от чисел Рейнольдса	92
§ 3.6. Взаимное влияние местных сопротивлений	94
§ 3.7. Кавитация в местных сопротивлениях	95
§ 3.8. Снижение потерь напора полимерными добавками	96
§ 3.9. Расчет потерь напора в трубах некруглого сечения	97
§ 3.10. Потери напора при неизотермическом движении жидкости в трубах	98
§ 3.11. Изменение пропускной способности трубопроводов в процессе эксплуатации	98

	Стр.
Глава четвертая	
Напорное движение	100
§ 4.1. Расчет самотечно-напорных трубопроводов	100
§ 4.2. Расчет дюкеров и сифонов	104
§ 4.3. Расчет всасывающих трубопроводов	107
§ 4.4. Расчет перфорированных трубопроводов	109
§ 4.5. Расчет потерь напора в сети с распределенным по ее длине расходом	121
Глава пятая	
Гидравлический удар	121
§ 5.1. Исходные условия расчета гидравлического удара	124
§ 5.2. Расчет гидравлического удара в простом трубопро- воде	126
§ 5.3. Расчет гидравлического удара при внезапном вы- ключении насосов	132
§ 5.4. Оценка гидравлического удара при применении про- тивоударных мероприятий	136
Глава шестая	
Напорное движение аномальных жидкостей и гидросмесей	116
§ 6.1. Режимы течения гидросмесей	146
§ 6.2. Гидравлические сопротивления движению структур- ных жидкостей	148
§ 6.3. Расчет илопроводов	152
Глава седьмая	
Истечение жидкости через отверстия, насадки и из-под щита.	
Струи	156
§ 7.1. Основные сведения об истечении через отверстия и насадки	156
§ 7.2. Коэффициенты сжатия и расхода при истечении че- рез отверстия и насадки	158
§ 7.3. Истечение через отверстия при наличии вихревых воронок	164
§ 7.4. Истечение из-под щита	165
§ 7.5. Истечение при переменном напоре	171
§ 7.6. Свободные и несвободные затопленные струи	174
§ 7.7. Незатопленные струи	179
§ 7.8. Давление струи на преграду	184
Глава восьмая	
Равномерное безнапорное движение	185
§ 8.1. Основные расчетные зависимости	185
§ 8.2. Критические глубины и уклоны	192
§ 8.3. Показательные зависимости	195
§ 8.4. Расчет каналов	198
§ 8.5. Расчет безнапорных потоков в замкнутых трубах и канализационных коллекторах	203
§ 8.6. Местные сопротивления в безнапорных потоках	204

	Стр.
Глава девятая	
Водосливы, ливнеспуски и выпуски	210
§ 9.1. Основные типы водосливов и формы струн	210
§ 9.2. Расчет нормальных водосливов	212
§ 9.3. Расчет измерительных водосливов	218
§ 9.4. Водосливы-аэраторы	230
§ 9.5. Расчет криволинейных в плане водосливов	232
§ 9.6. Расчет прямолинейных боковых водосливов	234
§ 9.7. Расчет криволинейных в плане боковых водосливов	241
§ 9.8. Расчет ливнеспусков с напорными ответвлениями и типа донного слива	244
§ 9.9. Расчет канализационных выпусков	248
Глава десятая	
Неравномерное безнапорное движение в каналах и коллекторах	262
§ 10.1. Основные уравнения неравномерного движения	262
§ 10.2. Расчет кривых свободной поверхности на ЭЦВМ	263
§ 10.3. Расчет неравномерного движения в каналах с по- мощью показательных зависимостей	264
§ 10.4. Расчет неравномерного безнапорного движения в коллекторах	267
§ 10.5. Гидравлический прыжок	273
§ 10.6. Сопряжение бьефов	283
§ 10.7. Расчет водобойных колодцев	284
§ 10.8. Расчет трубчатых перепадов	286
§ 10.9. Расчет многоступенчатых перепадов	294
§ 10.10. Расчет быстотоков	299
Глава одиннадцатая	
Неустановившееся безнапорное движение	301
§ 11.1. Общие характеристики и уравнения	301
§ 11.2. Приближенный расчет дождевых паводков	303
Глава двенадцатая	
Фильтрация	307
§ 12.1. Основной закон фильтрации	307
§ 12.2. Коэффициенты фильтрации и водоотдачи	310
§ 12.3. Фильтрационные свойства минеральной ваты, ма- териалов и изделий из стеклянных и базальтовых волокон	313
§ 12.4. Расчет вертикальных скважин	317
§ 12.5. Горизонтальные дрены	324
§ 12.6. Основы расчета осветления воды фильтрованием	326
§ 12.7. Расчет дренажа скорых водоочистных фильтров из пористого бетона	336
§ 12.8. Гидравлические характеристики керамзитовых за- грузок фильтров	338
Глава тринадцатая	
Водопроводные и канализационные сети	341
§ 13.1. Выбор диаметров труб, работающих под напором, с учетом экономического фактора	341

	Стр.
§ 13.2. Расчет разветвленных (тупиковых) сетей . . .	349
§ 13.3. Гидравлический расчет кольцевых сетей . . .	356
§ 13.4. Гидравлический расчет водопроводных сетей на ЭЦВМ	366
§ 13.5. Гидравлический расчет водопроводных сетей на аналоговых вычислительных машинах (АВМ) .	371
§ 13.6. Техничко-экономические расчеты водопроводных сетей на ЭЦВМ	375
§ 13.7. Совместная работа насосов и водоводов . . .	380
§ 13.8. Расчет канализационных сетей на ЭЦВМ . . .	382
§ 13.9. Принципы расчета дождевой канализационной сети	387
§ 13.10. Особенности расчета общесплавной и полураздельной канализации	389
§ 13.11. Гидравлический расчет водостоков зданий . .	391
§ 13.12. Расчет канализационных стояков	392
§ 13.13. Основы расчета дождеприемников	394

Глава четырнадцатая

Основы гидравлического расчета некоторых сооружений систем водоснабжения и канализации	397
§ 14.1. Гидравлическая крупность	397
§ 14.2. Принцип расчета горизонтальных и аэрируемых песколовков	399
§ 14.3. Принципы расчета отстойников	400
§ 14.4. Принципы расчета распределительных устройств очистных сооружений	404
§ 14.5. Осветление природной воды в отстойниках . .	406
§ 14.6. Принципы расчета гидроциклонов	410
§ 14.7. К расчету ковшовых водозаборов	413
§ 14.8. Селективный водозабор	414
Список литературы	417