

**Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Волгоградский государственный технический университет**

ИНЖЕНЕРНАЯ ПОДГОТОВКА ТЕРРИТОРИЙ

**Методические указания
к выполнению расчетно-графической работы
по теме «Проект организации поверхностного стока
с городской территории и отвода ливневых вод»
и решению комплексной задачи по теме
«Защита городских территорий от подтопления и затопления»**

Сост. О. А. Растяпина, Н. В. Коростелева

Волгоград. ВолгГТУ. 2018

**© Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение
высшего образования
«Волгоградский государственный
технический университет», 2018**

Инженерная подготовка территорий [Электронный ресурс] : методические указания к выполнению расчетно-графической работы по теме «Проект организации поверхностного стока с городской территории и отвода ливневых вод» и решению комплексной задачи по теме «Защита городских территорий от подтопления и затопления» / сост. О. А. Растяпина, Н. В. Коростелева; М-во науки и высшего образования Рос. Федерации, Волгогр. гос. технич. ун-т. — Электронные текстовые и графические данные (0,84 Мбайт). — Волгоград : ВолГТУ, 2018. — Учебное электронное издание сетевого распространения. — Систем. требования: PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0. Официальный сайт Волгоградского государственного технического университета. Режим доступа: <http://www.vgasu.ru/publishing/on-line/> — Загл. с титул. экрана.

Изложена методика и последовательность выполнения схемы организации рельефа городской территории и проектирования главного ливневого коллектора бассейна стока для выполнения работы по теме «Проект организации поверхностного стока с городской территории и отвода ливневых вод». Представлены методики расчета головного и систематического дренажа, а также основы расчета дамбы обвалования с целью защиты территории от подтопления и затопления. Приводятся основные нормативные и расчетные показатели.

Для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство», профилю подготовки «Городское строительство и хозяйство» дневной и заочной формы обучения.

ВВЕДЕНИЕ

Основное содержание методических указаний составляет комплекс сведений по инженерной подготовке территорий, направленных на их пригодность для градостроительства и защиту от неблагоприятных природных явлений.

Целью выполнения практических заданий является подготовка будущих специалистов для практической деятельности, связанной с умением правильного выбора территорий и методов их освоения, оптимального сочетания инженерных мероприятий с учётом планировочной структуры городской застройки и их влияния на природные процессы

Задачи дисциплины:

- получение комплекса основополагающих знаний в области инженерной подготовки территорий в целях эффективного их использования;
- развитие профессиональных навыков и творческого подхода в проектировании инженерных мероприятий подготовки территорий в градостроительном проектировании на различных проектных стадиях с учётом градостроительных требований и охраны окружающей среды.

1. РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКАЯ РАБОТА «ПРОЕКТ ОРГАНИЗАЦИИ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА С ГОРОДСКОЙ ТЕРРИТОРИИ И ОТВОДА ЛИВНЕВЫХ ВОД»

Отвод поверхностных вод в городах является важнейшим элементом инженерного благоустройства территорий. Устройство городских водостоков создает благоприятные условия для эксплуатации улиц, кварталов, парков, а также наземных и подземных сооружений.

Водоотводная система в комплексе мероприятий инженерной подготовки должна проектироваться в сочетании с вертикальной планировкой, которая решает задачи обеспечения концентрации стока дождевых и талых вод к водосточной сети, планировку улиц и кварталов в соответствии с требованиями удобства и безопасности движения транспорта и пешеходов.

1.1. Задание к работе

Для выполнения расчетно-графической работы студенту в соответствии с заданным вариантом выдается:

- 1) генеральный план города с топогеодезической подосновой местности;
- 2) название данного города (условно для определения географического района и принятия климатических характеристик).

На основании полученных данных разрабатывается проект водосточной сети города, включающий:

- 1) план бассейна с указанием направления стока по всем улицам проектируемой сети, расчетных участков и точек размещения дождеприемных, смотровых и иных колодцев;
- 2) продольные профили коллекторов и сточных веток;
- 3) конструктивные чертежи элементов и сооружений водосточной сети;
- 4) расчетно-пояснительную записку, включающую гидрологический и гидравлический расчеты сети.

1.2. Составление схемы вертикальной планировки города

Схему вертикальной планировки разрабатывают на материалах геодезической подосновы и генерального плана города или крупного жилого района. На этой стадии проектирования вертикальной планировки определяются необходимые, наиболее целесообразные решения по общему высотному расположению всех элементов города, включая микрорайоны, по организации поверхностного стока и по прокладке городских улиц и дорог.

При разработке схемы вертикальной планировки определяют отметки существующего рельефа (черные отметки) с топографического плана на перекрестках улиц и в местах перелома продольного профиля. Черные отметки находят интерполяцией между существующими горизонталями. Расстояние

между точками принимают по плану в соответствии с масштабом. Затем между перекрёстками проверяют соответствие продольного уклона улицы допустимым минимальному и максимальному уклонам и определяют проектный продольный уклон.

Крутизна склонов характеризуется уклоном поверхности (i) между двумя точками, т.е. отношение разницы отметок этих точек (Δh) к горизонтальному расстоянию между ними (L):

$$i = \Delta h / L. \quad (1)$$

Уклон местности i выражают в десятичных долях, процентах или промилях, например, 0,005; 0,5% или 5‰.

Наибольший продольный уклон для городских улиц и дорог в зависимости от их категории принимается от 5 ‰ до 80 ‰.

Наименьший продольный уклон по лоткам проезжей части для организации нормального водоотвода с асфальтированных и цементно-бетонных покрытий принимают не менее 4‰, а остальных покрытий – не менее 5‰.

Уклон территории довольно часто не соответствует допустимым условиям. В таких случаях допустимые продольные уклоны улиц создают срезкой грунта на одних участках и подсыпкой на других.

Разница между проектной отметкой и отметкой существующего рельефа дает рабочую отметку. Красные (проектные) отметки назначаются таким образом, чтобы рабочие отметки по возможности не превышали 0,5 м. большие срезы и насыпи по улицам значительно увеличивают объемы земляных работ на прилегающих к ним городских территориях.

При проектировании схемы вертикальной планировки необходимо учитывать высотное положение территорий микрорайонов в целях обеспечения самотечного стока поверхностных вод в лотки улиц. Вертикальную планировку перекрестков необходимо проектировать таким образом, чтобы как минимум по одной улице продольный уклон имел направление от перекрестка.

На схеме вертикальной планировки на перекрестках, в местах пересечения проезжих частей улиц и в точках изменения уклона наносят существующие (черные) и проектные (красные) отметки; стрелкой показывают направление продольного уклона улицы от более высокой отметки к пониженным, над стрелкой отмечают проектный уклон, а под ней – расстояние между точками, ограничивающими участок улицы с этим уклоном (рис.1).

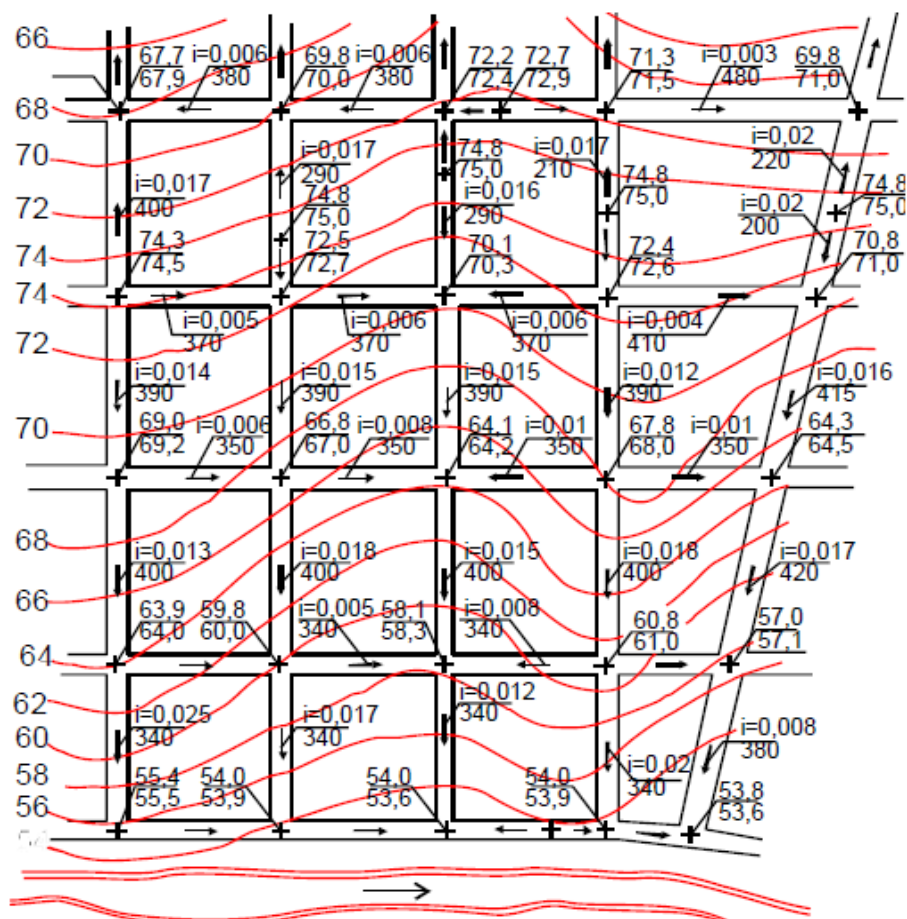


Рис. 1. Фрагмент схемы вертикальной планировки города

1.3. Проектирование водосточной сети

Проект водосточной сети разрабатывается на основе генерального плана города и генеральной схемы развития водосточной подземной сети. Проект водосточной сети включает:

- план бассейна с указанием направления стока по всем улицам, на котором показывается проектируемая сеть с выделением расчетных участков и точек;

- генплан района застройки (с геологией) с указанием размещения дождеприемных, смотровых и других колодцев;

- продольные профили коллекторов и сточных веток;

- конструктивные чертежи элементов и сооружений водосточной сети;

- расчетно-пояснительную записку, включающую гидрологический и гидравлический расчеты сети, ведомость объемов работ и сметно-финансовый расчет.

Проектирование водосточной сети города включает следующие операции:

1. Установление границ бассейнов, трасс главных коллекторов, мест выпуска воды;

2. Начертание сети коллекторов в каждом бассейне и установление границ частных бассейнов;
3. Размещение водоприемных колодцев на улицах и площадях в соответствии с трассами коллекторов;
4. Определение расчетных точек и расчетных участков на коллекторах;
5. Определение длины каждого расчетного участка и площади бассейна стока для расчетных участков;
6. Установление продольных уклонов каждого расчетного участка и составление профилей по трассам коллекторов;
7. Гидрологический и гидравлический расчеты коллекторов;
8. Разработка конструкции водосточной сети.

В начальной стадии проектирования вся территория города разбивается на систему бассейнов, в каждом из которых намечается главный коллектор с выпуском воды в водоем или другое место сброса вод. Границы бассейнов устанавливаются по рельефу местности. Обычно используют схемы или проекты вертикальной планировки, где указаны направления стока и водоразделы (рис.2).

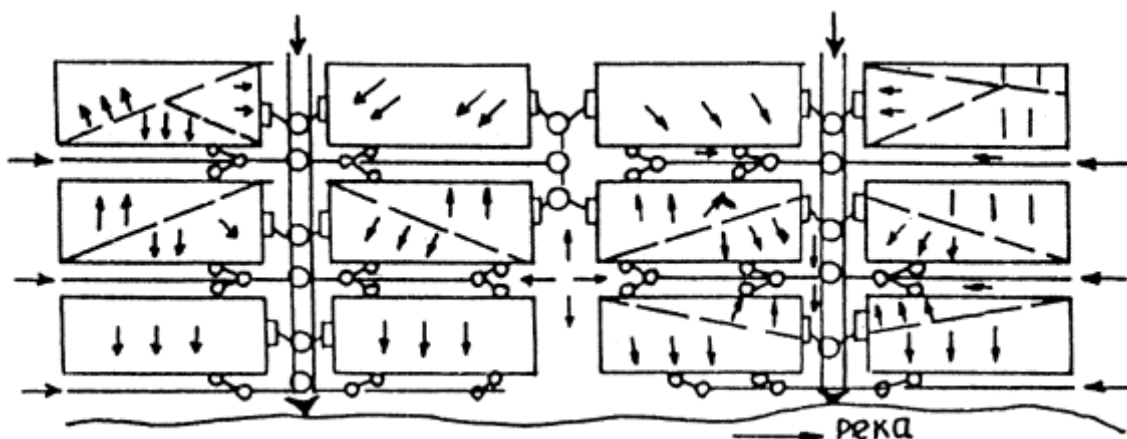


Рис. 2. Бассейны водосточной сети города

В каждом бассейне различают частные бассейны стока. Общий является бассейн системы, имеющей главный коллектор. Частными являются отдельные бассейны, определяющие поверхностный сток по расчетным участкам сети. Целесообразно и экономично проектирование сети коллекторов так, чтобы площади общих бассейнов находились в пределах 75 — 100 га. При таких размерах бассейнов диаметры коллекторов обычно не превышают 800 — 1200 мм.

Начальные точки водосточных коллекторов, принимающих дождевые воды из первых водоприемных колодцев, намечаются из условия длины свободного пробега воды, т.е. с учетом расстояния от водораздела до первого водоприемного колодца, в пределах которого вода стекает по открытым лоткам (в среднем 150 м при средней скорости потока 0,60 м/с). При этом долж-

на учитываться допустимая высота наполнения лотков, при которой будет обеспечен пропуск расходов стока. Допустимое наполнение — 5 см.

Главные коллекторы обычно проектируют по тальвегам и по кратчайшим направлениям от наиболее удаленной точки бассейна до места сброса воды. Однако во всех случаях положение главного коллектора должно быть увязано с планировкой улично-дорожной сети города (существующей или перспективной). Наиболее целесообразно главные коллекторы прокладывать по магистральным улицам.

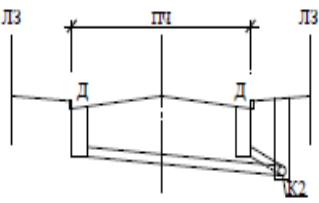
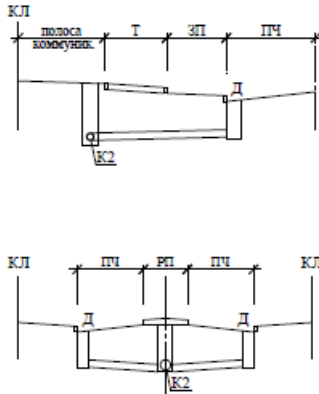
При относительно плоском бассейне желательно главный коллектор трассировать посередине бассейна. В водосточной сети на всех ее участках должно быть самотечное движение воды. Поэтому все коллекторы (главные и второстепенные) прокладываются в направлении падения продольных уклонов.

Проектирование сети водостоков должно вестись вариантным методом. Выбор окончательного варианта проводится на основе технико-экономического сравнения вариантов. Основной задачей при проектировании является полное обслуживание всей территории города, всех улиц при наименьшей длине сети и наиминимальной ее строительной стоимости. Возможно три варианта прокладки водостоков — в пределах проезжей части, тротуаров и газонов (табл. 1).

Т а б л и ц а 1.

Варианта прокладки водостоков в поперечном разрезе улицы

Варианты прокладки	Схема поперечного разреза улицы	Условия прокладки	Примечания и рекомендации
В пределах проезжей части		<ul style="list-style-type: none"> - в стесненных условиях; - при узкой ширине улицы в пределах красных линий; - при отсутствии газонов. 	<ul style="list-style-type: none"> - в случае аварии и ремонта возникает необходимость вскрывать проезжую часть и нарушать конструкцию дорожных одежд; - расположение люков смотровых колодцев на проезжей части неудобно для движения транспорта, а также для эксплуатации и очистки; - в местах сопряжения с люками дорожная одежда деформируется в первую очередь.
В пределах тротуаров		<ul style="list-style-type: none"> - при одностороннем расположении газонов; - при расположении тротуара вплотную к про- 	<ul style="list-style-type: none"> - под тротуаром обычно прокладываются электрокабели, коммуникации связи и каналы теплосети

		<p>езжей части и отсутствия газонов</p>	
<p>В пределах полосы газона</p>		<ul style="list-style-type: none"> - при наличии специально выделенной в плане улицы «полосы коммуникаций», которая сверху покрывается газоном; - при наличии разделительной полосы вдоль оси улицы; - при расположении полос газонов с обеих сторон проезжей части. 	<ul style="list-style-type: none"> - наиболее целесообразный вариант прокладки коммуникаций, обеспечивающий удобство их строительства и эксплуатации; - при согласовании проектов всех подземных коммуникаций целесообразно под полосой газона с одной стороны улицы разместить самотечные трубопроводы (водосток и канализация), с другой стороны напорные трубопроводы (водопровод и газопровод); - при взаимной увязке трасс водостока и канализации трасса водостока размещается ближе к проезжей части, что уменьшает длину водосточных веток, обслуживающих проезжую часть; - расстояние трассы водосточного коллектора от борта проезжей части устанавливается равным 2 м с учетом того, чтобы бровка траншеи водостока не попадала в пределы проезжей части

В зависимости от ширины проезжей части на улице предусматривают прокладку одного или двух коллекторов. Критерием является длина водосточной ветки отждеприемного колодца до коллектора (не более 40 м). Размещение коллектора в пределах улицы подчиняется общему размещению подземных коммуникаций в ее поперечном профиле (рис. 3). Целесообразно размещать водосточный коллектор на удалении 1,5-2,0 м от лотка проезжей части.

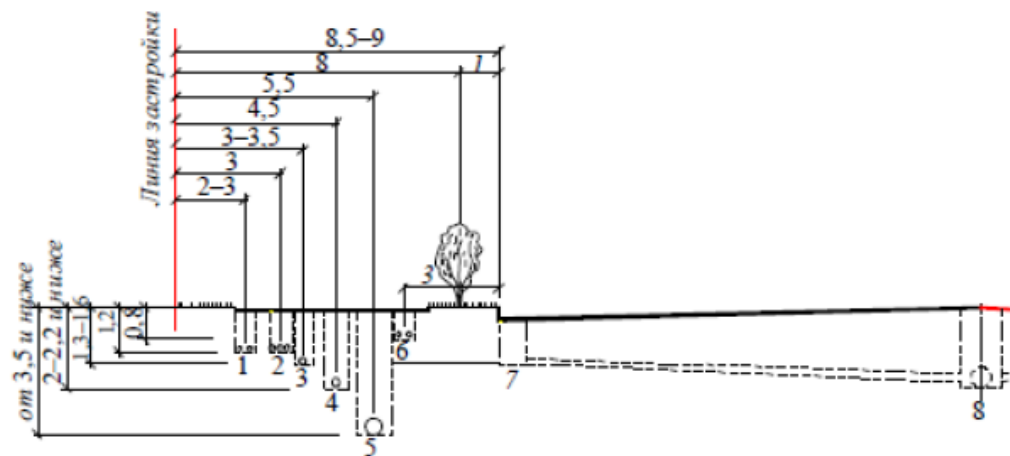


Рис. 3. Пример прокладки инженерных сетей в поперечном разрезе улицы (трасса водостока запроектирована по оси улицы): 1 — кабель связи; 2 — теплопровод; 3 — газопровод; 4 — водопровод; 5 — канализация; 6 — кабели наружного освещения; 7 — водоприемник; 8 — водосток

Дождеприемники по СП 32.13330.2012 следует предусматривать:

1. В лотках улиц с продольным уклоном:

- на затяжных участках спусков;
- на перекрестках и пешеходных переходах со стороны притока поверхностных вод (рис. 4);

2. В пониженных местах, не имеющих свободного стока поверхностных вод:

- при пилообразном профиле лотков улиц;
- в конце затяжных участков спусков на территориях дворов и парков.

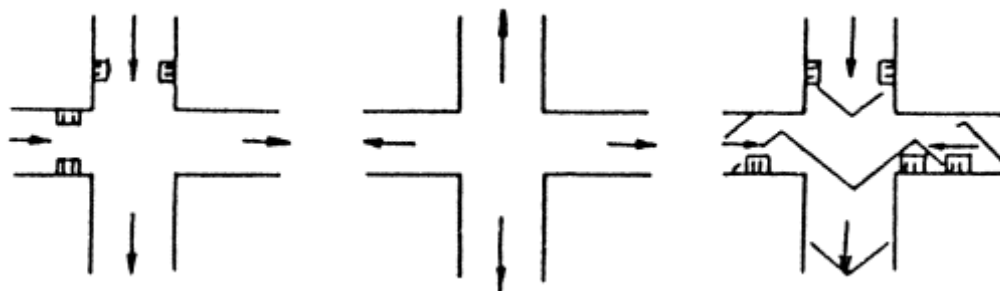


Рис. 4. Схемы размещения водоприемных колодцев на перекрестках улиц

В пониженных местах наряду с дождеприемниками, имеющими решетки в плоскости проезжей части (горизонтальные), допускается применение дождеприемников с отверстием в плоскости бордюрного камня (вертикальные) и комбинированного типа с горизонтальной и вертикальной решетками.

В лотках улиц с продольным уклоном не рекомендуется применять дождеприемники вертикального и комбинированного типов.

Расстояния между дождеприемниками при пилообразном продольном профиле лотка назначаются в зависимости от значений продольного уклона лотка и глубины воды в лотке у дождеприемника (не более 12 см).

Расстояния между дождеприемниками на участке улиц с продольным уклоном одного направления устанавливаются расчетом исходя из условия, что ширина потока в лотке перед решеткой не превышает 2м (при дожде расчетной интенсивности).

При ширине улиц до 30м и отсутствии поступления дождевых вод с территории кварталов расстояние между дождеприемниками допускается принимать по таблице 2.

При ширине улицы более 30м расстояние между дождеприемниками — не более 60м.

Т а б л и ц а 2.

Наибольшие расстояния между дождеприемниками

Уклон улицы	Наибольшие расстояния между дождеприемниками, м
До 0,004	50
Более 0,004 — 0,006	60
Более 0,006 — 0,01	70
Более 0,01 — 0,03	80

Длина присоединения от дождеприемника до смотрового колодца на коллекторе должна быть не более 40м, при этом допускается установка не более одного промежуточного дождеприемника. Диаметр присоединения назначается по расчетному притоку воды к дождеприемнику при уклоне 0,02, но не менее 200мм.

К дождеприемнику допускается предусматривать присоединение водосточных труб зданий, а также дренажных сетей.

Смотровые колодцы на канализационных сетях всех систем надлежит предусматривать:

- в местах присоединений;
- в местах изменения направления, уклонов и диаметров трубопроводов;
- на прямых участках, на расстояниях в зависимости от диаметра труб (табл. 3).

Т а б л и ц а 3.

Расстояние между смотровыми колодцами в зависимости от диаметра трубы

Диаметр труб коллектора, мм	150	200— 450	500— 600	700— 900	1000— 1400	1500— 2000	более 2000
Расстояние (шаг) между смотровыми колодцами	35	50	75	100	150	200	250 — 300

Размеры в плане колодцев или камер на канализационных сетях подлежат принимать в зависимости от трубы наибольшего диаметра D:

- на трубопроводах диаметром до 600мм—длину и ширину 1000мм;

- на трубопроводах диаметром 700мм и более — длину $D+400$ мм, ширину $D+500$ мм.

Диаметры круглых колодцев следует принимать на трубопроводах диаметрами:

- до 600мм — 1000мм;
- 700мм — 1250мм;
- 800–1000мм — 1500мм;
- от 1200мм и более — 2000мм.

На трубопроводах диаметром не более 150мм и глубине заложения до 1,2м допускается устройство колодцев диаметром 600мм. Такие колодцы предназначены только для ввода очищающих устройств без спуска в них людей.

Установку люков необходимо предусматривать:

- в одном уровне с поверхностью проезжей части при усовершенствованном покрытии;
- на 50 -70 мм выше поверхности земли в зеленой зоне;
- на 200 мм — на не застроенной территории.

Выпуски в водные объекты следует размещать в местах с повышенной турбулентностью потока (сужениях, протоках, порогах и пр.).

В зависимости от условий сброса очищенных сточных вод следует принимать береговые, русловые или рассеивающие выпуски. При сбросе очищенных сточных вод в моря и водохранилища необходимо предусматривать глубоководные выпуски. Допускается выпуск полностью очищенных сточных вод путем напуска на площадки поглощения, размещенные в зоне подрусового потока водного объекта.

Места расположения выпусков должны быть согласованы с органами санитарно-эпидемиологического надзора и охраны рыбных запасов, а на судоходных участках — с органами управления флотом.

Трубопроводы русловых и глубоководных выпусков следует проектировать из стальных с усиленной изоляцией труб и укладкой их в траншеях.

Конструкцию выпусков необходимо принимать с учетом требований судоходства, режимов уровней волновых воздействий, а также геологических условий и русловых деформаций.

Ливнеотводы следует предусматривать в виде:

- выпусков с оголовками в форме стенок с открылками — при неукрепленных берегах;
- отверстия в подпорной стенке — при наличии набережных.

Во избежание подтопления территории в случае периодических подъемов уровня воды в водном объекте, в зависимости от местных условий, необходимо предусматривать специальные затворы.

1.4. Продольный профиль коллектора

Продольный профиль коллектора устанавливает положение коллектора в вертикальной плоскости (т.е. высотное положение), отметки лотка и шельги

трубы (шелыга — верхняя часть трубы, лоток — нижняя часть), глубину заложения трубы и продольный уклон для каждого расчетного участка.

Наименьшая глубина заложения принимается по местным условиям. При отсутствии данных по эксплуатации минимальную глубину заложения лотка трубопровода допускается принимать: для труб диаметром до 500 мм — на 0,3 м ниже наибольшей глубины промерзания грунта; а при диаметре коллектора более 500 мм — соответственно на 0,5 м ниже глубины промерзания. Нормальная глубина заложения водосточных коллекторов составляет 2 — 3 м, предельная (при открытом способе производства работ) — 5 — 6 м. Во всех случаях от поверхности земли до верха трубы должно быть не менее 0,7 м.

Глубину заложения водостоков назначают также с учетом:

- возможности проведения боковой сети, веток от дождеприемников, дренажей и производственных выпусков;

- пересечения с подземными сооружениями (особенно с магистральными коммуникациями, перекладки которых не допустимы);

- способов производства работ и грунтовых условий.

Уклоны водостоков выполняются параллельно рельефу поверхности так, чтобы скорости движения жидкостей в трубах были не ниже минимальных и не выше максимальных.

Минимальные скорости движения сточных вод в сетях бытовой и дождевой канализации при наибольшем расчетном наполнении труб следует принимать по табл. 4.

Т а б л и ц а 4

**Расчетные минимальные скорости движения сточных вод
в сети бытовой и дождевой канализации**

Диаметр, мм	0,2 — 0,25	0,3 — 0,4	0,45 — 0,5	0,6 — 0,8	0,9 — 1,2	1,3 — 1,5
Скорость V_{\min} , м/с	0,7	0,8	0,9	1,0	1,15	1,3

Минимальную расчетную скорость движения осветленных или биологически очищенных сточных вод в лотках и трубах допускается принимать 0,4 м/с.

Наибольшую расчетную скорость движения сточных вод следует принимать, м/с:

- для металлических и пластиковых труб — 8 м/с;

- для неметаллических (бетонных, железобетонных и хризотилцементных) — 4 м/с;

- для дождевой канализации — соответственно 10 и 7 м/с.

Максимальный уклон коллекторов ограничивают соответствующей критической скоростью движения дождевых вод для железобетонных труб не более 7 м/с, а для металлических труб — 10 м/с.

При больших скоростях устраиваются перепадные колодцы.

Построение продольного профиля коллектора выполняют в соответствии с ГОСТ 21.704-2011 (рис. 5, 6).

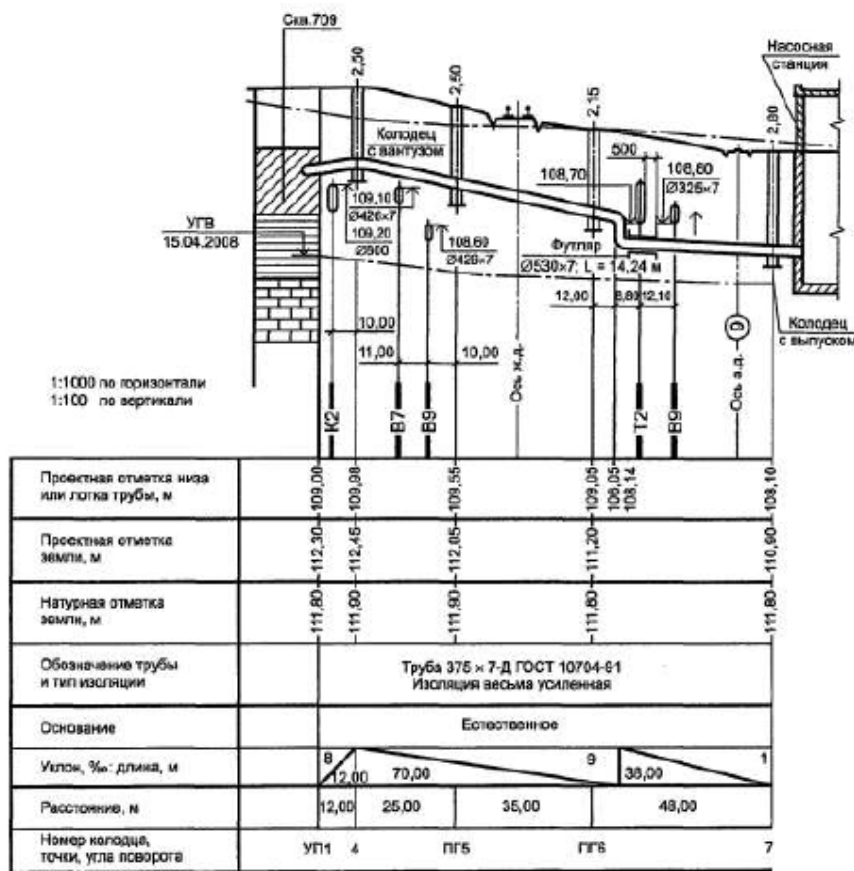


Рис. 5. Пример выполнения профиля

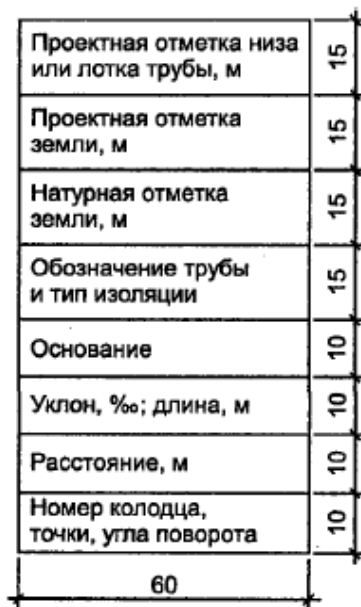


Рис. 6. Размеры боковика таблицы для подземной прокладки сетей

1.5. Гидрологический расчет коллектора

Гидрологическим расчетом коллекторов водосточной сети определяются расчетные расходы на расчетных участках и в расчетных сечениях.

Коллектор водосточной сети разбивается на расчетные участки, каждый из которых рассчитывается на пропуск расходов, создающихся на низовом конце участка.

Границы участков определяются местами присоединения притоков (боковых коллекторов) и изменения уклонов.

Максимальный расход в каком-либо сечении равен произведению площади бассейна стока на интенсивность дождя, отвечающую периоду продолжительности, равному продолжительности отекания по бассейну (или времени добегания воды от наиболее удаленных точек бассейна).

Это время получило название критической продолжительности, соответствующая ей интенсивность дождя — предельной интенсивности, а указанный метод расчета получил название метода предельных интенсивностей.

Расчетный расход дождевых вод определяется по формуле

$$Q = q \cdot \Psi \cdot F, \text{ л/с}, \quad (2)$$

где q — расчетная интенсивность дождя, л/с на 1 га; Ψ — средний коэффициент стока бассейна, принимается в зависимости от степени благоустройства территорий; F — площадь стока, га.

Формула для определения расчетных интенсивностей дождя имеет вид

$$Q = A / t_n, \quad (3)$$

здесь

$$A = 20n \cdot q_{20} \cdot (1 + C \cdot \lg P), \quad (4)$$

где n — климатический параметр, определяемый по таб. 9 СП 32.13330.2012; q_{20} — интенсивность дождя, л/с на 1 га, для данной местности продолжительностью 20 мин при $P = 1$ год, определяемая по рис. Б.1 СП 32.13330.2012; C — коэффициент, учитывающий климатические особенности районов России (для Европейской части он изменяется от 0,85 до 1,5; в Центральной части 0,85); P — период однократного превышения расчетной интенсивности дождя в годах, выбирается в зависимости от характера объекта канализования, условий расположения коллектора с учетом последствий, которые могут быть вызваны выпадением дождей, превышающих расчетные, принимается по таб. 10 и 11 СП 32.13330.2012.

Т а б л и ц а 5

Значение выражения $\bullet(1+C \cdot \lg P)$

Повторяемость лет, P	Параметр C						
	0,8	0,86	0,9	1,0	1,2	1,4	1,5
0,3	0,58	0,56	0,53	0,52	0,46	0,38	0,28

0,5	0,76	0,75	0,73	0,70	0,64	0,58	0,55
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,38	1,40	1,43	1,43	1,57	1,67	1,72
5	1,56	1,60	1,63	1,70	1,94	1,98	2,05
10	1,80	1,85	1,9	2,00	2,20	2,40	2,50

Т а б л и ц а 6

Значения 20^n

n	20^n	n	20^n	n	20^n	n	20^n
0,45	3,85	0,54	5,04	0,62	6,41	0,70	8,14
0,46	3,97	0,55	5,20	0,64	6,80	0,72	8,64
0,48	4,21	0,56	5,35	0,65	7,01	0,74	9,18
0,50	4,47	0,58	5,68	0,66	7,22	0,75	9,46
0,52	4,75	0,60	6,03	0,68	7,64		

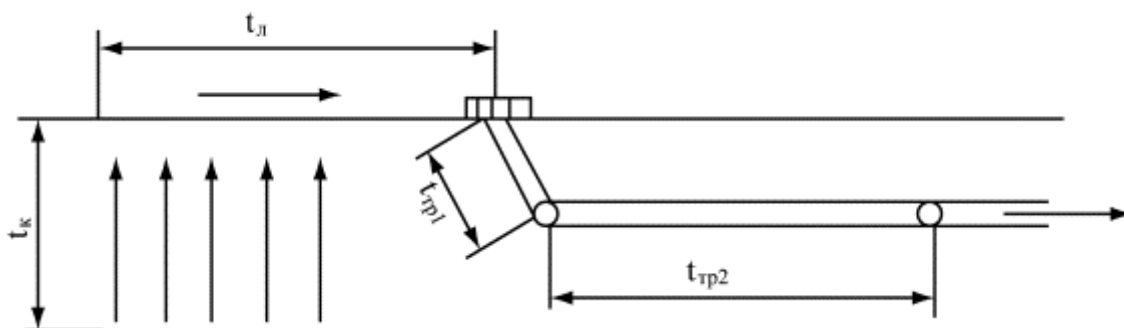


Рис. 7. Схема к определению продолжительности расчетного дождя

Расчетная продолжительность дождя t (см. рис. 7) определяется по формуле

$$t = t_k + t_l + t_T, \text{ мин}, \quad (5)$$

где t_k — время поверхностной концентрации, т. е. время добега воды от удаленных точек в кварталах и микрорайонах до лотка проезжей части; в расчетах принимается равным 5 мин; t_l — время протекания по лотку до водоприемной решетки. На длине в среднем 150 м и при средней скорости 0,6 м/с принимается также 5 мин; t_T — время протекания воды по трубам водосточной сети до расчетного сечения определяется как сумма времени пробега по расчетным участкам до рассчитываемого сечения по формуле

$$t_T = K \cdot \sum L T / (60 \cdot V T), \text{ мин}, \quad (6)$$

где $L T$ — длина расчетных участков сети, м; $V T$ — расчетные скорости движения воды в трубах, м/с. Расчетные скорости движения воды в трубах определяются на каждом участке в зависимости от диаметра трубопровода и его уклона по табл. 7 на основании величины модуля скорости (см. разд. 1.6. Гидравлический расчет коллектора); K — коэффициент, учитывающий влияние уклона местности на скорость течения воды. При уклоне менее 1 % $K = 2,0$; от 1 до 3 % — 1,5; более 3 % — 1,2.

Если по расчету продолжительность расчетного дождя оказывается менее 10 мин, то в расчете принимается дождь продолжительностью 10 мин. При расчетной продолжительности дождя от 10 до 25 мин в формулу для определения расчетного расхода (2) вводится поправочный коэффициент K_p , величина которого зависит от продолжительности дождя и коэффициента стока (табл. 7).

Т а б л и ц а 7

Значения коэффициента K_p

Коэффициент стока	Значения коэффициента K_p при продолжительности дождя (мин)		
	10-15	15-20	20-25
0,70	0,90	0,95	1,00
0,50	0,75	0,80	0,90
0,35	0,60	0,75	0,90

Применение этого коэффициента целесообразно для верховых участков водосточной сети, где за сравнительно небольшой промежуток времени не успевает сформироваться сток со всего бассейна.

Выпадающие на территории города атмосферные осадки далеко не полностью стекают и поступают в водосточную сеть. Часть осадков впитывается в почву, часть остается в виде смачивающего слоя на водонепроницаемых поверхностях и испаряется в атмосферу. При определении расчетного расхода этот факт учитывается с помощью коэффициента стока. Коэффициент стока имеет переменную величину, которая зависит от продолжительности и интенсивности дождя, характера покрытия на поверхности территории, уклона стока. В случае преобладания водонепроницаемых поверхностей коэффициент стока принимают не зависящим от интенсивности и продолжительности дождя (табл. 8)

Т а б л и ц а 8

Значение коэффициента стока в зависимости от типа поверхности

Тип поверхности	Коэффициент стока
Кровли, асфальто- и цементобетонные покрытия	0,95
Участки зеленых насаждений — парки, сады, газоны (в зависимости от грунта)	0,10-0,20

Для каждого бассейна выводится средний коэффициент стока — по типовому для данного бассейна участку — например, по жилому району или микрорайону с прилегающими улицами. Средний коэффициент стока определяют исходя из частных коэффициентов стока для разных поверхностей на рассматриваемой территории:

$$\Psi_{\text{сред}} = \sum \Psi \cdot f / F, \quad (7)$$

где Ψ — частные коэффициенты стока для разных поверхностей; f — площадь отдельных поверхностей, m^2 ; F — общая площадь бассейна, m^2 .

Величина среднего коэффициента стока $\Psi_{\text{сред}}$ зависит от процентного соотношения непроницаемых и слабопроницаемых покрытий (крыши здания, дороги, спланированные грунтовые поверхности и т.д.) к общей величине данной водосборной площади.

Примерное значение коэффициента стока $\Psi_{\text{сред}}$ для жилых районов современного города может приниматься при разработке курсового проекта в следующих пределах:

- для центральных районов крупных городов при сплошной старой застройки от 0,6 до 0,9;
- для районов современной многоэтажной застройки (укрупненные кварталы и микрорайоны) от 0,4 до 0,6;
- для районов и кварталов малоэтажной застройки усадебных участков от 0,3 до 0,5;
- для жилых домов малых городов и поселков городского типа с различной по этажности застройкой от 0,25 до 0,35;
- грунтовые поверхности (спланированные) — 0,2;
- участки зеленых насаждений (парки, сады, газоны) — 0,1...0,2.

1.6. Гидравлический расчет коллектора

Гидравлическим расчетом определяются скорость течения воды в трубах и пропускная способность коллекторов сети. Гидравлический расчет водосточных коллекторов производится обычно с помощью вспомогательных таблиц. Таблицы гидравлического расчета коллектора составляются на основе зависимости диаметров труб, продольных уклонов, скорости движения воды и пропускной способности труб. При этом скорость движения воды в трубе и расчетный расход определяются по формулам

$$V = KV\sqrt{i}, \text{ м/с} \quad (8)$$

$$Q = KQ\sqrt{i}, \text{ м}^3/\text{с} \quad (9)$$

где KV — модуль скорости, м/с (табл. 9); KQ — модуль расхода, m^3/c (табл. 9).

Т а б л и ц а 9.

Модули пропускной способности (расхода) и модули скорости течения в круглых трубах при полном наполнении трубы и коэффициенте шероховатости 0,014

D, м	K_V , м/с	K_Q , m^3/c	D, м	K_V , м/с	K_Q , m^3/c
0,2	9,80	0,36	1,2	32,33	36,56
0,3	12,85	0,91	1,3	34,08	45,24
0,4	15,55	1,95	1,4	35,79	56,09
0,5	18,06	3,55	1,5	36,58	66,41

D, м	K _V , м/с	K _Q , м ³ /с	D, м	K _V , м/с	K _Q , м ³ /с
0,6	20,39	5,76	1,6	39,13	78,65
0,7	22,60	6,70	1,7	40,41	91,69
0,8	24,68	12,41	1,8	42,27	107,49
0,9	26,72	17,00	1,9	44,14	125,14
1,0	28,57	22,44	2,0	45,32	142,37
1,1	30,49	28,98			

1.7. Пример гидрологического и гидравлического расчета коллектора

Задано:

1. Климатический район (город) Брянск;
2. Период однократного превышения расчетной продолжительности дождя $P=0,8$ лет;
3. Климатические параметры $C = 1,0$; $q = 85$; $\eta = 0,70$.

Частный бассейн стока I

Площадь бассейна $F1 = 151,42$ га;

Длина расчетного участка $LT = 930$ м;

Продольный уклон коллектора $i = 0,02$

Задаемся диаметром трубопровода $D = 400$ мм.

По таблице 9 определяем $KV = 15,55$ м/с.

По формуле (8) $V = KV \cdot \sqrt{i} = 15,55 \cdot \sqrt{0,02} = 2,18$ м/с.

По формуле (6) $tT = K \cdot LT / 60 \cdot VT = 1,5 \cdot 930 / 60 \cdot 2,18 = 10,66$ мин.

По формуле (5) $t = t_k + t_l + tT = 5 + 5 + 10,66 = 20,66$ мин.

По формуле (4) $A = 20n \cdot q_{20} \cdot (1 + C \cdot l_{gp}) = 8,14 \cdot 85 \cdot 0,88 = 608,87$.

По формуле (3) $q = A / t_n = 608,87 / (20,66 \cdot 60)^{0,7} = 4,16$ л/с на 1 га.

Отсюда по формуле (1) $Q = q \cdot \Psi \cdot F = 4,16 \cdot 0,5 \cdot 151,42 = 314,95$ л/с.

По формуле (9) и табл. 9 при $D = 400$ мм $Q = KQ \sqrt{i} = 1,95 \sqrt{0,02} = 273$ л/с.

Пропускная способность трубы диаметром 400 при полном ее наполнении и самотечном режиме не обеспечивает пропуск расчетного расхода частного бассейна стока I, поэтому принимает диаметр трубы 500 мм.

По таблице 9 определяем $KV = 18,06$ м/с.

По формуле (8) $V = KV \cdot \sqrt{i} = 18,06 \cdot \sqrt{0,02} = 2,55$ м/с.

По формуле (6) $tT = K \cdot LT / 60 \cdot VT = 1,5 \cdot 930 / 60 \cdot 2,55 = 9,12$ мин.

По формуле (5) $t = t_k + t_l + tT = 5 + 5 + 9,12 = 19,12$ мин.

По формуле (4) $A = 20n \cdot q_{20} \cdot (1 + C \cdot l_{gp}) = 8,14 \cdot 85 \cdot 0,88 = 608,87$.

По формуле (3) $q = A / t_n = 608,87 / (19,12 \cdot 60)^{0,7} = 4,39$ л/с на 1 га.

Отсюда по формуле (1) $Q = q \cdot \Psi \cdot F = 4,39 \cdot 0,5 \cdot 151,42 = 332,37$ л/с.

По формуле (9) и табл. 9 при $D = 500$ мм $Q = KQ \sqrt{i} = 3,55 \sqrt{0,02} = 502$ л/с.

Пропускная способность трубы диаметром 500 при полном ее наполнении и самотечном режиме обеспечивает пропуск расчетного расхода частного бассейна стока I.

Частный бассейн стока II

Площадь бассейна $F1 = 89,77$ га/

Длина расчетного участка $LT = 530$ м/

Продольный уклон коллектора $i = 0,02$ /

Задаемся диаметром трубопровода $D = 500$ мм.

По таблице 9 определяем $KV = 18,06$ м/с.

По формуле (8) $V = KV \cdot \sqrt{i} = 18,06 \cdot \sqrt{0,02} = 2,55$ м/с

По формуле (6)

$tT = K \cdot (LT1/60 \cdot VT1 + LT2/60 \cdot VT2) = 1,5 \cdot (930/60 \cdot 2,55 + 530/60 \cdot 2,55) = 14,31$ мин.

По формуле (5) $t = tk + tl + tT = 5 + 5 + 14,31 = 24,31$ мин.

По формуле (4) $A = 20n \cdot q_{20} \cdot (1 + C \cdot l_{gp}) = 8,14 \cdot 85 \cdot 0,88 = 608,87$.

По формуле (3) $q = A / tn = 608,87 / (24,31 \cdot 60)_{0,7} = 3,71$ л/с на 1 га.

Отсюда по формуле (1) $Q = q \cdot \Psi \cdot (F1 + F2) = 3,71 \cdot 0,5 \cdot (151,42 + 89,77) = 447,41$ л/с.

По формуле (9) и табл. 9 при $D = 500$ мм $Q = KQ \sqrt{i} = 3,55 \sqrt{0,02} = 502$ л/с.

Пропускная способность трубы диаметром 500 при полном ее наполнении и самотечном режиме обеспечивает пропуск расчетного расхода частного бассейна стока II.

Частный бассейн стока III

Площадь бассейна $F1 = 135,92$ га/

Длина расчетного участка $LT = 550$ м/

Продольный уклон коллектора $i = 0,015$

Задаемся диаметром трубопровода $D = 500$ мм.

По таблице 9 определяем $KV = 18,06$ м/с.

По формуле (8) $V = KV \cdot \sqrt{i} = 18,06 \cdot \sqrt{0,015} = 2,21$ м/с.

По формуле (6)

$tT = K \cdot (LT1/60 \cdot VT1 + LT2/60 \cdot VT2 + LT3/60 \cdot VT3) = 1,5 \cdot (930/60 \cdot 2,55 + 530/60 \cdot 2,55 + 550/60 \cdot 2,21) = 20,53$ мин.

По формуле (5) $t = tk + tl + tT = 5 + 5 + 20,53 = 30,53$ мин.

По формуле (4) $A = 20n \cdot q_{20} \cdot (1 + C \cdot l_{gp}) = 8,14 \cdot 85 \cdot 0,88 = 608,87$.

По формуле (3) $q = A / tn = 608,87 / (30,53 \cdot 60)_{0,7} = 3,16$ л/с на 1 га.

Отсюда по формуле (1)

$Q = q \cdot \Psi \cdot (F1 + F2 + F3) = 3,16 \cdot 0,5 \cdot (151,42 + 89,77 + 135,92) = 595,83$ л/с.

По формуле (9) и табл. 9 при $D = 500$ мм $Q = KQ \sqrt{i} = 3,55 \sqrt{0,015} = 426$ л/с.

Пропускная способность трубы диаметром 500 при полном ее наполнении и самотечном режиме не обеспечивает пропуск расчетного расхода частного бассейна стока 3, поэтому принимает диаметр трубы 600 мм.

Задаемся диаметром трубопровода $D = 600$ мм.

По таблице 9 определяем $KV = 20,39$ м/с.

По формуле (8) $V = KV \cdot \sqrt{i} = 20,39 \cdot \sqrt{0,015} = 2,50$ м/с.

По формуле (6)

$tT = K \cdot (LT1/60 \cdot VT1 + LT2/60 \cdot VT2 + LT3/60 \cdot VT3) = 1,5 \cdot (930/60 \cdot 2,55 + 530/60 \cdot 2,55 + 550/60 \cdot 2,5) = 19,81$ мин.

По формуле (5) $t = tk + tl + tT = 5 + 5 + 19,81 = 29,81$ мин.

По формуле (4) $A=20n \cdot q_{20} \cdot (1+C \cdot l_{gp}) = 8,14 \cdot 85 \cdot 0,88=608,87$.

По формуле (3) $q = A / t_n = 608,87 / (29,81 \cdot 60)^{0,7} = 3,22$ л/с на 1 га.

Отсюда по формуле (1)

$Q=q \cdot \Psi \cdot (F_1+F_2+F_3)=3,22 \cdot 0,5 \cdot (151,42+89,77+135,92)=607,14$ л/с.

По формуле (9) и табл. 9 при $D = 600$ мм $Q = KQ \sqrt{i} = 5,76 \sqrt{0,015} = 705$ л/с.

Пропускная способность трубы диаметром 600 при полном ее наполнении и самотечном режиме обеспечивает пропуск расчетного расхода частного бассейна стока 3.

Аналогичный расчет производится для нижележащих по трассе коллектора участков общего бассейна стока. Результаты расчета сводятся в таблицу 10.

1.8. Оформление расчетно-графической работы

1. Состав графической части:

1.1. Схема планировки городской территории М 1:10000 (план организации рельефа в проектных отметках).

1.2. Схема водосточной сети на территории (план бассейна стока) с разбивкой на частные водосборные площади (частные бассейны стока) с указанием трассы главного коллектора бассейна с назначением расчетных участков, расчетных сечений и расположением смотровых колодцев М 1:10000.

1.3. Продольный профиль главного коллектора ливневой канализации Мг 1:1000, Мв 1:100.

1.4. Сводная таблица гидрологического и гидравлического расчетов коллектора водостока.

2. Разделы пояснительной записки:

2.1. Исходные данные для разработки курсового проекта.

2.2. Характеристика и анализ рельефа городской территории по уклонам местности.

2.3. Гидрологический расчет бассейна стока.

2.4. Гидравлический расчет главного коллектора бассейна.

Сводная таблица гидрологического и гидравлического расчетов коллектора водостока (пример оформления)

№ расчетных точек	№ бассейнов	Действительная площадь бассейна	Коэффициент стока	Частная	Общая	Принятое сечение трубы ,мм	Длина расчетного интервала, м	Уклоны	Скорость по трубе, м/с	Частное	С коэффициентом K=1.2	Общее	Принятый расчетный период лет	Расчетная интенсивность дождя, л/с на 1 га	Расчетный расход, л/с	Пропускная способность трубы, л/с
1-2	I	151,42	0,5	75,71	75,71	500	930	0,02	2,55	7,60	9,12	19,12	0,8	4,39	332,37	502
2-3	II	89,77	0,5	44,88	120,59	500	530	0,02	2,55	4,32	5,19	24,31	0,8	3,71	447,41	502
3-4	III	135,92	0,5	67,96	188,55	600	550	0,015	2,50	4,58	5,5	29,81	0,8	3,22	607,14	705

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ Понижения Уровня Грунтовых вод

Исходными материалами при проектировании дренажей городских территорий служат:

- топографический план;
- геолого-литологические и гидрогеологические разрезы дренируемого района;
- карта гидроизогипс;
- результаты наблюдений за колебанием уровней грунтовых вод;
- коэффициент фильтрации осушаемых пород;
- сведения о физико-механических и водных свойствах осушаемых пород;
- состав и агрессивные свойства вод;
- данные о направлении фунтового потока и области его питания;
- условия удаления дренируемых вод, в том числе необходимость устройства станции перекачки дренируемых вод.

Важнейшими расчетными элементами дренажа являются:

- глубина его заложения;
- расстояние между дренами;
- кривая депрессии;
- дебит дрены;
- скорость течения воды в дренах;
- уклон дрены.

Глубину заложения дренажа, расстояния между дренами и требуемое положение уровня грунтовых вод (УГВ), а также его дебит определяют гидрогеологическим (фильтрационным) расчетом.

Размеры дрены определяют гидравлическим расчетом в соответствии с ее расчетным дебитом.

Минимальные продольные уклоны при трассировании трубчатых дренажей принимают в зависимости от диаметра дрены (табл.11).

Таблица 11

Минимальные продольные уклоны дренажей в зависимости от диаметра дрен

Диаметр дрены, мм	Минимальный продольный уклон
150-200	0,005
201-300	0,003
Больше 301	0,002-0,001

Для предотвращения заиливания дрен скорость течения дренажных вод должна быть в трубчатых дренажах не менее 0,15 — 0,3 м/с.

Максимальные неразмывающие скорости зависят от материалов труб или типа крепления открытых дрен и обычно не превышают 2 м/с, а оптимальные лежат в пределах 0,5-0,7м/с.

Интенсивности инфильтрации (ρ) (просачивания) атмосферных осадков или хозяйственно-промышленных вод в грунте, выраженной толщиной слоя воды в единицу времени, — устанавливается опытным путем. Для средней полосы России ориентировочно интенсивность инфильтрации (м/сут.) может быть принята по таблице 12.

Таблица 12

Интенсивность инфильтрации в грунтах

Вид грунта	Интенсивность инфильтрации м/сут
В легких суглинках и супесях	0,001-0,002
В песках	0,002-0,005

Чем благоустроеннее городская территория, тем меньше величина интенсивности инфильтрации (ρ).

Условия формирования грунтовых вод в значительной степени предопределены фильтрационными свойствами пород, которые характеризуют способность пропускать через себя воду.

Степень водопроницаемости грунтов характеризуется коэффициентом фильтрации k , который выражает скорость фильтрации в м/сут. или м/с при гидравлическом уклоне $i=1$.

Таблица 13

Значения коэффициентов фильтрации грунтов

Порода	Коэффициент фильтрации
Галечник чистый	Более 200
Гравий чистый	200-150
Гравий с песком	150-75
Песок крупный гравелистый	100-50
Песок крупный	75-25
Песок средний	25-10
Песок мелкий	10-2
Песок мелкозернистый глинистый	2-1
Супесь	0,7-2
Суглинок	0,4-0,005
Глина	0,5 и менее

2.1. Расчет и проектирование горизонтального систематического дренажа

Для выполнения расчетов необходимо:

1. Составить расчетную схему дренажа и определить высшую ординату депрессионной кривой, рассчитать и построить кривую депрессии;
2. Определить расстояние между дренами осушителями;
3. Подсчитать дебиты дрен и отводящего коллектора по сечениям;
4. Выполнить гидравлические расчеты и определить диаметры трубопроводов;
5. Выполнить трассирование дрены по территории, подлежащей осушению, а также минимальные отметки до врезки в главный ливневой коллектор бассейна.

Работа выполняется на листах формата А4 с указанием: исходных данных к проектированию (исходное задание); планов дренажей, расчетных схем с построением депрессионных кривых; необходимых расчетов и пояснений к ним в соответствии с методическими указаниями.

В качестве исходных данных для проектирования дано:
вид грунта;
коэффициент фильтрации;
величина понижения горизонта грунтовых вод;
глубина залегания водоупора от дневной поверхности;
высота бытового УГВ над водоупором;
длина дрены коллектора назначается студентом в соответствии с выданным планом территории;
глубина погружения дрены под непониженным ГГВ, H_1 ;
расстояние от центра дрены до водоупора, T .

2.1.1. Систематический дренаж совершенного типа

Систематический дренаж горизонтального типа состоит из дрен-осушителей, понижающих уровень грунтовых вод, и из коллектора, отводящего дренируемые воды в водоприемник. Совершенный систематический дренаж рассчитывается на перехваты вол инфильтрационных. При его фильтрационном расчете необходимо определить расстояние между дренами, положение уровня грунтовых вод после осушения, приток грунтовых вод к дрене и к коллектору (рис. 8).

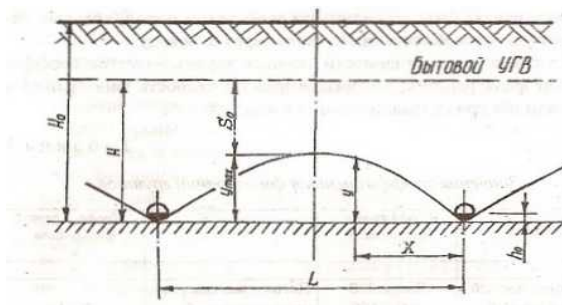


Рис. 8. Схема к фильтрационному расчету систематического дренажа
 Расстояние между дренами-осушителями определяется по формуле:

$$L=2(H-S_0)\sqrt{\frac{k}{\rho}} = 2y_{\max}\sqrt{\frac{k}{\rho}}, \text{ м,} \quad (10)$$

где, k — коэффициент фильтрации грунта, м/сут.; S_0 — норма осушения, м; ρ — интенсивность инфильтрации, м/сут.; H — высота бытового УГВ над водоупором; H_0 — глубина водоупора от дневной поверхности; h_0 — глубина воды в дрене в м, принимаемая равной половине диаметра трубы.

Для построения кривой депрессии можно пользоваться формулами, пренебрегая значением h_0 ,

$$y_x = \sqrt{\frac{\rho}{k}(L-x)x}, \text{ м,} \quad (11)$$

$$y_{\max} = \frac{L}{2}\sqrt{\frac{\rho}{k}}, \text{ м.} \quad (12)$$

Дебит дрены на 1 метр ее длины определяется формулой:

$$q = \rho L, \frac{\text{м}}{\text{сут}}. \quad (13)$$

При длине дрены b расчетный расход составит

$$Q = qb = \rho Lb, \frac{\text{м}}{\text{сут.}} \text{ на 1 дрину.} \quad (14)$$

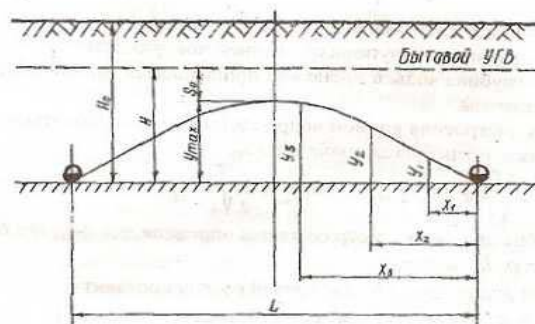


Рис.9. Схема к примеру расчета, совершенного систематического горизонтального дренажа

2.1.2. Систематический дренаж несовершенного типа

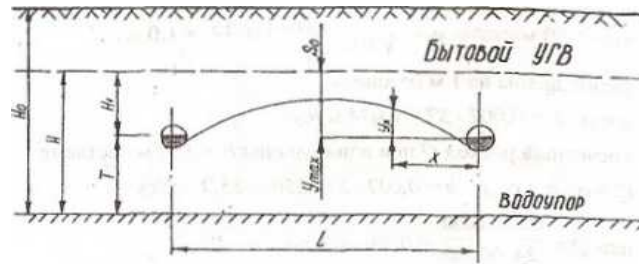


Рис. 3. Схема к фильтрационному расчету дренажа

Рис. 10. Схема к фильтрационному расчету дренажа

Расстояние между дренами несовершенного типа может быть определено по формуле

$$L = \left[\sqrt{T \frac{8ky_{\max}}{\rho T} \left(\left(1 + \frac{y_{\max}}{2T} \right) \right) + B_1^2 - B_1} \right], \text{ м}, \quad (15)$$

где T — расстояние от центра дрены до водоупора; H_1 — глубина погружения дрен под непониженный уровень подземных вод; S_0 — норма осушения; B_1 — параметр висячести, определяется по формуле

$$B_1 = 2B = 2 \left(2,94 \lg \frac{1}{\sin \frac{\pi d}{2T}} \right), \quad (16)$$

где d — диаметр дрены.

$$H_1 = S_0 + y_{\max} \quad (17)$$

$$y_{\max} = H_1 - S_0. \quad (18)$$

Дебит каждой дрены длиной b составит

$$Q = \rho L b, \frac{\text{м}}{\text{сут}} \quad (19)$$

2.1.3. Пример расчета систематического дренажа совершенного типа

Исходные данные для проектирования горизонтального систематического дренажа совершенного типа:

Грунт — супесь.

Коэффициент фильтрации, k — 0,7.

Величина понижения горизонта грунтовых вод, S_0 — 1,8 м.

Глубина залегания водоупора от дневной поверхности, H_0 — 3,6 м.

Высота бытового УГВ над водоупором, H — 2,5 м.

Длина дрены коллектора, b — 455м.

Решение:

1. По формуле 10 определяем расстояние между дренами осушителями

$$L=2(2.5-1.8)\sqrt{\frac{0.7}{0.001}} = 37.07\text{м.}$$

2. По формуле 13 находим дебит дрены

$$q = 0.001 \cdot 37.07 = 0.04 \frac{\text{М}^3}{\text{сут}} = 0,00043 \frac{\text{л}}{\text{сек}}.$$

3. Расчетный расход, при длине дрены 455м определяем по формуле 14

$$Q = 0.04 \cdot 455 = 18.2 \frac{\text{М}^3}{\text{сут}} \text{ на 1 дрену.}$$

4. Определяем координаты депрессионной кривой, используя формулы 11 и 12. Значения x принимаем с шагом 5м.

x	5	10	15
y	0,48	0,62	0,69

$$X_{\max} = 18,52; y_{\max} = 0,70.$$

Далее необходимо произвести гидравлический расчет дренажной системы.

2.2. Расчет и проектирование головного дренажа

2.2.1. Головной дренаж совершенного типа

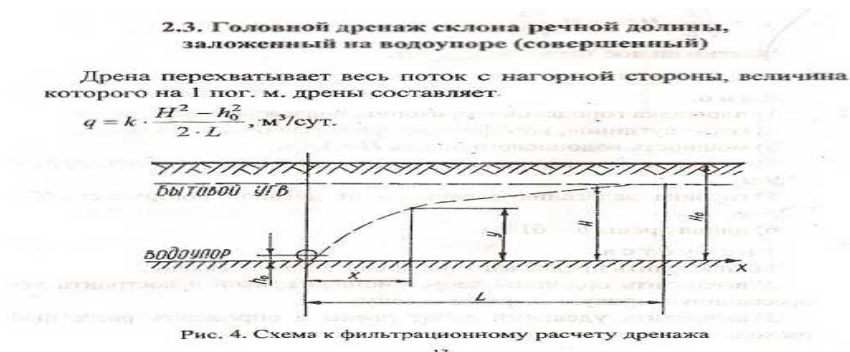


Рис. 11. Схема к фильтрационному расчету дренажа

Дрена перехватывает весь поток с нагорной стороны, величина которого на 1 пог.м. дрены составит

$$q = k \frac{H^2 - h_0^2}{2L}, \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}} \quad (20)$$

$$q = \frac{kH^2}{2L}, \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}}, \quad (21)$$

где H — мощность водоносного пласта в м; L — предел влияния дрены вверх по склону, определяется по формуле

$$L = 2S_0\sqrt{kH}, \text{ м}, \quad (22)$$

где, S_0 — заданное понижение грунтовых вод у дрены, м.

Депрессионная кривая вверх по склону строится по уравнению:

$$y = \sqrt{\frac{x}{L}(H^2 - h_0^2) + h_0^2}, \text{ м}; \quad (23)$$

$$y = \sqrt{\frac{x}{L}H^2} = H\sqrt{\frac{x}{L}}, \text{ м}. \quad (24)$$

Максимальное значение $y_{\text{max}} = H$.

После расчета q — удельного дебита дрены, определить расчетный расход при всей длине дрены:

$$Q = qb, \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}} \quad (25)$$

2.2.2. Головной дренаж несовершенного типа

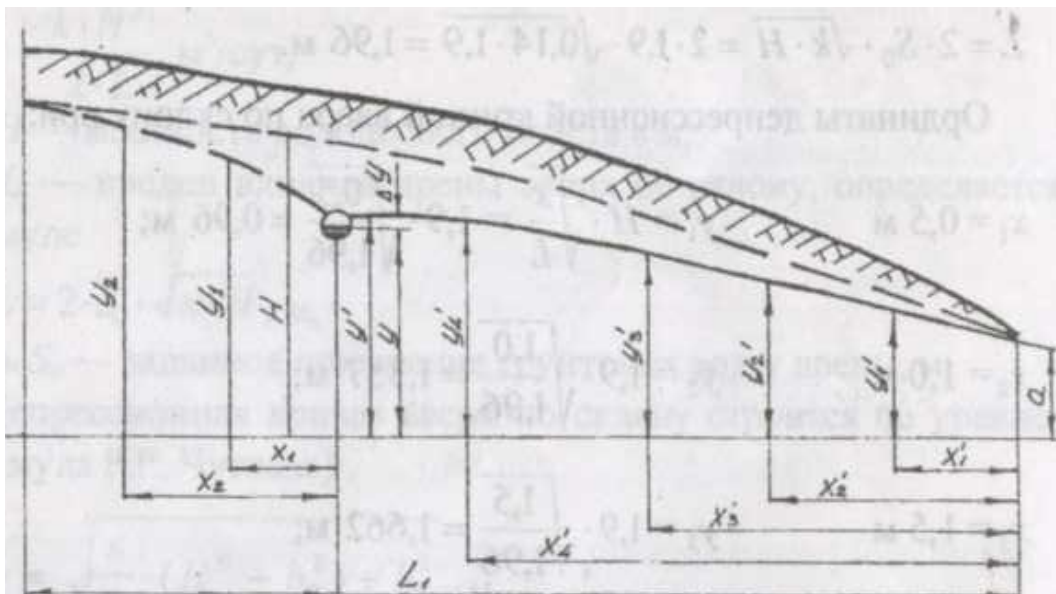


Рис. 12. Схема к фильтрационному расчету дренажа

Дрена перехватывает лишь часть потока фунтовых вод, поступающего с нагорной стороны. Приток воды в дренах на 1 м в плане определяется по формуле:

$$q = k \frac{H^2 - y^2}{2(L_1 + \delta y)}, \quad (26)$$

где y — напор воды в дрене (разность отметки уровня воды в коллекторе и кровли водоупора), м; H — мощность водоносного пласта в месте закладки дрены до понижения уровня фунтовых вод, м; L_1 — расстояние от дрены вниз по склону до ближайшего выхода фунтовых вод на поверхности земли, м; δ — коэффициент висячности, отражающий степень неполного перехвата расхода грунтового потока. Зависимость δ от расстояния между дренами и водоупором u (для дрены $d = 0,5$ м) приведена в табл. 14.

Таблица 14

u	2,5	3,0	4,0	5,0	10,0	20,0
δ	0,37	0,43	0,52	0,58	0,81	1,03

Депрессионная кривая вверх по склону строится по методу, как для совершенного головного дренажа.

В данном случае необходимо также построить кривую депрессии и вниз по склону. Для этого нужно сначала установить мощность водоносного пласта непосредственно ниже дрены после ее устройства

$$y' = y + \Delta y, \text{ м}, \quad (27)$$

где Δy — поправка к уровню воды в дрене, учитывающая несовершенство дрены, равная

$$\Delta y = \delta \frac{q}{k}, \text{ м}. \quad (28)$$

Промежуточные ординаты кривой депрессии для участка между дренами (уровень y') и местом выхода потока грунтовых вод на поверхность определяется (для случая $y > a$) по следующему уравнению:

$$y_x = \sqrt{\frac{x}{L_1} (y'^2 - a^2) + a^2}, \quad (29)$$

где y_x — ордината кривой депрессии в створе, отстоящем от места выхода грунтовых вод на поверхность на величину x , м; A — мощность водоносного горизонта в месте выхода его на поверхность, м.

Для расчета изначально рассчитывается предел влияния дрены:

$$L = 2S_0 \sqrt{kH}. \quad (30)$$

Затем определяем ординаты депрессионной кривой вверх по склону, задаваясь значениями x с шагом от 0,5 м до через 1,0 м, рассчитывая значения:

$$y = H \sqrt{\frac{x}{L}}, \text{ м.} \quad (31)$$

Мощность водоносного пласта непосредственно ниже дрены после ее устройства:

$$\Delta y = \delta \frac{q}{k}, \text{ м,} \quad (32)$$

$$y' = y + \Delta y, \text{ м.} \quad (33)$$

Промежуточные ординаты кривой депрессии для участка между дренажной и местом выхода грунтовых вод на поверхность составят при расчете значений:

$$y_x = \sqrt{\frac{x}{L_1} (y'^2 - a^2) + a^2}. \quad (34)$$

Значение « X » принимаются с шагом 200 м от 200 м, до достижения значения L . Далее рассчитывается приток воды в дренаж:

$$q = k \frac{H^2 - y^2}{2(L_1 + \delta_y)}. \quad (35)$$

В соответствии с заданным значением y (по условию) принимается значение δ , округляя до наиболее близкого.

Определяется расчетный расход:

$$Q = qb, \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}} \quad (36)$$

Построение депрессионной кривой вниз по склону выполняется на основе вычисленных показателей X и Y в масштабах:

горизонтальном 1:10000;

вертикальном 1:100.

2.2.3. Пример расчета головного дренажа несовершенного типа

Дано:

грунт — супесь;

коэффициент фильтрации 0,65;

мощность водоносного пласта, $H=4,8\text{ м}$;

расстояние от дрены вниз по склону до ближайшего выхода грунтовых вод на поверхность земли. $L_1=1400\text{м}$;

напор воды в дрене, $y=4$;

мощность водоносного пласта в месте выхода его на поверхность, $a=3$;

заданная величина понижения горизонта грунтовых вод, $S_0=1,2$;

длина дрены, $b=590$.

Решение:

По формуле 30, определяем предел влияния дрены:

$$L = 2 \cdot 1,2 \sqrt{0,65 \cdot 4,8} = 4,26 \text{ м.}$$

Затем по формуле 30, определяем ординаты депрессионной кривой вверх по склону, задаваясь значениями x с шагом от 0,5м до достижения значения напора воды в дрене:

x	0,5	1	1,5	2	2,5
y	1,65	2,33	2,86	3,29	3,69

По формуле 26 определяем приток воды в дрину на 1м:

$$q = 0,65 \frac{4,8^2 - 4^2}{2(1400 + 0,52 \cdot 4)} = 0,0016 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}}$$

По формулам 32 и 33, определяем мощность водоносного пласта непосредственно ниже дрены после ее устройства:

$$y' = 4 + 0,52 \frac{0,0016}{0,65} = 4,00 \text{ м.}$$

По формуле 29 находим промежуточные ординаты кривой депрессии для участка между дреной и местом выхода потока грунтовых вод на поверхность, с шагом 200м.

x	200	400	600	800	1000	1200	1400
y	3,16	3,32	3,46	3,61	3,74	3,87	4,00

По формуле 36, определяем расчетный расход:

$$Q = 0,0016 \cdot 590 = 0,96 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}}$$

На основе вычисленных показателей X и Y , необходимо построите депрессионные кривые вниз и вверх по склону в масштабах: горизонтальном 1:10000, вертикальном 1:100.

Заключительным этапом является проведение гидравлического расчета дренажной системы.

2.3. Гидравлический расчет трубчатых дренажей

2.3.1. Общая схема проведения расчета

Гидравлический расчет трубчатых дренажей заключается в определении диаметра труб, наполнения их водой и скорости течения в них воды.

Скорость течения воды при полном наполнении трубы определяется по формуле

$$V = \frac{c}{2} \sqrt{d - i}, \text{ м/с}, \quad (37)$$

где, d — диаметр трубы; i — уклон.

Значение коэффициента C принимается по формуле

$$C = \frac{70}{1 + \frac{2-n}{\sqrt{d}}}, \quad (38)$$

где n — коэффициент шероховатости внутренне поверхности трубы.

При неполном заполнении труб значение коэффициента C может быть принято по формуле

$$C = \frac{70}{1 + \frac{n}{\sqrt{d}}}, \quad (39)$$

Значение уклона, соответствующего определенной скорости течения воды, может быть определено по формуле

$$i = \frac{4 - V^2}{C^2 d} \quad (40)$$

Пропускная способность трубы определяется формулой

$$Q = V\omega, \text{ л/с} \quad (41)$$

где ω — площадь живого сечения трубы, заполненной водой (живое сечение).

Наибольшая пропускная способность трубы достигается при ее заполнении на $0,95d$, и наибольшая скорость — при заполнении трубы на $0,81d$. Практически заполнение дренажных труб-сборителей и отводящих коллекторов принимается в пределах 25-50% от их полного заполнения.

Для гидравлического расчета дренажных труб, при выполнении курсового проекта рекомендуется пользоваться номограммой гидравлического расчета дренажных труб (рис. 13).

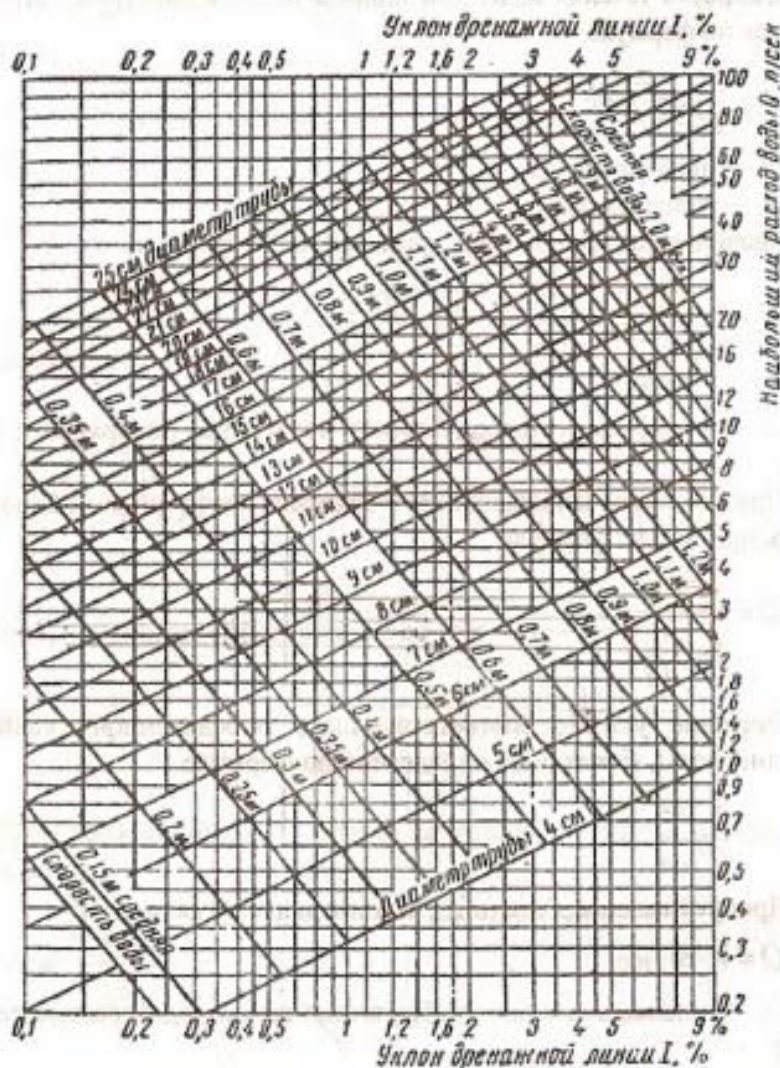


Рис.13. Номограмма гидравлического расчета дренажных труб

2.3.2. Пример расчета

Дано: расчетный расход коллектора дренажной сети $0,96 \text{ м}^3/\text{сут}$, уклон трубопровода (принимается по плану местности, в зависимости от определяемых проектных отметок), $i=0,015$.

Решение: по номограмме (рис.13) на соответствующих осях находим необходимые значения и на пересечении горизонтальной и вертикальной линий находим значения средней скорости воды и диаметр трубы: $d=40\text{мм}$, $V=0,35\text{м/сек}$. Принимаем $d=100\text{мм}$.

3. ЗАЩИТА ГОРОДСКОЙ ТЕРРИТОРИИ ОТ ЗАТОПЛЕНИЯ. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДАМБ ОБВАЛОВАНИЯ

Для выполнения расчетов студенту предоставляются данные: вид грунта; основание дамбы (водопроницаемое, водонепроницаемое); горизонт

высоких вод (ГВВ); коэффициент фильтрации тела дамбы; отметка поверхности основания дамбы; ширина дренажа; мощность водонепроницаемого пласта; величины ветрового нагона и наката волны на откос учту не подлежат.

Для выполнения работы требуется:

—Определить отметку гребня дамбы и профиль ее поперечного сечения

—Выполнить фильтрационный расчет и определить координаты фильтрационной кривой.

—Построить кривую депрессии и поперечный профиль дамбы.

3.1. Проектирование и расчет однородной дамбы на водонепроницаемом основании с трубчатым дренажем

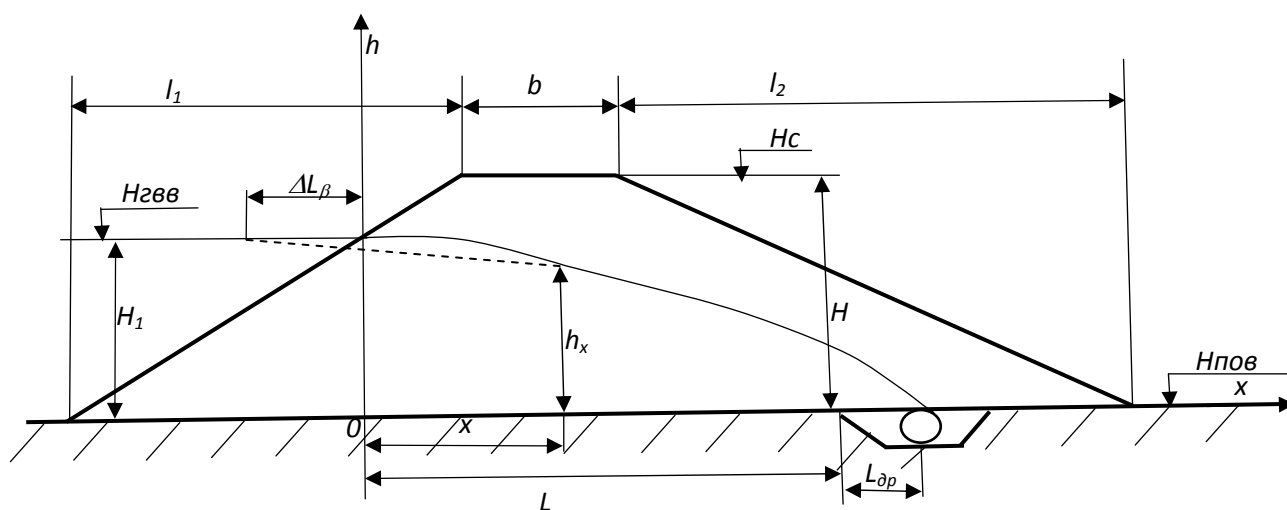


Рис.15. Расчетная схема однородной дамбы на водонепроницаемом основании с трубчатым дренажем

Определение верха дамбы:

$$H_c = H_{гвв} + a, \quad (42)$$

где a — возвышение дамбы над расчетной отметкой волны (принимается не менее 0,7); $H_{гвв}$ — величина (значение) уровня горизонта высоких вод.

Высота дамбы:

$$H = H_c - H_{пов}, \quad (43)$$

где, $H_{пов}$ — отметка поверхности основания.

Ширина дамбы по гребню:

$$b = 1.65\sqrt{H}. \quad (44)$$

Величина заложения откосов для однородной дамбы высотой, определенной в п. 2.

$$l_1 = H m_1, \quad (45)$$

$$l_2 = H m_2, \quad (46)$$

где m - Величина заложения откосов дамбы, принимается по таблице 15.

Таблица 15

Определение величины заложения откоса дамбы в зависимости от типа дамбы и грунта

Тип дамбы	грунты	Заложение откосов, м					
		До 5 м		5-8м		8-11м	
		m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
Однородная	Суглинки	2,00	2,00	2,50	2,00	3,00	2,25
Однородная	Супеси	2,25	2,00	2,50	2,00	3,00	2,50
Экран суглинистый	Пески	3,00	2,00	3,00	2,00	3,25	2,50

Примечание: m_1 — мокрый откос (верховой); m_2 — сухой (низовой).

Ширина основания дамбы:

$$L_0 = l_1 + l_2 + b. \quad (47)$$

Определение расчетных параметров

$$L_p = L + \Delta L_B; \quad (48)$$

$$\Delta L_B = \beta_B \cdot H_1; \quad (49)$$

$$m_1 > 2, \beta_B = 0.4; \quad (50)$$

$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1}, \quad (51)$$

где, H_1 — высота до выхода депрессионной кривой на поверхность дамбы

$$H_1 = H_{гвв} - H_{пов}, \quad (52)$$

$$L = L_0 - H_1 m_1 - 2.0 - L_{лн}, \quad (53)$$

где $L_{др}$ — ширина дренажа

Удельный фильтрационный расход воды в плотине на 1 м длины

$$q = \frac{k_T H_1^2}{2L_p}, \quad (54)$$

где K_T — коэффициент фильтрации тела дамбы.

Вычисление координат фильтрационной кривой

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - L_{др})}. \quad (55)$$

Значение «X» подставляют с шагом 3м, последнее значение «X» равно $x = L + L_{др}$, при этом значении $h_x = 0$

Кривую депрессии в зоне, где

$$h_x = H_1 - \frac{q}{k_T}, \text{ визуально исправляют.}$$

3.2. Проектирование и расчет однородной дамбы на водопроницаемом основании конечной мощности с трубчатым дренажем

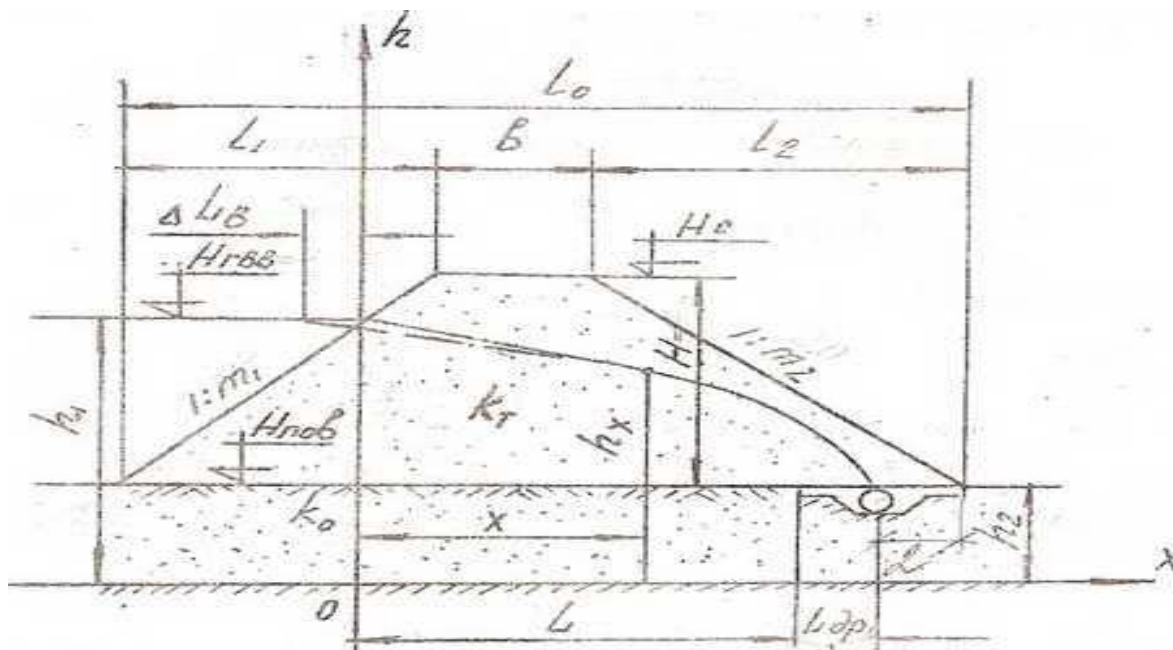


Рис.17. Расчетная схема дамбы на водопроницаемом основании конечной мощности ($K_0=K_T$) с трубчатым дренажем

Определение верха дамбы:

$$H_c = H_{гвв} + a, \quad (56)$$

где, a — возвышение дамбы над расчетной отметкой волны (принимается не менее 0,7); $H_{гвв}$ — величина (значение) уровня горизонта высоких вод.

Высота дамбы:

$$H = H_c - H_{пов}, \quad (57)$$

где, $H_{пов}$ — отметка поверхности основания

Ширина дамбы по гребню

$$b = 1.65\sqrt{H}. \quad (58)$$

Величина заложения откосов для однородной дамбы, определенной в п.2.

$$l_1 = H m_1, \quad (59)$$

$$l_2 = H m_2, \quad (60)$$

где, m - величина заложения откосов дамбы, принимается по таблице 16.

Таблица 16

Определение величины заложения откоса дамбы в зависимости от типа дамбы и грунта

Тип дамбы	грунты	Заложение откосов, м					
		До 5 м		5-8м		8-11м	
		m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
Однородная	Суглинки	2,00	2,00	2,50	2,00	3,00	2,25
Однородная	Супеси	2,25	2,00	2,50	2,00	3,00	2,50
Экран суглинистый	Пески	3,00	2,00	3,00	2,00	3,25	2,50

Примечание: m_1 — мокрый откос (верховой); m_2 — сухой (низовой)

Ширина основания дамбы

$$L_0 = l_1 + l_2 + b. \quad (61)$$

Расстояние от уровня ГВВ до водоупора

$$h_1 = H_{\text{ГВВ}} - H_{\text{пов}} + h_2, \quad (62)$$

где, h_2 — глубина залегания водоупора, мощность водоустойчивого пласта

$$L_p = L + L_B + L_{op}, \quad (63)$$

$$L_B = 0.4h_1, \quad (64)$$

где, h_1 — расстояние от уровня ГВВ до водоупора

$$L = b + H m_2 - 2L_{op}. \quad (65)$$

Удельный фильтрационный расход воды в плотине на 1 м длины

$$q = \frac{k_T (h_1^2 - h_2^2)}{2L_p}. \quad (66)$$

Вычисление координат кривой

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L + L_{op} - x + 0.4h_2) + h_2^2}. \quad (67)$$

В указанную формулу подставляем значение «X» с шагом 3м, пока значение «X» не приблизится к

$$x = L + L_{op}, \quad (68)$$

при этом значении показатель “h” равен 0,00

Фильтрационный расчет дамб, основания и берегов выполняют с целью:

определения фильтрационной прочности тела плотины, ее основания и берегов;

расчета устойчивости откосов дамбы и берегов; обоснования наиболее рациональных и экономичных форм, размеров и конструкций плотины, ее противофильтрационных и дренажных устройств.

Фильтрационными расчетами определяют параметры фильтрационного потока в теле дамбы и берегах:

положение поверхности фильтрационного потока (депрессионной поверхности);

фильтрационный расход воды через тело дамбы, основание и берега;

напоры (или градиенты напора) фильтрационного потока в теле дамбы, основании, а также в местах выхода фильтрационного потока в дренаж, нижний бьеф за подошвой низового откоса.

В настоящих методических указаниях рассматриваются два примера проектирования и расчета однородных грунтовых дамб: дамбы на водонепроницаемом основании с трубчатым дренажем.

Дренаж в подошве низового откоса является обязательным элементом водохранилищных и морских дамб. В речных дамбах дренаж, как правило, не предусматривается, так как в большинстве случаев из-за кратковременного напора воды на сооружение депрессионная кривая не успевает сформироваться в теле дамбы.

3. 3 Пример выполнения расчетов однородной дамбы на водонепроницаемом основании с трубчатым дренажем

Дано:

Тип дамбы

однородная

Грунт

супесь

Основание дамбы

водопроницаемая

Горизонт высоких вод (ГВВ)

$H_{ГВВ}=225,4$

Коэффициент фильтрации тела дамбы

$K_T=0,85$

Коэффициент фильтрации основания дамбы

$K_0=0,85$

Отметка поверхности основания дамбы

$H_{пов}=220$

Ширина дренажа

$L_{др}=0,5$

Мощность водонепроницаемого пласта

$h_2=1,5$

Величины ветрового нагона и наката волны на откос учету не подлежат.

Решение:

1. По формуле 42, определяем отметку верха дамбы

$$H_c = H_{гвв} + a = 225,4 + 0,7 = 226,1.$$

2. По формуле 43 определяем высоту дамбы

$$H = H_c - H_{\text{пов}} = 226,1 - 220 = 6,1 \text{ м.}$$

3. По формуле 44, определяем ширину дамбы по гребню

$$b = 1,65\sqrt{H} = 1,65\sqrt{6,1} = 4,08 \text{ м.}$$

4. По формулам 45, 46, определяем величину заложения откосов для однородной дамбы из супеси высотой 6,1 м:

$$l_1 = H m_1 = 6,1 \cdot 2,5 = 15,25 \text{ м.}$$

$$l_2 = H m_2 = 6,1 \cdot 2 = 12,2 \text{ м.}$$

5. По формуле 47, определяем ширину основания дамбы

$$L_0 = l_1 + l_2 + b = 15,25 + 12,2 + 4,08 = 31,53 \text{ м.}$$

6. Далее по формулам 48-53, определяем расчетные параметры дамбы

$$H_1 = H_{\text{зев}} - H_{\text{пов}} = 225,4 - 220 = 5,4 \text{ м.}$$

$$\Delta L_B = \beta_B H_1 = 0,4 \cdot 5,4 = 2,16 \text{ м.}$$

Расположение дренажной трубы в плане принимается на расстоянии 2 м от границы подошвы откоса к центру дамбы. Тогда:

$$L = L_0 - H_1 m_1 - 2 \cdot 0,5 = 31,53 - 5,4 \cdot 2,5 - 2 \cdot 0,5 = 15,53 \text{ м.}$$

$$L_p = L + \Delta L_B = 15,53 + 2,16 = 17,69 \text{ м.}$$

7. По формуле 54, рассчитываем удельный фильтрационный расход воды в плотине на 1 м

$$q = \frac{k_T H_1^2}{2 L_p} = \frac{0,85 \cdot 5,4^2}{2 \cdot 17,69} = 0,7 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}}$$

8. По формуле 55, вычисляем координаты фильтрационной кривой, задаваясь значениям X с шагом 3 м

X	3	6	9	12	15
Y	4,63	4,06	3,4	2,58	1,3

По полученным значениям X и Y строят депрессионную кривую. В зоне где $h_x = H_1 - \frac{q}{k_T}$, кривую депрессии визуально исправляют.

$$h_x = 5,4 - \frac{0,7}{0,85} = 4,58.$$

На основании проведенных расчетов составляется профиль однородной дамбы обвалования на водонепроницаемом основании с трубчатым дренажем.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 42.13330.2011 Свод правил. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89*. Министерство регионального развития Российской Федерации. — М., 2011, — 114 с.
2. СП 32.13330.2012 Свод правил. Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85. Министерство регионального развития Российской Федерации. — М., 2012, — 94 с.
3. СП 39.13330.2012 «СНиП 2.06.05-84 Плотины из грунтовых материалов»
4. СП 116.13300.2012.Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов.
5. ГОСТ 21.704-2011. Межгосударственный стандарт. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации наружных сетей водоснабжения и канализации (введен в действие Приказом Росстандарта от 11.10.2012 N 484-ст) из информационного банка "Строительство"
6. *Абрамов, С. К.* Подземные дренажи в промышленном и городском строительстве / С. К. Абрамов. — М. : Стройиздат, 1973.
7. *Бакутис, В.Э.* Инженерная подготовка городских территорий / В. Э. Бакутис. — М. : Высш.шк., 1970.

Публикуется в авторской редакции

Минимальные систем. требования:
PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0.

Подписано в свет 12.12.2018

Гарнитура «Таймс». Уч.-изд. л. 1,4. Объем данных 0,84 Мбайт.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Волгоградский государственный технический университет»
400074, Волгоград, ул. Академическая, 1
<http://www.vgasu.ru>, info@vgasu.ru