Система ведомственных нормативных документов по строительству, проектированию и эксплуатации объектов Министерства обороны Российской Федерации

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

ИНСТРУКЦИЯ
по проектированию водоотводных и дренажных систем на летных полях аэродромов

ВСП 32-03-04
МО РФ

Издание официальное

НАЧАЛЬНИК СТРОИТЕЛЬСТВА И РАСКВАРТИРОВАНИЯ ВОЙСК-
ЗАМЕСТИТЕЛЬ МИНИСТРА ОБОРОНЫ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРВЦИИ

Москва
2004 г.

gost.e-ecolog.ru

Система ведомственных нормативных документов по строительству, проектированию и эксплуатации объектов Министерства обороны Российской Федерации

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

ИНСТРУКЦИЯ
по проектированию водоотводных и дренажных систем на летных полях аэродромов

ВСП 32-03-04
МО РФ

Издание официальное

НАЧАЛЬНИК СТРОИТЕЛЬСТВА И РАСКВАРТИРОВАНИЯ ВОЙСК-
ЗАМЕСТИТЕЛЬ МИНИСТРА ОБОРОНЫ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРВЦИИ

Москва
2004 г.

Предисловие

Сведения о ведомственном своде правил

1. РАЗРАБОТАНЫ 26 Центральным научно-исследовательским институтом Министерства обороны Российской Федерации

2. ВНЕСЕНЫ Военно-научным комитетом начальника строительства и расквартирования войск Министерства обороны Российской Федерации

3. ВВЕДЕНЫ в действие приказом начальника строительства и расквартирования войск - Заместителя Министра обороны Российской Федерации от 26 августа 2004 г.

4. ВЗАМЕН ВСН 17-79 /Минобороны

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства Обороны Российской Федерации

Содержание

Стр.

1. Область применения 1
2. Нормативные ссылки 1
3. Термины и определения 2
4. Общие положения проектирования водоотводной и дренажной системы 5
5. Защита территории аэродрома от затопления и подтопления 5
6. Водоотводные и дренажные системы искусственных покрытий 9
7. Водоотводные и дренажные системы на грунтовой части летного поля 24
8. Гидравлический расчет элементов водоотводных и дренажных систем 29
9. Прочностной расчет водоотводных систем 41
10. Проектирование водоотводных и дренажных сетей в особых инженерно-геологических условиях 60
11. Охрана окружающей среды 71

Приложение А - Примеры гидравлического расчета 72

Приложение Б - Примеры прочностного расчета 106

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

ИНСТРУКЦИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ВОДООТВОДНЫХ И ДРЕНАЖНЫХ СИСТЕМ НА ЛЕТНЫХ ПОЛЯХ ПОСТОЯННЫХ АЭРОДРОМОВ

Дата введения 2004-08-26

1 Область применения

1.1 Настоящая Инструкция распространяется на вновь строящиеся, расширяемые и реконструируемые постоянные аэродромы Вооруженных Сил РФ и устанавливает основные положения по проектированию водоотводной и дренажной систем искусственных покрытий и грунтовых участков летного поля, требования к конструкциям элементов водоотводных и дренажных систем и порядок их расчета.

1.2 Инструкция предназначена для проектных, заказывающих и подрядных организаций, участвующих в проектировании и строительстве постоянных аэродромов Вооруженных Сил РФ.

2 Нормативные ссылки

В настоящей Инструкции использованы ссылки на следующие документы:

СНиП 32-03-96. Аэродромы

СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения

СП 2.1.5.1059-01. Гигиенические требования к охране подземных вод от загрязнения

СанПиН 2.1.5.980-00. Гигиенические требования к охране поверхностных вод

ГОСТ 26633-91. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия

ГОСТ 539-80*. Трубы и муфты асбестоцементные напорные. Технические условия.

ГОСТ 8736-93*. Песок для строительных работ. Технические условия.

ГОСТ 8267-93*. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия.

ГОСТ 1839-80*. Трубы и муфты асбестоцементные для безнапорных трубопроводов. Технические условия.

ГОСТ 20054-82. Трубы бетонные безнапорные. Технические условия.

ГОСТ 6482-88. Трубы железобетонные безнапорные. Технические условия.

Издание официальное

3 Термины и определения

Аэродром – земельный участок, специально подготовленный и оборудованный для обеспечения взлета, посадки, руления, стоянки и обслуживания воздушных судов.

Летное поле аэродрома - часть аэродрома, на которой расположены одна или несколько летных полос, рулежные дорожки, перроны и площадки специального назначения.

Летная полоса - часть летного поля аэродрома, включающая взлетно-посадочную полосу и примыкающие к ней спланированные и в отдельных случаях уплотненные, а также укрепленные грунтовые участки, предназначенные для уменьшения риска повреждения воздушных судов, выкатившихся за пределы взлетно-посадочной полосы.

Взлетно-посадочная полоса - часть летной полосы, специально подготовленная и оборудованная для взлета и посадки воздушных судов.

Рулежная дорожка – часть летного поля аэродрома, специально подготовленная для руления и буксировки воздушных судов.

Перрон - часть летного поля аэродрома, предназначенная для размещения воздушных судов в целях посадки и высадки пассажиров, погрузки и выгрузки багажа, почты и грузов, а также других видов обслуживания.

Место стоянки воздушного судна – часть перрона или площадки специального назначения аэродрома, предназначенная для стоянки воздушного судна с целью обслуживания и хранения.

Водоотводная система - система инженерных сооружений, предназначенная для сбора и отвода воды с поверхности покрытий с целью исключения аквапланирования колес самолетов при движении по взлетно-посадочной полосе.

Дренажная система - система инженерных сооружений, предназначенная для понижения уровня подземных вод и их отвода с целью обеспечения необходимой устойчивости грунтового основания и слоев аэродромного покрытия при восприятии нагрузок в расчетный период наибольшего увлажнения грунтов.

Коллектор - подземный трубопровод, отводящий воду из дождеприемных и тальвежных колодцев, а также дрен и осушителей (или собирателей) за пределы летного поля.

Дождеприемный колодец - колодец, устраиваемый в лотках покрытия для приема воды.

Тальвежный колодец - колодец, устраиваемый в местах замкнутых понижений на грунтовой части летного поля для приема поверхностных вод и дальнейшего их отвода за пределы аэродрома.

Смотровой колодец - колодец, устраиваемый в начале трассы коллектора, в местах изменения их направления и уклонов, для подсоединения перепусков или других водоотводных линий и ухода за последними при эксплуатации.

Перепускная труба - подземный трубопровод, соединяющий дождеприемный или тальвежный колодец с коллектором.

Дрена - основной элемент дренажной системы, представляющий собой заполненную фильтрующей засыпкой траншею, по дну которой уложен трубопровод с отверстиями для пропуска воды внутрь трубы.

Закромочная дрена - дрена, укладываемая вдоль кромки аэродромного покрытия, предназначенная для сбора и отвода воды из дренирующего слоя искусственного покрытия.

Глубинная дрена - дрена, предназначенная для понижения уровня грунтовых вод, допускается ее использование для отвода воды из дренирующих слоев оснований.

Экранирующая дрена - дрена, предназначенная для перехвата и отвода подземных вод или верховодки со смежных с покрытием территорий вдоль кромок покрытий.

Ловчая дрена - дрена, предназначенная для перехвата и отвода подземных вод, поступающих к летному полю с вышерасположенной территории.

Береговая дрена - дрена, предназначенная для перехвата и отвода подземных вод при поднятии уровня в ближайшем водоеме.

Водоотводная канава - открытая канава, предназначенная для отвода воды за пределы летного поля.

Нагорная канава - открытая канава, предназначенная для перехвата и отвода поверхностных вод, поступающих к летному полю с прилегающих вышерасположенных территорий.

Ловчая канава - открытая канава, предназначенная для перехвата и отвода грунтовых вод, поступающих к летному полю с прилегающих вышерасположенных территорий.

Дамба - инженерное сооружение, предназначенное для защиты летного поля от затопления при подъеме воды в близкорасположенном водоеме

Осушитель - подземный трубопровод, предназначенный для приема поверхностных вод и отвода их в собиратели.

Собиратель - подземный трубопровод, предназначенный для транспортировки воды из осушителей к коллекторам.

4 Общие положения проектирования водоотводной и дренажной системы

4.1 Водоотводные и дренажные системы следует проектировать с учетом климатических и гидрогеологических условий аэродрома, рельефа местности и вертикальной планировки территории летного поля.

4.2 При проектировании водоотводных и дренажных систем следует руководствоваться требованиями СНиП 32-03-96, учитывать перспективы развития аэродрома и соблюдать следующие правила:

- протяженность линейных сооружений систем должна быть минимальной;
- прокладка коллекторов под искусственными покрытиями допускается в виде исключения;
- сброс воды с территории аэродрома должен производиться в естественный водоем или на поверхность рельефа с соблюдением требований по охране окружающей среды.

При отсутствии в районе расположения естественных водоприемников допускается при необходимости проектировать искусственные водоприемные испарительные бассейны.

4.3 Водоотводные системы следует предусматривать для участков аэродромов с плохо фильтрующими (глинистыми, суглинистыми, пылеватыми суглинистыми) грунтами, а также для участков, располагаемых в условиях опасности размыва - при наличии грунтов, подверженных эрозии, значительных уклонов местности, осадков ливневого характера.

Для участков с хорошо фильтрующими грунтами (песчаными, супесчаными), а также в V дорожно-климатической зоне водоотводные системы надлежит предусматривать выборочно.

5 Защита территории аэродрома от затопления и подтопления

5.1 Защиту территории аэродрома от поступления поверхностных вод с прилегающих водосборных площадей следует осуществлять перехватом их нагорными канавами (рис. 1).

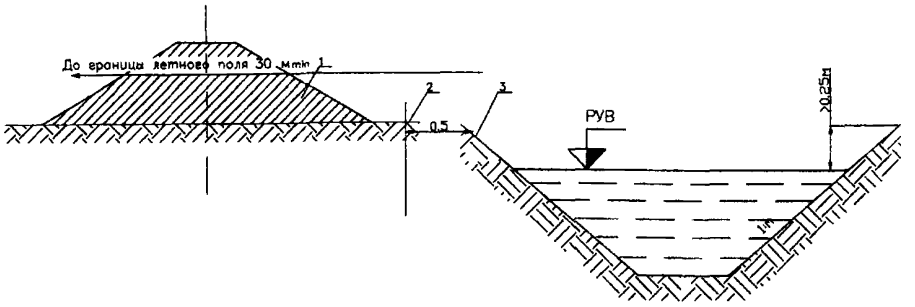

Рисунок 1 Нагорная канава
1 - кавальер; 2 – берма; 3 – бровка; РУВ – расчетный уровень воды

Нагорные канавы следует располагать вне летных полос или их спланированных частей на расстояниях не менее 30 м от их границ, а также от кромок покрытий перронов и спецплощадок.

Грунты при отрывке канав следует отсыпать в кавальеры со стороны аэродрома непрерывно на всем участке перехвата воды.

5.2 Для защиты территории от затопления при повышении уровня воды в соседних водоёмах следует предусматривать устройство ограждающих дамб высотой не менее чем на 0,5 м выше расчетного уровня высокого горизонта паводковых вод в водоёмах при повторяемости один раз в 5 лет (рис. 2).

Допускается в качестве дамб использовать насыпи автомобильных дорог.

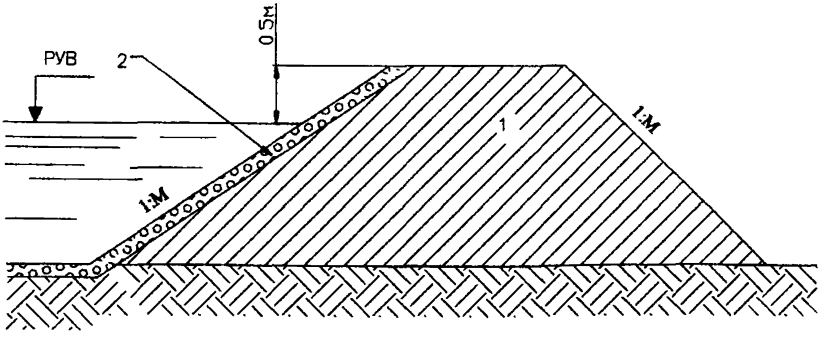

Рисунок 2 Поперечное сечение дамбы
1 – грунт; 2 – крепление откоса; РУВ – расчетный уровень воды

5.3 Для перехвата и отвода грунтовых вод, поступающих к летному полю с вышерасположенной территории надлежит устраивать ловчие канавы или ловчие дрены (рис. 3а).

Если берега соседнего водоёма сложены хорошо фильтрующим грунтом на водоупоре, следует предусматривать устройство береговых дрен (рис. 3б).

Ловчие канавы, ловчие и береговые дрены трассируют за границей летного поля с учетом направления потока грунтовой воды.

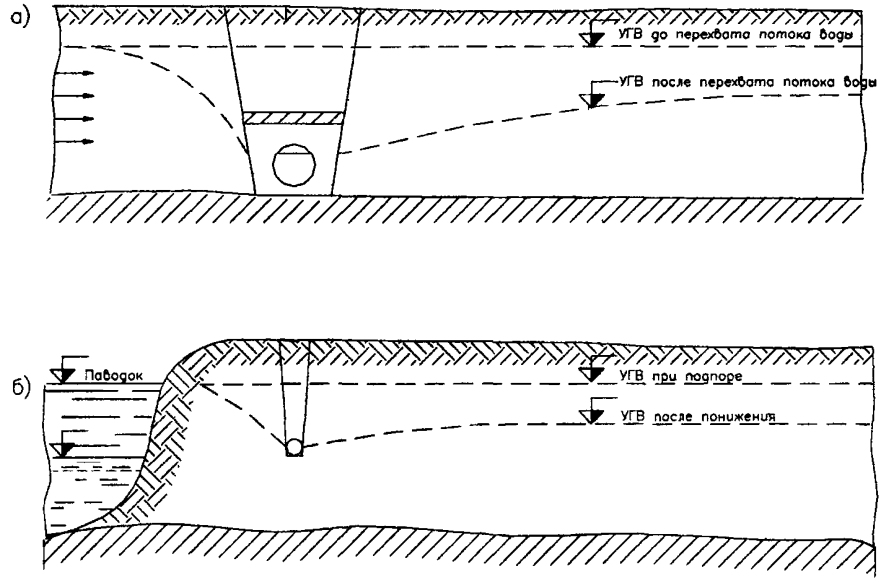

Рисунок 3 Схемы действия ловчих и береговых дрен
а) – схема действия ловчей дрены; б) – схема действия береговой дрены

Их конструкция должна обеспечивать возвышение поверхности покрытия над расчетным уровнем подземных вод не менее значений, указанных в таблице 5 СНиП 32-03-96.

5.4 Отвод воды из нагорных и ловчих канав, ловчих и береговых дрен следует предусматривать в коллектор или в водоотводные канавы.

5.5 Водоотводные канавы следует располагать за пределами летного поля аэродрома, как правило, по кратчайшим расстояниям до водоприемников с соблюдением

следующих требований:

- радиус закругления канав на углах поворота надлежит принимать равным не менее 20-кратной их ширине по дну, а на примыкании канавы к канаве - не менее 10-кратной ширины канавы по дну;
- дно водоотводной канавы в месте примыкания к водоприемнику должно быть на 0,3-0,5 м выше уровня наивысшего горизонта паводковых вод в водоприемнике при повторяемости паводка один раз в 5 лет.

5.6 Продольные уклоны труб ловчих и береговых дрен должны быть не менее 0,005, дна нагорных, ловчих и водоотводных канав - 0,002.

5.7 Скорость движения воды в нагорных, ловчих и водоотводных канавах должна быть не менее $0,5 \cdot \sqrt{r_h}$, м/с (где r_h - гидравлический радиус потока, м), и не более значений, указанных в таблице 1.

Таблица 1

В метрах/секунду

Грунт	Наибольшая скорость движения воды
Песок мелкий и средней крупности, супесь	0,4
Песок крупный	0,8
Суглинок пылеватый	0,7
Суглинок	1,0
Глина	1,2
Вид укрепления откосов и дна канав	Наибольшая скорость движения воды
Одерновка плашмя	1,0
Одерновка в стенку	1,6
Мощение одинарное	2,0
Мощение двойное	3,5
Грунт, обработанный вяжущими	5,0
Бетон	8,0
Примечание: Значения наибольших допускаемых скоростей приведены для глубины водного потока h_w от 0,4 до 1,0 м; при другой глубине потока значения скоростей, указанных в таблице, следует принимать с коэффициентами: 0,85 при $h_w < 0,4$ м; 1,25 при $h_w > 1,0$ м.	

5.8 Нагорные, водоотводные и ловчие канавы следует проектировать трапецеидального сечения с шириной по дну 0,4...1,5 м.

Глубину нагорных и водоотводных канав следует принимать не менее чем на 0,25 м больше расчетного уровня воды.

5.9 Коэффициент заложения откосов канав следует назначать в соответствии с требованиями таблицы 2.

Таблица 2

Наименование грунтов	Заложение откосов
Глина, суглинок тяжелый и средний	0,75 - 1,00
Суглинок легкий	1,00 - 1,25
Супесь	1,00 - 1,50
Песок	1,25 - 2,00

Если скорость течения воды превышает допустимую для местного грунта, следует предусматривать укрепление дна и откосов канав (рис.4, табл. 3).

5.10 Устройство дамб следует предусматривать из местного грунта.

Коэффициент заложения откосов дамб следует принимать:

- для сухого откоса 1,0...2,0;
- для откоса со стороны водоема 2,0...3,0.

5.11 При опасности размыва откоса дамбы со стороны водоема его укрепляют теми же материалами, что и откосы канав (рис.4).

Если для отсыпки дамбы используются хорошо дренирующие грунты, со стороны водоема следует предусматривать устройство водонепроницаемого экрана из глины.

5.12 Ловчие и береговые дрены устраивают аналогично глубинным дренам (см. раздел 7).

6 Водоотводные и дренажные системы искусственных покрытий

6.1 Для сбора и отвода поверхностных вод, поступающих к искусственным покрытиям с прилегающих территорий, поверхностных вод стекающих с покрытий, а также вод из дренирующих оснований следует принимать одну из принципиальных схем, приведенных на рисунке 5.

Допускается принимать сочетание указанных схем или вносить в них изменения применительно к конкретным инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям района расположения аэродрома.

6.2 Выбор принципиальной схемы водосточных и дренажных систем искусственных покрытий следует производить с учетом требований таблицы 4.

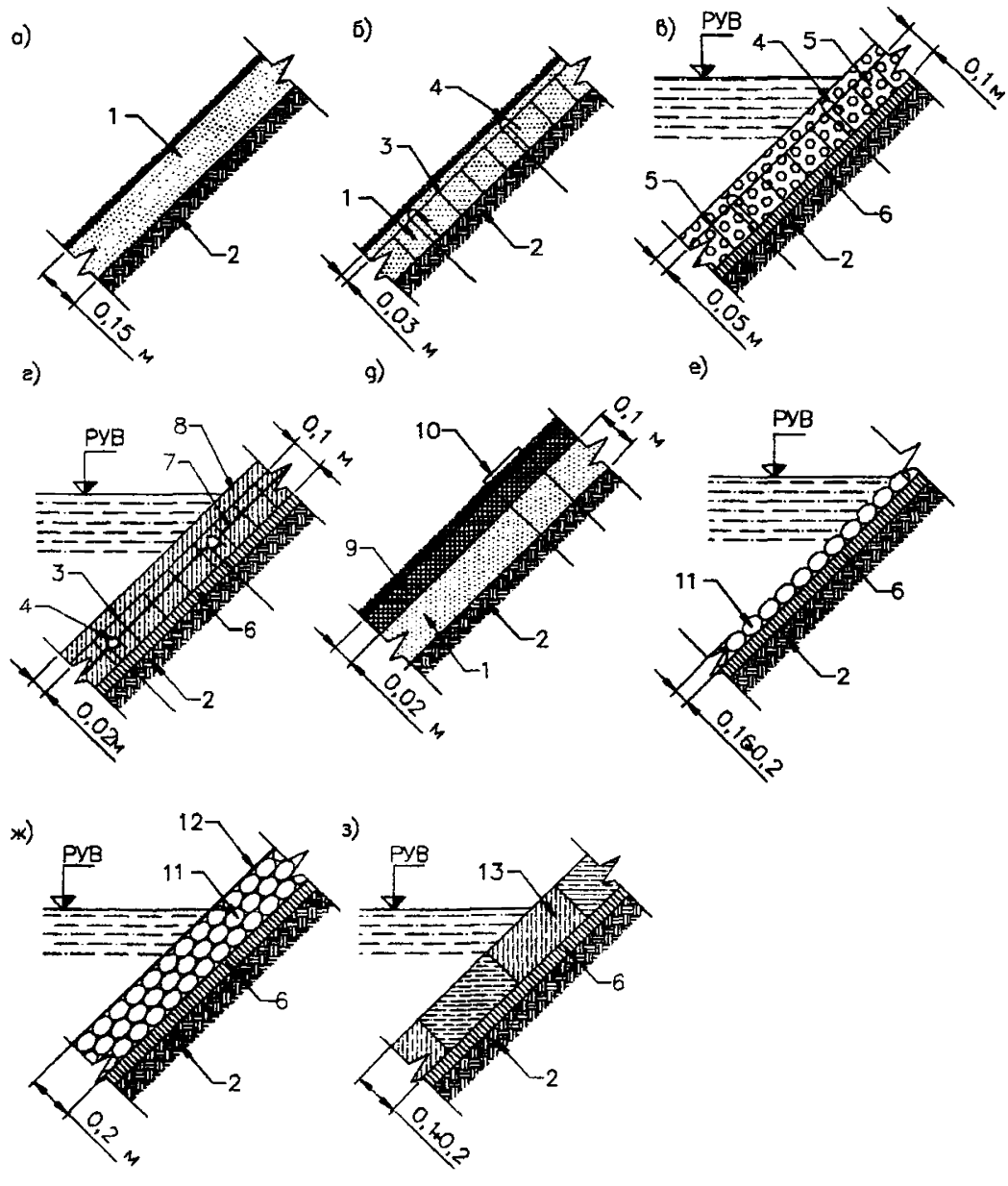

Рисунок 4 Типы укрепления откосов дамб, откосов и русел канав

а) ТПС с семенами трав; б) объемная пластиковая или геотекстильная георешетка и ТПС; в) объемная пластиковая георешетка, щебень и разделительный слой из нетканого геотекстиля; г) объемная пластиковая георешетка, бетон и разделительный слой из нетканого геотекстиля; д) волоконный мат и ТПС; е) мощение камнем 16-20 см и разделительный слой из нетканого геотекстиля; ж) габионные маты из стальной проволоки, камень 10-20 см и нетканый геотекстиль; з) бетонные плиты и нетканый геотекстиль; з) бетонные плиты и нетканый геотекстиль.

1 – ТПС с семенами трав; 2 – подстилающий слой; 3 – объемная георешетка; 4 – Г – образный анкер; 5 – щебень; 6 – натканный геотекстиль; 7 – полимерный трас; 8 – бетон; 9 – волоконный полимерный мат; 10 – П- образный анкер (нагель); 11 – камень; 12 – габионные маты; 13 – бетонные плиты.

Таблица 3 Условия применения конструкций укрепления откосов дамб, откосов и русл канав

Тип Укрепления	Анкер		Заполнитель	Разделительная прослойка из геотекстиля	Максимальная крутизна откоса	Скорость течения, не более м/сек	Высота волн, м не более	Ледоход		Длительность подтопления, сутки
	Длина, м	Шаг анкера, в1/в2/в3, м.						Толщина льда, м, не более	Площадь льдин, не более, м^2	
Посев трав на откосах с растительным грунтом мощностью ≥ 15 см	-	2,0/в/2						-	-	-
Георешетка высотой 0,1 м с ячейкой 0,4 – 0,6 м	0,5	1,8/в/2	ТПС	-	1÷1,5	-	-	-	-	-
Георешетка высотой 0,1 м с ячейкой 0,2 – 0,3 м	0,7	1,2/в/2	ТПС	-	1÷1	-	-	-	-	-
Георешетка высотой 0,1 м с ячейкой 0,2 – 0,3 м	0,7	1,2/в/2	ТПС	-	1÷1,5	0,5	0,2	0,2	5,0 слабый в виде отдельных льдин	≤20
Георешетка высотой 0,15 м с ячейкой 0,2 – 0,3 м	0,8	1,0/в/2	щебень	+	1÷1,5	2,0	0,5	0,3	то же	≤20
Георешетка высотой 0,1 м с ячейкой 0,2 – 0,3 м	0,8	1,0/в/2	бетон	+	1÷1	4,0	0,5	0,3	10,0 то же	≤20
Георешетка высотой 0,2 м с ячейкой 0,2 – 0,3 м	1,0	1,0/в/2	бетон	+	1÷1	6,0	0,5	0,3	20,0 то же	≤20
Волоконный мат типа Enkamat	0,2	2,0 по линии нахлеста	ТПС	-	1÷1,5	-	-	-	-	-
Волоконный мат типа Enkamat	0,3	2,0 то же	щебень фр.5 + Битум	-	1÷1,5	0,5	0,2	-	-	≤20
Волоконный мат типа Enkamat, армированной высокопрочной геосеткой	0,4	2,0 то же	То же	-	1÷1	1,5	0,3	0,2	5,0 слабый	≤20

Продолжение таблицы 3

Тип Укрепления	Анкер		Заполнитель	Разделительная прослойка из геотекстиля	Максимальная крутизна откоса	Скорость течения, не более м/сек	Высота волн, м не более	Ледоход		Длительность подтопления, сутки
	Длина, м	Шаг анкера, в1/в2/в3, м.						Толщина льда, м, не более	Площадь льдин, не более , м^2	
Волоконный мат типа Enkamat, армированной высокопрочной геосеткой	0,4	2,0 то же	То же	-	1÷1	1,5	0,3	0,2	5,0 слабый	≤20
Мощение камнем 16-20 см	-	-	-	+	1÷1,5	2,0	0,5	0,3	10,0 слабый в виде отдельных льдин	≤20
Габионные маты из стальной проволоки высотой 0,18 м	-	-	камень 10-20 см	+	1÷1	6,0	0,5	0,4	30,0 средней интенсивности	≤20
Бетонные плиты на щебеночном основании	-	-	-	+	Сухие 1÷1 мокрые 1÷2	8,0	0,5	0,5	40,0 средней интенсивности	≤20

Обозначения: в – размер ячейки георешетки;

$в_1$ – шаг анкеровки по площади;

$в_2$ – шаг анкеровки по короткой стороне (В) модуля и контору конструкции укрепления;

$в_3$ – шаг анкеровки по длинной стороне (А) георешетки;

ТПС – торфопесчаная смесь, приготавливается в соответствии с местными нормами.

Примечания: 1. Для крепления георешеток к основанию и соединению их между собой применяются стальные г-образные анкеры диаметром ∅ 10 –14 мм.

2. Для крепления волоконных матов применяются П-образные анкеры из стального прутка диаметром ∅ 6 – 8 мм.

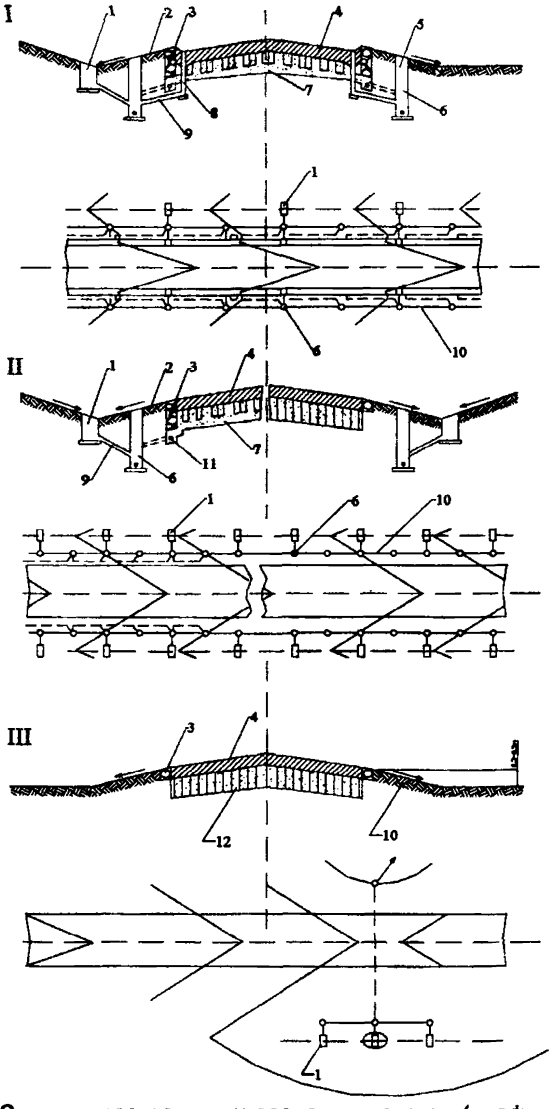

Рисунок 5 Схема водоотводных и дренажных систем (профиль и план) аэродромных покрытий

1 – тальвежный колодец; 2 – грунтовый лоток; 3 – отмостка; 4 – покрытие; 5 – лоток в кромке покрытий; 6 – смотровой колодец; 7 – основание с дренирующим слоем; 8 – дождеприемный колодец; 9 – перепуск; 10 – коллектор; 11 – закромочная дрена; 12 – основание без дренирующего слоя.

Таблица 4 Условия выбора схемы водоотвода и дренажа аэродромных покрытий

№ схемы на рис. 4	Элементы водоотвода и дренажа основания			Условия применения					
	Лотки с дождеприемниками на покрытиях	Дренирующий слой с закромочными дренами	Тальвежные колодцы на грунтовых лотках	Дорожно-климатическая зона (рисунок 1 СНиП 32-03-6)	Тип гидрогеологических условий (таблица 2 СНиП 32-03-6)	Грунты основания	Тип покрытия	Ширина покрытия	Примечание
1	+	+	+	II, III	II	Глинистые и пылеватые, склонные к пучению	Только монолитные на дренирующем основании	≥ 40 м	Допускается применять в -I зоне при отсутствии в районе строительства вечномерзлых грунтов
2А	-	+	+	II, III	II	Глинистые и пылеватые,	Монолитные и дренирующие основания	≥ 40 м	-
						склонные к пучению	Сборные на дренирующем основании	Без ограничения	-
					I	Без ограничения			
2Б	-	-	+	II, III	II	Песчаные, не склонные к пучению	Без ограничения	Без ограничения	-
				IV	II	Глинистые, суглинистые и пылеватые			
3	-	-	Выборочно	II, III	I	Песчаные, не склонные к пучению	Без ограничения	Без ограничения	Глубина промерзания выше капиллярного поднятия воды.
				IV , V	I	Без ограничения			Отсутствие возможности размыва грунта

Примечание: При устройстве оснований аэродромных покрытий из фильтрующих материалов в 1-м типе гидрогеологических условий закромочный дренаж основания следует предусматривать в тех случаях, когда подстилающими грунтами являются глины, пылеватые и тяжелые суглинки или пылеватые супеси.

6.3 Лотки, устраиваемые по кромкам искусственных покрытий, должны иметь треугольное поперечное сечение (рисунок 6).

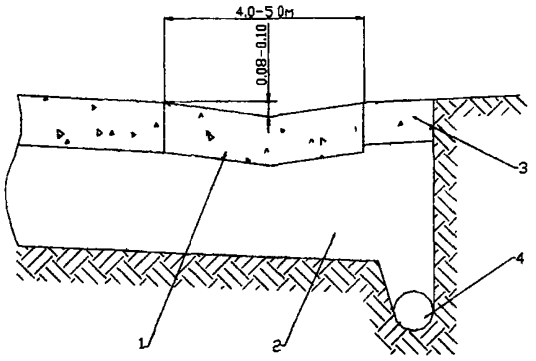

Рисунок 6 Конструкция открытого лотка на ИВПП
1 – покрытие; 2 – основание; 3 – отмостка; 4 – закромочная дрена

Ширину лотков, следует назначать с учетом ширины лоткового ряда плит, а глубину по оси - определять гидравлическим расчетом, но принимать не менее 8 см.

Как правило, следует принимать следующие размеры лотков: ширина на ВПП и ГМС с односкатным поперечным профилем - 5 м, на ВПП и ГМС с двухскатным поперечным профилем - 4 м, на РД - 2,5...3 м.

6.4 По оси лотка продольный шов, как правило, не устраивают.

6.5 Минимальный продольный уклон лотков, устраиваемых по кромкам искусственных покрытий, должны быть не менее 0,003.

На участках, где продольный уклон менее допускаемого, следует предусматривать пилообразный профиль лотка в продольном направлении.

6.6 По оси лотков следует предусматривать дождеприемные колодцы, обеспечивающие прием и отвод воды по перепускам в коллекторы.

Расстояние между дождеприемными колодцами следует устанавливать по таблице 5 и уточнять гидравлическим расчетом.

Расстояние от точки водораздела и от начала лотка до первого дождеприемного колодца следует принимать в 1,5 раза больше расстояний, указанных в таблице 5.

Таблица 5

В метрах

Элементы аэродрома, с которых происходит сток воды в лоток	Расстояние между дождеприемными колодцами, при продольных уклонах дна лотка	
	от 0,003 до 0,005	Св. 0,005
Двухскатные ИВПП и площадки с шириной покрытий менее 50 м	От 100 до 150	Св. 150 до 200
Односкатные ИВПП и площадки с шириной покрытий от 50 до 60 м при Δ, мм/мин:		
от 2 до 3	От 100 до 125	От 125 до 175
от 3 до 4	От 75 до 125	От 125 до 150
Примечание: Δ - метеорологический параметр, характеризующий интенсивность расчетных дождей принятой повторяемости в районе проектируемого аэродрома		

6.7 Дождеприемные колодцы следует устраивать длинной стороной перпендикулярно оси лотка с решеткой из 1...3 звеньев в зависимости от продольного уклона лотка:

до 0,005.....с одним звеном;

от 0,006 до 0,007.....с двумя звеньями;

более 0,008.....с тремя звеньями.

Дополнительно дождеприемные колодцы устанавливают во всех замкнутых понижениях и в конце лотков.

6.8 Дождеприемные колодцы выполняют из сборных железобетонных элементов или из монолитного бетона по ГОСТ 26633-91 класса по прочности не менее В15.

6.9 При проектировании дождеприемных колодцев следует (рис. 7):

- глубину колодцев (расстояние от низа опорной рамы решетки до днища) принимать не менее 1,0 м (как правило, 1,0 м), что обеспечивает высоту отсыпки над перепусками в смотровые колодцы не менее 0,75 м;
- верх опорной рамы предусматривать ниже поверхности покрытия на оси лотка на 0,5 см;
- устраивать под дождеприемными колодцами термоизоляционный слой;
- предусматривать отсыпку стенок колодца щебнем, гравием или другими не смерзающимися материалами, обработанными битумом или местным грунтом, обработанным гидрофобными материалами;
- устраивать по периметру колодца температурный шов шириной 1 см на всю толщину покрытия;
- предусматривать вокруг колодца гидроизоляционный слой между грунтовым и искусственным основанием шириной 1,0÷1,5 м.

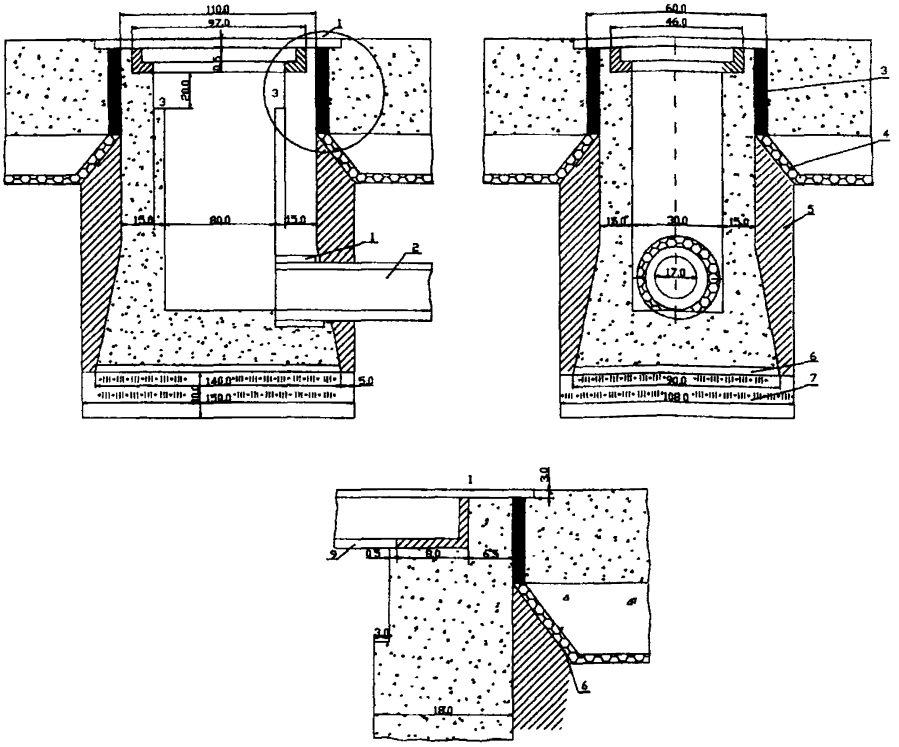

Рисунок 7 Конструкция дождеприемного колодца нормального типа
1 – просмоленная пенька; 2 – перепуск; 3 – битумная мастика; 4 и 8 – песчано-битумнный коврик 2 см; 5 – гидрофобный грунт; 6 – цементный раствор (1÷6 - 1÷8); 7 – шлаковая подушка; 9 – опорная рама.

6.10 Для исключения поступления поверхностных вод с прилегающих грунтовых участков летного поля кромки покрытий должны быть выше уровня грунтовой поверхности на 0,3...0,5 м; вдоль покрытия следует предусматривать устройство грунтовых обочин шириной не менее 25 м - для ВПП и не менее 10 м - для МС и РД.

Поперечный уклон грунтовых обочин должен составлять 0,015...0,025 - для ВПП, ГМС и 0,015...0,030 - для РД.

6.11 В местах уклонов грунтовой поверхности летного поля в сторону покрытий следует создавать грунтовые лотки. Сечение грунтового лотка треугольное, шириной 5 – 10 м, с уклонами боковых сторон 0,015 – 0,05. На обочинах всех площадей покрытий, кроме ИВПП, допускается уклон боковых сторон лотка до 0,10. Ось грунтового лотка

должна быть расположена на расстоянии от кромок покрытий ВПП не менее 25 м, МС и РД - не менее 10 м; ее, как правило, совмещают с внешней границей грунтовых обочин.

6.12 Продольный уклон грунтовых лотков следует принимать не менее 0,005.

6.13 Скорость движения воды в грунтовых лотках должна быть не менее $0{,}5\cdot\sqrt{i_h}$ м/с, и не более значений, указанных в таблице 1.

Если скорость течения воды в лотке превышает предельно допустимую, грунт поверхности лотка следует укреплять.

6.14 По оси грунтовых лотков следует предусматривать установку тальвежных колодцев, обеспечивающих прием и отвод воды по перепускам в коллекторы.

Расстояние между тальвежными колодцами следует устанавливать по таблице 6 и уточнять гидравлическим расчетом. Дополнительно установку тальвежных колодцев следует предусматривать во всех замкнутых понижениях и в конце лотков.

Таблица 6

В метрах

Элементы аэродрома, с которых происходит сток воды в грунтовые лотки	Расстояние между тальвежными колодцами, при продольных уклонах дна грунтового лотка	
	от 0,005 до 0,008	св. 0,008 до 0,015
Двухскатные ИВПП и площадки с шириной покрытий до 60 м, грунтовые обочины шириной 25 м	От 100 до 150 От 150 до 200	От 100 до 125 От 200 до 250
Односкатные ИВПП и площадки с шириной покрытий до 60 м, грунтовые обочины шириной 25 м при Δ, мм/мин		
от 2 до 3	От 125 до 150 От 150 до 250	От 100 до 125 От 200 до 250
от 3 до 4	От 100 до 125 От 150 до 250	От 75 до 100 От 200 до 300
Двухскатные и односкатные РД, площадки шириной до 25 м, грунтовые обочины шириной менее 25 м	От 150 до 200 От 150 до 250	От 100 до 150 От 200 до 300

Примечание: 1. Над чертой указаны расстояния при песчаных и суглинистых грунтах, под чертой - при глинистых и суглинистых.
2. При проектировании лотка в лотке или осушителей, располагаемых по оси лотков, а также при продольных уклонах менее 0,005 расстояние между тальвежными колодцами следует принимать от 75 до 100 м.

6.15 Тальвежные колодцы следует устраивать с решеткой из двух звеньев при продольном уклоне грунтовых лотков до 0,007 и из трех звеньев при больших уклонах.

6.16 Тальвежные колодцы выполняют из сборных железобетонных элементов или из монолитного бетона по ГОСТ 26633-91 класса по прочности не менее В15.

6.17 При проектировании тальвежных колодцев следует (рис. 8):

- глубину колодцев принимать не менее 1 м;
- верх опорной рамы предусматривать ниже грунтовой поверхности по оси лотка на 0,08...0,10 м и сопрягать с ней воронкообразной отмосткой (уклон 0,01) толщиной 0,25 м и шириной 1,0...1,5 м из щебня, пропитанного битумом по способу глубокой пропитки на 6...8 см;
- устраивать под днищем колодца термоизоляционный слой;
- предусматривать отсыпку стенок колодца щебнем, гравием или другими не смерзающимися материалами или местным грунтом, обработанным гидрофобными материалами.

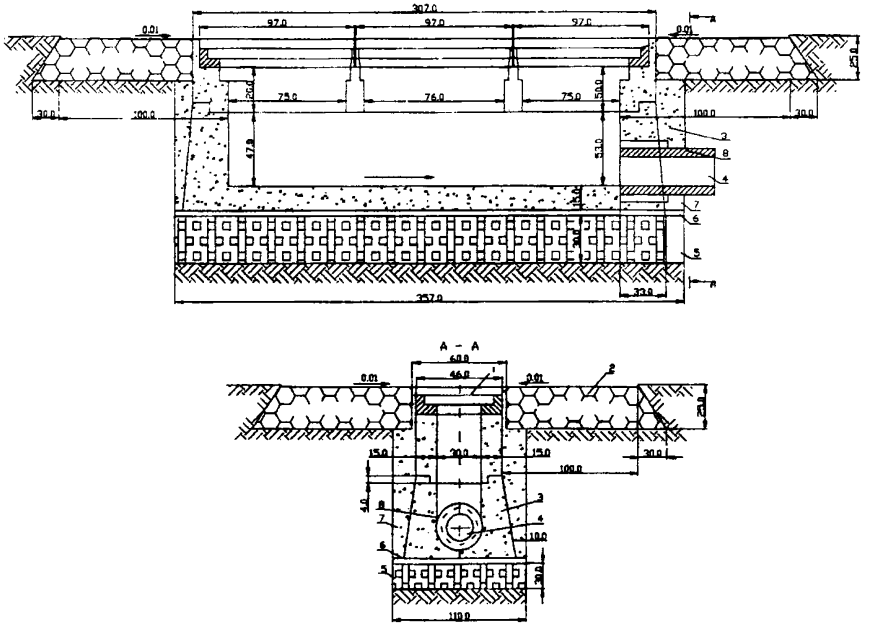

Рисунок 8 Конструкция тальвежного колодца

1 – решетка; 2 – щебеночная отмостка с пропиткой битумом на 6-8 см; 3 – стенки колодца; 4 – перепуск; 5 – шлаковая подушка; 6 – слой цементного раствора состава (1÷6 - 1÷8); 7 – водоустойчивый грунт; 8 – прокладка из просмоленной пеньки толщиной 1-1,5 см

6.18 От каждого дождеприемного и тальвежного колодца следует предусматривать устройство перепуска воды в коллектор.

Уклон труб перепусков должен составлять:

от дождеприемных колодцев.....0,020...030;

от тальвежных колодцев.....от 0,005 до 0,030.

6.19 Диаметр труб перепусков от дождеприемных и тальвежных колодцев к коллектору должен быть не менее 200 мм.

6.20 Для местности с гидрогеологическими условиями второго типа, когда естественное основание сложено не дренирующими грунтами (глинами, суглинками и супесями пылеватыми) в конструкциях искусственных оснований следует предусматривать дренирующие слои из крупнозернистых каменных материалов, как правило, обработанных битумом, с коэффициентом фильтрации не менее 10000 м/сут.

6.21 Толщину дренирующего слоя следует принимать равной 10...15 см и уточнять гидравлическим расчетом.

6.22 Для сбора и отвода воды из дренирующих слоев оснований искусственных покрытий следует предусматривать устройство закромочных дрен, располагаемых вдоль оси покрытия на расстоянии 1,0...1,5 м от кромки покрытия (рис.9).

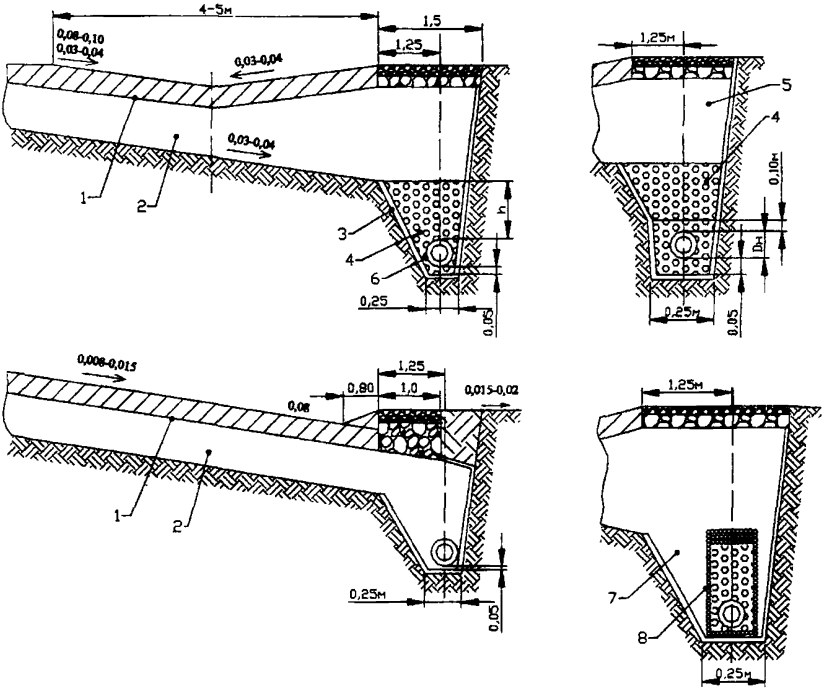

Рисунок 9 Варианты конструкций закромочных дрен

1 – бетонное покрытие; 2 – песчаное основание; 3 – слой щебня 2-3 см; 4 – крупнозернистый песок; 5 – среднезернистый песок; 6 – труба D = 75 – 100 мм; 7 – песок; 8 – гравий.

6.23 Продольный уклон труб закромочных дрен следует принимать не менее 0,005.

Диаметр труб закромочного дренажа следует назначать равным 100÷150 мм, длину дрен принимать от 50 до 125 м с выводом в смотровые колодцы коллектора.

6.24 Для закромочных дрен следует применять трубы асбестоцементные напорные по ГОСТ 539-80* или пластмассовые.

В трубах следует устраивать снизу пропилы на 2/3 диаметра с шагом 30 см; в пластмассовых трубах допускается устраивать отверстия суммарной площадью не менее 40...60 см^2 на 1 пог.м.

6.25 Трубы в дрены укладывают с зазором 3...5 мм.

6.26 Стыки труб и отверстия в них следует обкладывать фильтрующей обмоткой из нетканого геотекстиля.

При изменении направления труб при подводке их к коллектору следует предусматривать установку фасонных камней или пластмассовых муфт.

6.27 Засыпку закромочных дрен следует выполнять щебнем по ГОСТ 8736-93* фракций 5...20 и 20...40 мм. Засыпку следует обкладывать нетканым геотекстилем.

6.28 Для отвода воды из дождеприемных колодцев и закромочных дрен, а также из тальвежных колодцев и осушителей следует предусматривать устройство коллекторов, располагаемых вдоль кромок покрытий на расстоянии 10...15 м от них (рис. 10).

6.29 Проектировать трассы коллекторов следует с минимально возможным количеством пересечений с искусственными покрытиями.

Пересечения коллекторов с искусственными покрытиями следует предусматривать под прямым углом к оси покрытий или по нормали к криволинейному контуру РД.

Глубину укладки труб (расстояние от поверхности грунта до шелыги) коллектора надлежит принимать не менее глубины промерзания грунта при поверхности, свободной от снега, и достаточной по условиям прочности труб при воздействии эксплуатационной нагрузки.

В районах с глубиной промерзания грунта свыше 1,5 м допускается укладывать трубы коллектора в зоне промерзания, при этом следует предусматривать максимально возможное по условиям местности число сбросов воды в водоприемники, а также теплоизоляцию труб.

6.30 Продольный уклон коллекторов следует принимать не менее 0,003.

Трубы коллекторов, а также перепусков к нему, укладываемых в зоне промерзания грунта, должны иметь уклон не менее критического, принимаемый в зависимости от диаметра трубы, мм.:

Диаметр труб, мм	Уклон труб
до 1000	не менее 0,008;
от 1000 до1500	не менее 0,007;
более 1500	не менее 0,006.

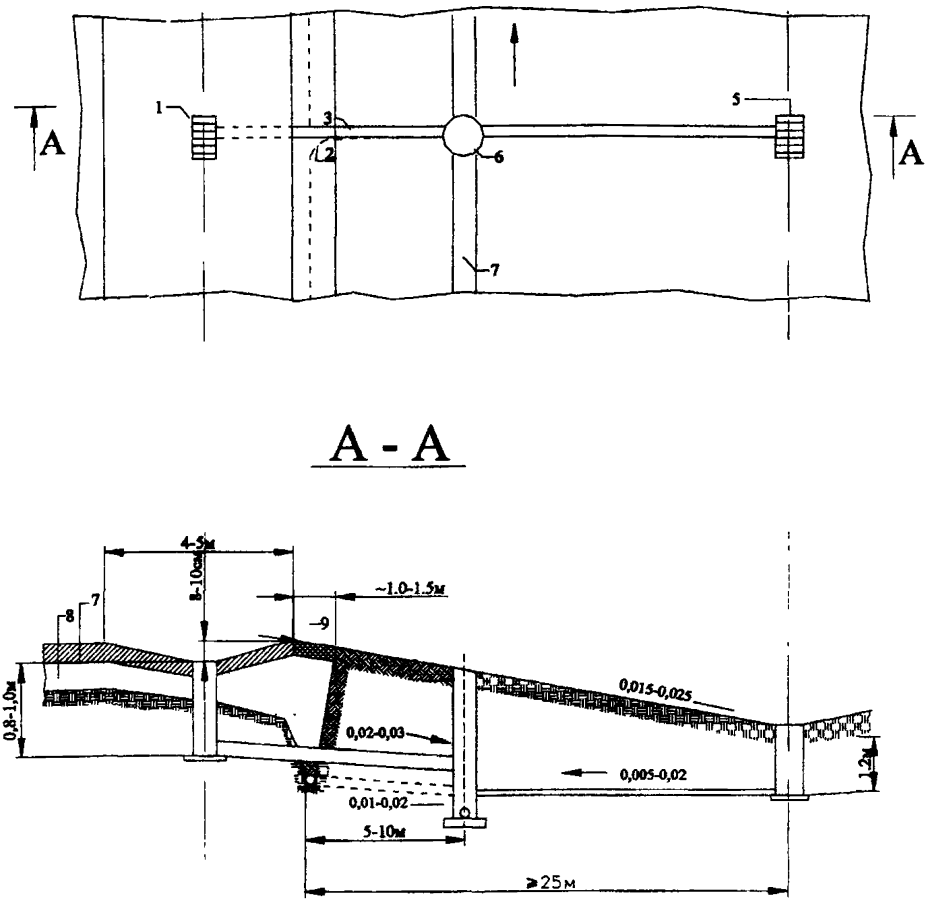

Рисунок 10 Схема расположения лотков, дождеприемных и тальвежных колодцев, перепусков, закромочных дрен и коллекторов
1 – дождеприемный колодец; 2 – закромочная дрена; 3 – перепуск; 4 – коллектор;5 – тальвежный колодец; 6 – смотровой колодец; 7 – покрытие; 8 – дренирующее основание; 9 – переходная щебеночная полоса h = 20см.

6.31 Скорость движения воды в трубах коллекторов должна быть не менее 0,7 и не более 5 м/с.

Для устройства коллекторов следует применять:

- асбестоцементные трубы напорные по ГОСТ 539-80* классов ВТ6, ВТ9, ВТ12 – при толщине засыпки грунта над верхом трубы не менее 0,75 м;
- асбестоцементные трубы безнапорные по ГОСТ 1839-80* – при толщине засыпки грунта над верхом трубы не менее 1,25 м;
- бетонные и железобетонные трубы безнапорные по ГОСТ 20054-82 и ГОСТ 6482-88 – при толщине засыпки грунта над верхом трубы не менее 0,75 м.

Тип основания под трубы необходимо принимать в зависимости от несущей способности грунтов и величины нагрузок.

Во всех грунтах, за исключением скальных, заторфованных и илов, трубы следует укладывать на естественный грунт ненарушенной структуры.

Для труб диаметром до 500 мм включительно и труб всех диаметров с подошвой допускается плоское грунтовое основание.

Для труб диаметром более 500 мм необходимо устраивать грунтовое профилированное основание с углом охвата 90^0.

Для скальных грунтов следует предусматривать выравнивание основания слоем песчаного грунта толщиной не менее 10 см над выступами. Допускается использование для этих целей местного грунта (супесей и суглинков) при условии уплотнения его до объемного веса скелета грунта 1,5 т/м^3.

В илистых, заторфованных и других слабых водонасыщенных грунтах трубы необходимо укладывать на искусственное основание. Бетонные и железобетонные трубы диаметром 300 – 600 мм укладывают на сборные железобетонные элементы, а трубы диаметром более 600 мм – на основание из монолитного бетона или железобетона.

Обратную засыпку для труб диаметром до 800 мм включительно и труб с подошвой всех диаметров следует производить грунтом плотностью 1.8 куб. м, путем послойного трамбования с нормальным уплотнением ($к_{упл} \geq 0,85$).

Для труб диаметром более 800 мм – повышенным уплотнением ($к_{упл} \geq 0,93$).

6.32 В местах сброса воды из открытых канав в коллектор и в местах примыкания коллекторов к канавам и водоприемникам следует предусматривать устройство оголовков.

6.33 Смотровые колодцы на коллекторах следует устанавливать в начале коллекторов, на углах поворота, в местах изменения уклонов, в местах подключения к коллекторам перепусков или других водоотводных линий, а также на прямых участках на расстояниях, м, при диаметре труб коллектора:

Диаметр труб, мм	Расстояние между колодцами в, м.
менее 250 мм	50
от 250 до 400 мм	75
от 400 до 600 мм	100
от 400 до 600 мм	125

6.34 На участках возможного движения воздушных судов (концевые полосы безопасности, рабочая площадь грунтовых ЛП) смотровые колодцы следует устанавливать с заглублением в грунт на 0,4...0,5 м, в других случаях крышку колодца устанавливают на одном уровне с поверхностью летного поля.

6.35 В пониженных местах рельефа смотровые колодцы допускается использовать для приема и отвода поверхностных вод. При этом колодцы должны иметь решетчатые крышки и отстойники глубиной 0,3...0,5 м.

6.36 Смотровые колодцы выполняют из сборных железобетонных элементов или из монолитного бетона по ГОСТ 26633 – 91 класса по прочности не менее В15.

6.37 При проектировании смотровых колодцев следует (рис. 11):

- для круглых в плане колодцев принимать внутренний диаметр 70 см – при глубине менее 2 м и диаметре труб до 400 мм и 100 см – при большей глубине или диаметре труб;
- для прямоугольных в плане колодцев принимать внутренние размеры 70 х 70 см – при глубине менее 2 м и диаметре труб до 500 мм и 100 х 100 см при большей глубине или диаметре труб;
- верхние звенья колодцев принимать высотой 80 см, нижнее – устанавливать проектом и устраивать его на месте монолитно с днищем;
- лотки устраивать на месте из бетона по ГОСТ 26633-91 класса по прочности не менее В15 высотой не менее 0,6 диаметра труб;
- крышки устраивать сборными из отдельных железобетонных балок;
- предусматривать вокруг колодцев устройство щебеночной отмостки с пропиткой битумом на глубину 6 ... 8 см шириной 1м.

7 Водоотводные и дренажные системы на грунтовой части летного поля

7.1 Отвод поверхностных вод с грунтовых участков летного поля необходимо, как правило, обеспечивать соответствующий вертикальной планировкой.

Водоотводные и дренажные системы на грунтовых участках устраивают лишь там,

где нельзя обеспечить сток воды созданием соответствующего рельефа.

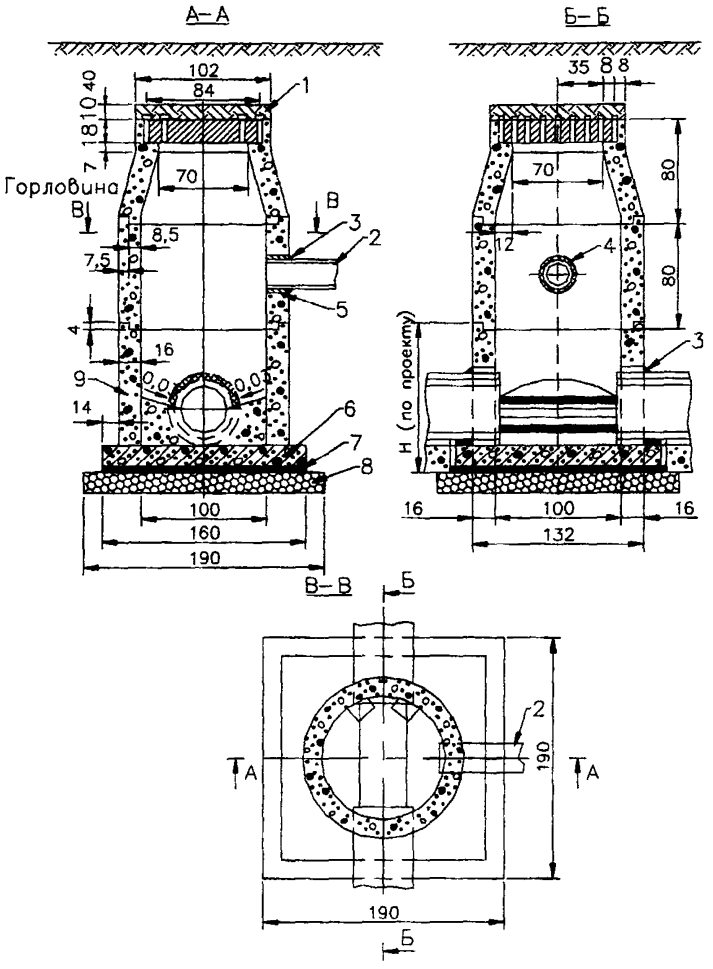

Рисунок 11. Круглый смотровой колодец (сборный из железобетонных звеньев):
1 — заделка мятой глиной слоем 10 см; 2 — перепуск; 3 — битум;
4 — просмоленная пенька; 5—бетонный лоток; 6 — железобетонное днище;
7 — щебеночная подготовка; 8 — цементный раствор; 9 — стенки нижнего звена

7.2 Для удаления поверхностных вод из замкнутых локальных понижений необходимо предусматривать устройство тальвежных колодцев с выпуском воды из них в коллекторы, отводящие воду за пределы аэродрома.

Требования к тальвежным колодцам приведены в п.п. 6.15....6.19.

7.3 На отдельных участках с уклонами поверхности, не обеспечивающими сток (менее 0,005), в зонах избыточного, переменного увлажнения и при наличии слабопроницаемых (глинистых, пылеватых) грунтов, где сбор поверхностной воды другими устройствами, например, тальвежными колодцами, невозможен, следует предусматривать систему, состоящую из осушителей, собирателей и коллекторов (рис. 12).

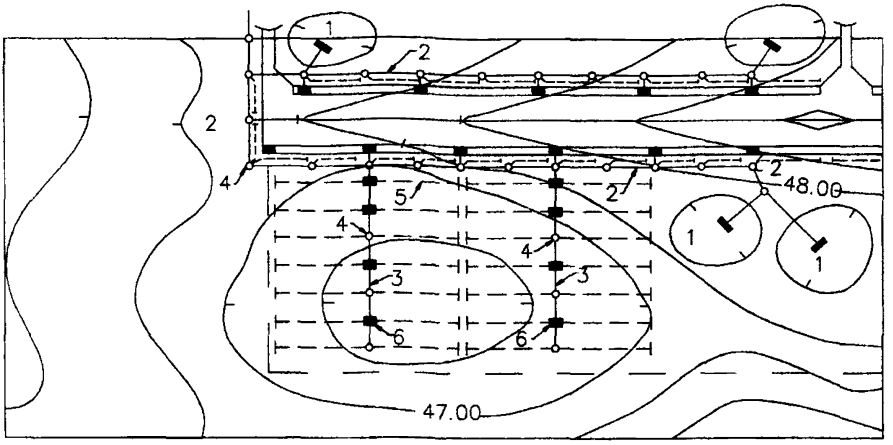

Рисунок 12 Схема водоотводных систем, состоящих из осушителей, собирателей, тальвежных колодцев и коллекторов:
1 — тальвежные колодцы; 2 — коллектор; 3 — собиратель; 4 — смотровые колодцы; 5 — осушитель; 6 — безколодезные примыкания осушителей и собирателей с помощью фасонных камней

7.4 Требования к осушителям аналогичны требованиям к закромочным дренам (п.п. 6.22....6.25.); минимальное заглубление труб осушителей - 0,6 м, расстояние между ними принимают по таблице 7.

Таблица 7

В метрах

Вид грунта	Расстояние между осушителями, при уклонах поверхности					
	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006-0,01
Глина	20	30	40	45	50	55-75
Суглинок тяжелый	25	35	45	50	55	60-80
Суглинок средний	30	40	50	55	60	65-85
Супесь тяжелая, пылеватая	40	50	60	65	70	75-90

7.5 Конструктивные решения осушителей приведены на рис. 13

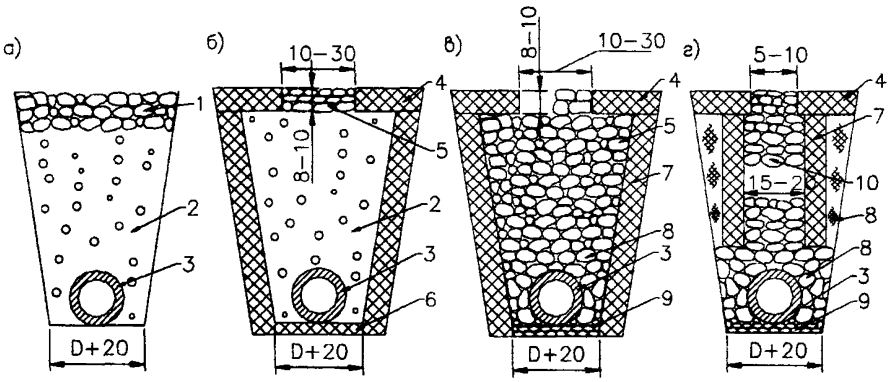

Рисунок 13 Конструкции осушителей:

а — приемная часть из гравия; б — приемная часть в виде узкой щели с заполнением песчано-гравийной смесью; в — то же, с заполнением отгрохоченным гравием; г — то же, с ограниченной шириной гравийного заполнителя;
1 — гравийное заполнение (верхний слой — 5÷6 см, нижний 2÷3 см); 2 — песчано-гравийная смесь; 3 — керамические, асбоцементные или пластиковые трубы; 4 — нетканый геотекстиль: 5 — слой щебня (гравия) фракции 1÷3 см, обработанного битумом; 6 — крупнозернистый песок: 7 — нетканый геотекстиль; 8 — гравий или щебень фракции 5÷6 см; 9 — подготовка из утрамбованного щебня смеси 5÷7 см; 10 — гравий или щебень фракции 2 см; 11—грунт.

7.6 При небольших толщинах слабо водонепроницаемых слоев (до 2-х метров), лежащих на хорошо фильтрующих грунтах, водоотвод из замкнутых понижений может быть осуществлен устройством поглощающих колодцев.

7.7 Для понижения уровня грунтовых вод при их залегании на глубине менее 0,6...0,8 м от поверхности следует предусматривать устройство глубинного дренажа.

7.8 Дрены следует располагать перпендикулярно к движению грунтовой воды, параллельно гидроизогипсам.

Расстояние между дренами следует назначать в зависимости от грунта, м.:

Тощая глина	8-10
Суглинок тяжелый	10-12
Суглинок средний	12-14
Суглинок легкий	14-16
Супесь пылеватая	16-18
Песок среднезернистый	17-20

7.9 Глубину дрен следует назначать расчетом, принимая норму осушения по п. 8.4; продольный уклон – не менее 0,005.

7.10 Требования к глубинным дренам аналогичны требованиям к закромочным дренам (п.п. 6.22....6.26).

7.11 Для отвода как поверхностной, так и грунтовой воды следует предусматривать дрен-осушителей.

7.12 Конструктивные решения дрен и дрен-осушителей приведены на рис. 14.

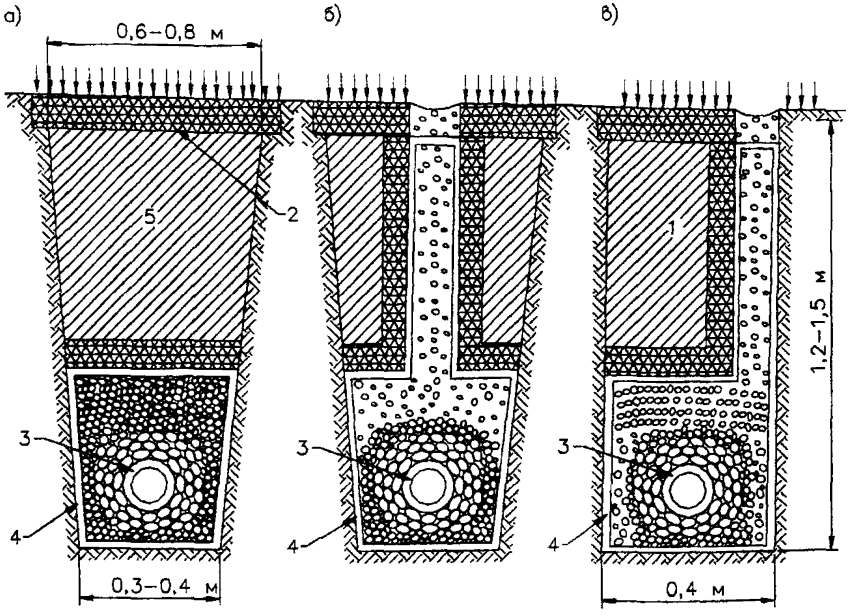

Рисунок 14 Конструкция дрен

а — дрены для приема грунтовых вод, б, в — дрены-осушители для приема грунтовых и поверхностных вод,
1 — грунт; 2 — дернина; 3 — перфорированные трубы d = 100 мм со сквозными стыками (обсыпка труб гравием различной крупности); 4 — нетканый геотекстиль; 5 — засыпка грунтом.

8 Гидравлический расчет элементов водоотводных и дренажных систем

8.1 Расчетные расходы дождевых вод, поступающих с покрытий и грунтовых обочин.

8.1.1 Расчетные расходы дождевых вод q_r м^3/с, поступающие в водоотводные системы с покрытий и грунтовых обочин следует определять по методу предельной интенсивности по формуле:

$$q_r = \frac{\Delta \cdot \varphi \cdot A_w}{6 \cdot t_r^n}, \qquad (1)$$

где Δ - параметр, равный максимальной интенсивности дождя продолжительностью 1 мин при принятом периоде однократного превышения расчетной интенсивности дождя, мм/мин, определяемый по п. 8.1.2;

φ - среднее значение коэффициента стока дождевых вод, определяемое по таблице 8;

A_w - площадь водосбора для рассчитываемого сечения, га;

t_r - расчетная продолжительность протекания дождевых вод до рассчитываемого сечения, мин, определяемая по п. 8.1.3;

n - показатель степени, определяемый по табл. 4 СНиП 2.04.03-85.

8.1.2 Параметр Δ определяется по формуле:

$$\Delta = 0{,}006 \cdot q_{20} \cdot 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r}\right)^\gamma, \qquad (2)$$

где q_{20} - интенсивность дождя для данной местности продолжительностью 20 мин при Т = 1 год, л/с на 1 га;

P - период однократного превышения расчетной интенсивности дождя, годы, определяемый по табл. 9;

m_r - среднее количество дождей за год;

γ - показатель степени, учитывающий климатические особенности районов территории России.

Значения q_{20}, m_r, γ, устанавливаются в соответствии с требованиями СНиП 2.04.03-85.

Таблица 8

Род поверхности	Коэффициент стока дождевых вод φ при поверхности водосборных площадей		
Покрытия: асфальтобетонные цементобетонные	0,95 0,85		
Грунтовые поверхности:	супесь	суглинок	глина
Грунтовые обочины: незадернованные задернованные	 0,60 0,55	 0,65 0,60	 0,70 0,65
Грунтовые водосборные площади: без дернованного покрова с дерновым покровом	 0,25 0,15	 0,35 0,25	 0,40 0,30

Таблица 9

Интенсивность дождя, q_{20} л/с на 1га	Период повторяемости расчетной интенсивности дождя Т, год, при расчетной площади водосбора A_w, га		
	до 6	св. 6 до 9	св.9 до 15
Менее 70	0,50/0,33	0,50/0,33	0,50/0,50
От 70 до 115	0,50/0,33	0,50/0,50	0,75/0,50
Св. 115	0,50/0,50	0,75/0,50	0,75/0,75

Примечания:

1. Перед чертой приведены значения Т для водоотводных систем с лотками в кромках покрытий, после черты – без лотков в кромках покрытий.

2. Для коллекторов водоотводных систем с уклонами лотков свыше 0,005 указанные в таблице значения Т допускается снижать на одну ступень (например, вместо 0,5 принимать 0,33 и т.п.).

3. Для водоотводных систем, принимающих воду со служебно-технических территорий и тяготеющих к ним площадей аэродромных покрытий, значения Т надлежит принимать в соответствии с требованиями СНиП 2.04.03-85 как для территорий промышленных предприятий.

8.1.3 Расчетную продолжительность дождя, t_r мин, равную времени добегания воды от самой удаленной точки водосбора до рассчитываемого сечения водоотводных систем (лотков, коллекторов, канав), определяют как сумму времени добегания дождевых вод по поверхности склона, лоткам, коллекторам и канавам по формуле:

$$t_r = \tau_s + \tau_c + \tau_k, \qquad (3)$$

где τ_s - время добегания дождевых вод по поверхности склона до лотка, мин, определяемое по п. 8.1.4;

τ_c - время добегания дождевых вод по лотку до дождеприемника, мин, определяемое по п. 8.1.5;

τ_k - время добегания дождевых вод по коллектору до рассчитываемого сечения, мин, определяемое по п. 8.1.6.

8.1.4 Время добегания дождевых вод по поверхности склона до лотка τ_s, мин, надлежит определять по формуле:

$$\tau_s = \left(\frac{2{,}41 \cdot n_c \cdot L_d}{\Delta^{0{,}72} \cdot \varphi^{0{,}72} \cdot i_d^{0{,}5}} \right)^{\frac{1}{1{,}72-0{,}72 \cdot n}}, \qquad (4)$$

где L_d - расчетная длина склона, участвующего в формировании стока, м;

i_d - расчетный уклон склона;

n_c - коэффициент шероховатости поверхности склона, принимаемый по таблице 10.

При соотношении продольных i_l и поперечных i_c уклонов покрытий и обочин $\frac{i_l}{i_c} \geq 0{,}5$ расчетные уклон i_d и длину склона L_d следует принимать по линии наибольшего ската по формулам:

$$i_d = \sqrt{i_l^2 + i_c^2}, \qquad (5)$$

$$L_d = \frac{L_s}{i_c} \sqrt{i_l^2 + i_c^2}, \qquad (6)$$

при $\frac{i_l}{i_c} < 0{,}5$ следует принимать $i_d = i_c$, $L_d = L_s$,

где L_s - длина склона, участвующего в формировании максимального стока, м.

Для разнородных поверхностей склонов (покрытие плюс грунтовая обочина) время добегания дождевых вод t_s надлежит определять по формуле (4) при средневзвешенных значениях уклонов, коэффициентов стока и шероховатости.

Таблица 10

Вид поверхности стока	Коэффициент шероховатости n_c
Покрытие:	
асфальтобетонное	0,011
цементобетонное	0,014
Грунтовая поверхность:	
без дернового покрова	0,025
с дерновым покровом	0,050
Неукрепленные земляные русла (канавы)	0,025
Бутовая кладка	0,020

Средневзвешенное значение коэффициента стока φ определяется по формуле:

$$\varphi = \frac{\varphi_1 \cdot L_1 + \varphi_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}, \qquad (7)$$

где φ_1, φ_2, L_1 L_2 - коэффициенты стока и соответствующие им длины участков стока с различными поверхностями.

Средневзвешенные значения n_c и i_c определяются аналогично.

8.1.5 Время добегания дождевых вод по лотку τ_c, мин, следует определять по формуле:

$$\tau_c = \frac{L_c}{60 \cdot v_c}, \quad (8)$$

где L_c - длина лотка, м;

v_c - скорость движения дождевых вод в конце лотка, м/с.

Значения v_c определяют по формуле:

$$\left.\begin{aligned} v_c &= \frac{1}{n_c}(R_s)^{0,5+y} \cdot i_b^{0,3} \\ y &= 4 \cdot n_c^{0,75} \end{aligned}\right\}, \quad (9)$$

где R_s - гидравлический радиус, м;

i_b - продольный уклон лотка.

Глубина потока h_w для лотков в кромках покрытий принимается на 1 – 2 см менее глубины лотка.

8.1.6 Время протекания дождевых вод по коллектору до рассчитываемого сечения τ_k мин, устанавливается суммированием времени протекания по отдельным участкам коллектора, определяемого по формуле:

$$\tau_{k_i} = m_w \frac{L_{k_i}}{60 \cdot v_{k_i}}, \quad (10)$$

где L_{k_i} - длина расчетного участка коллектора, м;

v_{k_i} - скорость движения дождевых вод на участках коллектора, принимаемая равной 2 м/с;

m_w - коэффициент, определяемый по п. 8.1.7.

8.1.7 Коэффициент m_w, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора и постепенное нарастание скорости движения воды по мере наполнения труб при работе водоотводных систем, определяется по формуле:

$$m_w = \frac{2 - 1,75\alpha}{1 - \alpha}, \quad (11)$$

где α - поправочный коэффициент к расчету времени течения воды по коллектору.

Коэффициент α определяется по формуле:

$$\alpha = \frac{\tau_s + \tau_c}{\tau_s + \tau_c + \sum_{j=1}^{i-1} \tau_{kj}}, \quad (12)$$

где $\sum_{j=1}^{i-1} \tau_{kj}$ - суммарное время протекания дождевых вод, мин, по отдельным участкам коллектора, предшествующим расчетному участку.

Для первого участка коллектора коэффициент m_w принимают равным 3.

Если в формуле (1) показатель степени $n \le 0,5$, то значение коэффициента m_w, определенное по формуле (11), надлежит увеличивать на 10 %. При уклонах местности вдоль коллектора свыше 0,015 значение коэффициента m_w следует снижать на 25 %.

8.1.8 Главные коллекторы водоотводной системы, отводящие воду из узла коллекторов, следует рассчитывать на время добегания, соответствующее получению максимального расхода дождевого стока.

8.2 Расчетные расходы дождевых и талых вод для водоотводных линий с грунтовыми водосборами.

8.2.1 Расчетные расходы дождевых вод для водоотводных линий (нагорных канав, грунтовых лотков) с грунтовыми водосборами следует определять с учетом минимальной стокообразующей интенсивности дождей, при этом продолжительность стокообразования t_{st}, мин, надлежит устанавливать по формуле:

$$t_{st} = \left[\frac{(1-n)\cdot\Delta}{\psi_{min}}\right]^{\frac{1}{n}} \qquad (13)$$

где ψ_{min} - минимальная мгновенная стокообразующая интенсивность дождя, принимаемая равной интенсивности впитывания, мм/мин, указанной в таблице 11.

Таблица 11

В миллиметр/минуту

Грунты и почвы	Интенсивность впитывания
Глина, солонцы суглинистые	0,04
Суглинки, суглинистые черноземы, глинистые сероземы	0,08
Каштановые почвы, чернозем обычный, солонцы супесчаные	0,15
Супеси с примесью гумуса в верхних слоях, задернованные супеси, серолесные почвы	0,20
Супеси без примеси гумуса в верхних слоях	0,33
Пески без примеси гумуса в верхних слоях	0,50

8.2.2 При времени добегания дождевых вод t_r до рассчитываемого сечения водоотводных систем, определяемом по п. 8.1.3, меньшем или равном продолжительности стокообразования t_{st} расчетные расходы дождевых вод q_r, $м^3/с$, определяются по формуле (1).

8.2.3 Для сечений водоотводных систем, удаленных по времени добегания дождевых вод $t_r > t_{st}$, расчетные расходы q_r, м^3/с определяются по формуле:

$$q_r = q_{st} + q_{sw} \quad (14)$$

где q_{st} - расход дождевых вод, определяемый по п. 8.2.4;

q_{sw} - дополнительный расход дождевых вод, определяемый по п. 8.2.5.

8.2.4 Расход дождевых вод q_{st}определяется по формуле (1) при этом $t_r = t_{st}$, а площадь водосбора A_w определяется из условия $\tau_s + \tau_c \leq t_r$, т.е. время добегания воды до расчетного сечения по склону и лотку (нагорной канаве) не должно превышать продолжительности стокообразования t_{st}.

8.2.5 Дополнительный расход воды q_{sw}, м^3/с, поступающей в водоотводные системы после дождя продолжительностью t_{st} в соответствии с кривой спада, определяется по формуле:

$$q_{sw} = 5{,}56 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta \cdot L_e \cdot v_e \cdot t_{st}^{1-n} \cdot \eta, \quad (15)$$

где η - коэффициент, принимаемый по таблице 12;

L_e - длина склона, участвующего в формировании стока, м.

Длина склона L_e, участвующего в формировании стока, определяется по формуле:

$$L_e = 0{,}415 \cdot \frac{\Delta^{0,72} \cdot \varphi^{0,72} \cdot i_d^{-0,5} \cdot t_{st}^{1,72-0,72-n}}{n_c}, \quad (16)$$

Значения параметров Δ, V_c, φ, n, n_c и i_d устанавливаются в соответствии с требованиями раздела 8.1.

Таблица 12

$\frac{t_w}{t_{st}}$	η	$\frac{t_w}{t_{st}}$	η	$\frac{t_w}{t_{st}}$	η
1,00	0	1,25	0,33	3,00	0,85
1,05	0,08	1,50	0,52	3,50	0,89
1,10	0,16	1,75	0,64	4,00	0,92
1,15	0,22	2,00	0,71	5,00	0,95
1,20	0,28	2,50	0,81	10,00	0,985

8.2.6 Расчетные расходы воды q_r, м^3/с, в сечениях водоотводных линий при весеннем снеготаянии следует определять при средних значениях максимумов стока талых вод в данной местности по формуле:

$$q_r = 0{,}95 \cdot \frac{H_s}{T_s} \cdot A_w, \quad (17)$$

где H_s - максимальная высота снегового покрова к началу весеннего снеготаяния, м;

T_s - минимальная продолжительность снеготаяния, сут.;

A_w - площадь водосбора для расчета сечения, га.

Параметры H_s и T_s принимаются по данным гидрометеорологической службы или климатологическим справочником.

8.3 Гидравлический расчет элементов водоотводных систем.

8.3.1 Размеры открытого лотка в кромках покрытий устанавливают предварительно в проекте ИВПП, поэтому гидравлический расчет лотков сводится к определению расстояний между дождеприемными колодцами исходя из условия равенства расчетного расхода дождевых вод q_r, определенному по разделу 8.1, пропускной способности лотка q_c.

Пропускную способность лотка q_c, $м^3/с$, определяют по формуле:

$$q_c = \frac{h_w^2}{i_w} \cdot v_c, \qquad (18)$$

где i_w - уклон боковых граней лотка.

Параметры h_w и v_c устанавливаются по п. 8.1.5.

8.3.2 Размеры решеток дождеприемных и тальвежных колодцев определяются из условия равенства расчетных расходов воды q_r, формирующихся в открытых лотках, пропускной способности решеток колодцев q_k.

Пропускную способность решеток q_k, $м^3/с$, определяют по формуле:

$$q_k = 1{,}45 \cdot L_ф \cdot h^{2/3} \quad \text{при} \quad h \le B_p \cdot \frac{A_{отв}}{A_p}; \qquad (19)$$

$$q_k = 2{,}00 \cdot A_{отв} \sqrt{h} \quad \text{при} \quad h > B_p \cdot \frac{A_{отв}}{A_p}, \qquad (20)$$

где $L_ф$ - длина водосливного фронта по периметру решетки, м;

B_p - ширина решетки, м;

$A_{отв}$ - площадь отверстий решетки, $м^2$;

A_p - площадь всей решетки, $м^2$;

h - полный напор потока перед решеткой, м.

Полный напор потока h, м, определяется по формуле:

$$h = h_w + \frac{v_c^2}{2 \cdot g}, \qquad (21)$$

где g - ускорение свободного падения, равное 9,8 м/сек^2.

Параметры h_w и v_c устанавливаются по п. 8.1.5.

8.3.3. Диаметры перепускных труб $d_п$, м, от дождеприемных и тальвежных колодцев к коллекторам определяют по формуле:

$$d_п = 0{,}536 \cdot \sqrt{\frac{q_r}{\mu \cdot \sqrt{H}}}, \qquad (22)$$

где q_r - расчетный расход воды, поступающей в колодец, м^3/с;

μ - коэффициент расхода;

H - располагаемый напор, м.

Коэффициент расхода μ определяется при предварительно принятом диаметре перепускных труб по формуле:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{0{,}0211 \cdot \frac{L_п}{d^{1{,}33}} + 1{,}5}}, \qquad (23)$$

где $L_п$ - длина перепускной трубы, м.

Располагаемый напор H при истечении воды в смотровом колодце из перепуска "в атмосферу" определяется по формуле:

$$H = H_1 + i_п \cdot L_п, \qquad (24)$$

где H_1 - глубина дождеприемного или тальвежного колодца, м;

$i_п$ - уклон перепуска.

8.3.4 Диаметр труб коллекторов $d_к$, м, определяют по формуле:

$$d_к = 1{,}55 \left(\frac{n_c \cdot q_r}{\sqrt{i_к}} \right)^{0{,}375}, \qquad (25)$$

где n_c - коэффициент шероховатости, принимаемый равным 0,014;

q_r - расход дождевых или талых вод в расчетном сечении коллектора, м^3/с;

$i_к$ - продольный уклон труб участка коллектора.

Окончательный диаметр труб $d_э$ выбирается по сортаменту из условия

$$d_э \geq d_к.$$

8.3.5 Размеры сечений грунтовых лотков определяют исходя из условия

$$q_{r1} + q_{r2} \leq q_c.$$

Расчетные расходы дождевых вод q_{r1}, поступающих с покрытий (при отсутствии лотков в кромках) и грунтовых обочин определяются по разделу 8.1.

Расчетные расходы дождевых вод q_{r2}, поступающих в лотки с прилегающих грунтовых водосборов, определяются по разделу 8.2.

Пропускная способность грунтовых лотков q_c определяются по формуле (18).

8.3.6 Размеры сечений нагорных канав определяют из условия:

$$q_r \le q_к \quad (26)$$

где q_r - расчетный расход дождевых или талых вод, определяемый по п. 8.2, м^3/с;

$q_к$ - пропускная способность нагорных канав, м^3/с.

Пропускная способность нагорных канав $q_к$, м^3/с, определяется по формуле:

$$q_к = A_к \cdot \frac{1}{n_c}\left(\frac{A_к}{P_к}\right)^{0,5+y} \cdot i_к^{0,5}, \quad (27)$$

где $A_к$ - расчетный расход дождевых или талых вод, определяемый по п. 8.2, м^3/с;

$P_к$ - смоченный периметр сечения канавы, м;

n_c - коэффициент шероховатости, принимаемый по таблице 4;

$i_к$ - продольный уклон канав;

y - параметр, определяемый по формуле (9).

Площадь потока $A_к$, м^2, в канаве трапецеидального сечения определяют по формуле:

$$A_к = b \cdot h_w + \frac{h_w^2}{i_w}, \quad (28)$$

где b - ширина канавы по дну, м;

h_w - глубина потока, м;

i_w - уклон боковых сторон канавы.

Смоченный периметр $P_к$, м, канавы трапецеидального сечения определяют по формуле:

$$P_к = b + \frac{2 \cdot h_w}{i_w} \cdot \sqrt{1 + i_w^2}. \quad (29)$$

Гидравлический радиус $R_к$ м, канавы определяют по формуле:

$$R_к = \frac{A_к}{P_к}. \quad (30)$$

8.4 Гидравлический расчет глубинного дренажа.

8.4.1 При гидравлическом расчете глубинного дренажа определяют предел действия дрены (или расстояния между дренами) при заданной норме осушения, приток воды в дрену, диаметр труб дрен.

Норму осушения S принимают равной 0,6 м - для песков и супесей и 0,8 м – для суглинков.

8.4.2 Предел действия одиночных дрен L_o, м, определяется по формуле:

$$L_o = \frac{h}{i_{ср}}, \qquad (31)$$

где h - глубина погружения дрены (до центра трубы) в водоносный слой, м;

$i_{ср}$ - средний уклон кривой депрессии определяемый по таблице 13.

Таблица 13

Грунт	Средний уклон кривой депрессии $i_{ср}$
Песок крупный	0,003...0,006
Песок средний	0,005...0,010
Песок мелкий	0,010...0,020
Супесь	0,020...0,050
Суглинок	0,050...0,10
Глина	0,10...0,20

8.4.3 Расстояние между дренами при систематическом дренаже L_c, м, и расположение дрен на водоупоре определяется по формуле:

$$L_c = 2(h - S)\sqrt{\frac{K_ф}{K_и}}, \qquad (32)$$

где $K_ф$ - коэффициент фильтрации, принимаемый по данным инженерно-геологических изысканий, а при отсутствии данных по таблице 14, м/сут;

K_c - коэффициент инфильтрации, принимаемый по таблице 15, м/сут.

Таблица 14

В метр/сутки

Среднегодовое Количество осадков, мм	$K_и$, в грунтах		
	глинистых	суглинистых и супесчаных	песчаных
До 600	0,0027	0,0037	0,0049
600 - 700	0,0029	0,0041	0,0054
700 - 800	0,0032	0,0044	0,0059
800 - 900	0,0035	0,0047	0,0063

8.4.4 Расстояние между дренами L_c, м, при расположении дрен выше водоупора определяют подбором из условия:

$$h - s = \frac{K_и}{2 \cdot d \cdot k_ф}\left[L_c \cdot \lg \cdot \frac{L_c}{d} - (L_c - d)\right], \qquad (33)$$

где d - диаметр трубы дрены, м.

Таблица 15

В метр/сутки

Грунты	$K_ф$
Гравий, галька	100 и более
Пески:	
крупнозернистые	80 – 100
среднезернистые	5 – 30
мелкозернистые	1 – 8
мелкозернистые пылеватые	0,2 – 1,0
Супеси:	
легкие пылеватые	0,05 – 0,7
тяжелые пылеватые	0,03 – 0,3
Суглинки:	
легкие и средние пылеватые	0,1 – 0,2
тяжелые пылеватые	0,01 – 0,1
Лесс:	
естественный	0,3 – 0,4
глинистый	0,004 – 0,02

8.4.5 Приток воды в одиночные дрены q_o, м^3/сут, определяется по формулам

а) для дрен, лежащих на водоупоре

$$q_o = k_ф \cdot i_ср \cdot h \cdot l_d, \quad (34)$$

б) для дрен, расположенных выше водоупора

$$q_o = \frac{k_ф h \left(\frac{\pi}{2} + i_ср\right) l_d}{\ln \frac{2L_o}{d}}, \quad (35)$$

где l_d - длина дрены, м.

8.4.6 Приток воды в дрены при систематическом дренаже q_c, м^3/сут, определяется по формуле:

$$q_c = k_п \cdot L_c \cdot l_d, \quad (36)$$

8.4.7 Диаметр труб дренажа d, м, определяется исходя из степени их наполнения не более 0,5 d по формуле:

$$d \geq 8{,}7 \cdot 10^{-3} \left(\frac{q}{\sqrt{i_g}}\right)^{0{,}375}, \quad (37)$$

где q - приток воды в дрену, м^3/сут;

i_g - продольный уклон труб дренажа.

8.5 Расчет параметров дренирующего слоя.

8.5.1 Коэффициент фильтрации материала дренирующего слоя $К_ф$, м/сут, определяют по формуле:

$$к_ф \geq \frac{n_e \cdot L}{i \cdot t}, \quad (38)$$

где n_e - эффективная пористость материала дренирующего слоя, принимаемая по таблице 16;

L - длина склона, участвующего в формировании стока (для односкатного покрытия принимается равной ширине покрытия), м;

i - поперечный уклон дренирующего слоя;

t - время добегания воды по длине склона, принимаемое равным 0,5 сут.

8.5.2 Диаметры труб закромочных дрен назначают исходя из условия (37) при расчетном притоке воды в дрену q, $м^3$/сут, определяемом по формуле:

$$q = 1{,}44 \cdot A_w \cdot \frac{\Delta}{720^n}, \quad (39)$$

где A_w - площадь водосбора для расчетного сечения дрены, $м^2$.

Параметры Δ и n устанавливаются в соответствии с требованиями раздела 8.1.

Таблица 16

Материал дренирующего слоя	Поперечный уклон дренирующего слоя, *i*	Коэффициент фильтрации $К_ф$, м/сут	Эффективная пористость n_e, отн. ед.
Отсевы дробления	0,005	900	
фр. 1...3 мм - 96,5 %			0,22
битум - 3,5 %	0,020	850	
Щебень фр. 3...10 мм - 97 %	0,005	4800	0,26
битум - 3 %	0,020	4200	
Щебень фр. 5...20 мм - 97,5 %	0,005	13500	0,28
битум - 2,5 %	0,020	11000	
Щебень фр. 20...40 мм - 98 %	0,005	42000	0,30
битум - 2 %	0,020	31000	
Щебень фр. 5...20 мм - 89 %	0,005	8100	
песок - 8 %			0,23
битум - 3 %	0,020	7200	
Щебень фр. 5...20 мм - 80 %	0,005	2100	
песок - 16,5 %			0,20
битум - 3,5 %	0,020	2000	

9 Прочностной расчет водоотводных систем на аэродромах

9.1 К элементам водоотводных систем, рассчитываемых на прочность, относятся трубы, основания под трубы и колодцы (смотровые, тальвежные и дождеприемные). В отдельных случаях (при значительных размерах и сложных гидрогеологических условиях) необходимо производить также прочностной расчет оголовков.

9.2 Конструкции элементов водоотводных систем рассчитываются на воздействие вертикальных нагрузок от воздушного судна и веса грунта, как сооружений, заглубленных в грунт. Расчет производить по методу предельных состояний, являющимися для бетонных сечений - предельным состоянием по прочности, для железобетонных сечений – предельным состоянием по прочности и раскрытию трещин.

9.3 Конструкции элементов водоотводных систем, как правило, следует рассчитывать на нормативную нагрузку от воздушного судна, параметры которой приведены в главе СНиП «Аэродромы. Нормы проектирования».

При существенном отличии параметров нагрузки расчетного воздушного судна от параметров нормативной нагрузки расчет следует производить на нагрузку от расчетного воздушного судна.

9.4 Для проведения расчетов должны быть определены:

- категория нормативной нагрузки, число колес на условной опоре, давление в пневматиках или параметры нагрузки расчетного воздушного судна;
- характеристика района строительства, географическое положение, данные о грунтах, уровень грунтовых вод, глубина промерзания и т.д.

9.5 В процессе расчета устанавливаются параметры расчетных сечений – толщина элементов конструкций, расположение и площадь сечения арматуры.

9.6 Расчет труб, уложенных в грунте

9.6.1 Цель расчета состоит в том, чтобы установить такое заглубление труб или подобрать такое сечение стенок труб, которое предохраняло бы трубы от разрушения. Расчет труб на прочность по методу предельных состояний сводится к удовлетворению условия:

$$M_{расч} \le M_{пр} \qquad (40)$$

где $M_{расч}$ - расчетный изгибающий момент в сечении стенки трубы;

$M_{пр}$ - предельный изгибающий момент в сечении стенки трубы.

Значение расчетного момента $M_{расч}$ определяется при действии общей нагрузки на трубу. Общая нагрузка, действующая на трубу, слагается из постоянной и временной нагрузок. Постоянная нагрузка включает вес засыпки грунта над трубой и собственный вес трубы. Временная нагрузка возникает при действии колеса воздушного судна на трубу (при передаче нагрузки через грунт).

9.6.2 Постоянная нагрузка от засыпки на трубу, уложенную в траншею (см. рис.15), определяется в зависимости от свойств засыпки, высоты ее над верхом трубы и ширины траншеи на уровне верха трубы по формуле:

$$Q = к_т \times \gamma \times H \times B_т \qquad (41)$$

где $к_т$ - коэффициент вертикального давления грунта в траншее;

γ - плотность грунта;

H - высота засыпки грунта над верхом трубы;

$B_т$ – расчетная ширина траншеи на уровне верха трубы.

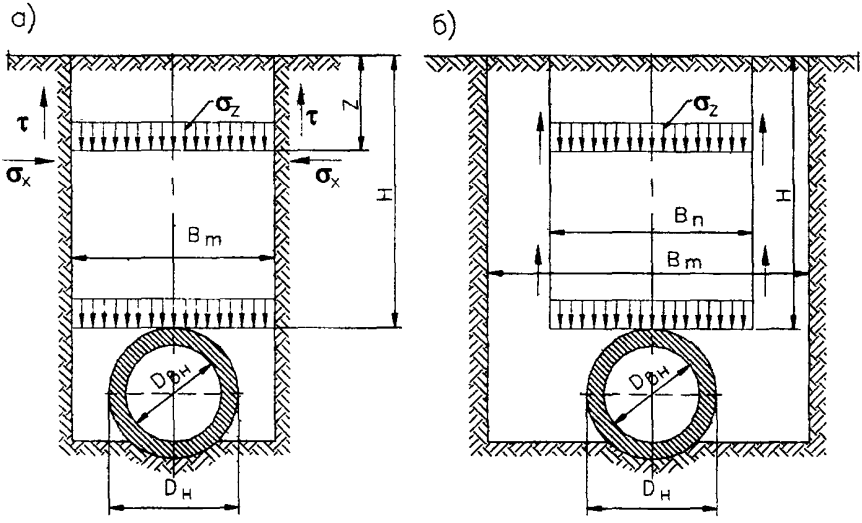

Рисунок 15 Схемы к расчету нагрузки на трубу от засыпки грунта в траншее:
а) в случае узкой траншеи; б) в случае широкой траншеи

Коэффициент вертикальной нагрузки от грунта в траншее $к_т$ определяется по формуле:

$$к_т = \frac{1 - e^{-2ef' \cdot H/B_т}}{2ef'} \times \frac{B_т}{H} \qquad (42)$$

где e = 2.718 – основание натуральных логарифмов;

f' – коэффициент трения материала засыпки о стенки траншеи, принимается по данным полевых и лабораторных исследований или по таблице 17;

$\varepsilon = tg^2(45^0-\varphi/2)$ – отношение бокового давления грунта к вызывающему его вертикальному давлению (здесь φ - угол внутреннего трения грунта засыпки).

Величина $B_т$ принимается по таблице 18 при $B_т$ менее некоторой переходной ширины $B_{пер}$; при $B_т > B_{пер}$ в расчет вводится переходная ширина траншеи $B_{пер}$, то есть ширина траншеи, при которой нагрузка на трубу достигает максимума и при дальнейшим уширении траншеи не возрастет.

Таблица 17 Значения расчетных параметров грунтов

Грунты	γ, т/м^3	φ, градусы	f'	ε	$\varepsilon f'$
Песчаные					
сухие	1,6	30	0,50	0,333	0,166
влажные	1,8	30	0,50	0,333	0,166
водонасыщенные	2,0	25	0,40	0,406	0,162
Глинистые					
сухие	1,7	30	0,50	0,333	0,166
влажные	1,9	27	0,40	0,376	0,150
водонасыщенные	2,1	25	0,30	0,406	0,122
рыхлые	1,6	-	-	-	0,192

Таблица 18 Расчетная ширина траншеи на уровне верха трубы $B_т$

Типы и диаметры труб, мм	Расчетная ширина траншеи $B_т$ (м) при высоте засыпки над трубой H, м					
	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Асбестоцементные:						
200	0,47	0,52	0,59	0,65	0,70	0,75
300	0,61	0,69	0,78	0,86	0,92	0,90
400	0,70	0,82	0,93	1,06	1,10	1,10
Бетонные и железобетонные:						
400	0,78	0,87	1,05	1,14	1,23	1,30
500	0,90	0,98	1,20	1,32	1,41	1,49
600	1,00	1,08	1,26	1,45	1,55	1,64
700	1,12	1,20	1,37	1,60	1,72	1,80
800	1,22	1,29	1,46	1,67	1,85	1,90
900	1,33	1,42	1,57	1,77	2,00	2,00
1000	1,43	1,51	1,68	1,85	2,05	2,10
1100	1,54	1,62	1,80	1,95	2,16	2,20
1200	1,67	1,76	1,92	2,08	2,26	2,30

Значение $\frac{B_{пер}}{D_{пер}}$ принимается по таблице 19.

Таблица 19 Значение $\frac{B_{пер}}{D_{пер}}$

$\frac{H}{D_{пер}}$	Ф=0,3			Ф=0,7			Ф=1,0		
	εf=0,13	εf=0,165	εf=0,192	εf=0,13	εf=0,165	εf=0,192	εf=0,13	εf=0,165	εf=0,192
0,5	1,06	1,20	1,30	1,08	1,20	1,3	1,08	1,20	1,3
1,0	1,21	1,35	1,46	1,21	1,35	1,46	1,21	1,35	1,46
1,5	139,	1,54	1,66	1,39	1,54	1,66	1,39	1,54	1,66
2,0	1,48	1,65	1,78	1,53	1,70	1,84	1,53	1,70	1,84
3,0	1,64	1,82	1,97	1,80	2,00	2,16	1,87	2,08	2,24
4,0	1,76	1,95	2,10	1,98	2,20	2,38	2,07	2,30	2,48
5,0	1,87	2,08	2,24	2,12	2,35	2,54	2,23	2,48	2,68
6,0	1,98	2,20	2,38	2,23	2,48	2,68	2,36	2,62	2,84
7,0	2,09	2,32	2,50	2,34	2,60	2,81	2,49	2,77	2,90
8,0	2,18	2,42	2,62	2,44	2,72	2,94	2,59	2,77	3,13
9,0	2,27	2,52	2,72	2,55	2,83	3,06	2,70	3,00	3,24
10,0	2,36	2,62	2,83	2,63	2,92	3,15	2,83	3,14	3,39

Примечание: 1. При скалистом или ином неподатливом грунте (изверженные породы, кристаллические сланцы, известняки, мергели, глинистые сланцы, песок, гравий, щебень) Ф=1,0.

2. При жестком грунте (глубинные твердые глины, плотная ледниковая морена) Ф=0,70.

3. При податливом грунте (аллювиальные, делювиальные и элювиальные глины и суглинки, лесс, растительные грунты, глина осыпей, свежевыветренная глина, искусственно отсыпанные грунты) Ф=0,30.

4. Если под трубы сооружается бетонное основание, то независимо от грунта можно принимать максимальное значение Ф=1,0.

9.6.3 Влияние собственного веса трубы является второстепенным фактором. В расчете тонкостенных асбестоцементных труб им можно пренебречь. При расчете бетонных и железобетонных труб, обладающих значительным весом, нагрузку от собственного веса удобнее заменить эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой. Величина эквивалентной равномерно распределенной нагрузки составляет 80% от собственного веса трубы. Ее значение определяется по формуле:

$$G = 0.80 \times G_0 = 0.80 \times \pi \times r_{ср} \times \delta \times \gamma \qquad (43)$$

где G_0 – собственный вес трубы, т./пог.м;

$r_{ср}$ = $(Д_{вн} + \delta)/2$ – средний радиус трубы, м;

$Д_{вн}$ – Внутренний диаметр трубы, м;

δ - толщина стенок трубы, м;

γ - плотность материала трубы, т/м^3.

9.6.4 За временную нагрузку трубы принимается нормативная статическая нагрузка в соответствии с расчетным типом воздушного судна. Для вычисления давления на трубу, передающегося от нагрузки, приложенной на поверхности земли, применяется решение пространственной задачи теории упругости. Для этого следует использовать формулу для определения вертикальных напряжений в любой точке массива от сосредоточенной

силы, приложенной на поверхности однородного упругого полупространства. Горизонтальными составляющими давления из-за их малой величины можно пренебречь.

9.6.5 Формула для определения вертикальных напряжений имеет вид:

$$\sigma_z = \kappa \times \frac{P}{z^2} \qquad (44)$$

где σ_z – Вертикальное напряжение в грунте;

z – расстояние от поверхности грунта до точки, в которой определяются вертикальные напряжения;

P – расчетная величина сосредоточенной силы, приложенной на поверхности грунта, определяемая по формуле $P = \kappa_{дп} \times P_0$;

P_0 – статическая нагрузка;

к– коэффициент, определяемый в зависимости от отношения r/z из выражения:

$$\kappa = \frac{3}{2 \times \pi} \times \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} \qquad (45)$$

r – горизонтальная проекция расстояния от точки, в которой определяется вертикальное напряжение, до точки приложения.

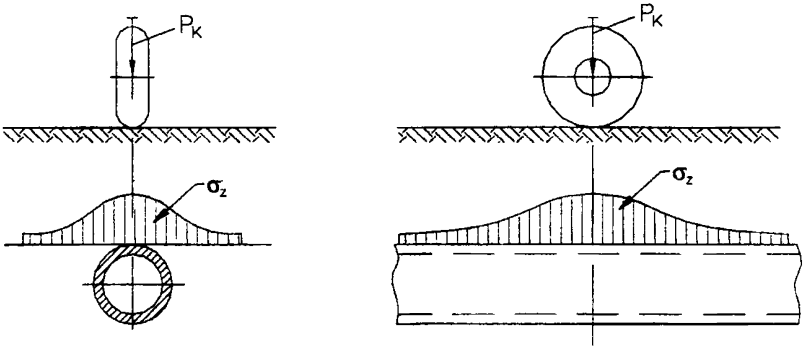

Рисунок 16 Схема к определению давления на трубу

Значения коэффициента «к» приведены в таблице 20.

9.6.6 При определении напряжений от колес воздушного судна пользуются методом суммирования напряжений. Эллипсовидный отпечаток колеса заменяется прямоугольным и разбивается на ряд отдельных площадок, в центре которых прикладываются сосредоточенные силы, эквивалентные по величине равномерно распределенной нагрузке, приходящейся на данные площадки.

Таблица 20 Значения коэффициентов «к» в зависимости от отношения r/z

R/z	к	r/z	к	r/z	к	r/z	к
0	0,4785	0,54	0,2518	1,08	0,0691	1,62	0,0191
0,02	0,477	0,56	0,2414	1,10	0,0658	1,64	0,0183
0,04	0,4756	0,58	0,2313	1,12	0,0626	1,66	0,0175
0,06	0,4732	0,60	0,2214	1,14	0,0595	1,68	0,0167
0,08	0,4699	0,62	0,2117	1,16	0,0567	1,70	0,0160
0,10	0,4657	0,64	0,2024	1,18	0,0539	1,74	0,0147
0,12	0,4607	0,66	0,1934	1,20	0,0513	1,78	0,0135
0,14	0,4548	0,68	0,1846	1,22	0,0489	1,82	0,0124
0,16	0,4482	0,70	0,1762	1,24	0,0466	1,86	0,0114
0,18	0,4409	0,72	0,1681	1,26	0,0433	1,90	0,0105
0,20	0,4329	0,74	0,1603	1,28	0,0422	1,94	0,0097
0,22	0,4242	0,76	0,1527	1,30	0,0402	1,98	0,0089
0,24	0,4151	0,78	0,1455	1,32	0,0384	2,10	0,0070
0,26	0,4054	0,80	0,1386	1,34	0,0365	2,20	0,0058
0,28	0,3954	0,82	0,1320	1,36	0,0348	2,30	0,0048
0,30	0,3849	0,84	0,1257	1,38	0,0332	2,40	0,0040
0,32	0,3742	0,86	0,1196	1,40	0,0317	2,50	0,0034
0,34	0,3632	0,88	0,1138	1,42	0,0302	2,60	0,0029
0,36	0,3524	0,90	0,1083	1,44	0,0288	2,70	0,0024
0,38	0,3408	0,92	0,1031	1,46	0,0275	2,80	0,0021
0,40	0,3294	0,94	0,0981	1,48	0,0263	2,90	0,0017
0,42	0,3181	0,96	0,0933	1,50	0,0251	3,00	0,0015
0,44	0,3068	0,98	0,0887	1,52	0,0240	3,50	0,0007
0,46	0,2955	1,00	0,0844	1,54	0,0229	4,00	0,0004
0,48	0,2843	1,02	0,0803	1,56	0,0219	4,50	0,0002
0,50	0,2733	1,04	0,0764	1,58	0,0209	5,00	0,0001
0,52	0,2625	1,06	0,0727	1,60	0,0200	6,00	0,0001

В интересующей точке грунта напряжение от колес определяется суммированием напряжений от каждой отдельной сосредоточенной силы.

Площадь отпечатка пневматика F следует определять по формуле:

$$F = к_{дн} \times \frac{P_0}{q_в} \qquad (46)$$

Где P_0 – статическая нагрузка на одно колесо главной опоры воздушного судна;

$q_в$ – внутреннее давление воздуха в пневматике.

Отношение сторон равновеликого прямоугольника площади отпечатка принимается b/a=2.

Динамический коэффициент $к_{дн}$ зависит от глубины укладки трубы Н таблица 21.

Таблица 21

Н, м	0,75	1,00	1,50	2,00	3,00
$к_{дн}$	1,20	1,15	1,00	0,90	0,80

Временную статическую нагрузку на звено трубы P_0 определяют, вычисляя объем эпюры вертикальных напряжений по площади горизонтальной проекции трубы. Объем

эпюры давлений на трубу определяют, разбивая ее на простейшие тела: параллелепипеды, цилиндры или пирамиды.

Если опора воздушного судна состоит из спаренных колес или многоколесной тележки, то для вычисления полной нагрузки на трубу пользуются приемом суммирования напряжений от ряда эквивалентных сосредоточенных сил, которыми заменяют распределенную нагрузку на площадку контакта каждого колеса с поверхностью летного поля.

9.6.7 Расчетная нагрузка на звено трубы длиной 1 м определяется суммированием постоянной и временной нагрузок:

$$P_{расч} = P + Q + G \qquad (47)$$

где P – временная нагрузка на трубу от действия колес воздушного судна;

Q – постоянная нагрузка на трубу от засыпки грунта;

G – постоянная нагрузка от собственного веса трубы.

9.6.8 Расчетный изгибающий момент в стенках трубы определяется в соответствии с полученной полной расчетной нагрузкой по формулам:

для хрупких труб (бетонных, асбоцементных, керамических):

$$M_{расч} = \frac{0,318}{N} \times P_{расч} \times r_{ср} \qquad (48)$$

для железобетонных труб при безнапорном режиме работы:

$$M_{расч} = \frac{0,25}{N} \times P_{расч} \times r_{ср} \qquad (49)$$

где $M_{расч}$ – расчетный изгибающий момент в стенках трубы;

$P_{расч}$ – расчетная нагрузка;

$R_{ср} = (D_{вн}+\delta)/2$ – средний радиус трубы при толщине стенки δ;

N – коэффициент опирания трубы.

Коэффициент опирания трубы N при различных условиях укладки труб имеет следующие значения:

Укладка на плоское дно траншеи..... 1,12

Нормальная укладка (дну траншеи придается вогнутая форма с углом охвата трубы 90^0)..... 1,50

Особенно тщательная укладка трубы в траншее..... 1,87

Укладка трубы на бетонное или железобетонное основание..... 2,25-3,37

9.6.9 Предельный изгибающий момент в стенках трубы при их работе на изгиб определяется по формулам:

для бетонных труб:

$$M_{пр} \le m \times R_p \times \frac{b \times h^2}{3.5} \qquad (50)$$

для железобетонных труб

$$M_{пр} = m \times m_a \times R_a \times F_a \times \left(h_0 - \frac{x}{3}\right) \quad (51)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из условия:

$$m_a \times R_a \times F_a = \frac{1}{2} \times R_u \times b \times x \quad (52)$$

где $M_{пр}$ – Предельный изгибающий момент;

R_p – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; $R_p = \kappa_б \times \frac{R_u}{1.7}$;

$\kappa_б$ – коэффициент однородности бетона;

$b = L$ – длина рассчитываемого звена трубы;

$h = \delta$ - толщина стенки трубы;

m – коэффициент условий работы стенки трубы, принимаем равным 1;

m_a – коэффициент условий работы арматуры, принимаемый в зависимости от вида арматуры;

F_a – площадь сечения продольной растянутой арматуры;

R_u – расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе;

x – высота сжатой зоны;

h_0 – полезная высота сечения стенки трубы.

9.6.10 Асбоцементные и керамические трубы, а также бетонные и железобетонные трубы промышленного изготовления подбираются по прочности путем сравнения величины разрушающей нагрузки, с усилием, возникающим от действия постоянной и временной нагрузок по формуле:

$$\kappa \le \frac{P_p \times N}{P_{расч}} \quad (53)$$

Где κ – коэффициент запаса, принимаем для керамических и асбоцементных труб равный 3;

P_p – разрушающая нагрузка;

$P_{расч}$ – усилие от постоянной и временной нагрузок;

N – коэффициент опирания труб, зависит от условия их укладки.

Коэффициент «К» принимается для керамических и асбестоцементных труб - 2,0, для бетонных труб – 3,3 и для железобетонных труб – 1.8; коэффициент опирания труб N принимается согласно п.9.6.7.

9.7 Расчет оснований под трубы

9.7.1 Основания под водосточные трубы рассчитываются для бетонных и железобетонных труб с небольшой длиной звена (обычно 1 м.). Цель расчета состоит в том, чтобы подобрать такое сечение оснований, которое гарантировало бы основания от разрушения.

9.7.2 Значение расчетного момента $M_{расч}$ определяется как для бесконечной или полубесконечной балки, лежащей на упругом основании.

9.7.3 Расчетной нагрузкой на основание является временная нагрузка от колес воздушного судна. Постоянная нагрузка от веса засыпки грунта над трубой, веса трубы и собственного веса основания в расчете не учитывается, так как указанные нагрузки незначительно отличаются от бытового давления грунта и не могут вызывать деформацию грунта основания.

9.7.4 Расчетная нагрузка от колес воздушного судна передается на основание через грунт и некоторую часть трубопроводов. Так как напряжение в грунте от временной нагрузки с увеличением высоты засыпки над трубой уменьшается, то при расчете оснований под трубы следует принимать:

- при высоте засыпки над трубой до 2 м считать, что временная нагрузка на основание передается через три звена трубы (при длине звена 1м);
- при высоте засыпки над трубой 2 м и более считать, что временная нагрузка на основание передается через пять звеньев.

9.7.5 Нагрузка от колес воздушного судна передается на основания через трубы и выступы оснований (рис.17). Величину нагрузки на среднее звено следует определять по формуле (47). На два крайних звена при высоте засыпки над верхом трубы до 2 м расчетная нагрузка определяется по этой же формуле. За расчетное напряжение принимается напряжение на уровне верхней образующей трубы в середине звена. Нагрузка на звено трубы P_1 равна:

$$P_1 = \sigma \cdot l \cdot Д_н \qquad (54)$$

где σ - напряжение в средней части верхней образующей трубы;

l – длина звена трубы;

$Д_н$ – наружный диаметр трубы.

При высоте засыпки над верхом трубы 2м и более, когда расчет производится для 5 звеньев труб, чтобы определить нагрузку на крайние звенья, не следует разбивать след колеса на ряд площадок, так, как, разбивка не оказывает ощутимого влияния на точность определения расчетного напряжения на крайние звенья трубы. В данном случае нагрузку,

приходящуюся на одно колесо, следует принимать за сосредоточенную и приложенную в центре следа колеса.

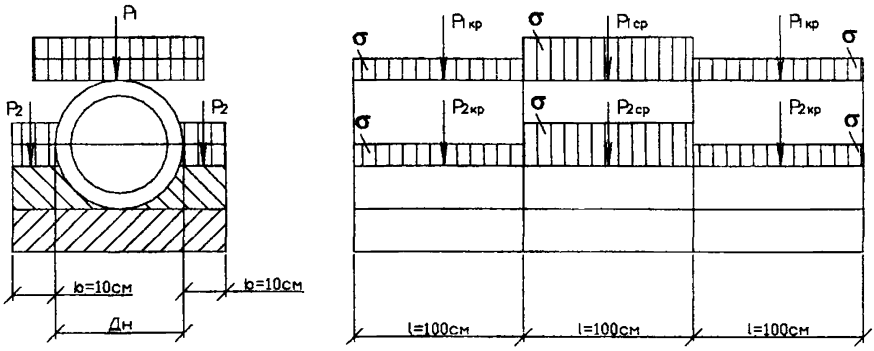

Рисунок 17 Схема нагрузки основания (при передаче нагрузки через три звена труб и выступы оснований)

9.7.6 Нагрузку на отрезки основания следует определять путем умножения расчетного напряжения на площадь выступов по формуле:

$$P_2 = \sigma \cdot l \cdot 2 \cdot b \qquad (55)$$

где σ - расчетное напряжение на поверхности выступа;

l – длина выступа, равная длине звена трубы;

b – ширина выступа.

9.7.7 Общая расчетная нагрузка на основание равна сумме временных нагрузок, передающихся на соответствующие трубы выступа:

$$\begin{aligned} P &= P_{1зв} + P_{2зв}; \\ P_{1зв} &= P_{1кр} + P_{2ср}; \\ P_{2зв} &= P_{1кр} + P_{2кр} \end{aligned} \qquad (56)$$

Общий вид нагрузок приведен на рисунке 18.

9.7.8 Расчет оснований под трубы следует производить в продольном и поперечном направлении.

9.7.9 При расчете в продольном направлении нагрузку, передаваемую через трубы и выступы основания, следует заменять рядом сосредоточенных сил рисунок 18. Основание рассчитывается как бесконечная балка прямоугольного сечения, лежащая на упругом основании, характеризующая моделью Винклера. Основание разбивается температурно-усадочными швами на отдельные участки длиной 30 – 50 м. Участки между собой соединяются штырями, препятствующими смещению концов основания. Таким образом, основание в продольном направлении представляет собой ряд шарнирно соединенных балок,

лежащих на упругом основании. Расчетный изгибающий момент в основании под трубами определяется по формуле:

$$M_р = M^н_{max} \cdot к \qquad (57)$$

где $M^н_{max}$ – максимальный изгибающий момент при центральном нагружении балки, определяется по п. 9.7.10.

к - коэффициент, учитывающий увеличение изгибающих моментов при приложении нагрузки в краевых зонах основания, принимаем равный 1,2.

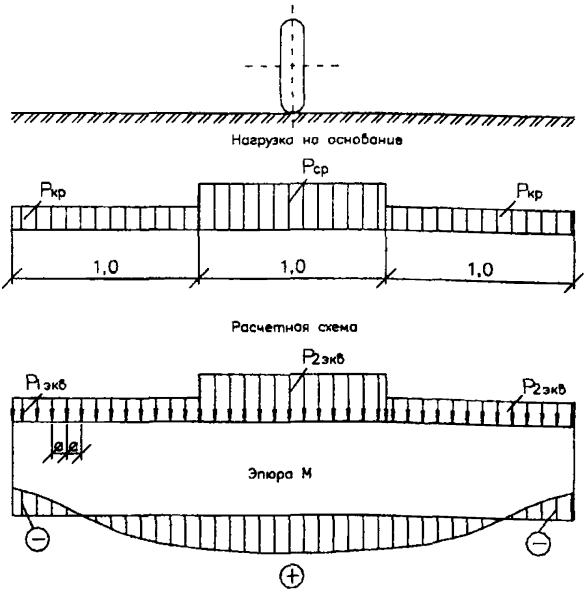

Рисунок 18 Расчет оснований под трубы.

9.7.10 Максимальный изгибающий момент при центральном загружении основания следует вычислять по формулам расчета балок, имеющих неограниченные размеры в плане, как наибольший суммарный момент, создаваемый колесами опоры воздушного судна в расчетном сечении. Общая формула для определения максимального момента от действия всех колес имеет вид:

$$M^н_{max} = M_1 + \sum_{i=2}^{i=n} M^i_x \qquad (58)$$

Где M_1 – изгибающий момент от действия колеса, центр отпечатка которого совпадает с расчетным сечением;

M^i_x – изгибающий момент, создаваемый действием i-го колеса, распо-

ложенного за пределами расчетного сечения.

9.7.11 Изгибающий момент от действия колеса, центр отпечатка которого совпадает с расчетным сечением, следует определять по формуле:

$$M_1 = \frac{P}{4 \cdot \alpha} \tag{59}$$

Где M_1 – расчетная нагрузка на колесо.

Коэффициент α определяется по формуле:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{b \cdot c}{4 \cdot E \cdot I}} \tag{60}$$

Где b – ширина расчетного сечения;

C – расчетный коэффициент постели;

E – модуль упругости бетона;

I – момент сопротивления основания.

Расчетная нагрузка на колесо определяется по формуле:

$$P = \frac{P_0}{N_к} \cdot к_{дн} \cdot n_р \tag{61}$$

Где P_0 – величина нагрузки на главную опору воздушного судна;

$N_к$ – число колес на главной опоре воздушного судна;

$к_{дн}$ – коэффициент динамичности, определяется по п.9.6.6;

$n_р$ – коэффициент перегрузки, принимаем равный 1,0.

9.7.12 Изгибающий момент в расчетном сечении от действия колеса, расположенного за пределами этого сечения, определяется по формуле:

$$M_x^1 = -\frac{P}{4 \cdot \alpha} \cdot \xi_2 \tag{62}$$

где P – расчетная нагрузка на колесо.

Коэффициент ξ_2 определяется в зависимости от расстояния между центрами отпечатков колеса и расчетным сечением x:

$$\xi_2 = e^{-\alpha x} \cdot (\sin(\alpha \cdot x) - \cos(\alpha \cdot x)) \tag{63}$$

Значение ξ_2 можно определить по таблице 22 в зависимости от значения коэффициента αx. В этой же таблице приведены значения коэффициента ξ_1, по которому можно определить прогиб основания по формуле:

$$y_x = \frac{P}{8 \cdot \alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot \xi_1;$$
$$\max y_{x=0} = \frac{P \cdot \alpha}{2 \cdot c \cdot b} \tag{64}$$

9.7.13 За расчетную нагрузку в поперечном направлении следует принимать величину реактивного давления, полученную при расчете основания в продольном направлении в случае, если колесо расположено над средней частью участка.

9.7.14 Предельный изгибающий момент в основаниях следует определять как для прямоугольного сечения по формулам п.9.6.8.

9.8 Расчет прочности смотровых, дождеприемных и тальвежных колодцев

9.8.1 Цель расчета состоит в том, чтобы подобрать такие сечения крышки, стенок, днища колодцев, которое гарантировали бы конструкцию от разрушений. Расчет колодцев производится по методу предельных состояний по прочности:

$$M_p \le M_{пр} \qquad (65)$$

а также по деформации:

$$W_p \le W_{пр} \qquad (66)$$

где M_p – расчетный изгибающий момент в сечении конструкции;

$M_{пр}$ – предельный изгибающий момент в том же сечении;

W_p – расчетное вертикальное смещение колодца под воздействием нагрузки от воздушного судна;

$W_{пр}$ – предельное допустимое смещение стыка и места примыкания трубы к стенке колодца.

Колодцы представляют собой конструкцию коробчатого типа, расчет которой как пространственной системы сложен и трудоемок. Поэтому для упрощения расчета колодца его крышку, днище и стенки рассматривают как отдельные конструктивные элементы.

9.8.2 Расчет крышки колодца в зависимости от ее конструкции производят как расчет балки на двух опорах, или как плиты, опертой по контуру. При этом за расчетную нагрузку принимается давление от колеса, приходящееся на расчетный элемент. При расчете крышки заглубленного смотрового колодца нагрузку от веса засыпки грунта над крышкой из-за ее малости по сравнению с нагрузкой от опоры воздушного судна можно не учитывать.

9.8.3 Отдельные ребра решетки рассчитывают как балки на двух опорах, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, равной величине внутреннего давления пневматика шасси, умноженного на расстояние между ребрами. Кроме ребер решетки и их соединения с обвязкой решетки, обязательно проверяют на сжатие под опорной рамой.

Таблица 22

αx	ξ_1	ξ_2	αx	ξ_1	ξ_2
0,0	1,0000	1,0000	3,6	-0,03659	-0,01214
0,1	0,9907	0,8100	3,7	-0,03407	-0,00787
0,2	0,9651	0,6398	3,8	-0,03138	-0,00401
0,3	0,9267	0,4888	3,9	-0,02862	-0,00077
0,4	0,8784	0,3564	4,0	-0,02583	-0,00189
0,5	0,8231	0,2415	4,1	-0,02309	-0,00403
0,6	0,7628	0,1431	4,2	-0,02042	-0,00572
0,7	0,6997	-0,0599	4,3	-0,01787	-0,00699
0,8	0,6354	-0,0093	4,4	-0,01546	-0,00791
0,9	0,5712	-0,0657	4,5	-0,01320	0,00852
1,0	0,5083	-0,1108	4,6	-0,01112	0,00886
1,1	0,4476	-0,1457	4,7	-0,00921	0,00898
1,2	0,3899	-0,1716	4,8	-0,00748	0,00892
1,3	0,3355	-0,1897	4,9	-0,00593	0,00870
1,4	0,2899	-0,2011	5,0	-0,00455	0,00837
1,5	0,2384	-0,2068	5,1	-0,00334	-0,00795
1,6	0,1959	-0,2077	5,2	-0,00229	-0,00746
1,7	0,1576	-0,2047	5,3	-0,00139	-0,00692
1,8	0,1234	-0,1985	5,4	-0,00063	-0,00636
1,9	0,0932	-0,1899	5,5	0,00001	0,00578
2,0	0,0667	-0,1794	5,6	0,00063	0,00520
2,1	0,0439	-0,1675	5,7	0,00095	0,00454
2,2	0,0244	-0,1548	5,8	0,00127	0,00409
2,3	0,0080	-0,1416	5,9	0,00152	0,00356
2,4	-0,0056	-0,1282	6,0	0,00169	0,00307
2,5	-0,0166	-0,1149	6,1	0,00180	0,00261
2,6	-0,0254	-0,1019	6,2	0,00185	0,00219
2,7	-0,0320	-0,0895	6,3	0,00187	0,00181
2,8	-0,0369	-0,0777	6,4	0,00184	0,00146
2,9	-0,0403	-0,06666	6,5	0,00179	0,00115
3,0	-0,04226	-0,0563	6,6	0,00172	0,00087
3,1	-0,04314	-0,0468	6,7	0,00162	0,00063
3,2	-0,04307	-0,03831	6,8	0,00152	0,00042
3,3	-0,04224	-0,0306	6,9	0,00141	0,00024
3,4	-0,04079	-0,02374	7,0	0,00129	0,0009
3,5	-0,03887	-0,01769			

9.8.4 Днище колодца можно рассматривать как плиту, свободно опертую на стенки, к которым примыкают трубы, и жестко связанную со стенками, которым трубы не примыкают.

Расчет днища необходимо выполнять на нагрузку от веса грунтовой засыпки, перекрытия, стен и временной нагрузки от колеса воздушного судна, расположенного непо-

средственно на крышке колодца. Расчетные пролеты прямоугольной плиты принимаются равными:

$$l_x^1 = 1{,}05 \cdot l_x;$$
$$l_x^1 = 1{,}05 \cdot l_x \qquad (67)$$

где $l_д$ и $l_к$ – соответственно внутренние размеры длиной и короткой сторон днища.

9.8.5 Стенки колодца следует рассчитывать на нагрузку от колеса, расположенного рядом с колодцем. Для этого расчетная площадь прямоугольного отпечатка разбивается на ряд площадок, к центрам которых прикладываются сосредоточенные эквивалентные силы, приходящиеся на каждую площадку. Затем при помощи формулы суммирования горизонтальных напряжений в линейно деформируемом полупространстве от каждой сосредоточенной силы определяется искомое напряжение в соответствующих точках поверхности стенки колодца по формуле:

$$\sigma_x = к \cdot \frac{P}{n \cdot z^2} \sum_1^n к_1 \qquad (68)$$

где P – расчетная нагрузка от колеса;

z – расстояние до рассматриваемой точки стенки колодца от поверхности грунта;

n – количество элементарных сил, суммарно эквивалентных нагрузке от колеса;

к – коэффициент концентрации напряжений, принимаем равный 2.

Коэффициент $к_1$ зависит от отношения:

$$\alpha_1 = \frac{x}{z};$$
$$\alpha_2 = \frac{y}{z} \qquad (69)$$

где x, y, z – координаты рассматриваемой точки стенки колодца по отношению к данной элементарной силе.

Сила x – берется в направлении перпендикуляра, проведенного от силы к стенке колодца, y – параллельно стенке колодца, z – по вертикали, по оси, проходящей через приложения элементарной силы.

Коэффициент $к_1$ определяется по формуле:

$$к_1 = \frac{3 \cdot z^2}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\frac{x^2}{r^5 \cdot z} - \frac{1-2 \cdot \mu}{3 \cdot z^2} \cdot \left(\frac{1}{r \cdot (r+z)} - \frac{x^2 \cdot (2 \cdot r+z)}{r^3 \cdot (r+z)^2} - \frac{z}{r^3} \right) \right] \qquad (70)$$

где x, y, z – координаты рассматриваемой точки стенки колодца по отношению к данной элементарной силе.

$r=\sqrt{x^2+y^2+z^2}$ радиус-вектор рассматриваемой точки.

Общее давление от колесной нагрузки определяется путем вычисления объемной эпюры напряжений на расчетную часть стенки колодца и принимается равномерно распределенным по стенке колодца. Реактивное давление на противолежащую стенку колодца от грунта можно принимать равным активному давлению от колеса, расположенного рядом с колодцем.

9.8.5 Для расчета на прочность и определения расчетного изгибающего момента выделяется часть колодца высотой 0,5 м и рассматривается как замкнутая рама при расчете прямоугольных колодцев и как при расчете круглых колодцев рисунок 19.

Расчетные формулы для прямоугольных колодцев:

При расположении колеса рядом с длиной стороны колодца

$$M_A=-\frac{q_1\times l_1^2}{12}\times\frac{1}{\kappa+1};\ M_B=\frac{q_1\times l_1^2}{24}\times\frac{\kappa+3}{\kappa+1};\ \kappa=\frac{I_1}{I_2}\times\frac{l_2}{l_1};\ N_1=\frac{q_1\times l_1}{2} \qquad (71)$$

При расположении колеса рядом с короткой стороной колодца

$$M_A=-\frac{q_2\times l_2^2}{12}\times\frac{1}{\kappa+1};\ M_B=\frac{q_2\times l_2^2}{24}\times\frac{\kappa+3}{\kappa+1};\ \kappa=\frac{I_1}{I_2}\times\frac{l_2}{l_1};\ N_1=\frac{q_2\times l_2}{2} \qquad (72)$$

Расчетные формулы для круглых колодцев:

$$M_a=-\frac{q\times r^2}{4};\ M_b=\frac{q\times r^2}{4};\ N_a=N_g=0 \qquad (73)$$

где M_a, M_B, M_c, $M_д$, M_e, M_f – изгибающие моменты в указанных точках;

N_1, N_2 – продольные силы в стенках;

I_1, I_2 – моменты инерции стенок колодцев;

q_1, q_2 – распределенная боковая нагрузка, действующая на длинную и короткую стороны стенок колодца;

q – распределенная боковая нагрузка, действующая на стенки круглого колодца;

r – средний радиус стенки круглого колодца.

9.8.6 Предельный изгибающий момент $M_{пр}$ в элементах конструкций сечений колодцев определяется как для прямоугольных сечений по формулам (50) и (51) п.9.6/9.

9.8.7 Для расчета стыков в месте примыкания трубы к стенке колодца по методу предельных состояний, формула (46), необходимо определить расчетное и предельное вертикальное смещение при воздействии нагрузки от воздушного судна.

9.8.8 Определение расчетного вертикального перемещения колодца производится от воздействия вертикальных и горизонтальных нагрузок. Вертикальная нагрузка от воз-

действия нагрузок от воздушного судна рассматривается как сосредоточенная вертикальная сила. Горизонтальная нагрузка может передаваться в виде бокового распора грунта под колесом воздушного судна, стоящего рядом с колодцем. Горизонтальная нагрузка также принимается в виде сосредоточенной силы, определенной в результате суммирования объемной эпюры горизонтальных напряжений, развивающихся по боковой стенке колодца.

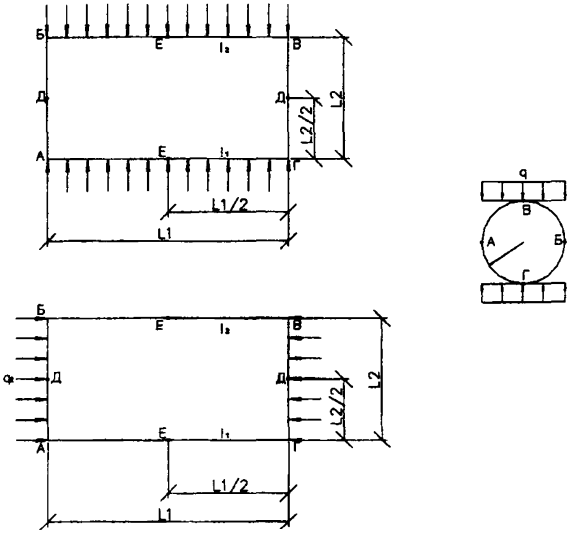

Рисунок 19 Расчет стенок прямоугольных и круглых колодцев:

а) колесо расположено рядом с длиной стороной прямоугольного колодца;
б) колесо расположено рядом с короткой стороной прямоугольного колодца;
в) круглый колодец.

9.8.9 Под воздействием вертикальных и горизонтальных сил колодец стремится сдвинуться по плоскости основания и повернуться вокруг центра вращения. Сдвигу колодца препятствует сопротивление грунта, развивающееся по основанию и вертикальной стенке колодца. Повороту колодца противодействует сопротивление грунта, развивающееся по передней и задней стенкам колодца.

Угол поворота колодца определяется по формуле:

$$\gamma = \frac{12 \cdot \left(2 \cdot P \cdot h + 3 \cdot V \cdot a_1\right)}{b \cdot C_z \cdot \left(3 \cdot a^3 + h^3 \cdot \frac{C_x}{C_z}\right)} \qquad (74)$$

где V и P - вертикальная и горизонтальная нагрузка;

a и b – размеры колодца;

h – глубина заложения колодца;

C_x и C_z – коэффициенты постели грунта в горизонтальном и вертикальном направлении на уровне подошвы колодца;

a_1 – плечо вертикальной силы.

9.8.10 Максимальное краевое напряжение в основании колодца следует определять по формуле:

$$\sigma_{max} = \frac{G+V}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot \left[3 \cdot V \cdot a \cdot a_1 - P \cdot a \cdot \left(2 \cdot h + 3 \cdot h_1\right)\right]}{b \cdot \left(3 \cdot a^3 + h^3 \cdot \frac{C_x}{C_z}\right)} \qquad (75)$$

где V и P - вертикальная и горизонтальная нагрузка;

a и b – размеры основания колодца в плане;

a и b –h – глубина заложения колодца;

G – вес колодца;

C_x и C_z – коэффициенты постели грунта в горизонтальном и вертикальном направлении на уровне подошвы колодца;

a_1 и h_1 – плечи вертикальной и горизонтальной силы.

Величины a_1 и h_1 представлены на рисунке 20. При действии горизонтальной силы по поверхности сооружения величина h_1=0.

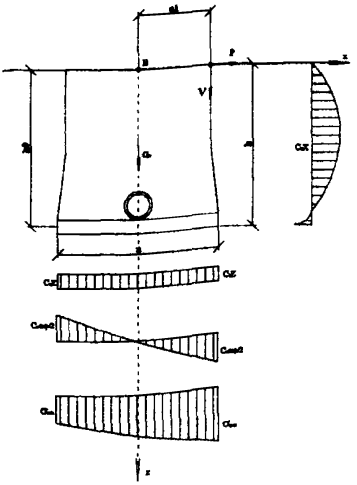

Рисунок 20. Расчет перемещений колодца в вертикальном и горизонтальном

направление для определения угла поворота сооружения

9.8.11 Расчетное предельное вертикальное смещение колодца определяется по формуле:

$$W_{пр} = \frac{\sigma_{max}}{C_z} \qquad (76)$$

где σ_{max} – максимальное краевое напряжение в основании колодца, определяемое по формуле (75) п.9.8.10;

C_z – расчетное значение коэффициента постели в вертикальном направлении на уровне подошвы колодца.

9.8.12 Предельное вертикальное смещение колодца зависит от конструкции стыкового соединения труб с колодцем и равны:

	$W_{пр}$, см
для цементного стыка	0,02-0,03
для стыка с чеканкой канатом, смоченным в битуме	0,5-0,8
для армобетонного стыка	5-6

9.8.13 Если условие предельного состояния по деформациям на соблюдается, необходимо увеличивать площадь подошвы колодца, добиваясь, чтобы разница W_p и $W_{пр}$ не превосходила 5%.

10 Проектирование водоотводных и дренажных систем в особых инженерно-геологических условиях

10.1 Вечномерзлые грунты

10.1.1 При строительстве аэродрома в I климатической зоне на вечномерзлых грунтах, не теряющих несущей способности при оттаивании, а также при отсутствии вечномерзлых грунтов, проектирование и строительство водоотводных сооружений осуществляют по общепринятым правилам и нормативны документам.

При наличии в естественном основании вечномерзлых грунтов и подземных льдов, теряющих при оттаивании несущую способность, устройство заглубленных водоотводных и дренажных сетей не допускается.

Конструкцию оснований под водоотводные сооружения в этом случае разрабатывают с учетом следующих принципов и использования вечномерзлых грунтов основания:

Принцип IA - сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии. Строительство водоотводных сооружений по этому принципу допустимо в исключительных случаях и выполняют по индивидуальному проекту.

Принцип IБ - допускается частичное оттаивание грунтов основания в пределах сезонноотаивающего слоя. Рекомендуется применять, когда сезонноотаивающий слой сложен грунтами с достаточной несущей способностью в оттаявшем состоянии. а льдонасыщенные грунты и ископаемые льды залегают значительно ниже подошвы сезонноотаивагощего слоя, в естестве ном состоянии.

Принцип IIA - допускается оттаивание грунтов основания на полную глубину сезонноотаивающего слоя. Рекомендуется применять на грунтах, не теряющих несущей способности при оттаивании; при этом необходимо предусматривать улучшение строительных свойств сезонноотаивающего слоя путем тепловой мелиорации или замены грунта.

Принцип IIБ - с предварительным оттаиванием и последующим уплотнением.

10.1.2 Для перехвата и отвода поверхностных вод, поступающих со стороны, следует устраивать нагорные канавы или водоотводящие валы (дамбы).

Для отвода поверхностных вод, поступающих с покрытий, необходимо предусматривать открытые грунтовые лотки и водоотводящие канавы.

10.1.3 Минимальные расстояния от подошвы насыпей до водоотводящих валов и канав назначают в зависимости от категории грунтов вечномерзлой толщи (рис. 21).

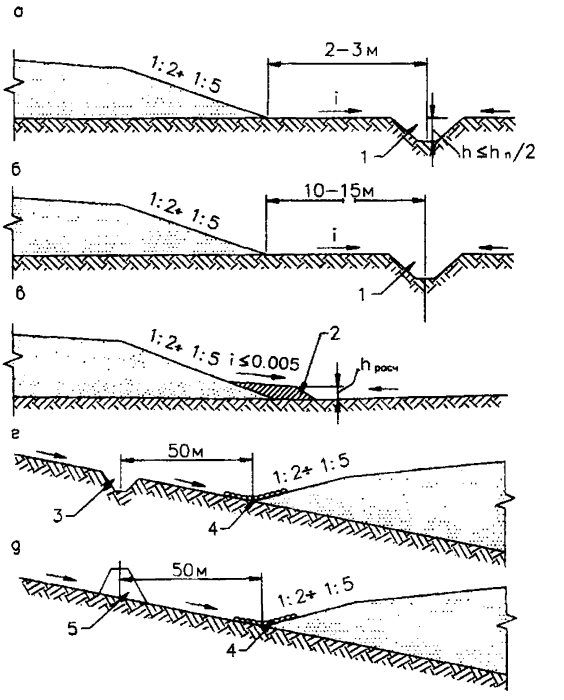

Рисунок 21 Схемы расположения водоотводных сетей в зависимости от категории вечномерзлых грунтов:

а – на грунтах II категории; б, г – то же III; в – то же IV; д – то же III-IV;
1- водоотводная канава; 2 – термоизоляционный полуплоток с присыпкой суглинком; 3 – нагорная канава; 4 – мощеный полуплоток по слою торфа; 5 – нагорный водоотводной вал.

Грунты вечномерзлой толщи подразделяют на четыре категории:

I - скальные;

II - крупнообломочные;

III - песчаные;

IV- глинистые

Категорию грунтов устанавливают по ГОСТ 25100-95.

Водоотводные сети на грунтах I категории проектируют как для обычных условий.

На грунтах II категории водоотводные канавы следует располагать на удалении 2-3 м от подошвы насыпи ВПП, РД или МС, а на грунтах Ш категории - на удалении 10-15 м.

В условиях грунтов IV категории отвод поверхностных вод следует осуществлять по полулоткам, устраиваемым вдоль земляных берм, примыкающих к насыпям.

Нагорные канавы и водоотводные валы на грунтах III категории, а также водоотводные валы на грунтах IV категории необходимо располагать на расстоянии не менее 50 м от насыпи ВПП, РД и МС. На крутых косогорах (круче 1:5) при больших площадях водосбора следует устраивать два ряда нагорных канав или водоотводных валов.

При больших значениях уклонов местности (i = 0,01-0,40) и скорости течения транспортируемой воды до 13 м/с с целью предотвращения протаивания грунтов, размыва склонов и оврагообразования рекомендуется устраивать сборные бетонные или железобетонные водоотводные лотки. Конструкция лотка должна допускать деформации основания без ухудшения пропускной способности и исключать возможность попадания воды в основание.

Поперечное сечение водоотводных и нагорных канав определяют гидравлическим расчетом. При этом заглубление дна канав не должно превосходить половины глубины сезонного протаивания грунта в естественном залегании; поперечное сечение канав следует увеличивать за счет их уширения или увеличения высоты кавальера.

Дно, откосы водоотводных и нагорных канав, откосы берм и водоотводных валов укрепляют объемными георешетками, или габионами с заполнением каменным материалом (рис 22, 23).

Для сохранения вечномерзлого состояния грунтов основания под бетонными или железобетонными лотками устраивают теплоизоляционный слой торфа или плитного пенопласта.

10.1.4 Перепуск воды через ВПП, РД и МС, выполненных в высоких насыпях (более 1,0 м), осуществляют с помощью не заглубленных перепускных труб с открытыми оголовками воротникового типа.

Перепускные трубы выполняют из железобетонных звеньев, укладываемых на монолитное железобетонное основание. Заделку швов между звеньями осуществляют мятой глиной с последующей обкладкой швов мхом слоем в плотном теле не менее 5 см.

Расчет пропускной способности водо-перепускных труб производится как для периодически и временно действующих водотоков - из условия пропуска талых и ливневых вод без аккумуляции их перед входным оголовком трубы.

Расчетная степень наполнения труб, при назначении отверстия по безнапорному режиму, не должна превышать 0,75D.

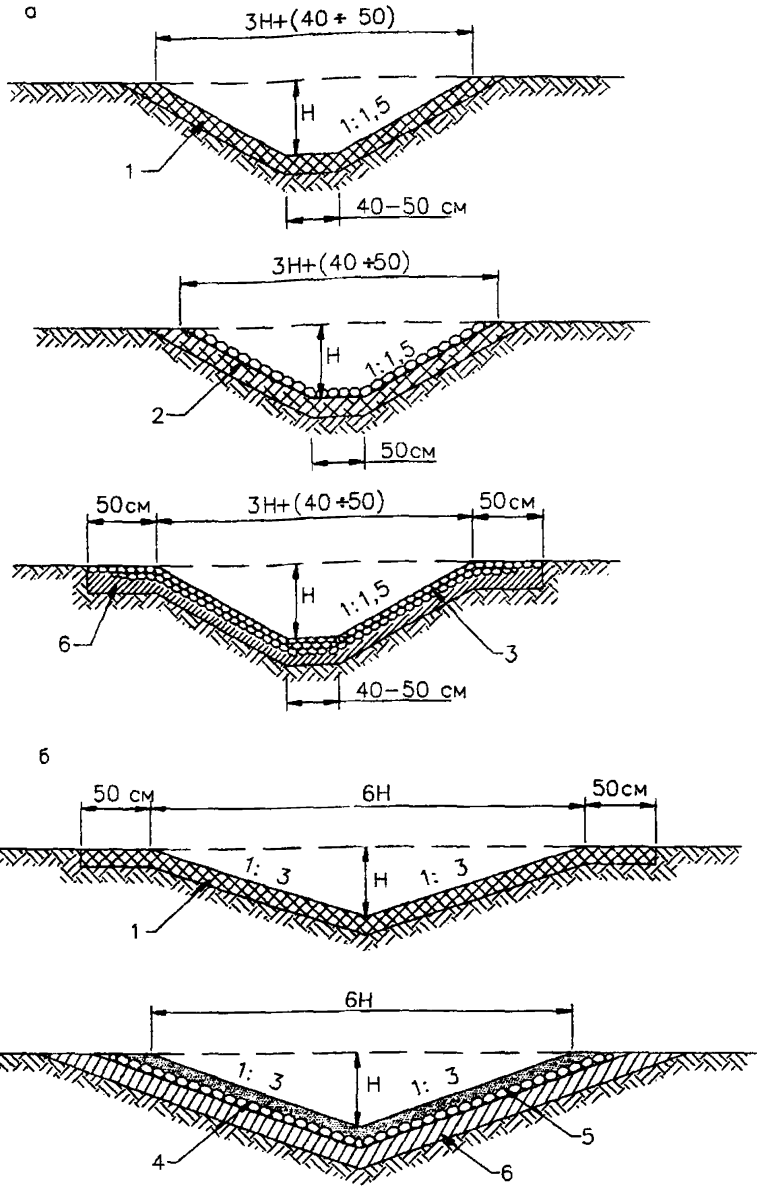

Рисунок 22 Конструкции элементов водоотводных сетей на вечномерзлых грунтах:

а – водоотводные и нагорные канавы; б – открытые лотки;
1- одерновка; 2, 3 – объемные георешетки или габионы из стальной сетки с заполнением каменным материалом; 4 – наброска из камня с заполнением пор грунтом (h=16 – 32 см); 5 – галька с грунтом или мощение камнем; 6 – торф слоем 10 – 20 см.

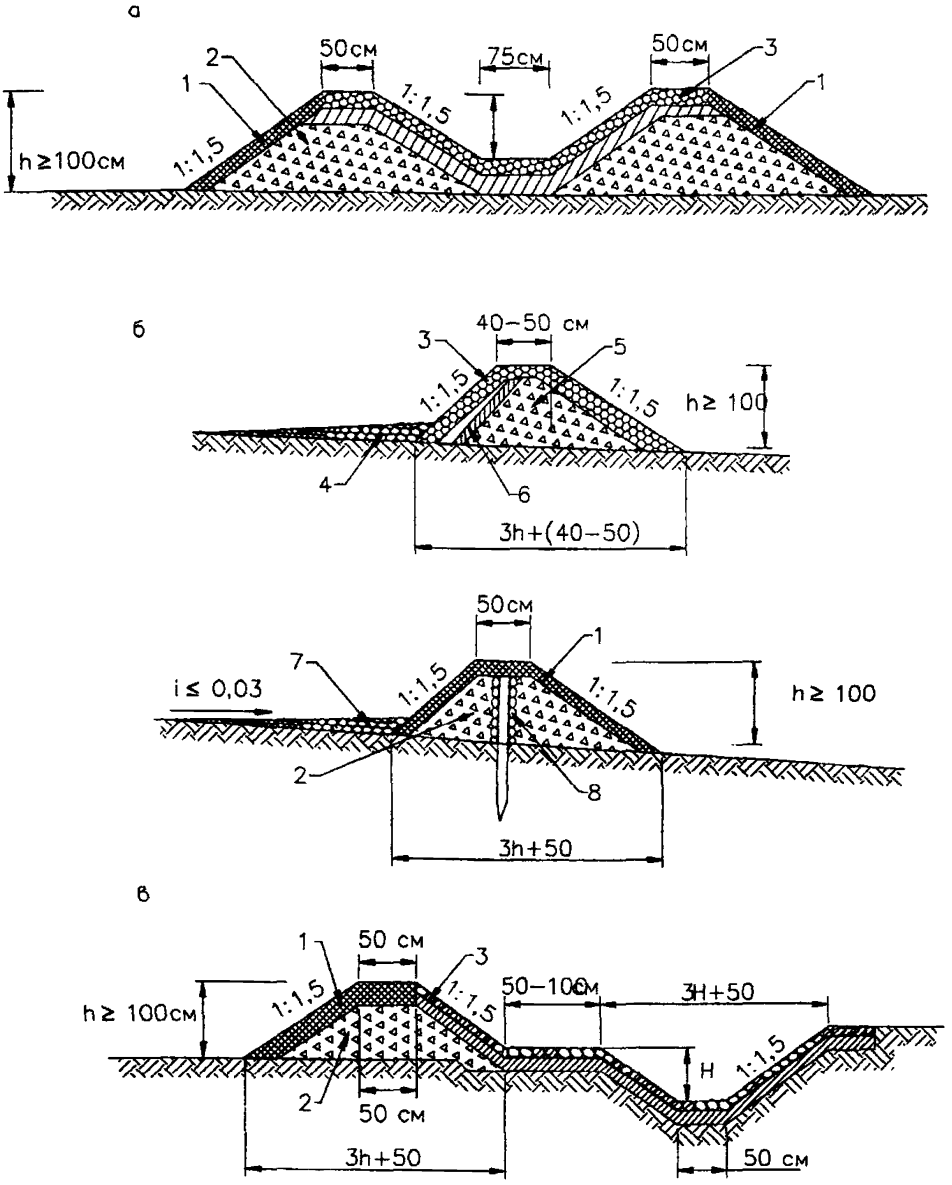

Рисунок 23 Конструкции элементов водоотводных сетей на вечномерзлых грунтах:

а – водоток в насыпных валиках; б – нагорные валики; в – нагорная канава с валиком.

1 – георешетка + ТПС; 2 – местный грунт; 3 – объемные георешетки или габионы из стальной сетки с заполнением каменным материалом; 4 – подсыпка из гравия; 5 – каменная наброска с заполнением пор грунтом; 6 – экран из глины σ=10-12 или пластиковая геомембрана; 7 – гравий; 8 – плетеная стенка или сетка из габионов.

При расчете труб на пропуск талых вод необходимо учитывать возможность уменьшения живого сечения труб за счет образования наледей. Уклон лотка труб должен быть не менее критического. Если назначенный уклон труб менее критического, то вводится поправка в расчетный горизонт на входе в трубу:

$$\Delta H = l \times (i_k - i_0) \qquad (77)$$

где l - длина труби по лотку;

$i_к$ - критический уклон равный.

при d =0,75 м - 0,008;

при d =1,0-1,25м - 0,007;

при d = 1,5 м - 0,006;

i_0- принятый уклон лотка трубы.

Во избежание образования наледей в верхнем бьефе перепускные трубы следует выносить в сторону от русла водотоков (при их наличии) на расстояние не менее 10 м и располагать на высоте дна русла водотока в верхнем бьефе у подошвы насыпи. Старое русло и пойму до нового русла засыпают камнем или щебнем на высоту, обеспечивающую сток поверхностных вод по новому руслу.

В целях предотвращения забивки труб льдом, снегом и мусором в верхнем бьефе предусматривают устройство защитных металлических щитов, располагаемых по сегменту. Высота щитов должна быть больше наивысшего горизонта паводковых вод.

Льдистые грунты в основании перепускных труб следует заменять. При этом в основании насыпного слоя необходимо предусматривать укладку слоя торфа толщиной не менее 20 см.

Глубину замены льдистого грунта в основании труб определяют по формуле:

$$h_{зам} = h_п - \frac{\Delta_т}{\delta_2} \qquad (78)$$

где $h_п$ - глубина протаивания грунта;

$\Delta_т$ - допускаемая осадка трубопровода, принимаемая равной:

0,03м - для всех типов жестких покрытий;

0,05 м- для асфальтобетонных покрытий;

0,08м- для других типов нежестких покрытий;

δ2 – относительное сжатие оттаивающего грунта под нагрузкой, определяемое по формуле (6) СНиПа II-18-76.

Глубину протаивания грунтов в месте сооружения перепускных труб определяют по формулам:

а) под оголовками и крайними звеньями трубы:

на временных водотоках с широким распластанным руслом, м:

$$h_п = h_т \times (1{,}55 \times h_в + 1) \quad (79)$$

на водотоках постоянного и периодического действия с выраженным руслом, м:

$$h_п = (0{,}028 \times t_в^2 \times h_в^2 + 1{,}35) \times h_т \quad (80)$$

где $h_т$ - глубина сезонного протаивания грунта вне водотока, м;

$h_в$ – расчетная высота воды в водотоке (средняя за теплый сезон), м;

$t_в$ - расчетная температура воды,°С.

б) под остальной частью трубы (под средними звеньями), м:

$$h_п = h_т \quad (81)$$

Элементы конструкций водопереп усков выполняются как сборными, так и монолитными.

При выборе необходимого диаметра водопереп ускной трубы, кроме гидравлического расчета, учитывают также и длину водопереп уска.

Рекомендуемый диаметр водопереп ускной трубы при ее длине:

до 25 м - 0,75 м;

до 50 м - 1,00 м;

до 75 м - 1,25 м;

до 100 и - 1,50 м.

В зависимости от принятого принципа проектирования грунтового основания (IБ, П) монолитные железобетонные фундаменты под трубы укладывают на теплоизолирующий слой иди естественное или искусственно подготовленное грунтовое основание.

При проектировании грунтовых оснований по принципам IБ и IIА, IIБ с заменой грунта обязательно устройство гидроизоляции по всей поверхности
засыпки траншеи, а также по откосам и дну в крайних частях труб в местах установки оголовков.

10.1.5 Для прерывания нежелательного фильтрующего потока на дренирующих грунтах могут быть предусмотрено устройство экранов.

Экран по глубине должен быть доведен до водоупора или на 0,25 м ниже глубины ожидаемого сезонного оттаивания (рис.24).

Экраны выполняется из местных глинистых и песчаных грунтов, обработанных битумом, или из полимерных пленок.

Для перехвата и отвода фильтрующих вод при проектировании оснований сооружений по принципу II, на дренирующих грунтах в отдельных случаях можно применять беструбчатые дрены неглубокого заложения. Вывод воды из дрен за пределы защищаемых покрытий осуществляют конструкцией, аналогичной основной дрене.

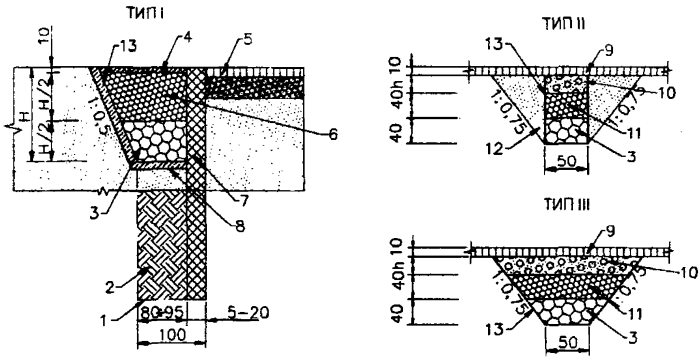

Рисунок 24 Конструкции дренажей и экранирующих устройств в вечномерзлых грунтах:

1 – граница траншеи; 2 – обратная засыпка грунта; 3 – щебень твердых пород фракции 60-80 мм; 4 – разнозернистый песок, обработанный битумом; 5 – аэродромное покрытие; 6 – щебень твердых пород фракции 30-40 мм; 7 – экран из разнозернистого песка, обработанного битумом или пластиковая геомембрана; 8 – слой торфа 2 см в плотном теле; 9 – щебень или гравий, обработанный битумом; 10 – гравийно-песчаный грунт; 11 – гравий 10-40 мм; 12 – карьерный грунт; 13 – нетканый геотекстиль.

Поперечные размеры фильтрующей части дрены проверяются расчетом на пропуск необходимого расхода.

10.2 Пучинистые грунты

10.2.1 При проектировании водоотводных и дренажных сетей на участках с пучинистыми грунтами глубину заложения коллекторов, как правило, следует назначать исходя из расположения подошвы основания под трубы ниже глубины промерзания

На участках коллекторов расположенных под покрытиями, обратную засыпку траншей необходимо выполнять с соблюдением последовательности напластований отдельных видов грунтов на данном участке.

Минимальную глубину заложения закромочных дрен принимают из расчета превышения дна корыта над шелыгой трубы на высоту не менее капиллярного поднятия воды во влажной фильтрующей засыпке и не менее 0,75 м от дневной поверхности.

Заглубление закромочных и экранирующих дрен, принимающих верховодку и грунтовые воды, устанавливают расчетом (см.п.8.4)

10.2.2 Смотровые и тальвежные колодцы следует устраивать с гладкими наклонными стенками.

В лотках на покрытии рекомендуют предусматривать дождеприемники в виде дождеприемных воронок.

Подошвы смотровых и тальвежных колодцев, оголовков следует, по возможности, располагать ниже горизонта промерзания грунтов или на подушке из непучинистого материала, заглубленной ниже этого горизонта.

Вокруг смотровых и тальвежных колодцев устраивают не смерзающиеся обсыпки. Минимальная толщина обсыпки 20 см. Возможны двухслойные обсыпки: 15-20 см гравия на 20-30 см песка. При устройстве не смерзающихся обсыпок необходимо предусматривать водонепроницаемые отмостки по контуру сооружения.

Во всех случаях необходимо предусматривать утепление смотровых колодцев, дождеприемников и оголовков теплоизоляционными материалами (шлакобетоном, керамзитобетонном) или специальными отепляющими крышками, устанавливаемыми на зиму. При утеплении термоизоляционными материалами необходимо предусматривать их надежную гидроизоляцию.

10.2.3 При проектировании грунтовых лотков на пучинистых грунтах в местах, подверженных размыву, следует предусматривать обработку грунта лотков вяжущими материалами или укрепление этих мест щебнем или гравием с обработкой органическими вяжущими.

Микрорельеф лотков, а также обочин ВПП, РД и МС не должен способствовать появлению мест застоя поверхностных вод.

10.3 Просадочные грунты

10.3.1 При проектировании водосточной и дренажной сетей на участках с просадочными грунтами необходимо предусматривать:

- размещение коллекторов водоотводных сетей на удалении не менее 10-15 м от кромок покрытия;
- обработку дна и стенок траншей водостоков, после предварительного рыхления, жидким битумом на глубину 2-3 см или устройство в этих местах изоляционных слоев из мятой глины;
- обработку поверхности грунтовых оснований сооружений водостоков жидким битумом или дегтем на глубину 2-3 см.

Дождеприемники на покрытиях рекомендуют устраивать в виде дождеприемных воронок.

10.4 Засоленные грунты

10.4.1 Необходимые мероприятия по водоотводу и дренажу территории летного поля устанавливают в зависимости от типа засоленных грунтов и степени их засоленности.

Степень засоленности грунтов определяют в соответствии с данными, приведенными в табл.22.

Таблица 22 Классификация засоленных грунтов по степени засоленности

Грунты	Среднее суммарное содержание солей в % от веса	
	Хлоридное, сульфатохлоридное засоление $\frac{Cl}{SO_4^2} > 1$	Сульфатное, хлоридно-сульфатное и содовое засоление $0.3 \le \frac{Cl}{SO_4} < 1$
Слабо засоленные	0,3-1,0	0,3-0,5
Засоленные	1-5	0,5-2
Сильно засоленные	5-8	2-5
Избыточно засоленные	Больше 8	5
Примечание: При содержании в грунте ионов CO_3 и HCO_3 свыше одной трети суммарного содержания ионов Cl' и SO_4 засоление называется содовым.		

Также устанавливают типы засоленных грунтов (солонцы, солончаки или такыры*).

Территория летного поля на засоленных грунтах должна быть надежно защищена от размыва поверхностными водами.

При значительных площадях прилегающих водосборов и особенно при близости гор, в дополнение к нагорным канавам рекомендуется устраивать с нагорной стороны летного поля ограничительные дамбы.

При проектировании рельефа следует обеспечивать надежный сток воды с грунтовых участков летного поля, особенно при слабо засоленных такырных грунтах.

В целях предотвращения засоления грунтов под искусственными покрытиями солями, приносимыми капиллярной водой, при высоком уровне грунтовых вод, можно устраивать капилляропрерывающие прослойки на глубине 40-50 см от бровки покрытия слоем 50-60 см из песка, 15-20 см - из гравия или 3-5 см из грунта, обработанного битумом.

Для предохранения канав и грунтовых лотков от размыва их дно и откосы следует укреплять гравием, щебнем, вяжущими материалами.

На сильно засоленных грунтах, для возможности создания дернового покрова, наряду с проведением других мероприятий, следует обеспечивать понижение уровня грунтовых вод, промывку (орошение) территории с отводом промывных вод с летного поля.

10.5 Агрессивные воды

10.5.1 При наличии агрессивных грунтовых вод бетонные элементы водостоков и асбестоцементные трубы подлежат защите от воздействия этих вод. Агрессивность воды по отношению к бетону устанавливают сопоставлением результатов химического анализа с нормами, приведенными в СНиПе II-28-73 "Защита строительных конструкций от коррозии".

Основной мерой защиты бетонных элементов водостоков от действия агрессивных вод является создание максимально плотных бетонов марки 200 на пуццолановом или шлакопортландцементе; использовать в качестве инертных для бетона известковые материалы с временным сопротивлением сжатию ниже 500 кгс/см^2 не разрешается.

В качестве защитной изоляции труб и боковых поверхностей конструкций водостоков рекомендуют применять обмазочную гидроизоляцию из битумных и асфальтовых материалов.

Подошвы оснований бетонных элементов водостоков защищают от воздействия агрессивных вод устройством пластичной гидроизоляции (по подготовке) из песчаного литого асфальта слоем 2-3 см (в 2 слоя по 1-1,5 см).

Гидроизоляция должна быть непрерывной и достаточно плотной. Углы, изолируемых конструкций должны быть закруглены или окошены.

Внутренние поверхности колодцев изолируют штукатуркой на цементном растворе состава 1:2 с железнением на высоту примыкающих труб, транспортирующих агрессивную воду.

При устройстве коллекторов и глубинного дренажа (например, ловчего) за пределами летного поля, закладываемых в агрессивных водах, взамен асбестоцементных труб рекомендуют применять керамические канализационные трубы.

11 Охрана окружающей среды

11.1 Основной задачей мероприятий по охране окружающей среды является исключение или снижение до предельно допустимых значений вредных воздействий эксплуатационных факторов, в том числе антигололедных химических реагентов, на природные условия районов расположения аэродромов.

11.2 При проектировании водоотводных и дренажных систем следует руководствоваться требованиями раздела 9 СНиП 32-03-96, а так же положениями СП 2.1.5.1059-01 и СанПиН 2.1.5.980-00.

11.3 Расчет очистных сооружений поверхностного стока следует проводить из условия приема на очистку 70 – 80% годового объема дождевого стока и всего объема месячных вод. Дренажные воды при отведении их по самостоятельной дренажной системе могут сбрасываться в водные объекты без очистки.

11.4 Если ливнеспуски расположены на значительном расстоянии друг от друга, очистные сооружения следует устраивать для каждого водосборного бассейна. В отдельных случаях в зависимости от местных условий могут устраиваться общее очистные сооружения для нескольких водосборов. Выбор площадки для строительства очистных сооружений должен обеспечивать по возможности минимальную протяженности коммуникаций и самотечное движение сточных вод по подводящим коллекторам и сооружениям. Площадка должна располагаться на территории, незатопляемой паводковыми водами, с низким уровнем грунтовых вод. На площадках очистных сооружений должны предусматриваться подъездные дороги, освещение, озеленение и в случае необходимости ограждение.

При осуществлении локальной очистки дождевые воды, подлежащие обезвреживанию, должны быть собраны в бассейны.

Приложение А

(справочное)

ПРИМЕРЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

А.1 Расчет коллектора водоотводной сети при стоке дождевых вод с ИВПП и прилегающих грунтовых участков (ИВПП с лотками в кромках покрытий)

А.1.1 Исходные данные:

Район строительства аэродрома	Московская область
Грунты	Суглинки
Покрытие ИВПП	Цементобетонное
Длина участка, м	1500
Поперечный профиль ИВПП	Односкатный
Поперечный уклон, i_c	0,010
Ширина ИВПП, м	60
Продольный уклон на рассчитываемом участке ИВПП, i_l	0,005
Расчетная интенсивность дождя "n"	0,59
Интенсивность 20-минутного дождя "q_{20}"	80
Период повторяемости расчетного дождя "P"	0,5/0,33
Коэф. клим. особ. "m_r" и "γ"	150 и 1,54
Число дождеприемных колодцев	11
Ширина решетки дождеприемного колодца, B_p, м	0,40
Длина решетки дождеприемного колодца, L_p, м	0,80
Площадь всей решетки, A_p, м^2	=0,80*0,40=0,32
Площадь отверстий в решетке, $A_{отв}$, м^2	=0,80*0,04*3=0,10
Длина перепускной трубы, $L_п$, м	10
Принятый диаметр перепускных труб, $d_п$, м	0,2
Уклон перепуска от дождеприемного колодца, $i_п$	0,020
Длина склона, м	125
Ширина склона, $L_ск$, м	60+5/2=62,5
Площадь водосбора на участке (F_1), га	(62,5*125)*10^{-4}=0,781
Площадь водосбора на участке (F_2), га	2*(62,5*125)*10^{-4}=1,562
Соотношение продольного и поперечного уклона, $\frac{i_l}{i_c}$	$=\frac{0,005}{0,01}=0,5$
Так, как $\frac{i_l}{i_c}\geq 0,5$ то $i_d=\sqrt{i_l^2+i_c^2}$	$=\sqrt{0,005^2+0,01^2}=0,011$
Так, как $\frac{i_l}{i_c}\geq 0,5$ то $L_d=\frac{L_ск}{i_c}\sqrt{i_l^2+i_c^2}$, м	$=\frac{62,5}{0,01}\cdot\sqrt{0,005^2+0,01^2}=69,88$
Коэф. шероховатости склона "n_c"	0,014
Коэф. Стока, φ	0,85
Продольный профиль дна лотка	0,005
Ширина лотка, b, м	5
Глубина потока, h_w, м	0,08
Уклон боковых сторон лотка, i_w	0,04
Ширина потока в лотке, b_w, м	$b_w=\frac{0,08\cdot 5}{0,10}=4,0$
Коэф. шероховатости лотка "n_c"	0,014
Длина лотка, L_c, м	125
Продольный профиль труб коллектора	0,003
Длина участка коллектора, м	125
Дополнительный приток к коллектору	0

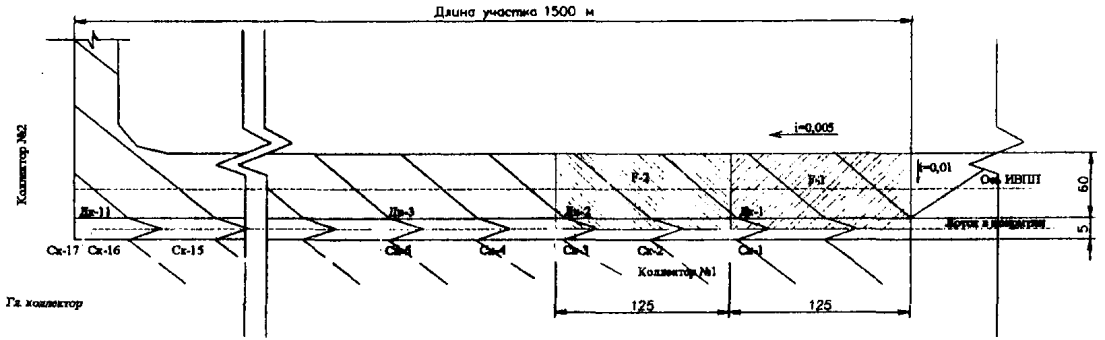

Рисунок А.1 Схема к расчету коллектора водоотводной сети ИВПП с лотками в кромках покрытий

А.1.2 Метеорологический параметр дождя (интенсивность одноминутного дождя принятой повторяемости) рассчитывается по формуле (2) п.8.1.2, мм/мин:

$$\Delta = 0{,}006 \cdot 80 \cdot 20^{0{,}59} \left(1 + \frac{\lg 0{,}50}{\lg 150}\right)^{1{,}54} = 2{,}23$$

А.1.3 Площадь потока в лотке треугольного сечения рассчитывается по формуле (28) п.8.3.6, м^2:

$$A_z = \frac{4 \cdot 0{,}08}{2} = 0{,}16$$

А.1.4 Смоченный периметр лотка треугольного сечения рассчитывается по формуле (29) п.8.3.6, м^2:

$$P_z = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{4}{2}\right)^2 + 0{,}08^2} = 4{,}003$$

А.1.5 Гидравлический радиус лотка, м:

$$R_z = \frac{0{,}16}{4{,}0} = 0{,}04$$

А.1.6 Скорость движения воды в конце лотка рассчитывается по формуле (9) п.8.1.5, м/с:

$$v_c = \frac{1}{0{,}014} \cdot (0{,}04)^{0{,}5+0{,}16} \cdot 0{,}005^{0{,}5} = 0{,}597$$

$$y = 4 \cdot 0{,}014^{0{,}75} = 0{,}16$$

А.1.7 Пропускная способность лотка принятых размеров рассчитывается по формуле (18) п.8.3.1, м^3/с:

$$q_c = \frac{0{,}08^2}{0{,}04} \cdot 0{,}597 = 0{,}096$$

Определения расстояния между дождеприемными колодцами

А.1.8 Время добегания воды по склону до лотка рассчитывается по формуле (4) п.8.1.4, мин:

$$\tau_s = \left(\frac{2{,}41 \cdot 0{,}014 \cdot 69{,}88}{2{,}23^{0{,}72} \cdot 0{,}85^{0{,}72} \cdot 0{,}011^{0{,}5}}\right)^{\frac{1}{1{,}72 - 0{,}72 \cdot 0{,}59}} = 7{,}75$$

А.1.9 Время добегания воды по лотку до дождеприемника рассчитывается по формуле (8) п.8.1.5, мин:

$$\tau_c = \frac{125{,}0}{60 \cdot 0{,}597} = 3{,}47$$

А.1.10 Расчетный расход в сечении лотка рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}781}{6 \cdot (7{,}75 + 3{,}47)^{0{,}59}} = 0{,}059$$

Расчетный расход в конце лотка q_r= 0,059 меньше предельного q_c=0,096; пропускная способность используется на 61,5%. Увеличение расстояния между дождеприемниками для повышения использования пропускной способности лотка допускать нельзя, поскольку принятое расстояние равно максимально допустимому.

Определение пропускной способности решеток дождеприемного колодца

А.1.11 Полный напор потока перед дождеприемным колодцем рассчитывается по формуле (21) п.8.3.2, м:

$$h = 0{,}08 + \frac{0{,}597^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}098$$

А.1.12 Определение длины водосливного фронта по периметру решетки, м:

$$L_ф = 2 \cdot 0{,}80 + 2 \cdot 0{,}40 = 2{,}4$$

А.1.13 Пропускная способность дождеприемного колодца рассчитывается по формуле (19) п.8.3.2, так, как $h \le B_р \cdot \frac{A_{от}}{A_р}$, то есть 0,11>0,10, м^3/с:

$$q_k = 2{,}00 \cdot 0{,}1 \cdot \sqrt{0{,}11} = 0{,}066$$

Исходя из условия что, $q_r \le q_k$, видно, что принятый размер дождеприемного колодца удовлетворяет условию.

Расчет диаметра перепускной трубы

А.1.14 Коэффициент расхода μ рассчитывается по формуле (23) п.8.3.3:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{0{,}0211 \cdot \frac{10}{0{,}2^{1{,}33}} + 1{,}5}} = 0{,}55$$

А.1.15 Располагаемый напор рассчитывается по формуле (24) п.8.3.3, м:

$$H = 0{,}7 + 0{,}02 \cdot 10 = 0{,}9$$

А.1.16 Диаметр перепускной трубы рассчитывается по формуле (22) п.8.3.3, м:

$$d_п^р = 0{,}536 \cdot \sqrt{\frac{0{,}059}{0{,}55 \cdot \sqrt{0{,}9}}} = 0{,}180$$

Исходя из условия что, $d_п^р \le d_п$, видно, что принятый размер диаметра перепускной трубы удовлетворяет условию.

РАСЧЕТ КОЛЛЕКТОРА №1

Участок 1

Расчет сечения трубы коллектора

А.1.17 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 1-го *участка* коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 7{,}75 + 3{,}47 + 0{,}00 = 11{,}22$$

А.1.18 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}781}{6 \cdot 11{,}22^{0{,}59}} = 0{,}059$$

А.1.19 Диаметр коллектора на первом участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4., м:

$$d_k = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}059}{\sqrt{0{,}003}} \right)^{0{,}375} = 0{,}322$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,350 м.

А.1.20 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0{,}31 \cdot \frac{0{,}350^{2{,}666} \cdot 0{,}003^{0{,}5}}{0{,}014} = 0{,}074$$

А.1.21 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0{,}059}{0{,}074} = 0{,}80$$

А.1.22 Скорость движения воды на 1 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0{,}397 \cdot \frac{0{,}350^{0{,}67} \cdot \sqrt{0{,}003}}{0{,}014} = 0{,}77$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0{,}6 < 0{,}77 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

А.1.23 Время протекания воды на участке коллектора рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6., мин:

$$\tau_k = \frac{125}{60 \cdot 0{,}77} = 2{,}71$$

А.1.24 Поправочный коэффициент к времени течения воды по коллектору рассчитывается по формуле (12) п.8.1.7:

$$\alpha = \frac{7{,}75 + 3{,}47}{7{,}75 + 3{,}47 + 2{,}71} = 0{,}805$$

А.1.25 Коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора рассчитывается по формуле (11) п.8.1.7:

$$m_w = \frac{2 - 1{,}75 \cdot 0{,}805}{1 - 0{,}805} = 3{,}03$$

Коэффициент $m_w > 3$*; принят* $m_w = 3$

А.1.26 Время протекания воды на участке коллектора с учетом коэффициента m_w рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = 2{,}71 \cdot 3 = 8{,}13$$

Участок 2

Расчет сечения трубы коллектора

А.1.27 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 2-го участка коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 7{,}75 + 3{,}47 + 8{,}13 = 19{,}35$$

А.1.28 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}562}{6 \cdot 19{,}35^{0.59}} = 0{,}086$$

А.1.29 Диаметр коллектора на втором участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_k = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}086}{\sqrt{0{,}003}}\right)^{0.375} = 0{,}370$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,400 м.

А.1.30 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0{,}31 \cdot \frac{0{,}400^{2.666} \cdot 0{,}003^{0.5}}{0{,}014} = 0{,}105$$

А.1.31 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0{,}086}{0{,}105} = 0{,}82$$

А.1.32 Скорость движения воды на 2 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0{,}397 \cdot \frac{0{,}400^{0.67} \cdot \sqrt{0{,}003}}{0{,}014} = 0{,}84$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0{,}6 < 0{,}84 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

А.1.33 Время протекания воды на участке коллектора рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = \frac{125}{60 \cdot 0{,}84} = 2{,}48$$

А.1.34 Поправочный коэффициент к времени течения воды по коллектору рассчитывается по формуле (12) п.8.1.7:

$$\alpha = \frac{7{,}75 + 3{,}47}{7{,}75 + 3{,}47 + 10{,}61} = 0{,}514$$

А.1.35 Коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора рассчитывается по формуле (11) п.8.1.7:

$$m_w = \frac{2 - 1{,}75 \cdot 0{,}514}{1 - 0{,}514} = 2{,}26$$

Коэффициент $m_w < 3$; *принят* $m_w = 2{,}26$

А.1.36 Время протекания воды на участке коллектора с учетом коэффициента m_w рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = 2{,}48 \cdot 2{,}26 = 5{,}60$$

Последующие участки коллектора рассчитываются по методике, аналогичной методике расчета второго участка.

А.2 Расчет коллектора водоотводной сети участка ИВПП при сборе воды с покрытий в грунтовые лотки (в кромках покрытий лотки отсутствуют)

А.2.1 Исходные данные:

Район строительства аэродрома	Московская область
Грунты	Суглинки
Покрытие ИВПП	Цементобетонное
Длина участка, м	1500
Поперечный профиль ИВПП	Односкатный
Поперечный уклон, i_c	0,010
Ширина ИВПП, м	40
Продольный уклон на рассчитываемом участке ИВПП, i_l	0,004
Расчетная интенсивность дождя "n"	0,59
Интенсивность 20-минутного дождя "q_{20}"	80
Период повторяемости расчетного дождя "P"	0,5/0,5
Коэф. клим. особ. "m_r" и "γ"	150 и 1,54
Число тальвежных колодцев	11
Ширина решетки тальвежного колодца, B_p, м	0,40
Длина решетки тальвежного колодца, L_p, м	0,80
Площадь всей решетки, A_p, м^2	=0,80*0,40=0,32
Площадь отверстий в решетке, $A_{отв}$, м^2	=0,80*0,04*3=0,10
Длина перепускной трубы, L_n, м	15
Принятый диаметр перепускных труб, d_n, м	0,3
Уклон перепуска от тальвежного колодца, i_n	0,020
Длина склона, м	150
Ширина склона, L_s, м	40
Площадь водосбора на участке (F_1), га	(65*150)*10^{-4}=0,98
Площадь водосбора на участке (F_2), га	2*(65*150)*10^{-4}=1,96
Соотношение продольного и поперечного уклона, $\frac{i_l}{i_c}$	$=\frac{0,004}{0,01}=0,4$
Так, как $\frac{i_l}{i_c}<0,5$ то i_d	0,01
Так, как $\frac{i_l}{i_c}<0,5$ то, L_d м	65
Коэф. шероховатости склона "n_c"	0,014
Коэф. Стока, φ	0,85
Продольный профиль дна лотка	0,008
Ширина лотка, b, м	8
Глубина потока, h_w, м	0,08
Уклон боковых сторон лотка, i_w	0,02
Коэф. шероховатости лотка "n_c"	0,025
Коэф. стока, φ	0,60
Коэф. шероховатости боковой обочины "n_c"	0,05
Интенсивность впитывания	0,08
Длина лотка, L_c, м	150
Продольный профиль труб коллектора	0,004
Длина участка коллектора, м	150
Дополнительный приток к коллектору	0

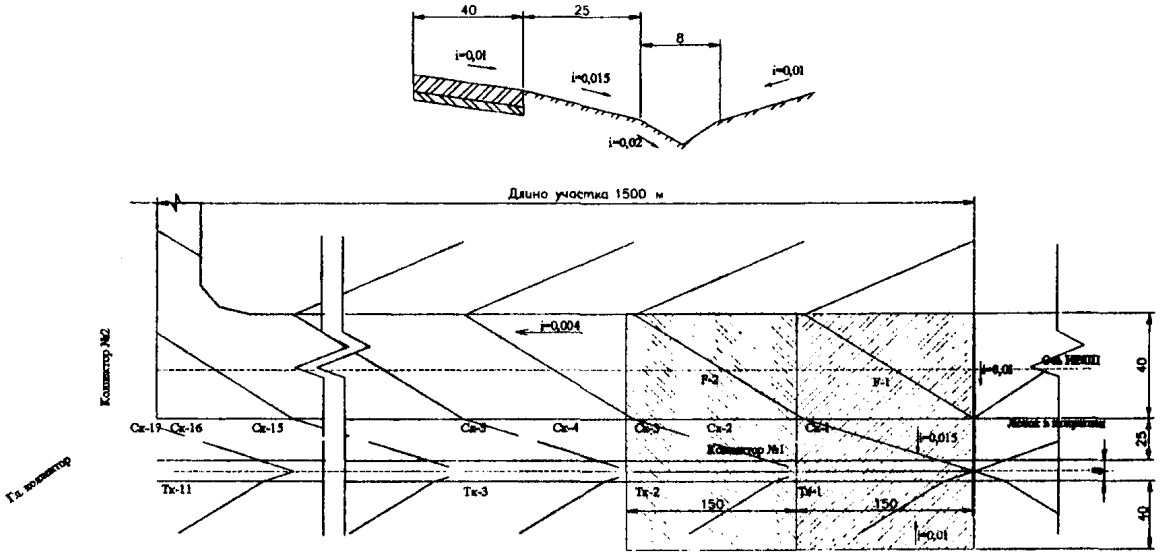

Рисунок А.2 Схема к расчету коллектора водоотводной сети ИВПП с лотками на грунтовой поверхности

А.2.2 Метеорологический параметр дождя (интенсивность одноминутного дождя принятой повторяемости) рассчитывается по формуле (2) п.8.1.2, мм/мин:

$$\Delta = 0{,}006 \cdot 80 \cdot 20^{0{,}39}\left(1+\frac{\lg 0{,}50}{\lg 150}\right)^{1{,}54} = 2{,}23$$

А.2.3 Средневзвешенное значение уклона рассчитывается по формуле (7) п.8.1.4:

$$i = \frac{0{,}01 \cdot 40 + 0{,}015 \cdot 25}{40+25} = 0{,}012$$

А.2.4 Средневзвешенное значение коэффициента стока рассчитывается по формуле (7) п.8.1.4:

$$\varphi = \frac{0{,}85 \cdot 40 + 0{,}60 \cdot 25}{40+25} = 0{,}75$$

А.2.5 Средневзвешенное значение коэффициента шероховатости рассчитывается по формуле (7) п.8.1.4:

$$n_e = \frac{0{,}014 \cdot 40 + 0{,}05 \cdot 25}{40+25} = 0{,}028$$

А.2.6 Площадь потока в лотке треугольного сечения рассчитывается по формуле (28) п.8.3.6, м^2:

$$A_з = \frac{8 \cdot 0{,}08}{2} = 0{,}32$$

А.2.7 Смоченный периметр лотка треугольного сечения рассчитывается по формуле (29) п.8.3.6, м^2:

$$P_з = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{8}{2}\right)^2 + 0{,}08^2} = 8{,}003$$

А.2.8 Гидравлический радиус лотка, м:

$$R_з = \frac{0{,}32}{8{,}0} = 0{,}04$$

А.2.9 Скорость движения воды в конце лотка рассчитывается по формуле (9) п.8.1.5, м/с:

$$v_e = \frac{1}{0{,}025} \cdot (0{,}04)^{0{,}5+0{,}25} \cdot 0{,}008^{0{,}5} = 0{,}32$$

$$y = 4 \cdot 0{,}025^{0{,}75} = 0{,}25$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0{,}5 \cdot \sqrt{0{,}04} = 0{,}1 < 0{,}32 < v_{max} = 0{,}85 \cdot 1{,}0 = 0{,}85 \text{ м/с}$$

А.2.10 Пропускная способность лотка принятых размеров рассчитывается по формуле (18) п.8.3.1, м^3/с:

$$q_e = \frac{0{,}08^2}{0{,}02} \cdot 0{,}32 = 0{,}102$$

Определения расстояния между тальвежными колодцами

А.2.11 Время добегания воды по склону до лотка рассчитывается по формуле (4) п.8.1.4, мин:

$$\tau_e = \left(\frac{2{,}41 \cdot 0{,}028 \cdot 65}{2{,}23^{0{,}72} \cdot 0{,}75^{0{,}72} \cdot 0{,}012^{0{,}5}}\right)^{\frac{1}{1{,}72-0{,}72 \cdot 0{,}59}} = 12{,}98$$

А.2.12 Время добегания воды по лотку до тальвежного колодца рассчитывается по формуле (8) п.8.1.5, мин:

$$\tau_c = \frac{150,0}{60 \cdot 0,32} = 7,8$$

А.2.13 Расчетный расход в сечении лотка рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2,23 \cdot 0,75 \cdot 0,98}{6 \cdot (12,98 + 7,8)^{0,59}} = 0,046$$

А.2.14 Продолжительность стокообразования рассчитывается по формуле (13) п.8.2.1, мин:

$$\tau_{ст} = \left[\frac{(1-0,59) \cdot 2,23}{0,08}\right]^{\frac{1}{0,59}} = 62,9$$

Так как $t < \tau_{ст}$ *то расход с грунтовой поверхности рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1.*

А.2.15 Время добегания воды по склону до лотка рассчитывается по формуле (4) п.8.1.4, мин:

$$\tau_s = \left(\frac{2,41 \cdot 0,05 \cdot 40}{2,23^{0,72} \cdot 0,60^{0,72} \cdot 0,01^{0,5}}\right)^{\frac{1}{1,72-0,72 \cdot 0,59}} = 16,9$$

А.2.16 Расчетный расход в сечении лотка рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2,23 \cdot 0,60 \cdot 0,60}{6 \cdot (16,9 + 7,8)^{0,59}} = 0,020$$

Общий расчетный расход в сечении лотка составит $q_r = 0,046 + 0,020 = 0,066$ м^3/с

Расчетный расход в конце лотка q_r= 0,066 меньше предельного q_c=0,102; пропускная способность используется на 64,7%. Увеличение расстояния между тальвежными колодцами для повышения использования пропускной способности лотка допускать нельзя, поскольку принятое расстояние равно максимально допустимому.

Определение пропускной способности решеток тальвежного колодца

А.2.17 Полный напор потока перед тальвежным колодцем рассчитывается по формуле (21) п.8.3.2, м:

$$h = 0,08 + \frac{0,32^2}{2 \cdot 9,81} = 0,085$$

А.2.18 Определение длины водосливного фронта по периметру решетки, м:

$$L_ф = 2 \cdot 0,80 + 2 \cdot 0,40 = 2,4$$

А.2.19 Пропускная способность тальвежного колодца рассчитывается по формуле (19) п.8.3.2, так, как $h < B_p \cdot \frac{A_{on}}{A_p}$, то есть 0,085<0,10, м^3/с:

$$q_k = 1,45 \cdot 2,4 \cdot \sqrt{0,085^3} = 0,086$$

Расчет диаметра перепускной трубы

А.2.20 Коэффициент расхода μ рассчитывается по формуле (23) п.8.3.3:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{0{,}0211 \cdot \frac{15}{0{,}3^{1{,}33}} + 1{,}5}} = 0{,}57$$

А.2.21 Располагаемый напор рассчитывается по формуле (24) п.8.3.3, м:

$$H = 1{,}0 + 0{,}02 \cdot 15 = 1{,}3$$

А.2.22 Диаметр перепускной трубы рассчитывается по формуле (22) п.8.3.3, м:

$$d_п^р = 0{,}536 \cdot \sqrt{\frac{0{,}066}{0{,}55 \cdot \sqrt{1{,}3}}} = 0{,}174$$

Исходя из условия что, $d_п^р \le d_п$, видно, что принятый размер диаметра перепускной трубы удовлетворяет условию.

РАСЧЕТ КОЛЛЕКТОРА №1

Участок 1

Расчет сечения трубы коллектора

А.2.23 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 1-го участка коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 12{,}98 + 7{,}8 + 0{,}00 = 20{,}78$$

А.2.24 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}98}{6 \cdot 20{,}78^{0{,}59}} = 0{,}046$$

А.2.25 Время добегания воды от наиболее удаленной точки грунтового водосбора в начало 1-го участка коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 16{,}9 + 7{,}8 + 0{,}00 = 24{,}7$$

А.2.26 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}60 \cdot 0{,}60}{6 \cdot 24{,}7^{0{,}59}} = 0{,}020$$

Общий расчетный расход в сечении коллектора составит $q_r = 0{,}046 + 0{,}020 = 0{,}066$ м^3/с

А.2.27 Диаметр коллектора на первом участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_k = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}066}{\sqrt{0{,}004}}\right)^{0{,}375} = 0{,}318$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,350 м.

А.2.28 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_{пл} = 0{,}31 \cdot \frac{0{,}350^{2{,}666} \cdot 0{,}004^{0{,}5}}{0{,}014} = 0{,}085$$

А.2.29 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0,066}{0,085} = 0,77$$

А.2.30 Скорость движения воды на 1 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0,397 \cdot \frac{0,350^{0,67} \cdot \sqrt{0,004}}{0,014} = 0,89$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0,6 < 0,89 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

А.2.31 Время протекания воды на участке коллектора рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = \frac{150}{60 \cdot 0,89} = 2,81$$

А.2.32 Поправочный коэффициент к времени течения воды по коллектору рассчитывается по формуле (12) п.8.1.7:

$$\alpha = \frac{12,98 + 7,8}{12,98 + 7,8 + 2,81} = 0,88$$

А.2.33 Коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора рассчитывается по формуле (11) п.8.1.7:

$$m_w = \frac{2 - 1,75 \cdot 0,88}{1 - 0,88} = 3,83$$

Коэффициент $m_w > 3$*; принят* $m_w = 3$

А.2.34 Время протекания воды на участке коллектора с учетом коэффициента m_w рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = 2,81 \cdot 3 = 8,43$$

Участок 2

Расчет сечения трубы коллектора

А.2.35 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 2-го участка коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 12,98 + 7,8 + 8,43 = 29,21$$

А.2.36 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2,23 \cdot 0,75 \cdot 1,96}{6 \cdot 29,21^{0,99}} = 0,074$$

Б.2.37 Время добегания воды от наиболее удаленной точки грунтового водосбора в начало 2-го участка коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 16,9 + 7,8 + 8,43 = 33,13$$

А.2.38 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2,23 \cdot 0,60 \cdot 1,2}{6 \cdot 33,13^{0,99}} = 0,034$$

Общий расчетный расход в сечении коллектора составит $q_т = 0,074 + 0,034 = 0,108$ м^3/с

А.2.39 Диаметр коллектора на втором участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_k = 1,55 \cdot \left(\frac{0,014 \cdot 0,108}{\sqrt{0,004}} \right)^{0,375} = 0,382$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,400 м.

А.2.40 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0,31 \cdot \frac{0,400^{2,666} \cdot 0,004^{0,5}}{0,014} = 0,122$$

А.2.41 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0,108}{0,122} = 0,89$$

А.2.42 Скорость движения воды на 2 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0,397 \cdot \frac{0,400^{0,67} \cdot \sqrt{0,004}}{0,014} = 0,97$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0,6 < 0,97 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

А.2.43 Время протекания воды на участке коллектора рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = \frac{150}{60 \cdot 0,97} = 2,58$$

А.2.44 Поправочный коэффициент к времени течения воды по коллектору рассчитывается по формуле (12) п.8.1.7:

$$\alpha = \frac{12,98 + 7,8}{12,98 + 7,8 + 10,01} = 0,675$$

А.2.45 Коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора рассчитывается по формуле (11) п.8.1.7:

$$m_w = \frac{2 - 1,75 \cdot 0,675}{1 - 0,675} = 2,52$$

Коэффициент $m_w < 3$; *принят* $m_w = 2,26$

А.2.46 Время протекания воды на участке коллектора с учетом коэффициента m_w рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = 2,58 \cdot 2,52 = 6,50$$

Последующие участки коллектора рассчитываются по методике, аналогичной методике расчета второго участка.

А.3 Расчет коллектора водоотводной сети участка ИВПП при сборе воды с покрытий в грунтовые лотки (в кромках покрытий лотки отсутствуют)

А.3.1 Исходные данные:

Район строительства аэродрома	Минская область
Грунты	Супесчаные пылеватые
Покрытие ИВПП	Цементобетонное
Длина участка, м	1200
Поперечный профиль ИВПП	Односкатный
Поперечный уклон, i_c	0,010
Ширина ИВПП, м	60
Продольный уклон на рассчитываемом участке ИВПП, i_l	0,004
Расчетная интенсивность дождя "n"	0,75
Интенсивность 20-минутного дождя "q_{20}"	100
Период повторяемости расчетного дождя "P"	0,5/0,5
Коэф. клим. особ. "m_r" и "γ"	90 и 1,74
Число тальвежных колодцев	11
Ширина решетки тальвежного колодца, B_p, м	0,40
Длина решетки тальвежного колодца, L_p, м	0,80
Площадь всей решетки, A_p, м^2	=0,80*0,40=0,32
Площадь отверстий в решетке, $A_{отв}$, м^2	=0,80*0,04*3=0,10
Длина перепускной трубы, L_n, м	15
Принятый диаметр перепускных труб, d_n, м	0,3
Уклон перепуска от тальвежного колодца, i_n	0,020
Длина склона, м	150
Ширина склона, L_s, м	60
Площадь водосбора на участке (F_1), га	(85*150)*10^{-4}=1,19
Площадь водосбора на участке (F_2), га	2*(85*150)*10^{-4}=2,38
Соотношение продольного и поперечного уклона, $\frac{i_l}{i_c}$	$=\frac{0,004}{0,01}=0,4$
Так, как $\frac{i_l}{i_c}<0,5$ то i_d	0,01
Так, как $\frac{i_l}{i_c}<0,5$ то, L_d м	85
Коэф. шероховатости склона "n_c"	0,014
Коэф. Стока, φ	0,85
Продольный профиль дна лотка	0,008
Ширина лотка, b, м	8
Глубина потока, h_w, м	0,08
Уклон боковых сторон лотка, i_w	0,02
Коэф. шероховатости лотка "n_c"	0,025
Коэф. стока, φ	0,40
Коэф. шероховатости боковой обочины "n_c"	0,05
Интенсивность впитывания	0,20
Длина лотка, L_c, м	150
Продольный профиль труб коллектора	0,004
Длина участка коллектора, м	150
Дополнительный приток к коллектору	0

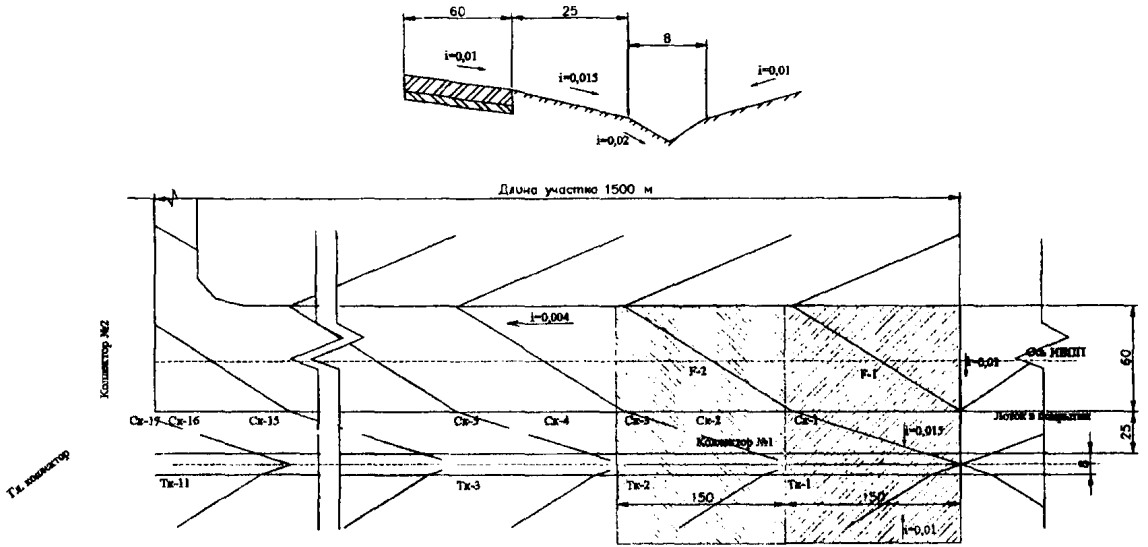

Рисунок А.3 Схема к расчету коллектора водоотводной сети ИВПП с лотками на грунтовой поверхности

А.3.2 Метеорологический параметр дождя (интенсивность одноминутного дождя принятой повторяемости) рассчитывается по формуле (2) п.8.1.2, мм/мин:

$$\Delta = 0{,}006 \cdot 100 \cdot 20^{0{,}75}\left(1+\frac{\lg 0{,}50}{\lg 90}\right)^{1{,}74} = 4{,}24$$

А.3.3 Средневзвешенное значение уклона рассчитывается по формуле (7) п.8.1.4:

$$i = \frac{0{,}01 \cdot 60 + 0{,}015 \cdot 25}{60+25} = 0{,}012$$

А.3.4 Средневзвешенное значение коэффициента стока рассчитывается по формуле (7) п.8.1.4:

$$\varphi = \frac{0{,}85 \cdot 60 + 0{,}40 \cdot 25}{60+25} = 0{,}70$$

А.3.5 Средневзвешенное значение коэффициента шероховатости рассчитывается по формуле (7) п.8.1.4:

$$n_c = \frac{0{,}014 \cdot 60 + 0{,}025 \cdot 25}{60+25} = 0{,}017$$

А.3.6 Площадь потока в лотке треугольного сечения рассчитывается по формуле (28) п.8.3.6, м^2:

$$A_л = \frac{8 \cdot 0{,}08}{2} = 0{,}32$$

А.3.7 Смоченный периметр лотка треугольного сечения рассчитывается по формуле (29) п.8.3.6, м^2:

$$P_л = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{8}{2}\right)^2 + 0{,}08^2} = 8{,}003$$

А.3.8 Гидравлический радиус лотка, м:

$$R_л = \frac{0{,}32}{8{,}0} = 0{,}04$$

А.3.9 Скорость движения воды в конце лотка рассчитывается по формуле (9) п.8.1.5, м/с:

$$v_л = \frac{1}{0{,}025} \cdot (0{,}04)^{0{,}5+0{,}25} \cdot 0{,}008^{0{,}5} = 0{,}32$$

$$y = 4 \cdot 0{,}025^{0{,}75} = 0{,}25$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0{,}5 \cdot \sqrt{0{,}04} = 0{,}1 < 0{,}32 < v_{max} = 0{,}85 \cdot 0{,}4 = 0{,}34 \text{ м/с}$$

А.3.10 Пропускная способность лотка принятых размеров рассчитывается по формуле (18) п.8.3.1, м^3/с:

$$q_л = \frac{0{,}08^2}{0{,}02} \cdot 0{,}32 = 0{,}102$$

Определения расстояния между тальвежными колодцами

А.3.11 Время добегания воды по склону до лотка рассчитывается по формуле (4) п.8.1.4, мин:

$$\tau_в = \left(\frac{2{,}41 \cdot 0{,}017 \cdot 85}{4{,}24^{0{,}72} \cdot 0{,}70^{0{,}72} \cdot 0{,}012^{0{,}5}}\right)^{\frac{1}{1{,}72-0{,}72 \cdot 0{,}75}} = 9{,}72$$

А.3.12 Время добегания воды по лотку до тальвежного колодца рассчитывается по формуле (8) п.8.1.5, мин:

$$\tau_o = \frac{150,0}{60 \cdot 0,32} = 7,8$$

А.3.13 Расчетный расход (с покрытия и обочины) в сечении лотка рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м³/с:

$$q_r = \frac{4,24 \cdot 0,70 \cdot 1,19}{6 \cdot (9,7 + 7,8)^{0,75}} = 0,069$$

А.3.14 Продолжительность стокообразования рассчитывается по формуле (13) п.8.2.1, мин:

$$\tau_{cr} = \left[\frac{(1-0,75) \cdot 4,24}{0,20}\right]^{\frac{1}{0,75}} = 9,2$$

Так, как $t > \tau_{cr}$ *то расход с грунтовой поверхности рассчитывается по формуле (14) п.8.2.3.*

А.3.15 Длина склона участвующего в формировании стока рассчитывается по формуле (16) п.8.2.5, м:

$$L_s = 0,415 \cdot \frac{4,24^{0,72} \cdot 0,15^{0,72} \cdot 0,01^{0,5} \cdot 9,2^{1,72-0,72 \cdot 0,75}}{0,05} = 8,2$$

Площадь водосбора составит $A_w = 8,2 \cdot 150 \cdot 10^{-4} = 0,12$, *га.*

А.3.16 Расчетный расход (с грунта) в сечении лотка рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м³/с:

$$q_r = \frac{4,24 \cdot 0,15 \cdot 0,12}{6 \cdot 9,2^{0,75}} = 0,002$$

А.3.17 Дополнительный расход (с грунта) в сечении лотка рассчитывается по формуле (15) п.8.2.5, м³/с:

$$q_{sw} = 5,56 \cdot 10^{-4} \cdot 4,24 \cdot 8,2 \cdot 0,32 \cdot 9,2^{1-0,75} \cdot 0,69 = 0,007$$

Общий расчетный расход в сечении лотка составит $q_r = 0,069 + 0,002 + 0,007 = 0,078$ м³/с

Расчетный расход в конце лотка q_r= 0,078 меньше предельного q_c=0,102; пропускная способность используется на 76,4%. Увеличение расстояния между тальвежными колодцами для повышения использования пропускной способности лотка допускать нельзя, поскольку принятое расстояние равно максимально допустимому.

РАСЧЕТ КОЛЛЕКТОРА №1

Участок 1

Расчет сечения трубы коллектора

А.3.18 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 1-го участка коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 9,7 + 7,8 + 0,00 = 17,5$$

А.3.19 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м³/с:

$$q_r = \frac{4,24 \cdot 0,70 \cdot 1,19}{6 \cdot 17,5^{0,75}} = 0,069$$

А.3.20 Продолжительность стокообразования рассчитывается по формуле (13) п.8.2.1, мин:

$$\tau_{st} = \left[\frac{(1-0,75) \cdot 4,24}{0,20}\right]^{\frac{1}{0,75}} = 9,2$$

Так, как $t > \tau_{cr}$ *то расход с грунтовой поверхности рассчитывается по формуле (14) п.8.2.3.*

А.3.21 Длина склона участвующего в формировании стока рассчитывается по формуле (16) п.8.2.5, м:

$$L_s = 0,415 \cdot \frac{4,24^{0,72} \cdot 0,15^{0,72} \cdot 0,01^{0,5} \cdot 9,2^{1,72-0,72-0,75}}{0,05} = 8,2$$

Площадь водосбора составит $A_n = 8,2 \cdot 150 \cdot 10^{-4} = 0,12$, *га.*

А.3.22 Расчетный расход (с грунта) в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{4,24 \cdot 0,15 \cdot 0,12}{6 \cdot 9,2^{0,75}} = 0,002$$

А.3.23 Дополнительный расход (с грунта) в сечении коллектора рассчитывается по формуле (15) п.8.2.5, м^3/с:

$$q_{sw} = 5,56 \cdot 10^{-4} \cdot 4,24 \cdot 8,2 \cdot 0,32 \cdot 9,2^{1-0,75} \cdot 0,69 = 0,007$$

Общий расчетный расход в сечении коллектора составит $q_r = 0,069 + 0,002 + 0,007 = 0,078$ м^3/с.

А.3.24 Диаметр коллектора на первом участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_k = 1,55 \cdot \left(\frac{0,014 \cdot 0,078}{\sqrt{0,004}}\right)^{0,375} = 0,338$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,350 м.

А.3.25 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0,31 \cdot \frac{0,350^{2,666} \cdot 0,004^{0,5}}{0,014} = 0,085$$

А.3.26 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0,078}{0,085} = 0,92$$

А.3.27 Скорость движения воды на 1 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0,397 \cdot \frac{0,350^{0,67} \cdot \sqrt{0,004}}{0,014} = 0,89$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0,6 < 0,89 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

А.3.28 Время протекания воды на участке коллектора рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = \frac{150}{60 \cdot 0,89} = 2,81$$

А.3.29 Поправочный коэффициент к времени течения воды по коллектору рассчитывается по формуле (12) п.8.1.7:

$$\alpha = \frac{9,7 + 7,8}{9,7 + 7,8 + 2,81} = 0,86$$

А.3.30 Коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора рассчитывается по формуле (11) п.8.1.7:

$$m_w = \frac{2 \cdot 1,75 \cdot 0,86}{1 - 0,86} = 3,53$$

Коэффициент $m_w > 3$; *принят* $m_w = 3$

А.3.31 Время протекания воды на участке коллектора с учетом коэффициента m_w рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = 2,81 \cdot 3 = 8,43$$

Участок 2

Расчет сечения трубы коллектора

А.3.32 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 2-го участка коллектора рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 9,7 + 7,8 + 8,43 = 25,9$$

А.3.33 Расчетный расход воды в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{4,24 \cdot 0,70 \cdot 2,38}{6 \cdot 25,9^{0,75}} = 0,103$$

А.3.34 Продолжительность стокообразования рассчитывается по формуле (13) п.8.2.1, мин:

$$\tau_{st} = \left[\frac{(1 - 0,75) \cdot 4,24}{0,20}\right]^{\frac{1}{0,75}} = 9,2$$

Так, как $t > \tau_{st}$ *то расход с грунтовой поверхности рассчитывается по формуле (14) п.8.2.3.*

А.3.35 Длина склона участвующего в формировании стока рассчитывается по формуле (16) п.8.2.5, м:

$$L_s = 0,415 \cdot \frac{4,24^{0,72} \cdot 0,15^{0,72} \cdot 0,01^{0,5} \cdot 9,2^{1,72 - 0,72 \cdot 0,75}}{0,05} = 8,2$$

Площадь водосбора составит $A_w = 8,2 \cdot 300 \cdot 10^{-4} = 0,24$, *га.*

А.3.36 Расчетный расход (с грунта) в сечении коллектора рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{4,24 \cdot 0,15 \cdot 0,24}{6 \cdot 9,2^{0,75}} = 0,004$$

А.3.37 Дополнительный расход (с грунта) в сечении коллектора рассчитывается по формуле (15) п.8.2.5, м^3/с:

$$q_{ж} = 5,56 \cdot 10^{-4} \cdot 4,24 \cdot 8,2 \cdot 0,32 \cdot 9,2^{1-0,75} \cdot 0,84 = 0,009$$

Общий расчетный расход в сечении коллектора составит $q_r = 0,103 + 0,004 + 0,009 = 0,116$ м^3/с

А.3.38 Диаметр коллектора на втором участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_k = 1,55 \cdot \left(\frac{0,014 \cdot 0,116}{\sqrt{0,004}} \right)^{0,375} = 0,392$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,400 м.

А.3.39 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0,31 \cdot \frac{0,400^{2,666} \cdot 0,004^{0,5}}{0,014} = 0,122$$

А.3.40 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0,116}{0,122} = 0,95$$

А.3.41 Скорость движения воды на 2 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0,397 \cdot \frac{0,400^{0,67} \cdot \sqrt{0,004}}{0,014} = 0,97$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0,6 < 0,97 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

А.3.42 Время протекания воды на участке коллектора рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = \frac{150}{60 \cdot 0,97} = 2,58$$

А.3.43 Поправочный коэффициент к времени течения воды по коллектору рассчитывается по формуле (12) п.8.1.7:

$$\alpha = \frac{9,7 + 7,8}{9,7 + 7,8 + 11,0} = 0,61$$

А.3.44 Коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора рассчитывается по формуле (11) п.8.1.7:

$$m_w = \frac{2 - 1,75 \cdot 0,61}{1 - 0,61} = 2,39$$

Коэффициент $m_w < 3$; *принят* $m_w = 2,39$

А.3.45 Время протекания воды на участке коллектора с учетом коэффициента m_w рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_k = 2,58 \cdot 2,39 = 6,17$$

Последующие участки коллектора рассчитываются по методике, аналогичной методике расчета второго участка.

А.4 Расчет коллектора водоотводной сети участка ИВПП при сборе воды с покрытий в грунтовые лотки (в кромках покрытий лотки отсутствуют).

Расчет производится на сток талых вод

А.4.1 Исходные данные:

Район строительства аэродрома	Тульская область
Грунты	Легкие суглинки
Покрытие ИВПП	Армобетонное
Длина участка, м	1200
Поперечный профиль ИВПП	Двухскатный
Поперечный уклон, i_c	0,010
Ширина ИВПП, м	60
Продольный уклон на рассчитываемом участке ИВПП, i_l	0,007
Максимальная высота снегового покрова «H_s», м	0,18
Минимальная продолжительность снеготаяния «T_s», сут.	9
Число тальвежных колодцев	11
Ширина решетки тальвежного колодца, B_p, м	0,50
Длина решетки тальвежного колодца, L_p, м	0,90
Площадь всей решетки, A_p, м^2	=0,90*0,50=0,45
Площадь отверстий в решетке, $A_{отв}$, м^2	=0,90*0,05*4=0,18
Длина перепускной трубы, $L_п$, м	10
Принятый диаметр перепускных труб, $d_п$, м	0,200
Уклон перепуска от тальвежного колодца, $i_п$	0,020

ИВПП с лотками на грунтовой поверхности

Длина склона, м	150
Ширина склона, L_s, м	30
Ширина грунтовых обочин, м	20
Поперечный уклон	0,015
Поперечный уклон грунтовой части	0,008
Ширина грунтовой части, м	125
Площадь водосбора на участке (F_1), га	$(50*150+125*150)*10^{-4}$=2,63
Площадь водосбора на участке (F_2), га	$2(50+125)*150*10^{-4}$=5,26
Продольный профиль дна лотка	0,003
Ширина лотка, b, м	8
Глубина потока, h_w, м	0,08
Уклон боковых сторон лотка, i_w	0,02
Коэф. шероховатости лотка "n_c"	0,025
Длина лотка, L_c, м	150
Продольный профиль дна нагорной канавы	0,003
Ширина нагорной канавы по дну, b, м	0,5
Глубина потока, h_w, м	0,90
Уклон боковых сторон нагорной канавы, i_w	0,8
Площадь водосбора для нагорной канавы	100
Коэф. шероховатости нагорной канавы "n_c"	0,02
Продольный профиль труб коллектора	0,006
Длина участка коллектора, м	150

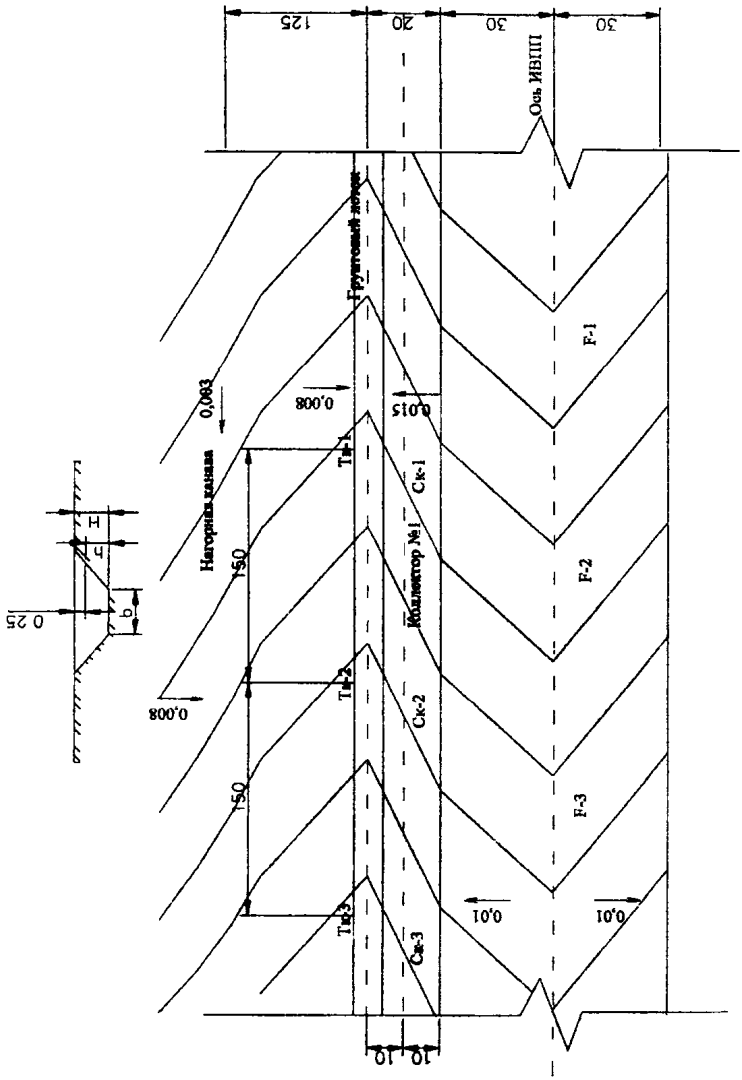

Рисунок А.4 Схема к расчету коллектора водоотводной сети

А.4.2 Площадь потока в лотке треугольного сечения рассчитывается по формуле (28) п.8.3.6, м^2:

$$A_c = \frac{8 \cdot 0,08}{2} = 0,32$$

А.4.3 Смоченный периметр лотка треугольного сечения рассчитывается по формуле (29) п.8.3.6, м^2:

$$P_c = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{8}{2}\right)^2 + 0,08^2} = 8,003$$

А.4.4. Гидравлический радиус лотка, м:

$$R_c = \frac{0,32}{8,0} = 0,04$$

А.4.5 Скорость движения воды в конце лотка рассчитывается по формуле (9) п.8.1.5, м/с:

$$v_c = \frac{1}{0,025} \cdot (0,04)^{0,5+0,25} \cdot 0,003^{0,5} = 0,19$$

$$y = 4 \cdot 0,025^{0,75} = 0,25$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0,5 \cdot \sqrt{0,04} = 0,1 < 0,19 < v_{max} = 0,85 \cdot 0,7 = 0,60 \text{ м/с}$$

А.4.6 Пропускная способность лотка принятых размеров рассчитывается по формуле (18) п.8.3.1, м^3/с:

$$q_c = \frac{0,08^2}{0,02} \cdot 0,19 = 0,061$$

Определения расстояния между тальвежными колодцами

А.4.7 Расчетный расход в сечении лотка рассчитывается по формуле (17) п.8.2.6, м^3/с:

$$q_r = 0,095 \cdot \frac{0,18}{9} \cdot 2,63 = 0,022$$

Расчетный расход в конце лотка q_r= 0,022 меньше предельного q_c=0,061; пропускная способность используется на 36,1%. Увеличение расстояния между тальвежными колодцами для повышения использования пропускной способности лотка допускать нельзя, поскольку принятое расстояние равно максимально допустимому.

РАСЧЕТ КОЛЛЕКТОРА №1

Участок 1

Расчет сечения трубы коллектора

А.4.8 Расчетный расход в сечении коллектора на первом участке рассчитывается по формуле (17) п.8.2.6, м^3/с:

$$q_r = 0,095 \cdot \frac{0,18}{9} \cdot 2,63 = 0,022$$

А.4.9 Диаметр коллектора на первом участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_k = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}022}{\sqrt{0{,}006}} \right)^{0{,}375} = 0{,}195$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,200 м.

А.4.10 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0{,}31 \cdot \frac{0{,}200^{2{,}666} \cdot 0{,}006^{0{,}5}}{0{,}014} = 0{,}023$$

А.4.11 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0{,}022}{0{,}023} = 0{,}96$$

А.4.12 Скорость движения воды на 1 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0{,}397 \cdot \frac{0{,}200^{0{,}67} \cdot \sqrt{0{,}006}}{0{,}014} = 0{,}75$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0{,}6 < 0{,}75 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

Участок 2

Расчет сечения трубы коллектора

А.4.13 Расчетный расход в сечении коллектора на втором участке рассчитывается по формуле (17) п.8.2.6, м^3/с:

$$q_r = 0{,}095 \cdot \frac{0{,}18}{9} \cdot 5{,}26 = 0{,}044$$

А.4.14 Диаметр коллектора на втором участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_k = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}044}{\sqrt{0{,}006}} \right)^{0{,}375} = 0{,}249$$

Диаметр по сортаменту d_k=0,250 м.

А.4.15 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0{,}31 \cdot \frac{0{,}250^{2{,}666} \cdot 0{,}006^{0{,}5}}{0{,}014} = 0{,}045$$

А.4.16 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0{,}044}{0{,}045} = 0{,}98$$

А.4.17 Скорость движения воды на 2 участке для коллектора, м/с:

$$v_k = 0{,}397 \cdot \frac{0{,}250^{0{,}67} \cdot \sqrt{0{,}006}}{0{,}014} = 0{,}87$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0{,}6 < 0{,}87 < v_{max} = 5 \text{ м/с}$$

Последующие участки коллектора рассчитываются по методике, аналогичной методике расчета второго участка.

А.4.18 Расчетный расход в сечении нагорной канавы рассчитывается по формуле (17)

п.8.2.6, м³/с:

$$q_r = 0,095 \cdot \frac{0,18}{9} \cdot 100 = 0,19$$

А.4.19 Площадь потока в нагорной канаве трапецеидального сечения рассчитывается по формуле (28) п.8.3.6, м²:

$$A_a = 0,5 \cdot 0,65 + \frac{0,65^2}{0,8} = 0,85$$

А.4.20 Смоченный периметр лотка треугольного сечения рассчитывается по формуле (29) п.8.3.6, м²:

$$P_a = 0,5 + \frac{2 \cdot 0,65}{0,8} \cdot \sqrt{1 + 0,8^2} = 2,58$$

А.4.21 Гидравлический радиус лотка, м:

$$R_a = \frac{0,85}{2,58} = 0,33$$

А.4.22 Скорость движения воды в конце лотка рассчитывается по формуле (9) п.8.1.5, м/с:

$$v_a = \frac{1}{0,02} \cdot (0,33)^{0,5+0,21} \cdot 0,003^{0,5} = 1,25$$

$$y = 4 \cdot 0,02^{0,75} = 0,21$$

Вычисленная величина скорости находится в допустимых пределах

$$v_{min} = 0,5 \cdot \sqrt{0,33} = 0,28 < 1,25 < v_{max} = 2,0 \text{ м/с}$$

А.4.23 Пропускная способность нагорной канавы принятых размеров рассчитывается по формуле (27) п.8.3.6, м³/с:

$$q_c = 0,85 \cdot \frac{0,003^{0,5}}{0,02} \cdot 0,33^{0,5+0,21} = 1,06$$

Расчетный расход в нагорной канаве q_r= 0,19 меньше предельного q_c=1,06; пропускная способность используется на 17,8%.

А.5 Расчет сечения трубы осушителей и собирателей водоотводной сети при стоке дождевых вод

А.5.1 Исходные данные:

Район строительства аэродрома	Тульская область
Грунты	Суглинки
Покрытие ИВПП	Цементобетонное
Поперечный профиль ИВПП	Односкатный
Поперечный уклон, i_c	0,010
Продольный уклон на рассчитываемом участке ИВПП, i_l	0,005
Расчетная интенсивность дождя "n"	0,59
Интенсивность 20-минутного дождя "q_{20}"	80
Период повторяемости расчетного дождя "P"	0,5/0,50
Коэф. клим. особ. "m_r" и "γ"	150 и 1,54
Число дождеприемных колодцев	11
Ширина решетки дождеприемного колодца, B_p, м	0,40
Длина решетки дождеприемного колодца, L_p, м	0,80
Площадь всей решетки, A_p, м^2	=0,80*0,40=0,32
Площадь отверстий в решетке, $A_{отв}$, м^2	=0,80*0,04*3=0,10
Длина перепускной трубы, $L_п$, м	10
Принятый диаметр перепускных труб, $d_п$, м	0,2
Уклон перепуска от дождеприемного колодца, $i_п$	0,020
Длина склона, м	30
Ширина склона, $L_в$, м	20
Площадь водосбора на участке (F_1), га	$(30*20)*10^{-4}$=0,06
Площадь водосбора на участке (F_2), га	$2*(60*20)*10^{-4}$=0,12
Коэф. шероховатости склона "n_c"	0,05
Коэф. Стока, φ	0,25
Продольный профиль осушителей	0,003
Длина осушителей, м	30
Продольный профиль собирателей	0,003
Длина собирателей, м	20

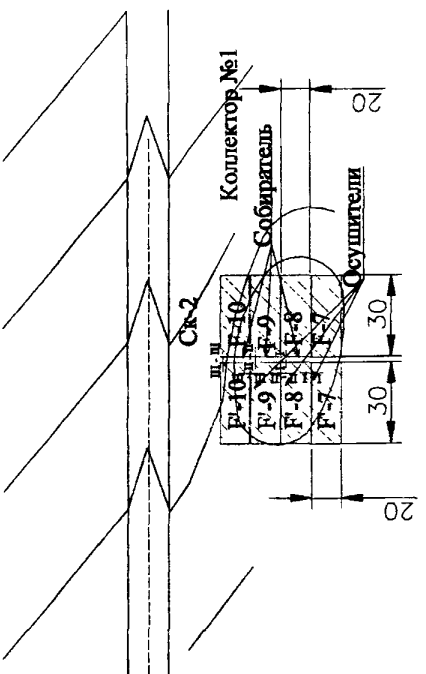

Рисунок А.5 Схема к расчету осушителей и собирателей

А.5.2 Метеорологический параметр дождя (интенсивность одноминутного дождя принятой повторяемости) рассчитывается по формуле (2) п.8.1.2, мм/мин:

$$\Delta = 0{,}006 \cdot 80 \cdot 20^{0{,}39}\left(1+\frac{\lg 0{,}50}{\lg 150}\right)^{1{,}54} = 2{,}23$$

Расчет сечения трубы осушителя

А.5.3 Время добегания воды по склону до расчетного сечения осушителя рассчитывается по формуле (4) п.8.1.4, мин:

$$\tau_s = \left(\frac{2{,}41 \cdot 0{,}05 \cdot 20}{2{,}23^{0{,}72} \cdot 0{,}25^{0{,}72} \cdot 0{,}01^{0{,}5}}\right)^{\frac{1}{1{,}72-0{,}72 \cdot 0{,}39}} = 16{,}1$$

А.5.4 Время добегания воды по осушителю до расчетного сечения рассчитывается по формуле (8) п.8.1.5, мин:

$$\tau_o = \frac{30{,}0}{60 \cdot 0{,}4} = 1{,}3$$

А.5.5 Расчетный расход в сечении 1-го осушителя рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}06}{6 \cdot (16{,}1 + 1{,}3)^{0{,}39}} = 0{,}001$$

А.5.6 Диаметр осушителя на первом участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_o = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}001}{\sqrt{0{,}003}}\right)^{0{,}375} = 0{,}069$$

Диаметр по сортаменту d_o=0,100 м.

А.5.7 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_n = 0{,}31 \cdot \frac{0{,}100^{2{,}666} \cdot 0{,}003^{0{,}5}}{0{,}014} = 0{,}003$$

А.5.8 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0{,}001}{0{,}003} = 0{,}33$$

А.5.9 Скорость движения воды на 1 участке для осушителя, м/с:

$$v_o = 0{,}397 \cdot \frac{0{,}100^{0{,}67} \cdot \sqrt{0{,}003}}{0{,}014} = 0{,}33$$

Расчет сечения трубы собирателя

А.5.10 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 1-го участка собирателя рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 16{,}1 + 1{,}3 + 0 = 17{,}4$$

А.5.11 Расчетный расход воды в сечении собирателя рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}12}{6 \cdot (16{,}1 + 1{,}3)^{0{,}39}} = 0{,}002$$

А.5.12 Диаметр собирателя на первом участке рассчитывается по формуле (25)

п.8.3.4, м:

$$d_o = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}002}{\sqrt{0{,}003}} \right)^{0{,}375} = 0{,}090$$

Диаметр по сортаменту d_o=0,100 м.

А.5.13 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м^3/с:

$$q_{\text{п}} = 0{,}31 \cdot \frac{0{,}100^{2{,}666} \cdot 0{,}003^{0{,}5}}{0{,}014} = 0{,}003$$

А.5.14 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0{,}002}{0{,}003} = 0{,}67$$

А.5.15 Скорость движения воды на 1 участке для собирателя, м/с:

$$v_c = 0{,}397 \cdot \frac{0{,}100^{0{,}67} \cdot \sqrt{0{,}003}}{0{,}014} = 0{,}33$$

А.5.16 Время протекания воды на участке собирателя рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_c = \frac{20}{60 \cdot 0{,}33} = 1{,}0$$

Расчет сечения трубы осушителя

А.5.17 Время добегания воды по склону до расчетного сечения осушителя рассчитывается по формуле (4) п.8.1.4, мин:

$$\tau_s = \left(\frac{2{,}41 \cdot 0{,}05 \cdot 20}{2{,}23^{0{,}72} \cdot 0{,}25^{0{,}72} \cdot 0{,}01^{0{,}5}} \right)^{\frac{1}{1{,}72-0{,}72 \cdot 0{,}59}} = 16{,}1$$

А.5.18 Время добегания воды по осушителю до расчетного сечения рассчитывается по формуле (8) п.8.1.5, мин:

$$\tau_o = \frac{30{,}0}{60 \cdot 0{,}4} = 1{,}3$$

А.5.19 Расчетный расход в сечении 2-го осушителя рассчитывается по формуле (1) п.8.1.1, м^3/с:

$$q_r = \frac{2{,}23 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}12}{6 \cdot (16{,}1 + 1{,}3)^{0{,}59}} = 0{,}002$$

А.5.20 Диаметр осушителя на втором участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_o = 1{,}55 \cdot \left(\frac{0{,}014 \cdot 0{,}007}{\sqrt{0{,}003}} \right)^{0{,}375} = 0{,}090$$

Диаметр по сортаменту d_o=0,100 м.

Расчет сечения трубы собирателя

А.5.21 Время добегания воды от наиболее удаленной точки водосбора в начало 2-го участка собирателя рассчитывается по формуле (3) п.8.1.3, мин:

$$t_r = 16{,}1 + 1{,}3 + 1{,}0 = 18{,}4$$

А.5.22 Расчетный расход воды в сечении собирателя рассчитывается по формуле (1)

п.8.1.1, м³/с:

$$q_r = \frac{2,23 \cdot 0,25 \cdot 0,36}{6 \cdot 18,4^{0,59}} = 0,006$$

А.5.23 Диаметр собирателя на втором участке рассчитывается по формуле (25) п.8.3.4, м:

$$d_c = 1,55 \cdot \left(\frac{0,014 \cdot 0,006}{\sqrt{0,003}} \right)^{0,375} = 0,136$$

Диаметр по сортаменту d_c=0,150 м.

А.5.24 Расход воды в трубе при полном ее наполнении, м³/с:

$$q_п = 0,31 \cdot \frac{0,150^{2,666} \cdot 0,003^{0,5}}{0,014} = 0,008$$

А.5.25 Отношение фактического расхода воды в трубе к расходу при полном заполнении трубы:

$$= \frac{0,006}{0,008} = 0,75$$

А.5.26 Скорость движения воды на 2 участке для собирателя, м/с:

$$v_c = 0,397 \cdot \frac{0,150^{0,67} \cdot \sqrt{0,003}}{0,014} = 0,44$$

А.5.27 Время протекания воды на участке собирателя рассчитывается по формуле (10) п.8.1.6, мин:

$$\tau_c = \frac{20}{60 \cdot 0,44} = 0,8$$

Последующие участки коллектора рассчитываются по методике, аналогичной методике расчета второго участка.

А.6 Расчет дренажа для понижения уровня грунтовых вод под ИВПП (систематический дренаж)

А.6.1 Исходные данные:

Район строительства аэродрома	Тульская область
Грунты	Пески мелкозернистые
Покрытие ИВПП	Цементобетонное
Ширина ИВПП, м	42
Поперечный профиль ИВПП	Двухскатный
Поперечный уклон, i_c	0,010
Продольный уклон на рассчитываемом участке ИВПП, i_l	0,005
Водоносный горизонт располагается на глубине, м	От 0,6 до 4,0
Водоупор	Суглинки
Глубина водоупора, м	От 2,5 до 12,2
Среднегодовое количество осадков, мм	700
Коэффициент фильтрации, $K_ф$, м/сут	1,00
Длина дрен, м	100
Диаметр труб, мм	100
Удаление труб дрен от кромки покрытия, м	3
Уклон дрен	0,010

Расчет систематического дренажа совершенного типа

А.6.2 Расстояние между дренами рассчитывается по формуле, м:

$$2 \cdot a = 42 + 2 \cdot 3 = 48$$

А.6.3 Максимальная высота понижения уровня грунтовых вод рассчитывается по формуле, м:

$$H_{max} = 2{,}5 - 0{,}6 = 1{,}9$$

А.6.4 Фактическая максимальная высота понижения уровня грунтовых вод рассчитывается по формуле (31) п.8.4.3, м:

$$H_{max} = \frac{48}{2 \cdot \sqrt{\frac{1{,}0}{0{,}0054}}} = 0{,}7$$

Фактическая максимальная глубина понижения уровня грунтовых меньше допустимой максимальной глубины понижения грунтовых вод. Следовательно, принятое расстояние 2а=48 м вполне допустимо.

А.6.5 Расчетный приток воды в дрену рассчитывается по формуле (35) п.8.4.6 $м^3$/сут:

$$q_c = 48 \cdot 0{,}0054 \cdot 100 = 26$$

При $d_д$=100 мм, уклоне 0,010, наполнении $к=0{,}5d_д$ и скорости 0,62 м/с, пропускная способность Q_0=209 $м^3$/сут (по таблицам для гидравлического расчета канализационных сетей)

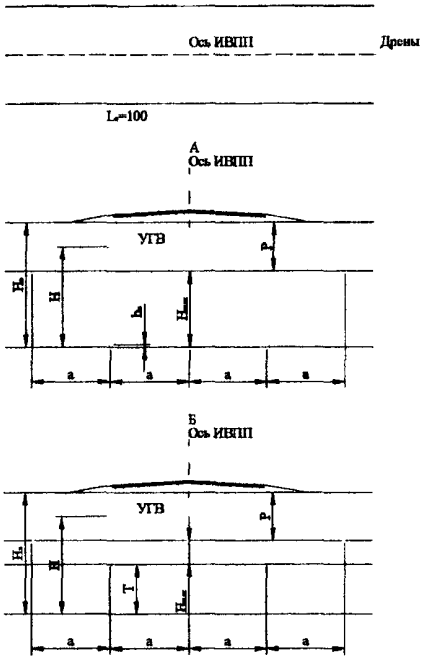

Рисунок А.6 Схема к расчету глубинного дренажа: А – совершенного типа;
Б – несовершенного типа; В – план расположения дрен

Пропускная способность находится в допустимых пределахq_0=209 м^3/сут>q_c=26 м^3/сут

Расчет систематического дренажа несовершенного типа

А.6.6 Максимальная высота понижения уровня грунтовых вод рассчитывается по формуле, м:

$$h_{max} = 12{,}2 - 0{,}6 - 10{,}5 = 0{,}4$$

А.6.7 Значение B_1 рассчитывается по формуле:

$$B_1 = 2{,}94 \cdot \lg \frac{1}{\sin \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5}{10{,}5}} = 2{,}45$$

А.6.8 Расстояние между дренами рассчитывается по формуле, м:

$$L_c = 10{,}5 \left[\sqrt{\frac{8 \cdot 1 \cdot 0{,}4}{0{,}0054 \cdot 10{,}5} \cdot \left(1 + \frac{0{,}4}{2 \cdot 10{,}5}\right) + 2{,}5^2} - 2{,}5 \right] = 58$$

Следовательно, при ширине $B_{изм}$ = 42 м глубинные дрены можно устраивать от кромок покрытия на расстоянии 0,5(58-42)=8 м и менее.

А.6.9 Расчетный приток воды в дрену рассчитывается по формуле (35) п.8.4.6 м^3/сут:

$$q_c = 58 \cdot 0{,}0054 \cdot 100 = 31{,}4$$

При $d_д$=100 мм, уклоне 0,010, наполнении к=0,5$d_д$ и скорости 0,62 м/с, пропускная способность Q_0=209 м^3/сут (по таблицам для гидравлического расчета канализационных сетей)

Пропускная способность находится в допустимых пределахq_0=209 м^3/сут>q_c=31,4 м^3/сут

Приложение Б

(справочное)

ПРИМЕРЫ ПРОЧНОСТНОГО РАСЧЕТА

Б.1 Расчет прочности трубы

Б.1.1 Исходные данные:

Район строительства аэродрома	Тульская область
Грунты	Супесь пылеватая
Объемный вес грунта,γ, т/м^3,	1,8
Труба коллектора бетонная, $Д_{вн}$, мм,	400
Наружный диаметр трубы, $Д_н=Д_{вн}+2\delta$, мм	400+2 80=560
Основание под трубы	Сборные бетонные блоки
Объемный вес бетона,$\gamma_б$, т/м^3,	2,3
Нормативная прочность по растяжению при изгибе, кг/см^2	45
Высота засыпки над верхом трубы, Н, м,	1,9
Расчетная ширина траншеи, $В_т$, м	1,12
Давление воздуха в пневматиках, q, кг/см^2,	9,0
Нагрузка от главной четырехколесной опоры, $Р_{оп}$, т,	38,0
Ширина колеи опорной тележки шасси, $В_к$, м,	0,67
База тележки, $А_к$, м,	1,15
Коэффициент динамичности, $К_{дн}$,	0,92

Б.1.2 Нагрузка на колесо рассчитывается по формуле, т:

$$P_к = \frac{38}{4} = 9{,}5$$

Б.1.3 Коэффициент вертикальной нагрузки от грунта рассчитывается по формуле (42) п. 10.7, м:

$$\kappa_T = \frac{1 - e^{-2 \cdot 0{,}166 \cdot 1{,}9/1{,}12}}{2 \cdot 0{,}166} \cdot \frac{1{,}12}{1{,}9} = 0{,}76$$

Б.1.4 Постоянная погонная нагрузка на трубу от веса засыпки рассчитывается по формуле (41) п. 10.7, т/пог. м:

$$Q_{гр} = 0{,}76 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}12 \cdot 1{,}9 = 2{,}91$$

Б.1.5 Постоянная погонная нагрузка от собственного веса трубы рассчитывается по формуле (43) п. 10.8, т/пог. м:

$$Q_т = 1{,}6 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}08 \cdot 2{,}3 = 0{,}22$$

Б.1.6 Наибольший размер отпечатка авиашины рассчитывается по формуле (46) п. 10.11, см:

$$b=\sqrt{\frac{2\cdot 9500}{9}}=46$$

Б.1.7 Временная нагрузка на трубу от колес самолета рассчитывается по формуле (44) п.10.10, т/пог. м:

$$Q_в = 0,92 \cdot 1,60 = 1,47$$

Б.1.8 Объем эпюры вертикальных удельных давлений от колес самолета рассчитывается по формуле, т/пог. м:

Давление в точке №1 от четырех колес (смотри рисунок В.1) рассчитывается по формуле(44) п. 10.10, т/м^2:

$$\sigma_1 = \frac{9,5}{1,9^2}\cdot(0,478 + 0,355 + 0,176 + 0,221) = 3,28$$

Давление в точке №2 от четырех колес (смотри рисунок В.2) рассчитывается по формуле(44) п. 10.10, т/м^2:

$$\sigma_2 = \frac{9,5}{1,9^2}\cdot(0,465 + 0,407 + 0,196 + 0,226) = 3,38$$

$$\Omega = \frac{1\cdot 0,56}{9}\cdot\left[2\cdot 9,65 + \frac{17,76}{2}\right] = 1,60$$

Б.1.9 Расчетная нагрузка на трубу рассчитывается по формуле (47) п. 10.12 т/пог. м:

$$Q_р = 2,91 + 0,22 + 1,47 = 4,6$$

Б.1.10 Коэффициент запаса прочности при принятом сечении трубы рассчитывается по формуле:

$$K_{зап} = \frac{45\cdot 2,5\cdot 100\cdot 8^2}{0,318\cdot 4600\cdot 25\cdot 6} = 3,42 > K_н = 3,3$$

Прочность типовой трубы достаточна

Рисунок Б.1 Расчет нагрузки на трубу от колес самолета:

а) – схема расположения колес главной опоры самолета относительно трубы;

б) – схема эпюры давления по сечениям IV-IV и I-I

Таблица Б.1

Номер точки	Расстояние r (см) от рассматриваемой точки до центра отпечатка колеса №				Коэффициент K_i от нагрузки колеса №				$\sum_{i=1}^{i=n} K_i$	Вертикальное давление, σ_i, т/м^2
	1	2	3	4	1	2	3	4		
1	0,0	67,0	133	115	0,478	0,355	0,176	0,221	1,230	3,25
2	18,7	48,0	126	116	0,465	0,407	0,196	0,216	1,284	3,38
3	18,5	85,7	136	120	0,468	0,301	0,168	0,207	1,144	3,02
4	50,0	83,6	178	165	0,405	0,307	0,098	0,117	0,922	2,42
5	53,5	70,0	172	166	0,395	0,346	0,160	0,117	0,964	2,54
6	53,5	98,6	186	166	0,395	0,262	0,089	0,117	0,863	2,26
7	50,0	83,6	93,5	65	0,405	0,307	0,278	0,360	1,350	3,54
8	53,5	70,0	82	68	0,395	0,346	0,310	0,352	1,403	3,70
9	53,5	98,6	108	68	0,395	0,262	0,262	0,352	1,245	3,30

Б.2 Расчет прочности крышки дождеприемного и смотрового колодца

Б.2.1 Исходные данные:

Давление воздуха в пневматиках, q, кг/см^2,	8,5
Ширина отпечатка колеса, см,	27
Длина отпечатка, см,	44
Дождеприемный колодец рисунок 8	
Расчетный пролет решетки, см,	36
Расстояние между ребрами, см,	4
Толщина ребер, см,	1,5
Смотровой колодец рисунок 9	
Длина железобетонных балочек, см,	86
Ширина железобетонных балочек, см,	20
Толщина железобетонных балочек, см,	18
Расчетный пролет решетки, см,	78

Б.2.2 Расчетный изгибающий момент в ребре дождеприемного колодца рассчитывается по формуле, кгсм:

$$M=\frac{(4+15)\cdot 8{,}5\cdot 36^2}{8}=7560$$

Б.2.3 Опорные реакции для ребер смотрового колодца рассчитываются по формуле, кг:

$$R_а = R_б = \frac{8{,}5 \cdot 20 \cdot 44}{2} = 3740$$

Б.2.4 Расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра смотрового колодца рассчитывается по формуле, кгсм:

$$M=3740\cdot\frac{78}{2}-\frac{20\cdot 8{,}5\cdot 44^2}{2\cdot 4}=6300$$

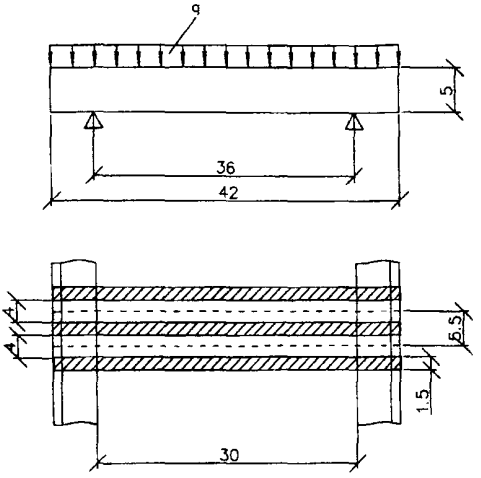

Рисунок Б.2 Расчет металлической решетки дождеприемного колодца.

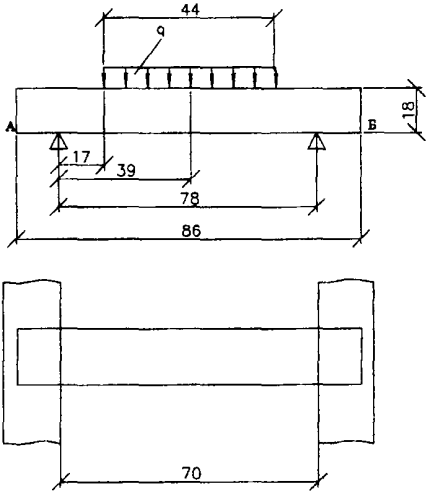

Рисунок Б.3 Расчет балочек крышки смотрового колодца

Б.3 Расчет прочности стенки смотрового колодца

Б.3.1 Исходные данные:

Расчетная нагрузка на одно колесную опору, т,	25
Ширина отпечатка колеса, см,	39
Длина отпечатка, см,	64
Смотровой колодец прямоугольный	
Длина, м,	1
Ширина, м,	1
Смотровой колодец круглый	
Диаметр, м,	1
Коэффициент динамичности	1,1
Коэффициент Пуассона, μ,	0,45
Расчетные точки по вертикали, см,	
Z_1	0
Z_2	10
Z_3	20
Z_4	30
Z_5	40
Z_6	50

Б.3.2 Эквивалентная сила рассчитывается по формуле:, кг:

$$P_i = \frac{1,1 \cdot 2500}{8} = 3420$$

Б.3.3 Радиус-вектор рассматриваемой точки рассчитываются по формуле (70) п.10.34., для каждой в отдельности точки:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

$$r_2 = \sqrt{8^2 + 24^2 + 10^2} = 27,2$$

Б.3.4 Коэффициент K_1 рассчитываются по формуле (70) п.10.34., для каждой в отдельности точки:

$$K_1 = \frac{3 \cdot z^2}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\frac{x^2}{r^5 \cdot z} - \frac{1 - 2 \cdot \mu}{3 \cdot z^2} \cdot \left(\frac{1}{r \cdot (r + z)} - \frac{x^2 \cdot (2 \cdot r + z)}{r^3 \cdot (r + z)^2} - \frac{z}{r^3} \right) \right]$$

$$K_2 = \frac{3 \cdot 10^2}{2 \cdot 3,14} \left[\frac{8^2}{27,2^5 \cdot 10} - \frac{1 - 2 \cdot 0,45}{3 \cdot 10^2} \cdot \left(\frac{1}{27,2 \cdot (27,2 + 10)} - \frac{8^2 \cdot (2 \cdot 27,2 + 10)}{27,2^3 \cdot (27,2 + 10)^2} - \frac{10}{27,2^3} \right) \right] = 0,002$$

Б.3.5 Горизонтальные напряжения рассчитывается по формуле (68) п.10.34., т/м^2:

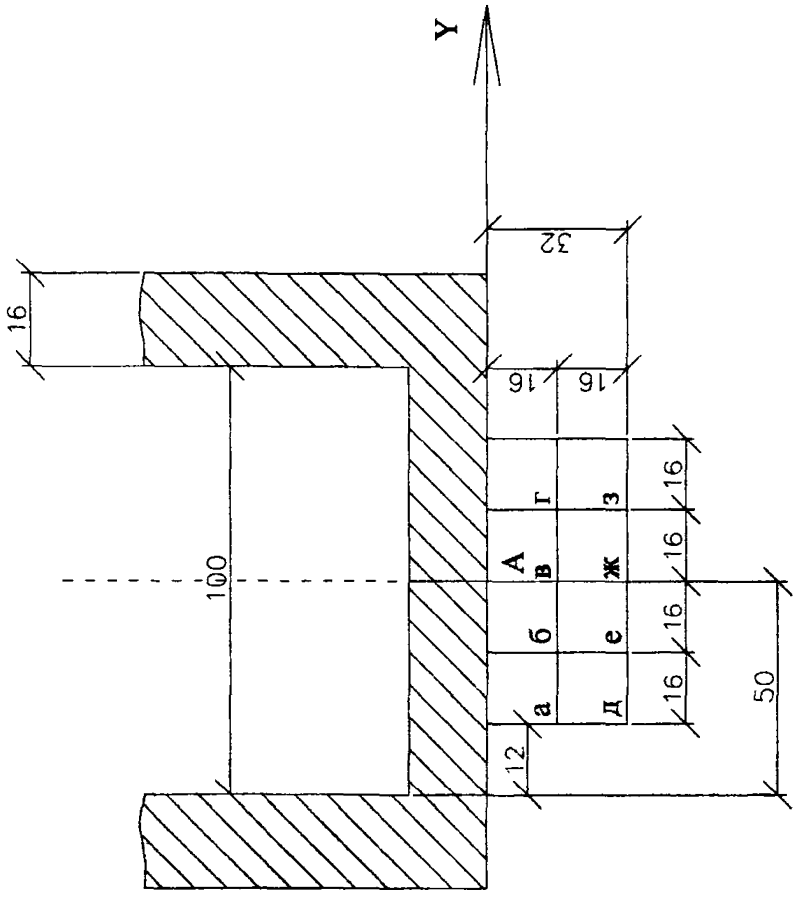

Рисунок Б.4 Расчет стенок смотрового колодца.

$$z=10\text{см}, \sigma_2=\frac{3740}{10^2}\cdot 2\cdot 0{,}130=97;$$

$$z=20\text{см}, \sigma_3=\frac{3740}{20^2}\cdot 2\cdot 0{,}268=50;$$

$$z=30\text{см}, \sigma_4=\frac{3740}{30^2}\cdot 2\cdot 0{,}304=25;$$

$$z=40\text{см}, \sigma_5=\frac{3740}{40^2}\cdot 2\cdot 0{,}268=15;$$

$$z=50\text{см}, \sigma_6=\frac{3740}{50^2}\cdot 2\cdot 0{,}130=7{,}3$$

Б.3.6 Равномерно распределенное давление рассчитывается по формуле, т/м:

$$q=0{,}05\cdot(2{,}97+2{,}50+2{,}25+2{,}15+7{,}3)=19$$

Б.3.7 Усилия в верхней части прямоугольного колодца рассчитывается по формуле (71) п.10.35., тм:

$$\text{при} L=1{,}05;$$

$$M_{ж}=\frac{19\cdot 1{,}05^2}{12}\cdot\frac{1}{1+1}=9{,}86$$

$$M_{тр}=\frac{19\cdot 1{,}05^2}{24}\cdot\frac{1+3}{1+1}=1{,}72$$

Б.3.8 Усилия в верхней части круглого колодца рассчитывается по формуле (72) п.10.35, тм:

$$\text{приг}=0{,}58;$$

$$M=\frac{19\cdot 0{,}58^2}{4}=1{,}8$$

Таблица Б 2

№ силы	X	Y	$\frac{X}{Y}$	Точка 1 Z=0 см		Точка 2 Z=10 см		Точка 3 Z=20 см		Точка 4 Z=30 см		Точка 5 Z=40 см		Точка 6 Z=50 см	
				$\frac{X}{Z}$	K_x	$\frac{X}{Z}$	K_x	$\frac{X}{Z}$	K_x	$\frac{X}{Z}$	K_x	$\frac{X}{Z}$	K_x	$\frac{X}{Z}$	K_x
а, б	8	24	3	0	0	0,8	0,002	0,4	0,007	0,267	0,009	0,20	0,008	0,16	0,006
б, в	8	8	1	0	0	0,8	0,039	0,4	0,039	0,267	0,025	0,20	0,016	0,16	0,010
д, з	24	24	1	0	0	2,4	0,005	1,2	0,024	0,8	0,039	0,60	0,045	0,48	0,043
е, ж	24	8	0,33	0	0	2,4	0,019	1,2	0,064	0,8	0,079	0,60	0,074	0,48	0,043
				$2\cdot\sum K_x=0$		$2\cdot\sum K_x=0{,}130$		$2\cdot\sum K_x=0{,}268$		$2\cdot\sum K_x=0{,}304$		$2\cdot\sum K_x=0{,}286$		$2\cdot\sum K_x=0{,}244$	

gost.e-ecolog.ru

к печати 20.04.06

Объем п.л. 7,5

Формат 60х84/16

Заказ № 9/06