

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА  
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ, НАУКИ И КАДРОВ

Учреждение образования  
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ  
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

В. И. Желязко, В. М. Лукашевич, И. А. Левшунов

**СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ  
МЕЛИОРАЦИИ**

**МЕРОПРИЯТИЯ  
ПО ОРГАНИЗАЦИИ СТОКА  
И ОТВОДА ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД**

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
по образованию в области сельского хозяйства  
в качестве учебно-методического пособия  
для студентов учреждений высшего образования, обучающихся  
по специальности 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство*

Горки  
БГСХА  
2019

УДК 631.626.5(075.8)  
ББК 40.6я73  
Ж50

*Рекомендовано методической комиссией  
мелиоративно-строительного факультета 22.04.2019 (протокол № 8)  
и Научно-методическим советом БГСХА 24.04.2019 (протокол № 8)*

Авторы:  
доктор сельскохозяйственных наук, профессор  
*В. И. Желязко;*  
кандидат сельскохозяйственных наук, старший преподаватель  
*В. М. Лукашевич;*  
старший преподаватель *И. А. Левшунов*

Рецензент:  
доктор географических наук, профессор *А. А. Волчек;*  
доктор сельскохозяйственных наук, профессор *П. Ф. Тиво*

**Желязко, В. И.**  
Ж50 Сельскохозяйственные мелиорации. Мероприятия по организации стока и отвода поверхностных вод : учебно-методическое пособие / В. И. Желязко, В. М. Лукашевич, И. А. Левшунов. – Горки : БГСХА, 2019. – 111 с.  
ISBN 978-985-467-965-5.

В данном пособии представлены инженерно-мелиоративные расчеты по проектированию сооружений и организации поверхностного стока. Имеются примеры расчета слоев, расходов и объемов стока, гидравлические и фильтрационные расчеты подложбинного коллектора, водоема копани, колодцев-поглотителей, колонок-поглотителей. Пособие является руководством для самостоятельной работы по курсовому и дипломному проектированию.

Для студентов учреждений высшего образования, обучающихся по специальности 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство.

УДК 631.626.5(075.8)  
ББК 40.6я73

ISBN 978-985-467-965-5

© УО «Белорусская государственная  
сельскохозяйственная академия», 2019

## ВВЕДЕНИЕ

В пособии рассматриваются вопросы проектирования сооружений и мероприятия для организации стока и отвода поверхностных вод мелиорируемых земель во время весеннего половодья и дождевых паводков.

Дренажные системы, рассчитанные на отвод поверхностных вод, обеспечивают понижение уровня грунтовых вод на необходимую глубину в установленные сроки. Такие дренажные системы состоят из комплекса сооружений и включают мероприятия по организации стока и отвода поверхностных вод, а именно:

а) оградительная сеть (для защиты мелиорируемых земель от поверхностных и грунтовых вод, поступающих с прилегающих водосборов);

б) ложбины, колодцы-поглотители, дренаы с фильтрующей засыпкой траншей или с установкой колонок-поглотителей, дренаы с засыпкой траншей местным хорошо водопроницаемым грунтом (для отвода воды из замкнутых понижений в проводящую сеть или в водоемы-копани);

в) водоемы-копани (для аккумуляции поверхностного и дренажного стока при невозможности или экономической нецелесообразности строительства на объекте открытой проводящей сети);

г) планировка поверхности мелиорируемых земель бульдозером и длиннобазовым планировщиком, глубокое рыхление почв среднего и тяжелого механического состава (для предотвращения застаивания поверхностных вод в понижениях поверхности).

Сооружения и мероприятия для организации стока и отвода поверхностных вод являются составной частью мелиоративной системы и проектируются в увязке с остальными ее элементами (водоприемник, открытая и закрытая проводящая сеть с подпорными и переездными сооружениями, регулирующая сеть, дороги).

Нормы и правила проектирования водоприемника, закрытой и открытой проводящей сети, закрытой и открытой регулирующей сети для регулирования уровня грунтовых вод на мелиорируемых землях изложены в ТКП [1; 2].

В этих же литературных источниках изложены также нормы и правила проектирования оградительной сети, входящей в комплекс сооружений и мероприятий для организации стока и отвода поверхностных вод.

Нормы и правила проектирования сооружений на мелиоративной сети и дорог изложены в ТКП [1; 4].

Проектирование конкретных мероприятий и инженерных решений по организации поверхностного стока должно осуществляться в соответствии с требованиями литературных источников [1; 3].

Мероприятия по организации поверхностного стока могут включать в себя:

- обеспечение защиты мелиорированных земель от поверхностных и грунтовых вод, поступающих с прилегающих водосборов;
- восстановление и устройство искусственных ложбин, устройство кюветов вдоль дорог, колонок-поглотителей и колодцев-поглотителей для отвода поверхностных вод из замкнутых понижений;
- сгущение закрытого дренажа;
- планировку поверхности мелиорированных земель;
- ликвидацию западин и понижений;
- восстановление и устройство водоемов-копаней для аккумуляции поверхностного и дренажного стоков;
- разравнивание вынутого из каналов грунта с восстановлением или устройством в откосах воронок для сброса поверхностных вод, срезку существующих кавальеров.

## 1. ЗАЩИТА МЕЛИОРИРОВАННЫХ ЗЕМЕЛЬ ОТ ПОВЕРХНОСТНЫХ И ГРУНТОВЫХ ВОД, ПОСТУПАЮЩИХ С ПРИЛЕГАЮЩИХ ВОДОСБОРОВ

Оградительная осушительная сеть предназначается для защиты мелиорируемой территории от затопления и подтопления грунтовыми и поверхностными водами, поступающими с территории внешнего водосбора, и проектируется, как правило, по ее контуру.

В зависимости от источников водного питания и расчетных расходов воды оградительная осушительная сеть может проектироваться в виде открытых, ловчих каналов, закрытых ловчих дрен, нагорных каналов, ложбин, линейного вертикального дренажа.

Нагорные каналы ограждают осушаемую территорию от притока поверхностных вод, и располагают их на границе осушаемой территории, на верхней части склонов. По начертанию в плане они бывают непрерывные; прерывистые; Y-образные; пограничные – перехватывающие поверхностный сток с залесенных водосборов [8].

*Непрерывные* каналы располагаются непрерывно вдоль всего склона и непосредственно впадают в магистральный канал или водоприемник (рис. 1.1).

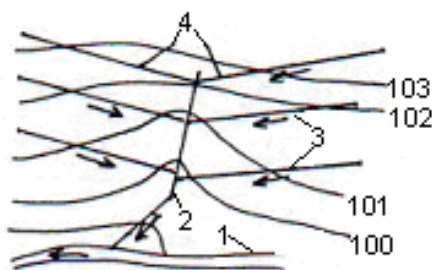


Рис. 1.1. Схема расположения непрерывных нагорных каналов: 1 – водоприемник; 2 – магистральный канал; 3 – транспортирующие собиратели; 4 – нагорные каналы

*Прерывистые* служат для продолжения открытых проводящих каналов. Такое расположение нагорных каналов возможно, когда прите-

кающие поверхностные воды не содержат большого количества наносов и не представляют сосредоточенных потоков (рис. 1.2).

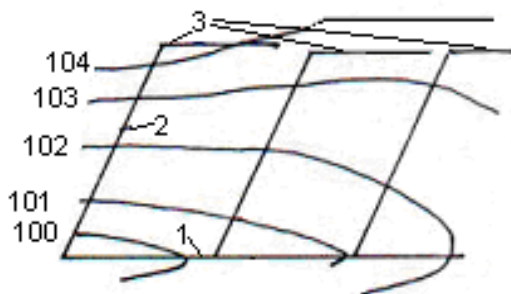


Рис. 1.2. Схема расположения прерывистых нагорных каналов: 1 – магистральный канал; 2 – сбросная часть нагорного канала; 3 – рабочая часть нагорного канала

*У-образные* каналы устраивают в тех случаях, когда прилегающие склоны имеют большую изрезанность отдельными тальвегами (рис. 1.3).

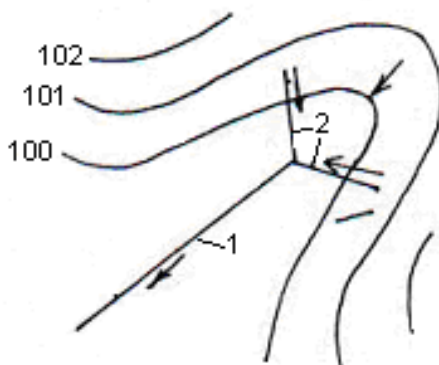


Рис. 1.3. Схема расположения У-образных нагорных каналов: 1 – сбросная часть нагорного канала; 2 – рабочая часть нагорного канала

*Пограничные*, перехватывающие воду из примыкающих к осушаемому массиву залесенных водосборов. При осушении болот такие каналы располагают по границе залежи торфа (рис. 1.4).

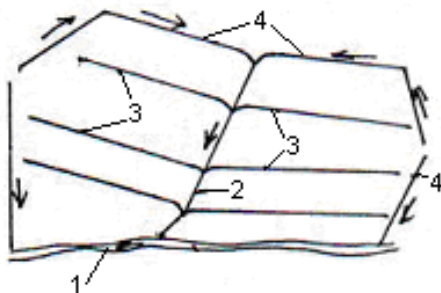


Рис. 1.4. Схема расположения пограничных нагорных каналов: 1 – водоприемник; 2 – магистральный канал; 3 – транспортирующие собиратели; 4 – пограничные нагорные каналы

Трасса нагорных каналов в плане должна иметь плановое очертание, а дно – однообразный уклон. Нагорные каналы выполняют трапецеидального профиля с несимметричным сечением (рис. 1.5): верховой откос делают пологим (в 2–5 раз положе низового) и засевают травами, заложение низового откоса принимают в зависимости от характера грунта (прил. 1).

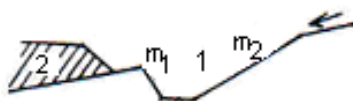


Рис. 1.5. Конструктивная схема поперечного сечения нагорного канала: 1 – сечение канала; 2 – кавальер

Глубина нагорных каналов должна быть не более 1,0–1,2 м, причем грунт выемки (кавальер) следует размещать только на низовой стороне. Устройство такого обвалования значительно увеличивает площадь живого сечения канала. Чтобы предупредить заиливание каналов наносами, поступающими вместе с водой, целесообразно вдоль верховой стороны их делать посадки кустарников.

Если трасса нагорного канала проходит через культурные сельскохозяйственные угодья (пашня, пастбище), то вместо открытых нагорных каналов можно применить закрытый собиратель, который для увеличения водозахватной способности можно совместить с ложбиной. Диаметр труб для такого собирателя подбирают расчетом, который будет рассмотрен ниже.

Ловчие каналы или дрены – разновидность оградительной сети, предназначенной для перехвата и понижения уровня грунтовых и грунтово-напорных вод, притекающих к осушаемой площади со стороны внешнего водосбора. Обычно их располагают в зоне выклинивания грунтовых вод в виде родников, а при наличии напорных грунтовых вод – вдоль линии наибольших пьезометрических напоров. Практически для речных долин это будет линия перехода коренного берега к пойме. При осушении болот в случае равномерного входа грунтового потока ловчие каналы следует располагать поперек потока грунтовых вод, вдоль границы торфяной залежи.

Для того чтобы ловчий канал наиболее эффективно перехватывал грунтовые воды и способствовал уменьшению их напора, нижняя часть его сечения должна врезаться в грунты, насыщенные водой. Если ловчий канал трассируют по болоту или минеральным землям, то его глубину устанавливают в пределах 1,5–2,0 м, но с обязательным условием заглубления в подстилающие, хорошо водопроницаемые водонесные грунты не менее чем на 0,5 м.

При глубоком залегании напорного водоносного горизонта устройство открытых ловчих каналов по технико-экономическим соображениям нецелесообразно. В этом случае возможно применение самоизливающихся трубчатых колодцев, установленных через 20–40 м, устройство закрытого горизонтального головного дренажа, а в приемлемых гидрогеологических условиях – вертикального дренажа (рис. 1.6).

Сопряжение ловчих каналов с проводящими в случае, когда ловчий канал является последним впадающим каналом, может осуществляться дно в дно, т. е. дно принимающего канала служит продолжением дна ловчего канала.

Поперечное сечение ловчих каналов глубиной до 2 м во всех грунтах, а в устойчивых и более 2 м обычно имеет трапециевидную форму. Поскольку ловчие каналы, как правило, необходимо закреплять, то форма их сечения зависит от конструкции крепления. Если ловчий канал имеет глубину более 2,0–2,5 м и проходит в хорошо разложив-



шихся торфяниках (степень разложения торфа более 50 %) или в смешанных, легких, иловатых и разжиженных грунтах, форма его сечения должна быть параболической (рис. 1.7).

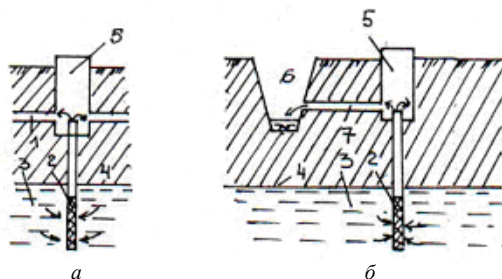


Рис. 1.6. Конструкция ловчих дрен с вертикальными самоизливающимися колодцами: *а* – с закрытой ловчей дреной; *б* – в сочетании с открытым ловчим каналом; 1 – закрытый коллектор (дрена); 2 – фильтр самоизливающийся скважины (колодца); 3 – водоносный (напорный) пласт; 4 – слабопроницаемый слой; 5 – колодец; 6 – открытый канал; 7 – сбросная труба

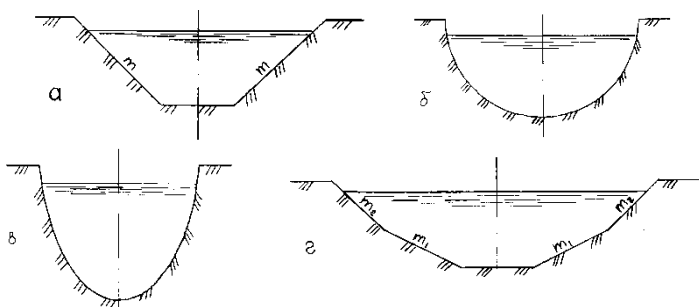


Рис. 1.7. Поперечные сечения мелиоративных каналов: *а* – трапецидальное; *б* – круглое; *в* – параболическое; *г* – полигональное

Теорию расчета осушительного действия ловчего канала, дно которого лежит на наклонном водопоре, при внешнем питании грунтовых вод предложил Н. Н. Павловский (рис. 1.8).

Форма кривой депрессии выше канала (по течению потока) определяется уравнением

$$ix = H_0 - y + H \ln \frac{H - H_0}{H - y}, \quad (1.1)$$

ниже канала – выражением

$$ix = y - H_0 + H \ln \frac{H + H_0}{H + y}, \quad (1.2)$$

где  $i$  – уклон дна водоупора или  $i_1$  и  $i_2$ , если разные уклоны;

$H$  – толщина потока грунтовых вод при равномерном движении;

$H = q/k$  – приток грунтовых вод на 1 м длины канала с одной из сторон, м<sup>3</sup>/сут;

$k$  – коэффициент фильтрации, м/сут.

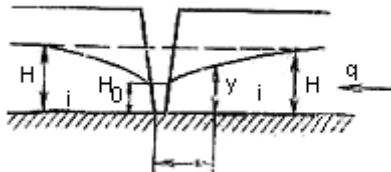


Рис. 1.8. Схема действия ловчего канала при наклонном водоупоре

Когда дно ловчего канала не доходит до водоупора, то расчет ведут по способу Гопера и Треффтца (рис. 1.9).

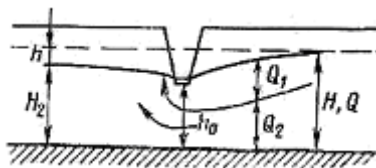


Рис. 1.9. Схема действия ловчего канала, когда дно не доходит до водоупора

Между расходом  $Q_1$ , поступающим в канал  $Q_2$ , протекающим под каналом, глубиной потока  $H$  выше канала, соответствующей расходу  $Q = Q_1 + Q_2$ , и глубиной  $H_2 = H - h$  ниже канала имеются соотношения:

$$\frac{Q}{Q - Q_1} = \frac{H}{H_1 - h}; \quad h = H - H_2; \quad \frac{Q}{Q_2} = \frac{H}{H_2}. \quad (1.3)$$

Для случая глубокого положения водоупора и установившегося потока имеются формулы В. И. Аравина, не учитывающие испарение и осадки:

$$x = q \left( ch \frac{\pi y}{2q} - 1 \right); \quad y = \frac{2q}{\pi} \operatorname{arch} \left( \frac{x}{q} - 1 \right); \quad q = \frac{Q_1}{k}, \quad (1.4)$$

где  $x, y$  – координаты кривой депрессии;

$ch$  – гиперболический косинус;

$q$  – расход грунтового потока на 1 м его ширины;

$k$  – коэффициент фильтрации.

Расчет ловчих каналов и головных дрен по способу С. Ф. Аверьянова (рис. 1.10) состоит в том, что по известному исходному положению уровня грунтовых вод или пьезометрическому уровню находят положение их при действии ловчего канала и определяют дальность действия канала.

Дальность действия ловчего канала определяют выше него ( $B_0$ ) и ниже ( $B'_0$ ).

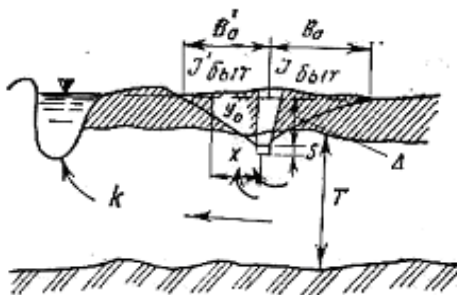


Рис. 1.10. Схема действия ловчего канала по С. Ф. Аверьянову

Для притока грунтовых вод выше канала

$$B_0 = 1,5\sqrt{L\Delta / I'_{\text{быт}}}; \quad (1.5)$$

ниже канала

$$B'_0 = 1,5\sqrt{L\Delta / I'_{\text{быт}}}; \quad (1.6)$$

или приближенно

$$B'_0 = \frac{1}{2} \frac{\Delta}{I'_{\text{быт}}}, \quad (1.7)$$

где  $I'_{\text{быт}}$ ,  $I'_{\text{быт}}$  – уклон грунтовых вод выше и ниже канала;

$L$  – длина канала;

$\Delta$  – расстояние от исходного положения кривой депрессии до уровня воды в канале.

Ординаты кривой депрессии выше канала

$$y_0 = \Delta \left( 1 - \frac{x}{B_0} \right) \quad (1.8)$$

и ниже канала

$$y'_0 = \Delta \left( 1 - \frac{x}{B'_0} \right). \quad (1.9)$$

Этот способ расчета применим для ловчих каналов и глубоких дренажей в потоке любой мощности и в потоке со свободной поверхностью грунтовых вод при конечном залегании водоупора (при  $T/\Delta > 5$  с ошибкой 10 % и для  $T/\Delta > 2$  с ошибкой 25 %), где  $T$  – глубина залегания водоупора от неподвижной поверхности грунтовых вод;  $\Delta$  – искусственное понижение.

Нагорно-ловчий канал перехватывает поверхностные и грунтовые воды. Если прилегающий к ловчему каналу водосбор покрыт кустарником, а поступающие поверхностные воды имеют небольшие расходы и вода не содержит наносов, то нагорный канал совмещают с ловчим каналом.

Таким образом, проектирование и расчет оградительной сети при защите мелиорированных земель зависят от типа водного питания территории, рельефа местности, в некоторой степени от почв, слагающих участок, и сельскохозяйственного использования земель.

## 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ИСКУССТВЕННЫХ ЛОЖБИН

Ложбина стока – это искусственное линейно-протяженное сооружение в виде неглубокого канала с уположенными откосами, служащее для отвода поверхностных вод из замкнутых понижений и тальвегов (рис. 2.1).

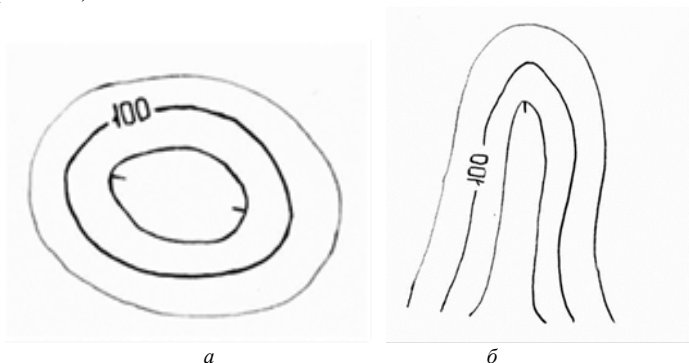


Рис. 2.1. Формы рельефа:  
а – замкнутое понижение; б – тальвег

Ложбины, применяемые для отвода поверхностных вод:

а) из раскрываемых замкнутых понижений (западин) глубиной более 0,15 м называются западинными ложбинами;

б) по естественным тальвегам и незамкнутым понижениям поверхности мелиорируемых земель – тальвеговыми ложбинами.

К тальвеговым относятся также оградительные ложбины, служащие для перехвата поверхностных вод, поступающих на мелиорируемые земли с внешней водосборной площади.

Прокладывать ложбины необходимо по наиболее низким элементам рельефа, по возможности прямолинейными в плане, под углом 60–90° к направлению вспашки.

Сброс воды из ложбин предусматривается в каналы проводящей сети, водоемы-копани, закрытые водоотводящие коллекторы.

При достаточном уклоне поверхности мелиорируемого участка дно западной ложбины за седловиной можно выводить на поверхность земли.

Сопряжение ложбины с проводящим каналом или водоемом-копанью предусматривается по типу воронки. Конструкция воронки принимается в зависимости от расчетного расхода ложбины.

Сопряжение ложбины с закрытым коллектором предусматривается через колодец-поглотитель.

Проектирование ложбин выполняется с учетом следующих основных требований к их параметрам.

Длина ложбин должна быть не более 400 м, глубина – не более 0,4 м, уклон дна – не менее 0,002.

При безуклонном или малоуклонном рельефе поверхности уклон дна ложбины допускается уменьшать до 0,001, а длина ее в таких условиях должна превышать 200 м.

Не допускается уменьшение уклона дна в нижней части ложбины.

При холмистом или западном рельефе глубину ложбины на водораздельных участках небольшой протяженности допускается увеличивать до 0,6 м.

При раскрытии замкнутых понижений глубиной свыше 0,3 м в минеральных грунтах для уменьшения глубины ложбин предусматривается частичная засыпка понижений.

Раскрытие заторфованных замкнутых понижений предусматривается путем устройства каналов.

Для раскрытия западин проектируются засеваемые ложбины (откосы и дно ложбин засеваются теми же сельскохозяйственными культурами, которые выращиваются на прилегающих землях). Коэффициент заложения откосов таких ложбин –  $m \geq 10$ , ширина по дну –  $b = 5-50$  м, ширина по верху должна быть близка к ширине раскрываемой западины (чтобы обеспечить нормальные условия для работы сельскохозяйственной техники).

Тальвеговые ложбины также проектируются засеваемыми, если обеспечивается не размывающая скорость при прохождении расчетного расхода. Коэффициент заложения откосов засеваемых тальвеговых ложбин –  $m = 10$ .

При размывающей расчетной скорости проектируются незасеваемые тальвеговые ложбины с креплением откосов и дна одерновкой или посевом трав. Для таких ложбин принимается коэффициент заложения откосов  $m = 3-5$ . Ширина по дну засеваемых и незасеваемых тальвеговых ложбин –  $b = 0,6-1,0$  м.

В том случае, если из-за малого уклона поверхности длина западинной ложбины больше тройной длины раскрываемой западины, целесообразно после прохождения седловины сбросить ложбину через колодец-поглотитель в закрытый коллектор или предусмотреть полную засыпку западины без ее раскрытия.

Под дном тальвеговой ложбины закладывается подложбинный коллектор, с помощью которого обеспечивается отвод поверхностной воды, застаивающейся в растительном покрове и в микропонижениях русла, а также своевременное понижение уровня грунтовых вод под дном и откосами в необходимых пределах и в установленные сроки.

Регулирующая сеть на прилегающих площадях проектируется с таким расчетом, чтобы ближайшие к ложбине дрены закладывались на расстоянии более 2,5–3,0 м от бровок.

В рыхлых хорошо водопроницаемых грунтах с коэффициентами фильтрации  $K \geq 1,0$  м/сут. Применяется обычная засыпка траншеи подложбинного коллектора местным грунтом. В средне- и слабопроницаемых грунтах предусматривается установка в траншее колонок-поглотителей из уложенных горизонтально фашин или пунктирная засыпка траншеи из средне- и крупнозернистых песков, песчано-гравийных смесей.

Если по условиям рельефа ложбину пересекает систематическая дренажная сеть, предусматривается установка колонок-поглотителей на пересечении ложбины с дренами. Подложбинный коллектор в этом случае не закладывается.

Расчет количества колонок-поглотителей и интервалов между ними дается ниже.

Под дном западинной ложбины и раскрываемой западины закладывается систематическая дренажная сеть со сгущением в 1,5–2 раза большим по сравнению с соседними равнинными участками.

При проектировании подложбинного коллектора необходимо предусматривать надежную защиту дренажных труб от заиливания (сплошную обертку стеклохолстом ВВ-АМ в два слоя, устройство объемного фильтра из соломы, льняной костры, гравийно-песчаной смеси, опилок и т. п.).

При устройстве ложбин и раскрытии замкнутых понижений с частичной их засыпкой необходимо предусматривать мероприятия по сохранению гумусового слоя почвы.

## 2.1. Гидравлические расчеты ложбин

Расчетными периодами при гидравлических расчетах тальвеговых ложбин являются периоды весеннего половодья (ранневесенний) и дождевых паводков.

При проектировании западинных ложбин гидравлические расчеты не требуются.

По тальвеговым ложбинам гидравлические расчеты в обязательном порядке необходимо выполнять:

- а) при расчетном расходе свыше  $0,05 \text{ м}^3/\text{с}$ ;
- б) уклоне дна более  $0,005$ .

В процессе расчетов определяются глубина потока и скорость течения воды.

Гидравлические расчеты ложбин выполняются по формулам равномерного движения воды

$$Q = \omega c \sqrt{Ri} ; \quad (2.1)$$

$$v = c \sqrt{Ri} , \quad (2.2)$$

где  $Q$  – расчетный расход ложбин,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;

$\omega$  – площадь живого сечения потока,  $\text{м}^2$ ;

$c$  – скоростной коэффициент (коэффициент Шези);

$R$  – гидравлический радиус живого сечения потока, м;

$i$  – уклон дна ложбины, доли единицы;

$v$  – скорость течения воды, м/с.

В качестве расчетных расходов при проектировании ложбин принимаются максимальные расходы весеннего половодья и дождевых паводков. Определяются максимальные расходы по прил. 2; 3; 4.

Площадь живого сечения потока при трапецидальной форме сечения ложбины

$$\omega = h (b + mh), \quad (2.3)$$

где  $h$  – глубина потока, м;

$b$  – ширина ложбины по дну, м;

$m$  – коэффициент заложения откосов.

Гидравлический радиус живого сечения потока



$$R = \frac{\omega}{\chi}, \quad (2.4)$$

где  $\chi$  – смоченный периметр сечения, м.

Для трапецеидального сечения

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}. \quad (2.5)$$

Скоростной коэффициент, или коэффициент Шези  $c$  ( $\text{м}^{0.5}/\text{с}^2$ ), определяется по формуле Н. Н. Павловского

$$c = \frac{R^y}{n}. \quad (2.6)$$

Для ложбин распластанного поперечного сечения (величина гидравлического радиуса находится в пределах  $0,1 < R \leq 1,0$  м) показатель степени  $y = 1,5\sqrt{n}$ .

Коэффициент шероховатости русла ложбины принимается:

а) для засеваемых ложбин  $n = 0,03$ ;

б) для ложбин с креплением дна и откосов одерновкой или посевом трав  $n = 0,04$ ;

Гидравлические расчеты ложбин удобно выполнять на ЭВМ по программе для проектирования каналов. При этом проектирование дна ведется в режиме интерполяции (по заданным отметкам дна в устье, в истоке и в точках перелома уклона).

Допустимые неразмывающие скорости для ложбин принимаются по ТКП [1] или по прил. 5:

а) в зависимости от мехсостава грунтов – при расчете засеваемых ложбин по расходу дождевых паводков;

б) применительно к сплошной одерновке (но не менее чем в подпункте «а») для грунтов, слагающих русло) – при расчете закрепленных ложбин по расходам обоих расчетных периодов, а также засеваемых ложбин по расходу весеннего половодья.

Если расчетная скорость превышает допустимую на размыв, можно предусмотреть крепление откосов ложбины посевом трав или применить иной способ отвода поверхностных вод.

## 2.2. Гидравлические и фильтрационные расчеты подложбинных коллекторов

Для обеспечения отвода поверхностной воды, застаивающейся в растительном покрове и в микропонижениях русла тальвеговой ложбины, а также своевременное понижение уровня грунтовых вод под дном и откосами в необходимых пределах и в установленные сроки, проектируется и рассчитывается подложбинный коллектор.

В процессе гидравлических расчетов подложбинных коллекторов определяются необходимые диаметры труб и скорости движения воды в них.

Диаметр подложбинного коллектора из гончарных труб определяется по формуле

$$D_0 = 1,549 \left( \frac{n Q_{\text{кр}}}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}, \quad (2.7)$$

где  $n$  – коэффициент шероховатости труб;

$Q_{\text{кр}}$  – расчетный расход коллектора, м<sup>3</sup>/с;

$i$  – строительный уклон коллектора на расчетном участке, доли единицы.

Вычисленная по формуле величина  $D_0$  округляется в большую сторону до ближайшего стандартного значения диаметра труб (прил. 6).

Независимо от результатов гидравлического расчета минимальный внутренний диаметр подложбинного коллектора из гончарных труб необходимо принимать не менее 0,075 м.

Величина коэффициента шероховатости гладкостенных труб  $n$  принимается по прил. 7 с учетом того, что к сложным условиям следует относить строительство дренажа:

а) в торфяниках с плотностью сухого вещества  $Y_c \leq 0,14$  г/см<sup>3</sup> (при мощности слоя торфа 1,8 м и более);

б) в условиях грунтово-напорного питания;

в) в водонасыщенных слабоустойчивых песках и супесях;

г) в грунтах с недостаточной несущей способностью при укладке труб на стеллажах или водоприемно-соединительных муфтах;

д) в грунтах с внутрипочвенной закамененностью свыше 0,5 % (более 0,03 м<sup>3</sup> на 10 м траншеи) при наличии камней диаметром 0,20 см и более;

е) в торфяных грунтах с содержанием погребенной древесины свыше 0,5 %.

ж) на участках раскорчевки пней, мелколесья, кустарника (густого и средней густоты);

з) при безуклонной или малоуклонной поверхности мелиорируемых земель ( $I < 0,005$ ).

Строительный уклон коллектора берется по продольному профилю на расчетном участке.

Диаметр подложбинного коллектора из полиэтиленовых гофрированных труб определяется по формулам:

а) для нормальных условий строительства дренажа

$$D_0 = 0,344 Q_{\text{кр}}^{0,382} i^{-0,20}, \quad (2.8)$$

б) для сложных условий строительства дренажа

$$D_0 = 0,330 Q_{\text{кр}}^{0,370} i^{-0,20}, \quad (2.9)$$

где  $D_0$  – внутренний диаметр труб, м;

$Q_{\text{кр}}$  – расчетный расход коллектора, м<sup>3</sup>/с;

$i$  – строительный уклон коллектора на расчетном участке, доли единицы.

Сложные условия строительства дренажа перечислены выше.

Вычисленная по формулам величина  $D_0$  округляется в большую сторону до ближайшего стандартного значения диаметра принятого типа труб (прил. 8).

Независимо от результатов гидравлического расчета минимальный внутренний диаметр подложбинного коллектора из полиэтиленовых гофрированных труб необходимо принимать не менее 0,065 м.

В том случае, если расчетная величина диаметра в устьевой части подложбинного коллектора для гончарных труб  $D_0 > 0,075$  м, а для полиэтиленовых гофрированных труб  $D_0 > 0,065$  м, целесообразно выполнить расчеты  $D_0$  в створах 0,75L, 0,5L, 0,25L и принять диаметр верховой части коллектора в соответствии с результатами этих расчетов.

Объем застаивающейся в русле тальвеговой ложбины поверхностной воды и расчетный расход подложбинного коллектора при отводе этой воды определяются в следующем порядке.

Объем застаивающейся поверхностной воды на всем протяжении ложбины

$$W_{\text{в}} = h_{\text{в}} (в + mh_{\text{в}}) \cdot L, \quad (2.10)$$

где  $h_b$  – расчетный слой воды, застаивающейся в растительном покрове и микропонижениях дна и откосов ложбины, м;

$b$  – ширина ложбины по дну, м;

$m$  – коэффициент заложения откосов ложбины;

$L$  – длина ложбины, м.

Величина  $h_b$  принимается с учетом рельефа поверхности по трассе ложбины, но не менее 0,10 м.

Расчетный расход в устьевой части подложбинного коллектора

$$Q_{кр} = \frac{W_b}{86400t}, \quad (2.11)$$

где  $t$  – время отвода (допустимая продолжительность затопления поверхности мелиорируемых земель в летний период), сут, (прил. 9).

При расчетах подложбинного коллектора в других створах объем застаивающейся воды выше расчетного створа определяется при подстановке в формулу (2.10) расстояния от расчетного створа до верховья ложбины  $l$  вместо полной длины ложбины  $L$ .

При проектировании подложбинных коллекторов в средне- и слабОВОДПРОНИЦАЕМЫХ грунтах с коэффициентами фильтрации  $K < 1,0$  м/сут рассчитываются количество колонок-поглотителей на каждом коллекторе и расстояния между ними.

Количество колонок-поглотителей  $N_k$  (шт.), при котором обеспечивается своевременный отвод застаивающейся в ложбине воды,

$$N_k = \frac{W_b}{Q_{кт}t}, \quad (2.12)$$

где  $Q_k$  – расчетный расход (пропускная способность) колонки-поглотителя, м<sup>3</sup>/сут.

Расчетный расход (пропускная способность) колонки-поглотителя  $Q_k$  или расчетная водопропускная способность одного метра сплошной фильтрующей засыпки траншеи  $Q_s$  определяется по формуле

$$Q_k = \omega \cdot K_p \cdot J, \quad (2.13)$$

где  $\omega$  – площадь поперечного сечения колонки-поглотителя, м<sup>2</sup>;

$K_p$  – расчетный коэффициент фильтрации колонки-поглотителя, м/сут;

$J$  – расчетный гидравлический уклон, доли единицы.

В случае применения колонок-поглотителей трапецидальной формы (при пунктирной засыпке дренажных траншей средне- и крупнозернистым песком, песчано-гравийной смесью и т. п.), расчетная площадь поперечного сечения такой колонки  $\omega$  определяется как произведение длины меньшего основания трапеции на ширину траншеи.

Расчетный гидравлический уклон

$$J = \frac{H_0 - (H_{\text{п}} + H_{\text{д}} + H_{\text{вх}})}{H_0}, \quad (2.14)$$

где  $H_0$  – расчетное превышение уровня воды над осью дрены (расстояние от поверхности земли в понижении до оси дрены), м;

$H_{\text{п}}$  – гидростатические потери напора от подпора в устье дрены, м;

$H_{\text{д}}$  – гидравлические потери напора, м;

$H_{\text{вх}}$  – потери напора на входе воды в дрину, м.

Гидростатические потери напора от подпора в устье дрены

$$H_{\text{п}} = H_{\text{ув}} - H_{\text{уд}}, \quad (2.15)$$

где  $H_{\text{ув}}$  – отметка расчетного уровня воды в принимающем канале при пропуске среднего расхода дождевого паводка 10%-ной обеспеченности, м;

$H_{\text{уд}}$  – отметка устья дрены, м.

Средний расход дождевого паводка 10%-ной обеспеченности с водосбора принимающего канала  $Q_q^c$  (м<sup>3</sup>/с) определяется по прил. 3.

При  $H_{\text{ув}} \leq H_{\text{уд}}$ ;  $H_{\text{п}} = 0$ .

Гидравлические потери напора принимаются:

а) для одиночных дрен  $H_{\text{д}} = 0,05-0,10$  м;

б) для дренажных систем с коллекторами  $H_{\text{д}} = 0,10-0,15$  м;

Потери напора на входе воды в дрину

$$H_{\text{вх}} = \frac{(H_0 - H_{\text{п}} - H_{\text{д}}) \left( \ell_n \frac{B_{\text{к}}}{D} + \Phi_i \right)}{\gamma + \ell_n \frac{B_{\text{к}}}{D} + \Phi_i}, \quad (2.16)$$

где  $D$  – наружный диаметр отводящей дрены, м;

$B_{\text{к}}$  – линейный размер сечения фильтрующего элемента, м;

$\Phi_i$  – фильтрационные сопротивления дренажных труб без фильтров (безразмерная величина).

$\gamma$  – эмпирический коэффициент (безразмерная величина).

Значения коэффициента  $\gamma$  принимаются:

а) для колонок-поглотителей – 1;

- б) для пунктирной засыпки и уложенных горизонтально фашин – 2;
- в) для сплошной фильтрующей засыпки траншеи – 3.

Линейный размер сечения фильтрующего элемента (колонки-поглотителя, пунктирной фильтрующей засыпки траншеи)  $v_k$  принимается равным:

- а) диаметру – при круглом сечении;
- б) стороне квадрата – при квадратном сечении;
- в) меньшей стороне – при прямоугольном сечении.

Фильтрационное сопротивление по характеру вскрытия пласта ( $\Phi_f$ ) определяется по формулам к соответствующим схемам (рис. 2.2–2.5).

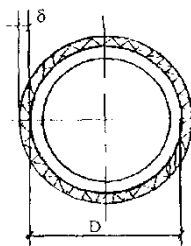


Рис. 2.2. Расчетная схема определения фильтрационных сопротивлений для труб керамических со сплошной оберткой стеклохолстом

$$\Phi_1 = 2,3 \left( \frac{K}{K_{\Phi}} - \right) \lg \frac{D + 2\delta}{D} + \frac{K}{K_{\Phi}} C_i, \quad (2.17)$$

где  $C_i$  определяется по формуле (2.21).

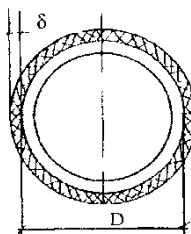


Рис. 2.3. Расчетная схема определения фильтрационных сопротивлений для труб пластмассовых, асбоцементных и др. с круглой перфорацией со сплошной оберткой стеклохолстом

$$\Phi_1 = 2,3 \left( \frac{K}{K_{\Phi}} - 1 \right) + \frac{K}{K_{\Phi}} C_1, \quad (2.18)$$

где

$$C_1 = \frac{49,4 (1,012 d_0^{-1,82} + 1)}{\left( \frac{n}{S_2} \right) 0,0066 d_0^{4,5} + 1,033} . \quad (2.19)$$

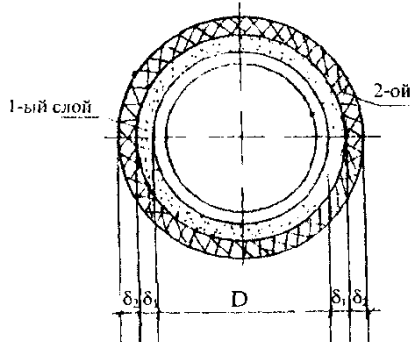


Рис. 2.4. Расчетная схема определения фильтрационных сопротивлений двухслойного фильтра

$$\Phi_1 = 2,3 \left[ \lg \frac{D}{D+2(\delta_1 + \delta_2)} + \frac{K}{K_{\Phi 2}} \lg \frac{D+2(\delta_1 + \delta_2)}{D+2\delta_1} + \frac{K}{K_{\Phi 1}} \lg \frac{D+2\delta_1}{D} \right] + \frac{K}{K_{\Phi 2}} C_1, \quad (2.20)$$

где для керамических труб

$$C_1 = 1,68 \lg \frac{4 S_1}{D} \lg \frac{2 S_1}{\pi \tau_1}, \quad (2.21)$$

для пластмассовых, асбоцементных и других труб с круглой перфорацией  $C_i$  следует определять по формуле (2.19).

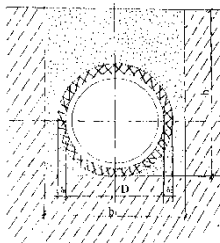


Рис. 2.5. Расчетная схема определения фильтрационных сопротивлений для труб с фильтром и в песчано-гравийной засыпке или с устройством колонки-поглотителя из текстильных отходов, древесной щепы и т. п.

$\Phi_i$  определяется по формуле (2.20) при толщине второго слоя ( $\delta_2$ ) двухслойного фильтра

$$\delta_2 = \frac{0,53(b_1 + b_2) - (D + 2\delta_1)}{2} \quad (2.22)$$

В формулах (2.17)–(2.22) приняты следующие обозначения:

$\Phi_i$  и  $C_i$  – фильтрационные сопротивления дренажных труб соответственно с фильтрами и без фильтров по характеру вскрытия пласта (безразмерная величина);

$D$  – наружный диаметр дренажных труб, м;

$S_1$  – длина керамических дренажных труб, м;

$\tau_1$  – ширина стыкового зазора между керамическими дренажными трубами, м;

$S_2$  – шаг перфорации пластмассовых дренажных труб, м;

$d_0$  – диаметр перфорационных отверстий, см;

$n$  – число рядов перфорации;

$\delta$  – толщина однослойного фильтра (стенки трубофильтра), м;

$\delta_i$  – толщина  $i$ -го слоя многослойных фильтров, м;



$h_1$  и  $b_1$  – толщина и ширина фильтра (колонки) из песчано-гравийной смеси, гравия, щебня, текстильных отходов, древесной щепы и т. п., м;

$K$  – коэффициент фильтрации грунта, м/сут;

$K_{\text{ф}}$ ,  $K_{\text{тф}}$  – коэффициент фильтрации фильтра, трубофильтра, м/сут;

$K_{\text{ф}i}$  – коэффициент фильтрации  $\Phi_i$ -го слоя многослойного фильтра, м/сут.

Расчетные параметры дренажных труб приведены в прил. 6; 8, параметры защитных фильтрующих материалов – в прил. 10.

Для сохранения плодородия мелиорируемых земель необходимо предусматривать присыпку фильтрующей засыпки траншей или верха колодца-поглотителя грунтом пахотного слоя. В таких условиях расчетный коэффициент фильтрации засыпки (колонки) определяется по формуле

$$K_p = \frac{a_0 + m_3}{\frac{a_0}{K_0} + \frac{m_3}{K_3}}, \quad (2.23)$$

где  $K_0$  и  $a_0$  – коэффициент фильтрации (м/сут) и мощность (м) пахотного слоя;

$K_3$  и  $m_3$  – коэффициент фильтрации (м/сут) и мощность слоя фильтрующей засыпки или длина колонки-поглотителя (м).

Значения  $K_0$  и  $a_0$  принимаются по прил. 11.

Коэффициент фильтрации фильтрующей засыпки (фильтрующего элемента колонки-поглотителя)  $K_3$  принимается на основе лабораторных исследований или натуральных определений, а при отсутствии таковых – по рекомендациям прил. 12 и 13.

Расстояния между осями (центрами) колонок-поглотителей по оси подложбинного коллектора

$$l_k = \frac{L}{N_k}. \quad (2.24)$$

Определение значений  $L$  и  $N_k$  рассматривалось ранее.

Следует иметь в виду, что величина  $l_k$  не должна быть больше расстояния между дренами на прилегающих к ложбине мелиорируемых землях, чтобы обеспечить своевременный отвод избыточных грунтовых вод на втором этапе работы подложбинного коллектора.

При значительном превышении расчетной величины  $l_k$  над величиной расстояния между дренами  $B$  целесообразно уменьшить площадь поперечного сечения колонки-поглотителя или принять иной тип колонки с меньшей пропускной способностью.

На подложбинных коллекторах устанавливаются, как правило, хорошо зарекомендовавшие себя в эксплуатации колонки-поглотители из уложенных горизонтально фашин или из средне- и крупнозернистых песков, песчано-гравийных смесей.

Минимальная скорость движения воды по подложбинному коллектору не должна быть меньше допустимой на заиливание (0,30 м/с, а при наличии закисного железа в грунтовых водах – 0,35 м/с), а максимальная – не должна превышать допустимую на размыв (1,5 м/с).

В коллекторах из гончарных труб скорость движения воды определяется по формуле Шези (2.2), при этом гидравлический радиус сечения  $R$  (м) для круглых труб определяется по формуле

$$R = \frac{D_o}{4}, \quad (2.25)$$

скоростной коэффициент  $c$  (коэффициент Шези) определяется по формуле (2.6).

Показатель степени  $y$  для труб круглого сечения принимается равным 1/6. Коэффициент шероховатости  $n$  принимается по прил. 7.

В коллекторах из полиэтиленовых гофрированных труб скорость движения воды  $v$  (м/с), определяется по формуле

$$v = \frac{4Q_{кр}}{\pi \cdot D_o^2}. \quad (2.26)$$

В том случае, если скорость движения воды в коллекторе меньше 0,30 м/с или больше 1,5 м/с, необходимо изменить уклон коллектора в нужную сторону.

Протяженность сплошной фильтрующей засыпки  $L_3$  (м) траншеи, при которой обеспечивается своевременный отвод застаивающейся в ложбине воды, определяется по формуле

$$L_3 = \frac{W_b}{Q_3 \cdot t}, \quad (2.27)$$

где  $Q_3$  – расчетная водопрopusкная способность одного метра сплошной фильтрующей засыпки траншеи (м<sup>3</sup>/сут) определяется по формуле (2.13).

Примеры гидравлического и фильтрационного расчетов подложбинного коллектора приведены в прил. 14.

### 3. КОЛОДЦЫ-ПОГЛОТИТЕЛИ

#### 3.1. Проектирование колодцев-поглотителей и отводящих коллекторов в плане и вертикальной плоскости

Колодцы-поглотители принимаются для отвода воды из замкнутых понижений глубиной более 0,25 м при невозможности или экономической нецелесообразности их засыпки или раскрытия ложбинами.

Применение колодцев-поглотителей (рис. 3.1) допускается также в замкнутых понижениях глубиной менее 0,25 м в случае экономической нецелесообразности отвода поверхностных вод из них дренажными системами (при расчетном расстоянии между дренами менее 5 м; при отсутствии материалов для устройства колонок-поглотителей на дренах; в случае большой дальности возки гравийно-песчаной смеси для устройства фильтрующей засыпки дренажных траншей).

Чтобы не создавать помех при обработке мелиорируемых земель, колодцы-поглотители необходимо размещать преимущественно по границам полей севооборотов, у дорог, у опор линий электропередач, по опушкам леса, других несельскохозяйственных угодий и т. д.

Привязку колодцев-поглотителей необходимо выполнять с учетом следующих основных положений:

- привязываются колодцы-поглотители на наиболее низких элементах рельефа;

- для беспрепятственного притока воды к колодцу водосборная площадь должна иметь уклон  $I \geq 0,002$ . При меньшем уклоне рекомендуется предусматривать ложбины стока в виде сходящихся к колодцу лучей;

- поверхность земли вокруг колодца срезается с таким расчетом, чтобы образовалось воронкообразное понижение в форме усеченного конуса с диаметром большого основания 3–5 м и глубиной у стен колодца 0,25–0,30 м. Дно понижения крепится железобетонными плитами или отсыпкой из гравийно-песчаной смеси, откосы – отсыпкой из гравийно-песчаной смеси или одерновкой;

- для отвода воды из колодцев-поглотителей необходимо предусматривать автономные отводящие коллекторы. Использование для этой цели дренажных коллекторов допускается в порядке исключения, на небольших дренажных системах (площадью не более 3 га).

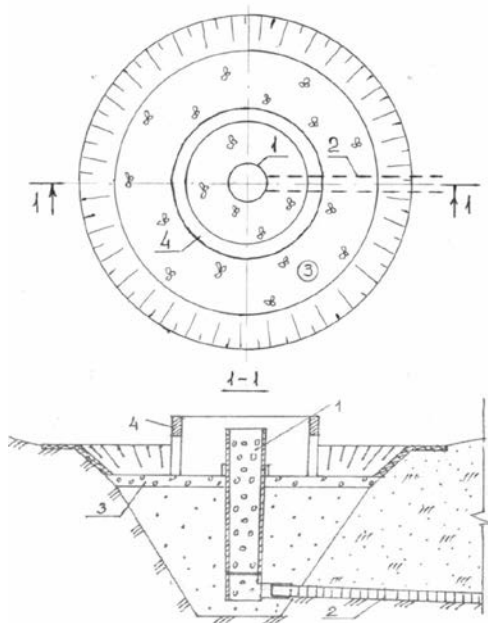


Рис. 3.1. Схема колодца-поглотителя: 1 – полиэтиленовая перфорированная труба; 2 – водоотводящая труба; 3 – гравий слоем 10 см; 4 – стеновое кольцо

В условиях холмисто-западного рельефа и значительных уклонов поверхности для уменьшения протяженности открытой сети, увеличения площади контуров сельскохозяйственных угодий и коэффициента земельного использования целесообразно через колодцы-поглотители отводить поверхностный сток из небольших оградительных каналов и распластанных тальвегов по закрытым отводящим коллекторам в открытую проводящую сеть.

В хорошо водопроницаемых грунтах колодцы-поглотители можно использовать для сброса в водоносный слой поверхностного стока из замкнутых понижений и дренажного стока из локальных систем небольшой площади.

Колодцы-поглотители этого типа рекомендуется предусматривать при мощности водоносного слоя не менее 1,5 м и коэффициентах фильтрации не менее 2,0 м/сут.

### 3.2. Гидравлические и фильтрационные расчеты колодцев-поглотителей и отводящих коллекторов

Для гидравлического расчета колодца-поглотителя необходимо определить расчетные расходы 10%-ной обеспеченностью периодов высокой водности (весеннее половодье, дождевой паводок) прил. 2 и 3. Расчет диаметра отводящего коллектора выполняется по обем величинам расхода, из двух величин диаметра принимается большая.

Диаметр отводящего коллектора из керамических труб  $D_o$  (м) определяется по формуле

$$D_o = 1,549 \left( \frac{n \cdot Q_{pk}}{\sqrt{J}} \right)^{3/8}, \quad (3.1)$$

где  $Q_{pk}$  – расчетный расход воды колодца-поглотителя ( $m^3/c$ ) определяется по формуле (3.9);

$J$  – расчетный гидравлический уклон отводящего коллектора, доли единицы.

Вычисленная по формуле величина  $D_o$  округляется в большую сторону до ближайшего стандартного значения диаметра принятого типа труб, приведенного в прил. 6.

Минимальный внутренний диаметр отводящего коллектора из керамических труб необходимо принимать не менее 0,075 м.

Расчетная схема колодца-поглотителя с отводящим коллектором приведена на рис. 3.2.

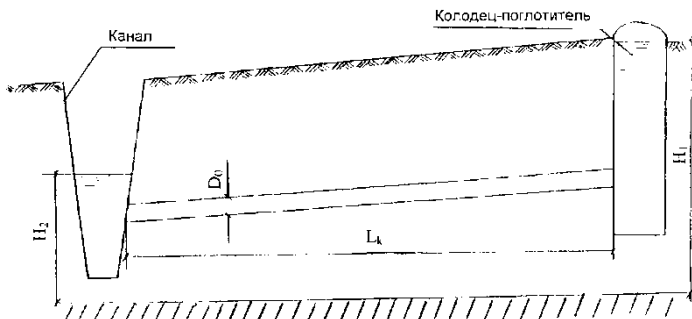


Рис. 3.2. Расчетная схема колодца-поглотителя с отводящим коллектором

Величина коэффициента шероховатости керамических труб  $n$  принимается по прил. 7 в зависимости от условий строительства. При этом к сложным условиям следует относить строительство дренажа:

а) в торфяных грунтах с плотностью сухого вещества  $\gamma_c \leq 0,14 \text{ г/см}^3$  (при мощности слоя торфа 1,8 м и более);

б) в условиях грунтово-напорного питания;

в) в водонасыщенных слабоустойчивых песках и супесях;

г) в грунтах с недостаточной несущей способностью при укладке труб на стеллажах или водоприемно-соединительных муфтах;

д) в грунтах с внутрипочвенной закамененностью свыше 0,5 % (более 0,03 м<sup>3</sup> камней на 10 м траншеи) при наличии камней диаметром 0,20 м и более;

е) в торфяных грунтах с содержанием погребенной древесины свыше 0,5 %;

ж) на участках раскорчевки пней, мелкоколосья, кустарника (густого и средней густоты);

з) при безуклонной или малоуклонной поверхности мелиорируемых земель (при  $i < 0,005$ ).

Расчетный гидравлический уклон отводящего коллектора  $J$  определяется по формуле

$$J = \frac{H_1 - (H_2 + H_d)}{L_k}, \quad (3.2)$$

где  $H_1$  и  $H_2$  – отметки расчетных уровней воды в колодце и в принимающем канале, м;

$H_d$  – гидравлические потери напора, м;

$L_k$  – длина отводящего коллектора, м.

Отметка расчетного уровня воды в колодце  $h_1$  принимается равной отметке поверхности земли рядом с колодцем.

Отметки расчетных уровней воды в принимающем канале  $H_2$  определяются в зависимости от гидрологических условий работы канала в рассматриваемом периоде:

а) по среднему расходу весеннего половодья 10%-ной обеспеченностью  $Q_b^c$  (м<sup>3</sup>/с) с водосбора канала, определяемому по формуле

$$Q_b^c = \frac{W_{10\%}}{86400 \cdot t}, \quad (3.3)$$

где  $W_{10\%}$  – объем стока весеннего половодья 10%-ной обеспеченностью с водосбора канала ( $\text{м}^3$ ) определяется по прил. 2;

$t$  – допустимая продолжительность застоя воды на поверхности мелиорируемых земель в ранневесенний период (сут) принимается по прил. 9;

б) по среднему расходу дождевого паводка 10%-ной обеспеченностью с водосбора канала  $Q_d^c$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ).

Средний расход дождевого паводка 10%-ной обеспеченностью  $Q_d^c$  определяется в соответствии с прил. 3.

При расчетном уровне воды ниже устья отводящего коллектора отметка  $H_2$  принимается равной отметке устья.

Гидравлические потери напора принимаются от 0,10 до 0,15 м.

Расход воды  $Q$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ), пропускаемой отводящим коллектором из керамических труб при известном диаметре  $D_o$ , определяется по формуле

$$Q = \frac{\pi \cdot D_o^2 \cdot v}{4}. \quad (3.4)$$

Диаметр отводящего коллектора из полиэтиленовых гофрированных труб  $D_o$  (м) определяется по формулам:

а) для нормальных условий строительства дренажа

$$D_o = 0,344 \cdot Q_{\text{рк}}^{0,38} \cdot J^{-0,20}; \quad (3.5)$$

б) для сложных условий строительства дренажа

$$D_o = 0,330 \cdot Q_{\text{рк}}^{0,37} \cdot J^{-0,20}. \quad (3.6)$$

Вычисленная по формулам величина  $D_o$  округляется в большую сторону до ближайшего стандартного значения диаметра принятого типа труб, приведенного в прил. 8.

Минимальный внутренний диаметр отводящего коллектора из пластмассовых гофрированных труб принимают не менее 0,065 м.

Расход, пропускаемый отводящим коллектором из полиэтиленовых гофрированных труб  $Q$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ) при известном диаметре  $D_o$ , определяется по формулам:

а) для нормальных условий строительства дренажа

$$Q = 16,40 \cdot J^{0,51} \cdot D_o^{2,62}; \quad (3.7)$$

б) для сложных условий строительства дренажа

$$Q = 19,90 \cdot J^{0,54} \cdot D_o^{2,70} . \quad (3.8)$$

Расчетный расход, при котором обеспечивается своевременный отвод воды из понижения поверхности  $Q_{\text{рк}}$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ), определяется по формуле

$$Q_{\text{рк}} = \frac{W_p}{86400 \cdot t} , \quad (3.9)$$

где  $W_p$  – расчетный объем стока периода высокой водности (весеннее половодье, дождевой паводок) с водосборной площади понижения ( $\text{м}^3$ ) определяется в соответствии с прил. 15.

Расчетные расходы колодца определяются для весеннего половодья и дождевых паводков, дальнейшие расчеты ведутся по обем величинам расхода.

Расчетный расход  $Q_{\text{рк}}$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ) совершенного (заглубленного до водоупора) колодца-поглотителя для сброса поверхностного или дренажного стока в водоносный слой выполняется по формуле

$$Q_{\text{рк}} = 1,365K \cdot \frac{H_o^2 - H^2}{\lg \frac{R}{r_0}} , \quad (3.10)$$

где  $K$  – коэффициент фильтрации грунта водоносного слоя,  $\text{м}/\text{с}$ ;

$H_o$  – глубина воды в колодце (расстояние от поверхности земли в понижении или от устья впадающего канала (коллектора) до дна колодца),  $\text{м}$ ;

$H$  – заглубление колодца под расчетный уровень грунтовых вод (расстояние от расчетного уровня грунтовых вод (УГВ) до дна колодца),  $\text{м}$ ;

$r_0$  – радиус колодца,  $\text{м}$ ;

$R$  – радиус действия колодца,  $\text{м}$ .

Радиус действия колодца  $R$  ( $\text{м}$ ) определяется по формуле

$$R = 3000 \cdot (H_o - H) \sqrt{K} . \quad (3.11)$$

В несовершенных колодцах (не заглубленных до водоупора) основной объем воды поглощается как и в совершенных, через перфори-



рованные стенки, поэтому для фильтрационного расчета таких колодцев можно применять вышеприведенную формулу.

Расчетная схема колодца-поглотителя для сброса воды в водоносный слой приведена на рис. 3.3.

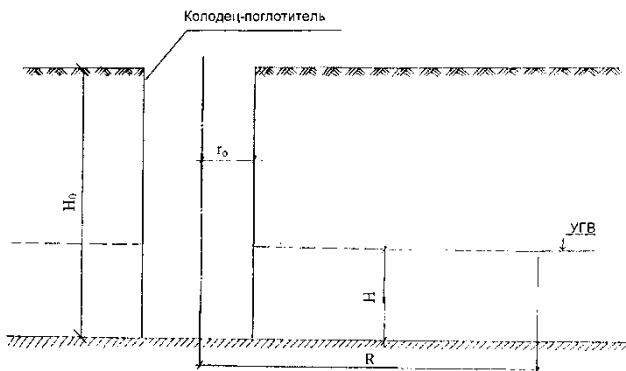


Рис. 3.3. Расчетная схема колодца-поглотителя для сброса воды в водоносный слой

Количество колодцев, необходимое для отвода воды из понижения поверхности  $n_1$  (шт.), определяется по формуле

$$N_1 = \frac{W_p}{86400 \cdot Q_{pk} \cdot t}. \quad (3.12)$$

Количество колодцев, необходимое для отвода воды из канала (коллектора)  $N_2$  (шт.), определяется по формуле

$$N_2 = \frac{Q_k}{Q_{pk}}, \quad (3.13)$$

где  $Q_k$  – расчетный расход канала (коллектора),  $m^3/c$ .

Минимальная скорость движения воды по отводящему коллектору не должна быть меньше допустимой на заиливание – 0,30 м/с, а при наличии закисного железа в грунтовых водах – 0,35 м/с; максимальная скорость не должна превышать допустимую на размыв, равную 1,5 м/с.

В коллекторах из керамических труб скорость движения воды  $v$  (м/с) определяется по формуле

$$v = C \sqrt{R \cdot J_d} . \quad (3.14)$$

При определении максимальной скорости в формулу подставляется расчетный гидравлический уклон  $J$ , вычисленный по формуле (3.2), при определении минимальной скорости – наименьший строительный уклон  $i$  (по продольному профилю).

В коллекторах из полиэтиленовых гофрированных труб скорость движения воды  $v$  (м/с) определяется по формуле

$$v = \frac{4Q}{\pi \cdot D_o^2} . \quad (3.15)$$

При определении максимальной скорости в формулу подставляется расчетный расход колодца-поглотителя  $Q_{pk}$ , определенный по формуле (3.9), при определении минимальной скорости – расход, полученный по формулам (3.7) и (3.8) с подстановкой в них величины строительного уклона коллектора.

В случае, если скорость движения воды в коллекторе выходит за пределы интервала  $0,30-0,35 \leq v \leq 1,5$  м/с, необходимо изменить уклон коллектора.

Примеры расчетов колодцев-поглотителей приведены в прил. 16.

#### **4. ДРЕНА ДЛЯ ОТВОДА ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД (ЗАКРЫТЫЕ СОБИРАТЕЛИ)**

Из замкнутых понижений с плоским дном при слое поверхностной воды в них  $H_b \leq 0,15$  м, в случае невозможности или экономической целесообразности раскрытия или засыпки понижения, отвод воды предусматривается дренами:

а) с засыпкой траншей местным средне- или хорошо водопроницаемым грунтом;

б) с установкой в траншее колонок-поглотителей или с фильтрующей засыпкой траншей.

Наряду с отводом поверхностных вод, такие дренаи должны также обеспечивать своевременное понижение уровня грунтовых вод в необходимых пределах и в установленные сроки.

#### 4.1. Объем и слой отводимой дренами воды

Расчетным периодом при проектировании дрена для отвода поверхностных вод является период летне-осенних дождевых паводков.

Объем и слой отводимой дренами воды определяется для отдельного замкнутого понижения или для группы понижений по типичному для них по своим параметрам (глубина, отношение площади понижения к его водосборной площади).

Полный объем стока дождевых паводков 10%-ной обеспеченности определяется в соответствии с прил. 3; 4; 15.

Расчетный объем стока дождевых паводков  $W_p$  (объем воды, отводимый из замкнутого понижения через дрена) определяется в соответствии с прил. 15.

Объем замкнутого понижения  $W_n$  (м<sup>3</sup>) с плоским дном определяется по формуле

$$W_n = 0,5 \cdot (F_n + F_d) \cdot h_{\max} \cdot 10^4, \quad (4.1)$$

где  $F_n, F_d$  – площадь замкнутого понижения по верху и по дну, га;

$h_{\max}$  – максимальная глубина понижения, м.

Величина  $h_{\max}$  определяется как разность отметок бровки и дна понижения.

Если в понижении предусматривается раскорчевка древесно-кустарниковой растительности, расчетная величина  $h_{\max}$  увеличивается на 0,2 м.

При полном заполнении понижения ( $W \geq W_n = W_p$ ) слой воды  $H_b$ , отводимой дренами за расчетный период, равен максимальной глубине понижения. Площадь водного зеркала при этом равна площади понижения по верху ( $F_3 = F_n$ ).

В случае, когда понижение заполняется частично ( $W = W_p < W_n$ ), величину  $H_b$  (м) можно определить по формуле

$$H_b = \frac{W_p}{W_n} \cdot h_{\max}. \quad (4.2)$$

Площадь водного зеркала  $F_3$  (га) в этом случае можно с достаточной точностью найти по зависимости

$$F_3 = F_d + \frac{(F_n - F_d) \cdot H_b}{h_{\max}}. \quad (4.3)$$

Объем воды  $W_p$  ( $m^3$ ), отводимой из замкнутого плоскостного понижения собирателями (расчетный объем), можно с достаточной точностью определить по формуле (при  $W_p < W_n$ )

$$W_p = 0,5 \cdot (F_3 + F_d) \cdot H_b \cdot 10^4. \quad (4.4)$$

Среднесуточный слой отводимой воды (приток воды к собирателям)  $q$  (м/сут) определяется по формуле

$$q = \frac{H_b}{t}, \quad (4.5)$$

где  $t$  – допустимая продолжительность застоя воды на поверхности мелиорируемых земель, сут (прил. 9).

Расчетный расход  $Q_p$  ( $m^3/сут$ ), при сбросе которого обеспечивается своевременный отвод поверхностной воды из понижения, определяется по формуле

$$Q_p = \frac{W_p}{t}. \quad (4.6)$$

#### 4.2. Дрены с засыпкой траншей местным грунтом

Отвод поверхностной воды из замкнутых плоскостных понижений дренами с засыпкой траншей местным грунтом целесообразно предусматривать в рыхлых средне- и хорошо водопроницаемых грунтах с коэффициентами фильтрации  $K > 0,5$  м/сут при слое отводимой воды  $H_b < 0,10$  м.

В процессе фильтрационных и гидравлических расчетов таких дрен определяются расстояния между ними и необходимый диаметр, при которых обеспечивается своевременный отвод воды.

Фильтрационные расчеты дрен с засыпкой траншей местным грунтом на отвод поверхностных вод выполняются по методике А. И. Мурашко [12], скорректированной с учетом особенностей работы дрен в данных условиях. Основная расчетная формула

$$B = 4 \left( \sqrt{L_{нq}^2 + \frac{H_p T}{2q}} - L_{нq} \right), \quad (4.7)$$

где  $B$  – расстояние между дренами, м;

$L_{иq}$  – общие фильтрационные сопротивления (по степени и характеру вскрытия пласта), м;

$H_p$  – действующий напор расчетный, м;

$T$  – проводимость пласта (зоны фильтрации), м<sup>2</sup>/сут;

$q$  – среднесуточный слой отводимой воды (приток воды к дренам), м/сут.

Расчетный действующий напор

$$H_p = H_o - (H_n + H_q); \quad (4.8)$$

$$H_o = v, \quad (4.9)$$

где  $v$  – глубина заложения дрены.

Расчетные схемы даются для следующих условий:

- а) однородный грунт, дрена совершенная (на водоупоре);
- б) однородный грунт, дрена несовершенная;
- в) двухслойный грунт, дрена в верхнем слое;
- г) двухслойный грунт, дрена в нижнем слое.

При этом мощность пахотного (гумусированного) слоя  $a_0$  входит в мощность верхнего слоя почвы  $m_1$ .

Исходные условия, принимаемые на начало расчетного периода:

а) наддренная толща грунта насыщена водой до полной влагоемкости;

б) на поверхности земли образовался слой воды  $H_b$ ;

в) осадки и испарение расчетного периода учтены при определении глубины поверхностного слоя воды  $H_b$ .

Расстояние между дренами определяется из условия отвода в необходимый срок слоя поверхностной воды  $H_b$ . При таком расстоянии будет обеспечено в дальнейшем необходимое понижение в установленные сроки уровня грунтовых вод до нормы осушения, так как интенсивность инфильтрационного питания (среднесуточный приток воды к дренам)  $q$  во втором периоде работы дренажа будет значительно меньше, чем в первом.

Расчеты дренажа выполняются в режиме установившейся фильтрации, так как расчетный напор (превышение уровня грунтовых вод над осями дрен) в период отвода поверхностных вод остается практически постоянным.

Осредненные значения мощности и коэффициентов фильтрации пахотного слоя  $a_0$  и  $K_0$  для различных грунтов в зависимости от сель-

скохозйственнoгo иcпoльзoвaния мелиoрируeмыx зeмeль пpивeдeны в пpил. 11.

Расчeтныe пaрaмeтpы дpeнaжныx тpyб пpивeдeны в пpил. 6 и 8, пaрaмeтpы зaщитныx фильтpyющих мaтepиaлoв – в пpил. 10.

В фoрмyлы для oпpeдeлeния фильтpaциoнныx coпpoтивлeний пo хapaктepу вcкpытия плaстa  $\Phi_i$  пoдстaвляeтcя кoэффициeнт фильтpaции тoгo cлoя гpyнтa, в кoтoрoм рaспoлaгaeтcя дpeнa.

Oбщиe фильтpaциoнныe coпpoтивлeния  $L_{нд}$  (м) и пpoвoдимoсть зoны фильтpaции  $T$  (м<sup>2</sup>/cyт) для oднopoднoгo гpyнтa, дpeнa coвepшeннaя

$$L_{нд} = 1,46m_0 \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0,636m_0 \Phi_i; \quad (4.10)$$

$$T = a_0 K_0 + (m_1 - a_0) K_1; \quad (4.11)$$

$$m_0 = v. \quad (4.12)$$

Фильтpaциoннoe coпpoтивлeниe пo хapaктepу вcкpытия плaстa ( $\Phi_i$ ) oпpeдeлeтcя пo фoрмyлaм (2.17)–(2.22) к cooтвeтcтвyющим cхeмaм.

Oднopoдный гpyнт, дpeнa нecoвepшeннaя

$$L_{нд} = 0,73m_q \lg \frac{2m_q}{\pi D} + 1,46m_0 \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0,318(m_q + 2m_0)\Phi_i. \quad (4.13)$$

Двyxслoйнный гpyнт, дpeнa в вepхнeм cлoe

$$L_{нд} = \beta_b \frac{\kappa_2}{\kappa_1} \left[ 0,73m \lg \frac{2m}{\pi D} + 1,46m_0 \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0,318(m + 2m_0)\Phi_i \right] + \frac{\kappa_1 - \kappa_2}{\kappa_1} \left[ 0,73m_b \lg \frac{2m_b}{\pi D} + 1,46m_0 \lg \frac{4m_0}{\pi D} + 0,318(m_b + 2m_0)\Phi_i \right]; \quad (4.14)$$

$$T = a_0 K_0 + (m_1 - a_0) K_1 + m_2 r_2; \quad (4.15)$$

$$m_b = m_1 - v; \quad (4.16)$$

$$m = m_2 + m_b. \quad (4.17)$$

Значeниe  $\beta_b$  – нaхoдитcя в пpeдeлax 0,5–0,8 и oпpeдeлeтcя пo гpaфикaм [5].

Двyxслoйнный гpyнт, дpeнa в нижнeм cлoe

$$L_{нд} = \frac{m_d}{\pi} \left[ \ln \frac{2m_d}{\pi D} + \frac{2m_0}{m_d} \ln \frac{4m_0}{\pi D} + \left( 1 + \frac{2m_0}{m_d} \right) \Phi_i \right]. \quad (4.18)$$

Проводимость водоносного пласта определяют по формуле

$$T = k_n (m_d + m_0); \quad (4.19)$$

$$H_{п} = H_{ув} - H_{уд}, \quad (4.20)$$

где  $H_{ув}$  – отметка расчетного уровня воды в принимающем канале при пропуске среднего расхода дождевого паводка 10%-ной обеспеченности, м;

$H_{уд}$  – отметка устья дрены, м.

Средний расход дождевого паводка 10%-ной обеспеченности с водосбора принимающего канала  $Q_q^c$  (м<sup>3</sup>/с) определяется по прил. 3.

При  $H_{ув} \leq H_{уд}$ ;  $H_{п} = 0$ .

Гидравлические потери напора принимаются:

а) для одиночных дрен  $H_q = 0,05-0,10$  м;

б) для дренажных систем с коллекторами  $H_q = 0,10-0,15$  м;

Расстояния между дренами, определенные из условия обеспечения своевременного отвода застаивающегося в западинах стока дождевых паводков, обеспечивают также своевременное понижение уровня грунтовых вод в необходимых пределах и в установленные сроки (прил. 9).

Поверочные фильтрационные расчеты на понижение уровня грунтовых вод с одновременным отводом поверхностных вод в случае необходимости можно выполнять по программе расчета расстояний между дренами, разработанной на языке «Паскаль» для персональной ЭВМ.

Фильтрационные расчеты дрен на отвод только поверхностных вод, без понижения уровня грунтовых вод, программой не предусмотрены.

Примеры фильтрационных расчетов дрен с засыпкой траншей местным грунтом на отвод поверхностных вод, а также на необходимое понижение уровня грунтовых вод с одновременным отводом поверхностных вод даны в прил. 17.

Если полученные в результате фильтрационных расчетов расстояния между дренами с засыпкой траншей местным грунтом  $B < 5$  м, рекомендуется предусмотреть иной способ отвода воды из понижения (устройство дренажа с фильтрующей засыпкой траншей или с уста-

новкой колонок-поглотителей, установка колодца-поглотителя). Дренаж в последнем случае проектируется с таким расчетом, чтобы обеспечивать понижение уровня грунтовых вод на мелиорируемых землях до нормы осушения в установленные сроки.

При отводе дренами поверхностных вод из замкнутых понижений необходимо предусматривать надежную защиту дренажных труб от заиления (сплошную обертку стеклохолстом ВВ-АМ в два слоя, устройство объемного фильтра из соломы, песчано-гравийной смеси, льняной костры, опилок и т. п.).

Диаметр дрен, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод труб,

а) для гончарных труб (м)

$$D_0 = 1,549 \left( \frac{nQ_q}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}; \quad (4.21)$$

б) для пластмассовых гофрированных труб при нормальных условиях строительства дренажа

$$D_0 = 0,344 \cdot Q_q^{0,382} \cdot i^{-0,196}; \quad (4.22)$$

в) для пластмассовых гофрированных труб при сложных условиях строительства дренажа

$$D_0 = 0,330 \cdot Q_q^{0,370} \cdot i^{-0,199}, \quad (4.23)$$

где  $Q_q$  – расчетный расход дрены, м<sup>3</sup>/с;

$n$  – коэффициент шероховатости керамических труб;

$i$  – уклон дрены, доли единицы.

Вычисленная по формулам величина  $D_0$  округляется до ближайшего большего стандартного значения диаметра принятого типа труб.

Независимо от результатов гидравлического расчета, минимальный внутренний диаметр дрены  $D_0$  необходимо принимать:

а) из гончарных труб – не менее 0,075 м;

б) из полиэтиленовых гофрированных труб – не менее 0,065 м.

Расчетный расход дрены в устьевой части

$$Q_d = 115,74q_1 \cdot B \cdot l_d \cdot 10^{-7},$$

где  $q_1$  – среднесуточный слой отводимой воды (приток воды к дренам), м/сут;

$B$  – расстояния между дренами, м;



$l_d$  – длина дрены, м.

Указания по определению условий строительства дренажа (нормальные, сложные) и выбору в зависимости от этих условий величины коэффициента шероховатости  $n$  керамических труб рассмотрены выше и в прил. 7.

В том случае, если расчетная величина диаметра в устьевой части дрены  $D_0 > 0,075$  м (для гофрированных труб  $D_0 > 0,065$  м), необходимо выполнить расчеты в створах  $0,25l_d$ ,  $0,5l_d$ ,  $0,75l_d$  и принять диаметр верховой части дрены в соответствии с результатами этих расчетов.

Примеры фильтрационных и гидравлических расчетов дрен с засыпкой траншей местным грунтом, работающих на отвод поверхностных и грунтовых вод, даются в прил. 17.

Диаметр коллектора, при котором обеспечивается своевременный сброс поверхностного дренажного стока из системы, определяется по формулам (4.21)–(4.23).

Расчетный расход коллектора в устьевом створе

$$Q_k = 115,74[q_1 F_n + q_2 (F_c - F_n)] \cdot 10^{-3}, \quad (4.24)$$

где  $q_1$  – среднесуточный слой отводимой воды (приток воды к дренам) в понижении, м/сут;

$q_2$  – то же, в границах системы за пределами понижения, м/сут (определяется в процессе расчета расстояний между дренами на этих площадях);

$F_n$  – площадь понижения по верху, га;

$F_c$  – площадь дренажной системы рассчитываемого коллектора, га.

При выполнении гидравлического расчета коллектора в других расчетных створах величины  $F_c$  и  $F_n$  соответственно корректируются.

Расчетные створы при гидравлическом расчете дренажных коллекторов необходимо назначать:

- а) в устье коллектора;
- б) на входе коллектора в понижение и на выходе из него;
- в) в местах изменения уклона коллектора;
- г) в местах сопряжения коллекторов различных порядков.

### **4.3. Дрены с установкой колонок-поглотителей и с фильтрующей засыпкой траншей**

Отвод воды из замкнутых плоскодонных понижений в слабоводопроницаемых грунтах ( $K \leq 0,5$  м/сут) можно предусматривать дренами:

а) с установкой в траншее колонок-поглотителей – при слое поверхностной воды  $H_B \leq 0,05$  м;

б) со сплошной фильтрующей засыпкой траншей – при слое поверхностной воды  $H_B = 0,05-0,15$  м;

Определение слоя отводимой из понижения поверхностной воды  $H_B$  (м) и среднесуточного притока воды к дренам  $q$  (м/сут) рассматривалось выше.

Расчетный расход, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из понижения,

$$Q_p = \frac{W_p}{t} = \frac{0,5H_B (F_3 + F_g)}{t} \cdot 10^4, \quad (4.25)$$

где  $W_p$  – объем воды, отводимой из понижения (расчетный объем стока дождевых паводков), м<sup>3</sup>;

$F_3$  – площадь зеркала воды в понижении, га;

$F_g$  – площадь замкнутого понижения по дну, га;

$t$  – время отвода воды (допустимая продолжительность застоя воды на поверхности мелиорируемых земель), сут (прил. 9).

Удельный расчетный расход, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из замкнутого понижения площадью в 1 га,

$$Q_{pl} = \frac{H}{t} \cdot 10^4, \quad (4.26)$$

Расчетный расход (пропускная способность) колонки-поглотителя

$$Q_k = \omega K_p J, \quad (4.27)$$

где  $\omega$  – площадь поперечного сечения колонки-поглотителя, м<sup>2</sup>;

$K_p$  – расчетный коэффициент фильтрации колонки-поглотителя, м/сут;

$J$  – расчетный гидравлический уклон, доли единицы.

В случае применения колонок-поглотителей трапециевидальной формы (при пунктирной засыпке дренажных траншей средне- и крупнозернистым песком, песчано-гравийной смесью и т. п.) расчетная площадь поперечного сечения такой колонки  $\omega$  определяется как произведение длины меньшего основания трапеции на ширину траншеи.

Расчетный гидравлический уклон

$$J = \frac{H_0 - (H_{\text{п}} + H_q + H_{\text{вх}})}{H_0}, \quad (4.28)$$

где  $H_0$  – расчетное превышение уровня воды над осью дрены (расстояние от поверхности земли в понижении до оси дрены), м;

$H_{\text{п}}$  – гидростатические потери напора от подпора в устье дрены, м (определяются по формуле (4.20));

$H_q$  – гидравлические потери напора, м;

$H_{\text{вх}}$  – потери напора на входе воды в дренаж, м.

Потери напора на входе воды в дренаж

$$H_{\text{вх}} = \frac{(H_0 - H_{\text{п}} - H_q) \left( \ell_n \frac{B_{\text{к}}}{D} + \Phi_i \right)}{3H_0 + \ell_n \frac{B_{\text{к}}}{D} + C_i}, \quad (4.29)$$

где  $D$  – наружный диаметр отводящей дрены, м;

$B_{\text{к}}$  – линейный размер сечения фильтрующего элемента, м;

$\Phi_i$  – фильтрационные сопротивления дренажных труб без фильтров (безразмерная величина).

Линейный размер сечения фильтрующего элемента (колонки-поглотителя, пунктирной фильтрующей засыпки траншеи)  $B_{\text{к}}$  принимается равным:

- а) диаметру – при круглом сечении;
- б) стороне квадрата – при квадратном сечении;
- в) меньшей стороне – при прямоугольном сечении.

Фильтрационные сопротивления для пластмассовых труб с круглой перфорацией без фильтра (рис. 4.1).

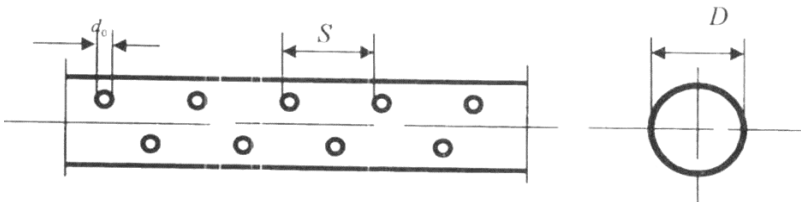


Рис. 4.1. Пластмассовая труба с круглой перфорацией без фильтра

$$\Phi_i^0 = \frac{49,4 \left( 1,012 \cdot d_0^{-1,82} + 1 \right)}{\left( \frac{n}{S} \right) \left( 0,0066 \cdot d_0^{4,5} + 1,33 \right)}. \quad (4.30)$$

Фильтрационные сопротивления для гончарных труб без фильтра (рис. 4.2).

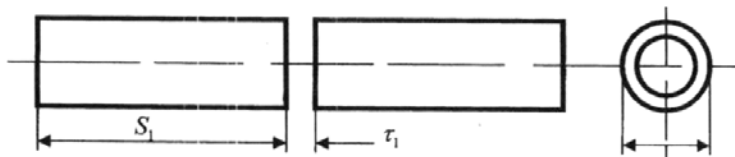


Рис. 4.2. Гончарная труба без фильтра

$$\Phi_i = C_z = \frac{1}{\pi} \ln \frac{4S_1}{D} \ln \frac{1}{\text{Sin} \frac{\pi \tau_1}{2 S_1}}. \quad (4.31)$$

Для сохранения плодородия мелиорируемых земель необходимо предусматривать присыпку фильтрующей засыпки траншей или верха колодца-поглотителя грунтом пахотного слоя. В таких условиях расчетный коэффициент фильтрации засыпки (колонки) определяется по формуле

$$K_p = \frac{a_0 + m_3}{\frac{a_0}{K_0} + \frac{m_3}{K_3}}, \quad (4.32)$$

где  $K_0$  и  $a_0$  – коэффициент фильтрации (м/сут) и мощность (м) пахотного слоя;

$K_3$  и  $m_3$  – коэффициент фильтрации (м/сут) и мощность слоя фильтрующей засыпки или длина колонки-поглотителя (м).

Значения  $K_0$  и  $a_0$  принимаются по прил. 11.

Коэффициент фильтрации фильтрующей засыпки (фильтрующего элемента колонки-поглотителя)  $K_3$  принимается на основе лабораторных исследований или натуральных определений, а при отсутствии таковых – по рекомендациям прил. 12.

Расчетный расход (пропускная способность) 1 м дренажной линии при сплошной фильтрующей засыпке траншеи

$$Q_3 = \omega K_p J. \quad (4.33)$$

Площадь поперечного сечения фильтрующего элемента в этом случае

$$\omega = 1,0 \cdot b_T, \quad (4.34)$$

где  $b_T$  – ширина дренажной траншеи, м.

Определение коэффициента фильтрации фильтрующей засыпки  $K_p$  и расчетного гидравлического уклона  $J$  рассматривалось ранее.

В том случае, если с поверхности залегает слой слабопроницаемого грунта небольшой мощности ( $K_1 \leq 0,5$  м/сут;  $m_1 \leq 0,5 \div 0,7$  м), подстилаемый хорошо водопроницаемым грунтом ( $K_2 \leq 1,0$  м/сут), благодаря перемешиванию слоев в процессе строительства дренажа в траншее образуется своего рода фильтрующая засыпка с коэффициентом фильтрации

$$K_3 = \frac{a_c K_0 + (m_1 - a_c) K_1 + (b - m_1) K_2}{b}, \quad (4.35)$$

где  $a_0, m_1$  – мощность пахотного и первого слоев грунта, м;

$K_0, K_1, K_2$  – коэффициенты фильтрации пахотного, первого и второго слоев грунта, м/сут;

$b$  – глубина заложения дрены, м.

Расстояния между дренами с установкой в траншее колонок-поглотителей (проектируется для осушения замкнутых плоскодонных понижений в слабопроницаемых грунтах при слое поверхностной воды  $H_b \leq 0,05$  м) определяются в следующем порядке:

в грунтах с коэффициентами фильтрации  $K = 0,2-0,5$  м/сут расстояния рассчитываются, исходя из условия своевременного отвода поверхностных вод, по формуле

$$B = \frac{Q_k}{Q_{pi} \cdot L_k} \cdot 10^4, \quad (4.36)$$

где  $Q_k$  – расчетный расход (пропускная способность) колонки-поглотителя, м<sup>3</sup>/сут, формула (4.27);

$Q_{pi}$  – удельный расчетный расход, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из замкнутого понижения площадью в 1,0 га, м<sup>3</sup>/сут, формула (4.26);

$L_k$  – расстояния между осями (центрами) колонок, м.

Рекомендуемая величина  $L_k$ :

а) для колонок-поглотителей из уложенных горизонтально фашин (длина 4,0 м, ширина равна ширине дренажной траншеи), а также из средне- и крупнозернистых песков, песчано-гравийных смесей (пунктирная засыпка дренажных траншей) – 10 м;

б) для колонок-поглотителей квадратного или круглого сечения (сторона квадрата или диаметр не более ширины дренажной траншеи) – 3–5 м.

Расстояние между дренами, рассчитанное исходя из условия своевременного отвода застаивающегося в западинах стока дождевых паводков, в грунтах с коэффициентами фильтрации  $K = 0,2–0,5$  м/сут. Расстояния между дренами определяются исходя из условия обеспечения своевременного понижения уровня грунтовых вод до нормы осушения в расчетный период по графику зависимости  $B$  от содержания в грунтах частиц  $d < 0,01$  мм.

Количество устанавливаемых в этом случае на дренажной сети колонок-поглотителей (шт.), при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из понижения,

$$N_k = \frac{Q_p}{Q_k}, \quad (4.37)$$

где  $Q_p$  – расчетный расход, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из понижения, м<sup>3</sup>/сут, формула (4.25).

Расстояние между колонками-поглотителями по оси дрены

$$L_k = \frac{F_3}{BN_k} \cdot 10^4, \quad (4.38)$$

где  $F_3$  – площадь зеркала воды в понижении, га;

$B$  – расстояние между дренами, м.

При проектировании дренажных систем с колонками-поглотителями, как правило, принимаются хорошо зарекомендовавшие себя в эксплуатации колонки из уложенных горизонтально фашин

или из хорошо водопроницаемых грунтов (средне- и крупнозернистые пески, песчано-гравийные смеси).

Располагаются колонки-поглотители в шахматном порядке по всей площади зеркала воды в замкнутом понижении.

Примеры фильтрационных расчетов дрен с установкой в траншее колонок-поглотителей даются в прил. 18.

Расстояния между дренами со сплошной фильтрующей засыпкой траншей (проектируются для осушения замкнутых плоскодонных понижений в слабопроницаемых группах при слое поверхностной воды  $H_b = 0,05-0,15$  м) определяются в следующем порядке:

в грунтах с коэффициентами фильтрации  $K = 0,2-0,5$  м/сут расстояния рассчитываются, исходя из условия обеспечения своевременного отвода поверхностных вод, по формуле

$$B = \frac{Q_3}{Q_{pi}} \cdot 10^4. \quad (4.39)$$

Расстояния между дренами, рассчитанные из условия своевременного отвода застаивающегося в западинах стока дождевых паводков, в грунтах с коэффициентами фильтрации  $K = 0,2-0,5$  м/сут обеспечивают также понижение уровня грунтовых вод в необходимых пределах и в установленные сроки (прил. 9).

В грунтах с коэффициентами фильтрации  $K < 0,2$  м/сут расстояния между дренами определяются исходя из условия обеспечения своевременного понижения уровня грунтовых вод до нормы осушения в расчетный период по графику  $B$  от содержания в грунтах частиц  $d < 0,01$  мм (РПИ-82, ч. 11, кн. 1).

Длина дрен с фильтрующей засыпкой траншей (м), при которой в таких условиях обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из понижения,

$$L_3 = \frac{Q_p}{Q_3}, \quad (4.40)$$

где  $Q_p$  – расчетный расход из замкнутого понижения, м<sup>3</sup>/сут;

$Q_3$  – расчетный расход (пропускная способность) 1 м дренажной линии при сплошной фильтрующей засыпке траншеи, м<sup>3</sup>/сут.

Общая длина дрен в понижении (м)

$$L_q = \frac{F_3}{B} \cdot 10^4, \quad (4.41)$$

где  $F_3$  – площадь зеркала воды в понижении, га;

$B$  – расстояние между дренами, м.

В том случае, если  $L_3 > L_y$ , корректируется принятая по графику величина расстояния между дренами

$$B_p = \frac{F_3}{L_3} \cdot 10^4 = \frac{FQ_3}{Q_p} \cdot 10^4. \quad (4.42)$$

При  $L_3 < L_q$  можно применить пунктирную засыпку дренажных траншей.

Примеры фильтрационных расчетов дрен со сплошной фильтрующей засыпкой траншей даются в прил. 19.

## 5. ВОДОЕМЫ-КОПАНИ

### 5.1. Общие вопросы проектирования

Водоемы-копани сооружаются в качестве водоприемников для сброса поверхностного и дренажного стока при невозможности или экономической нецелесообразности строительства на объекте открытой проводящей сети (главным образом при осушении земель с холмистым и западным рельефом).

Могут проектироваться водоемы-копани и на участках с равнинным рельефом с целью аккумуляции воды для противопожарных и бытовых нужд, для отдыха, для увлажнения мелиорируемых земель, а также как природоохранные объекты.

При осушении пашни и пастбища в комплексе с водоемами предусматриваются сооружения для сброса воды в гидрографическую сеть в случае переполнения водоема в период дождей, а также при подготовке его к приему стока весеннего половодья. Проектирование бессточных водоемов допускается в порядке исключения при осушении сенокосов.

В условиях холмистого и западного рельефа сбросное сооружение проектируется, как правило, в виде закрытого трубопровода.



На участках с равнинным рельефом сброс воды предусматривается преимущественно по открытому каналу.

Тип сбросного сооружения в каждом конкретном случае необходимо выбирать на основе вариантных проработок.

Водоем-копань, как правило, проектируется в наиболее глубокой и обширной западине.

При наличии в западине торфа предусматривается его выработка с использованием для удобрения сельскохозяйственных угодий.

В водоем впускаются коллекторы дренажных систем, отводящих поверхностный и дренажный сток из тяготеющих к водоему западин, объединяемых с общим водосбором.

Количество западин, подсоединяемых к одному водоему, зависит от их расположения, отметок дна, водосборной площади.

Водосборную площадь водоема-копани рекомендуется принимать в пределах 10–30 га.

Местоположение водоемов-копаней следует назначать с учетом организации севооборотов на мелиорируемых землях, а также комплексного использования водоемов (в качестве водоприемника, для пожаротушения, культурно-бытовых целей и др.). Размещать водоемы рекомендуется вблизи населенных пунктов, у дорог, у границ севооборотов.

Наиболее приемлемая форма водоема-копани в плане – прямоугольник с соотношением сторон от 1:2 до 1:3 (для удобства выполнения работ по отрывке, а также в связи с тем, что большинство западин имеют вытянутую форму). Длинную сторону водоема необходимо располагать в направлении вспашки полей.

Крепление откосов водоема-копани выполняется посевом трав на всю длину с подсыпкой растительного грунта.

Для предотвращения размыва откосов поверхностными водами по периметру водоема устраиваются ловчие канавки или ложбины с воронками стока в понижениях рельефа.

Воронки стока закрепляются сплошной одерновкой.

Для снегозадержания, уменьшения испарения с водной поверхности и предотвращения разрушения берегов от волнобоя по откосам водоема на расстоянии 0,5 м от бровки предусматривается однорядная посадка ивы.

Грунт, вынутый при устройстве водоемов-копаней, используется для засыпки небольших западин, подсыпки дна средних и крупных западин, а также для отсыпки насыпи дорог.

По берегам водоема-копани создается природоохранная прибрежная полоса.

Поверхностный сток с водосбора поступает самотеком в водоем-копань или в небольшие незасыпаемые западины. Для отвода воды из западин устраиваются колодцы-поглотители с отводящими коллекторами.

Указания по проектированию колодцев-поглотителей и отводящих коллекторов рассматривались ранее.

При относительно спокойном рельефе поверхности, без резких перепадов отметок, отвод поверхностных вод из понижений в водоем предусматривается по ложбинам. Глубина ложбины при этом должна быть не более 0,6 м.

Указания по проектированию ложбин рассматривались ранее.

Избыточные грунтовые воды с водосбора в водоем отводятся по коллекторам дренажных систем.

## 5.2. Определение параметров водоемов-копаней

Глубину водоемов-копаней  $H$  рекомендуется принимать не более 3,0–3,5 м. Большая глубина потребует применения специальной землеройной техники или приведет к усложнению технологии производства земляных работ и значительному удорожанию стоимости строительства.

Высота бровки берега водоема над расчетным уровнем воды  $H_0$  принимается из условия обеспечения бесподпорной работы впадающих сбросных трубопроводов из водоемов второго порядка и дренажных коллекторов. При невозможности выполнения такого требования величину  $H_0$  следует принимать не менее: для торфяных почв 0,8–1,0 м, для минеральных – 0,7–0,9 м (чтобы исключить подтопление прилегающих к водоему сельхозугодий).

Коэффициенты заложения откосов  $m$  принимаются с учетом глубины водоема и гранулометрического состава грунтов ложа по прил. 20.

При использовании водоема для культурно-бытовых целей, независимо от его глубины и грунтов в ложе, коэффициенты заложения откосов принимаются  $m = 3,0–3,5$ , а на пляжном участке  $m = 5,0$ .

В качестве расчетного для водоемов-копаней принимается объем стока весеннего половодья обеспеченностью  $P = 10$  %.

Бессточные водоемы рассчитываются на аккумуляцию полного объема стока.

При проектировании системы водоемов, соединенных между собой и с гидрографической сетью трубопроводами или каналами, определяют расчетные объемы стока, аккумулируемые входящими в систему водоемами.

Полный объем стока весеннего половодья рассчитывается по прил. 2.

Для обеспечения бесподпорной работы дренажных систем в любой период года, а также с целью более рационального использования зааккумулированной воды, целесообразно предусматривать на водосборе строительство системы водоемов-копаней, соединенных между собой и с гидрографической сетью закрытыми трубопроводами или каналами. В этом случае водоемы второго порядка, расположенные в относительно неглубоких западинах, с целью уменьшения объема земельных работ по их отрывке можно проектировать из условия аккумуляции в них части стока весеннего половодья с прилегающего водосбора (но не менее 50 % от общего объема). Оставшийся объем стока сбрасывается в водоем первого порядка (головной водоем).

При проектировании системы водоемов-копаней расчетный объем стока весеннего половодья для определения параметров водоема первого порядка (головного водоема)

$$W_p^1 = W - (W_1^{11} + W_2^{11} + \dots + W_n^{11}) - W_{сб}, \quad (5.1)$$

где  $W_p^1$  – расчетный объем стока весеннего половодья, аккумулируемый в водоеме первого порядка (головном водоеме),  $m^3$ ;

$W$  – полный объем стока весеннего половодья с водосборной площади системы,  $m^3$ ;

$W_1^{11}, W_2^{11}, W_n^{11}$  – объем стока, аккумулируемые в водоемах второго порядка,  $m^3$ ;

$W_{сб}$  – объем стока весеннего половодья, сбрасываемый из головного водоема в гидрографическую сеть,  $m^3$ .

Параметры водоема-копани определяются по прил. 21. Пример расчета параметров дается в прил. 21.

### 5.3. Сбросные трубопроводы

Сбросные трубопроводы предназначаются для сброса излишков воды из водоема второго порядка в головной или из головного водоема в гидрографическую сеть.

При проектировании сбросных трубопроводов в плане необходимо руководствоваться следующими основными положениями.

Трасса трубопровода должна быть, как правило, прямолинейной. Повороты трассы допускаются только при необходимости обхода природных или искусственных препятствий (высокие холмы, глубокие западины, дороги 1–111 категорий, подземные инженерные коммуникации и т. п.).

Следует избегать пересечения трубопроводами замкнутых понижений с мощностью торфяной (сапропелевой) залежи свыше 1,5 м; глубоких западин, топких мест, существующих каналов и староречий глубиной свыше 1,5 м. В случае неизбежности такого пересечения предусматривается предварительное осушение (при необходимости с механическим водоотводом). Для перехода экскаватора через понижение (выемку) при необходимости отсыпается перемычка из минерального грунта с послойным уплотнением. Трубопровод укладывается на песчаную подушку.

Следует, по возможности, избегать пересечения трубопровода с имеющимися на мелиорируемой площади подземными инженерными коммуникациями, дорогами, каналами. Если пересечения избежать невозможно, оно выполняется в строгом соответствии с требованиями, предъявляемыми в согласовании запроектированных мероприятий ведомством, эксплуатирующим данную коммуникацию (сооружение).

Для устройства сбросных трубопроводов применяются трубы гончарные, асбестоцементные, железобетонные и бетонные. Стыки труб омоноличиваются бетоном или защищаются от фильтрации муфтами и другими устройствами.

Специальную гидроизоляцию железобетонных и бетонных труб необходимо предусматривать:

- а) в торфяниках;
- б) в кислых минеральных почвах ( $\text{pH} \leq 5,5$ );
- в) при содержании в грунтовых водах более 0,2 % сернистых соединений ( $\text{SO}_4$ ) или более 2 % соединений магния ( $\text{MgO}$ ).

При проектировании сбросных трубопроводов в вертикальной плоскости необходимо руководствоваться следующими основными требованиями.

Глубина заложения трубопровода, считая до низа труб, должна не менее чем на 0,5 м превышать расчетную глубину промерзания грунта.

В периоды весеннего половодья и дождевых паводков (расчетные периоды) скорости движения воды по трубопроводу характеризуются гидравлическим уклоном.

При опорожнении водоема (с целью использования зааккумулированной воды для хозяйственно-бытовых нужд, для наполнения головного водоема или при подготовке системы к приему стока весеннего половодья) скорости характеризуются строительным уклоном трубопровода.

По условиям работы в периоды весеннего половодья и дождевых паводков определяется максимальная скорость движения воды в трубопроводе (не должна превышать 3,0 м/с), а при опорожнении водоема – минимальная (должна быть не меньше допустимой на заиливание  $V_{\min} = 0,30-0,35$  м/с).

Строительный уклон трубопровода рекомендуется принимать постоянным по всей длине или увеличивающимся от истока к устью.

В случае необходимости уменьшения уклона по направлению течения воды в месте излома следует устанавливать колодец-отстойник. При этом в низовой части трубопровода в период опорожнения водоема должна быть обеспечена незаиляющая скорость (0,30–0,35 м/с).

Оптимальные строительные уклоны для трубопровода находятся в пределах 0,05–0,015, минимальный уклон, обеспечивающий не заиляющую скорость, определяется расчетом или назначается по табл. 5.1.

Т а б л и ц а 5.1. Минимально допустимый уклон трубопровода водоема-копани

Диаметр коллектора, мм	Минимальный допустимый уклон	
	В плывунах, пылеватых песках и супесях	В остальных минеральных грунтах и торфяниках
75–100	0,0035	0,002
125	0,0030	0,0015
150	0,0025	0,001
175–200	0,002	0,0007

Колодцы на сбросных трубопроводах устанавливаются:

- а) на поворотах;
- б) в местах уменьшения уклона по направлению течения воды.

На поворотах трубопровода устанавливаются колодцы, при уменьшении уклона – колодцы-отстойники.

В пылеватых грунтах и при наличии в грунтовых водах железистых соединений во всех случаях предусматриваются колодцы-отстойники.

При пересечении сбросного трубопровода с дорогой необходимо предусмотреть:

а) заглубление верха трубы от поверхности дорожного полотна не менее чем на 1,0 м и от дна кювета не менее чем на 0,6 м;

б) установку смотровых колодцев с обеих сторон перехода при пересечении дорог IV категории и выше.

При необходимости отвода скапливающихся в месте перехода поверхностных вод смотровые колодцы заменяются колодцами-поглотителями.

При пересечении сбросного трубопровода с каналом необходимо предусмотреть заглубление верха трубы по дну канала не менее чем на 0,6 м.

При пересечении засыпанных карьеров, староречий, западин (понижений рельефа) с сильно увлажненными (разжиженными) минеральными грунтами или торфяниками (сапропелями), имеющими на глубине закладки трубопровода допустимое напряжение на сдвиг  $\tau \leq 8 \text{ кПа}$  ( $0,08 \text{ кг/см}^2$ ), следует предусматривать устройство под трубопроводом песчаной подушки толщиной не менее 0,5 м (после предварительного осушения грунтов по трассе временной открытой сетью).

В головной части сбросного трубопровода устраивается входной оголовок (звено асбестоцементной или железобетонной трубы длиной не менее 4 м с сороудерживающей решеткой на входе). Ниже оголовка устанавливается колодец-регулятор.

В устьевой части сбросного трубопровода, при впадении его в водоток или в головной пруд, также укладывается звено трубы длиной не менее 4 м.

Откос водотока (пруда) в месте впадения трубопровода крепится железобетонными плитами. Откос пруда в головной части трубопровода крепится монолитным бетоном.

#### 5.4. Гидравлические расчеты трубопроводов

Внутренний диаметр трубопровода из гладкостенных труб (м) определяется по формуле

$$D_0 = 1,549 \cdot \left( \frac{hQ_p}{\sqrt{z}} \right)^{3/8}, \quad (5.2)$$

где  $h$  – коэффициент шероховатости труб;

$Q_p$  – расчетный расход трубопровода, м<sup>3</sup>/с;

$z$  – расчетный гидравлический уклон трубопровода, доли единицы.

Вычисленная по этой формуле величина  $D_0$  округляется в большую сторону до ближайшего стандартного значения принятого типа труб.

Величина коэффициента шероховатости гладкостенных труб принимается по прил. 7.

Расчетный гидравлический уклон сбросного трубопровода

$$Z = \frac{H_1 - H_2}{L_{\text{тр}}}, \quad (5.3)$$

где  $H_1$  и  $H_2$  – отметки:

а) НПУ в водоемах при сбросе воды из водоема второго порядка в головной, м;

б) НПУ в водоеме и уровня воды в водотоке (в створе устья трубопровода), м;

$L_{\text{тр}}$  – длина трубопровода, м.

Отметки уровней воды в водотоке (в створе устья трубопровода) определяются в зависимости от гидрологических условий работы водотока в периоды весеннего половодья и летнее-осенних дождевых осадков.

При определении расчетного расхода трубопровода необходимо руководствоваться следующими основными положениями.

В период весеннего половодья не менее 50 % объема стока водосбора аккумулируется в водоеме (системе взаимосвязанных водоемов), остальной объем в течение расчетного периода сбрасывается по трубопроводу в головной или в гидрографическую сеть.

При прохождении дождевого паводка весь объем стока с водосбора аккумулируется в резервной емкости водоема или системы взаимосвязанных водоемов (выше НПУ), а затем в течение расчетного периода сбрасывается по трубопроводу в головной водоем или в гидрографическую сеть.

Расчетный расход трубопровода в период весеннего половодья

$$Q_{\text{рв}} = \frac{W_{\text{сб}}}{86400t_{\text{в}}}, \quad (5.4)$$

где  $W_{\text{сб}}$  – сбрасываемая в головной водоем или гидрографическую сеть часть объема стока, м<sup>3</sup> (не более 50 % от полного объема

стока весеннего половодья 10%-ной обеспеченности  $W_{10\%}$ , определяемого по прил. 2);

$t_{\text{в}}$  – допустимая продолжительность затопления мелиорируемых земель в период весеннего половодья, сут (прил. 9).

Расчетный расход трубопровода при прохождении дождевого паводка ( $\text{м}^3/\text{с}$ )

$$Q_{\text{рд}} = \frac{W_{10\%}^q}{86400t_{\text{л}}}, \quad (5.5)$$

где  $W_{10\%}^q$  – объем стока дождевого паводка 10%-ной обеспеченности,  $\text{м}^3$ , (прил. 3, 4, 15);

$t_{\text{л}}$  – допустимая продолжительность подтопления корнеобитаемого слоя мелиорируемых земель в летний период, сут (прил. 9).

В формулу для определения внутреннего диаметра трубопровода подставляются оба значения расчетного расхода, полученные по формулам (5.4) и (5.5). Из двух значений диаметра трубопровода принимается большее.

Критические скорости движения воды в трубопроводе (максимальная и минимальная) ( $\text{м}/\text{с}$ ) определяются по формуле Шези

$$V = C\sqrt{RZ_q}, \quad (5.6)$$

где  $C$  – скоростной коэффициент (коэффициент Шези);

$R$  – гидравлический радиус сечения сбросного трубопровода,  $\text{м}$ ;

$Z_q$  – действующий уклон сбросного трубопровода, доли единицы.

Гидравлический радиус сечения круглых труб ( $\text{м}$ )

$$R = \frac{D_0}{4}, \quad (5.7)$$

где  $D_0$  – внутренний диаметр круглых труб,  $\text{м}$ .

Скоростной коэффициент (коэффициент Шези) определяется по формуле Н. Н. Павловского

$$C = \frac{R^y}{n}, \quad (5.8)$$

где  $n$  – коэффициент шероховатости труб (принимается по прил. 7);

$y$  – показатель степени для круглого сечения,  $y = 1/6$ .



В качестве действующего уклона сбросного трубопровода принимается:

а) при определении максимальной скорости (сброс воды при отметке НПУ в пруду, без подпора устья трубопровода) – расчетный гидравлический;

б) при определении минимальной скорости (сброс воды при уровне в пруду на отметке верха входного оголовка трубопровода, без подпора устья трубопровода в водотоке или в головном пруду) – строительный.

Расчетный гидравлический уклон

$$Z = \frac{H_1 - H_y}{L_{\text{тр}}}, \quad (5.9)$$

где  $H_1$  – отметка НПУ в водоеме, из которого сбрасывается вода, м;

$H_y$  – отметка устья сбросного трубопровода в головном водоеме (водотоке), м;

$L_{\text{тр}}$  – длина трубопровода, м.

Строительный уклон трубопровода дается на продольном профиле.

При изменении строительного уклона по длине трубопровода в расчетную формулу подставляется меньшее его значение.

Максимальная скорость движения воды в трубопроводе не должна превышать 3,0 м/с. Минимальная скорость не должна быть меньше допустимой на заиливание (0,30–0,35 м/с).

Примеры гидравлического расчета сбросных трубопроводов даны в прил. 22.

## 6. ОСУШЕНИЕ ЗЕМЕЛЬ С РАЗВИТЫМ РЕЛЬЕФОМ

Мелиоративные системы, сооружаемые на землях с развитым рельефом, в особенности западным, должны обеспечивать:

а) ускоренный отвод поверхностных вод, застаивающихся в замкнутых понижениях поверхности;

б) своевременное понижение уровней грунтовых вод на участках избыточного увлажнения до нормы осушения.

С этой целью, в дополнение к сооружениям и мероприятиям для отвода поверхностных вод, на участках избыточного увлажнения предусматривается устройство осушительной сети, главным образом закрытой.

## **6.1. Сеть предварительного осушения**

Для отвода поверхностных вод из западин и предварительного осушения предусматривается устройство временной сети, которая соединяется с тальвегами или с открытой проводящей сетью.

Временная сеть проектируется в увязке с постоянной осушительной сетью. Следует по возможности избегать пересечения каналами временной сети трасс закрытых коллекторов и дрен.

Каналы сети предварительного осушения необходимо прокладывать во всех западинах, сложенных грунтами длительного переувлажнения (глиеватыми и глеевыми).

Для предварительного осушения западин площадью до 1,0 га достаточно одного канала глубиной 0,6–0,8 м, проложенного по центру западины.

При разработке раздела проекта «Организация строительства» следует иметь в виду, что наиболее подходящим периодом для устройства сети предварительного осушения является раннеосенний. К этому времени поверхностные воды в замкнутых понижениях, как правило, исчезают, и работы могут быть выполнены наиболее качественно. Кроме того, построенная в этот период сеть обеспечит своевременный сброс стока весеннего половодья, что позволит начать строительные работы весной в более ранние сроки.

При необходимости устройств сети предварительного осушения в летнее время разрыв между завершением отрывки каналов и началом работ по закладке дренажа должен составлять не менее 1,5–2,0 мес (время, необходимое для освобождения верхнего слоя грунта от гравитационной воды в средние по увлажненности годы).

## **6.2. Постоянная осушительная сеть**

Осушение западин с минеральным дном, седловин, лощин, тальвегов, а также плоских участков с признаками переувлажнения и высоким положением уровня грунтовых вод предусматривается, как правило, дренажем (систематическим или выборочным). Необходимо, чтобы коллекторы или дрены пересекали все западины глубиной 0,15 м и более (в том числе и засыпаемые).

Расстояния между дренами определяются в соответствии с ТКП [1].

Уменьшение полученных расстояний в 1,5–2 раза предусматривается:

а) в западинах (независимо от способа их раскрытия) и под дном западинных ложбин;

б) в местах резкого перехода уклонов поверхности от больших к меньшим;

в) рядом со староречьями (как оставляемыми в естественном состоянии, так и засыпаемыми);

г) рядом с засыпаемыми каналами;

д) в местах выклинивания грунтовых вод;

е) у дорог без кюветов.

При засыпке староречей и старых каналов по дну их укладываются фашинные дрены, соединяемые с открытой сетью или дренажными коллекторами.

При отводе дренажем поверхностных вод проектирование дрен и коллекторов необходимо выполнять в соответствии с указаниями раздела 4 Руководства.

Для защиты дренажа от заиления на землях с развитым рельефом следует применять сплошную обертку стеклохолстом или объемные дренажные фильтры (солома, льняная костра, гравийно-песчаная смесь, опилки).

Осушение западин с сильно увлажненными (разжиженными) минеральными грунтами или торфяниками (сапропелями), а также заросших кустарниками и мелкоколесем, на первом этапе предусматривается открытой сетью. Через 3–5 лет, после осушения и окультуривания почв и осадки торфа, на этих землях можно заложить дренаж (второй этап).

### **6.3. Ликвидация (раскрытие) западин и понижений**

Западины глубиной до 0,15 м площадью до 0,03 га засыпаются в процессе выполнения планировки мелиорируемых земель длиннобазовым планировщиком. При большей площади предусматривается их засыпка местным или привозным грунтом в процессе бульдозерной планировки или отвод воды из западин дренажем с фильтрующей засыпкой траншей или с установкой в траншеях колонок-поглотителей.

Западины глубиной 0,15–0,50 м при площади до 0,03 га засыпаются местным или привозным грунтом в процессе выполнения площадной бульдозерной планировки мелиорируемых земель.

При глубине западин 0,15–0,50 м и площади свыше 0,03 га, при большей глубине независимо от площади, отвод воды из них предусматривается по ложбинам или через колодцы-поглотители. Указания по проектированию ложбин и колодцев-поглотителей даны в соответствующих разделах.

Для уменьшения глубины ложбин при раскрытии западин с минеральным дном предусматривается частичная их засыпка.

Раскрытие западин с сильно увлажненными минеральными грунтами или торфяниками (сапропелями), а также осушение дна таких западин предусматривается открытой сетью.

Способ отвода воды из западин глубиной более 0,15 м следует выбирать с учетом топографических условий поверхности мелиорируемых земель, технической возможности и экономической целесообразности его выполнения. При этом следует отдавать предпочтение засыпке западин, как наиболее долговечному и выгодному при сельскохозяйственном использовании мелиорированных земель способу.

Глубокие сильно обводненные болотные и минеральные заболоченные замкнутые понижения, покрытые древесно-кустарниковой растительностью, рекомендуется оставлять в естественном состоянии в качестве водоохраных и природоохраных объектов.

В аналогичных понижениях, свободных от древесно-кустарниковой растительности, при необходимости и экономическом обосновании можно предусматривать устройство водоемов-копаней для использования в качестве водоприемников. При наличии в понижениях торфа предусматривается его выработка с использованием для удобрения сельскохозяйственных угодий.

В целях ликвидации мест скопления и застоя поверхностных вод и выравнивания поверхности мелиорируемых земель необходимо предусматривать:

- а) засыпку старых ликвидируемых каналов, карьеров, ям, староречий (при площади водного зеркала менее 0,5 га);
- б) засыпку мелких напряжений, ополаживание откосов крупных понижений;
- в) уничтожение валов раскорчеванной древесно-кустарниковой растительности;

- г) разравнивание кавальеров (слоем не более 0,10 м);
- д) срезку переходов от старопахотных земель к вновь осваиваемым;
- е) выравнивание поверхности и отделочную планировку длиннобазовым планировщиком.

Староречья и существующие пруды-копани при глубине воды в них не менее 1,0 м и чистом зеркале воды площадью 0,5 га и более сохраняются в качестве природоохранных и водорегулирующих объектов.

При меньших величинах глубины или площади зеркала воды необходимо рассматривать целесообразность углубления или расширения староречья (пруда-копани).

Выполнение всех видов земляных и планировочных работ по объему предусматривается по технологиям, обеспечивающим сохранение растительного слоя грунта.

#### **6.4. Агромелиоративные и агротехнические мероприятия**

На минеральных почвах с развитым рельефом, имеющих коэффициент фильтрации подпахотного слоя менее 0,3 м/сут, обязательным мероприятием на фоне дренажа является выполнение сплошного глубокого рыхления (на глубину 0,6–0,8 м).

Глубокое рыхление почв целесообразно выполнять виброрыхлителем с активным рабочим органом, обеспечивающим более качественное рыхление на глубину до 0,8 м.

На кислых почвах (показатель  $pH \leq 5,5$ ) предусматривается известкование дозой 3–5 т/га с одновременным внесением повышенных доз органических и минеральных удобрений.

Вспашка земель с развитым рельефом в период их сельскохозяйственного использования должна выполняться вдоль склонов при ширине захваток 15–20 м с условием, чтобы уклон отводных борозд не превышал 0,01. Обязательным является ежегодное изменение глубины вспашки.

Для сохранения структурных почвенных агрегатов, образовавшихся за вегетационный период, вспашку, по мере возможности, рекомендуется заменять поверхностной обработкой (дискованием).

При первичном освоении мелиорированных почв тяжелого и среднего механического состава в севообороты необходимо включать многолетние злаково-бобовые травы, мощная коневая система которых

способствует рыхлению плотных горизонтов, оструктуриванию почвы и обогащению ее питательными веществами.

## **7. ПЛАНИРОВКА МЕЛИОРИРУЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ**

Планировка мелиорируемых земель в зависимости от времени выполнения подразделяется на строительную, послеосадочную и эксплуатационную.

Строительная и послеосадочная планировки выполняются в период строительства мелиоративной системы за счет капитальных вложений, выделяемых на мелиорацию. Эксплуатационная планировка выполняется за средства землепользователя в процессе сельскохозяйственного использования мелиорированных земель.

### **7.1. Строительная планировка земельными механизмами**

В процессе строительной планировки мелиорируемых земель выполняются следующие виды работ:

а) снятие и буртование растительного слоя почвы с последующей надвигкой его на спланированные площади;

б) засыпка старых ликвидируемых каналов, карьеров, ям, староречий, сети предварительного осушения;

в) срезка крутых переходов от старопахотных земель к нераспаханным;

г) засыпка мелких понижений; частичная засыпка крупных понижений при их раскрытии и ополживании; откосов, а также за счет привозного грунта;

д) разравнивание кавальеров, неиспользуемых насыпей, буртов грунта;

е) бульдозерная планировка участков с развитым микрорельефом, раскорчеванных площадей;

ж) выравнивание поверхности длиннобазовым планировщиком.

До начала планировочных работ на объекте необходимо убрать камни, пни, растительные остатки.

Выравнивание поверхности длиннобазовым планировщиком выполняется после вспашки и разделки пласта.

Снятие растительного слоя предусматривается на участках срезки грунта. После завершения работ по срезке-подсыпке растительный слой надвигается на спланированную поверхность.

Наиболее рациональные технологии снятия и восстановления растительного слоя грунта:

а) однократное перемещение с предшествующей 20-метровой полосы на последующую (на которой аналогичным образом ранее был снят растительный слой и выполнены планировочные работы);

б) двукратное перемещение с 2-метровой полосы на обе стороны и последующее возвращение на прежнее место.

Засыпка ликвидируемых существующих каналов и сети предварительного осушения выполняется одновременно со строительством дренажа, начиная с верховьев дренажных систем.

Засыпка карьеров, ям, староречий выполняется до строительства дренажных систем.

Засыпка нераскрываемых западин глубиной 0,15–0,50 м площадью до 0,03 га производится грунтом, срезанным с соседних повышенных элементов рельефа или вынутым при отрывке котлована, канала и т. п. Растительный слой срезается с подсыпаемой площади и надвигается обратно после уплотнения отсыпаемого грунта и выравнивания его поверхности.

При раскрытии западин с частичной засыпкой применяется та же технология работ, что и при полной засыпке.

Объем засыпки западин сферической формы ( $\text{м}^3$ )

$$W_3 = 0,65 F_3 \cdot h_{\max}.$$

Объем засыпки западин с плоским дном ( $\text{м}^3$ )

$$W_3 = 0,5 (F_3 + F_y) \cdot h_{\max},$$

где  $F_3$  – площадь засыпки на проектной отметке ее поверхности,  $\text{м}^2$ ;

$F_y$  – площадь западин по дну,  $\text{м}^2$ ;

$h_{\max}$  – максимальная мощность слоя засыпки, м.

Максимальная мощность слоя засыпки определяется по формуле

$$h_{\max} = H_3 - H_q,$$

где  $H_3$  – проектная отметка поверхности засыпки, м;

$H_q$  – минимальная отметка дна западины, м.

Если в западине предусмотрена раскорчевка древесно-кустарниковой растительности, полученная по расчету величина  $h_{\max}$  увеличивается на 0,20 м.

Вследствие потерь грунта при транспортировке, раздувания ветром, образования призм волочения, уплотнения отсыпаемого грунта и

общей осадки выравниваемой поверхности в результате многократных проходов техники объемы срезки грунта должны превышать объемы насыпи на 5–15 %.

При разработке и перемещении грунта бульдозером превышение объема срезки над объемом насыпи принимается:

- а) перемещение на 80–100 м – 15 %;
- б) перемещение на 50–70 м – 10 %;
- в) перемещение на 20–40 м – 5 %.

Срезка переходов от старопахотных земель к нераспаханным производится:

- а) без снятия гумусового слоя, если переход образовался за счет надвигки этого слоя при многократной вспашке;
- б) со снятием и последующей надвигкой гумусового слоя, если мощность последнего на переходе не превышает 0,20 м.

Площадная планировка бульдозерами и автогрейдерами выполняется:

- а) на участках с количеством понижений глубиной 0,15–0,50 м и площадью до 0,03 га при общем уклоне поверхности менее 0,005;
- б) на участках раскорчевки древесно-кустарниковой растительности;
- в) на участках заготовки торфа вручную, на изрытостях.

При мощности растительного слоя на планируемом участке менее 0,20 м в процессе площадной планировки производится его снятие с последующим надвиганием.

Срезаемым и подсыпаемым при планировке поверхностям придаются уклоны  $i = 0,002–0,01$  в увязке с общим уклоном поверхности с целью обеспечения стока поверхностных вод.

## **7.2. Строительная планировка длиннобазовыми планировщиками**

При планировке длиннобазовыми планировщиками выполняются:

- а) засыпка понижений глубиной до 0,15 м площадью до 0,03 га;
- б) ликвидация микропонижений, возникших при обработке почвы;
- в) качественная отделка поверхности мелиорируемых земель.

Количество проходов длиннобазового планировщика зависит от механического состава почвы, мощности гумусового слоя и степени развития микрорельефа.



Степень развития микрорельефа характеризуется числом понижений глубиной до 0,15 м на 100 га планируемых площадей: слабая – менее 20, сильная – 20 и более понижений.

Количество проходов планировщика в зависимости от этих факторов приводится в табл. 7.1.

Т а б л и ц а 7.1. **Количество проходов длиннобазового планировщика**

Механический состав почв	Мощность гумусового слоя, м	Степень развития микрорельефа			
		слабая		сильная	
		Виды планировки			
		строительная	послеосадочная	строительная	послеосадочная
Легкие (коэффициент фильтрации более 0,2 м/сут)	До 0,15	2	–	2	2
	0,15–0,20	2	–	3	2
	Более 0,20	2	–	4	2
Тяжелые (коэффициент фильтрации менее 0,2 м/сут)	До 0,15	2	2	3	2
	0,15–0,20	3	2	4	2
	Более 0,20	4	2	5	2

Планировочные работы выполняются после вспашки участка и разделки пласта.

Максимальный слой грунта, срезаемого за один проход планировщика, не должен превышать 4 см.

После каждых двух проходов планировщика выполняется дополнительное рыхление почвы тяжелыми дисковыми боронами.

Качественное выполнение планировочных работ обеспечивается при влажности почв (в % от абсолютно сухой массы) не более:

- глинистых – 20–28 %;
- тяжелосуглинистых – 19–25 %;
- среднесуглинистых – 19–23 %;
- легкосуглинистых – 13–18 %;
- супесчаных – 12–17 %;
- лессовых – 18–21 %;
- песчано-пылеватых – 10–15 %.

Если в результате выполнения планировочных работ на 4 и более процентах планируемой площади мощность гумусового слоя будет менее 0,12 м (минимально допустимая норма), необходимо внести органические удобрения в количестве 10 т/га на каждый сантиметр срезаемого сверх этой нормы гумусового слоя.

### 7.3. Послеосадочная и эксплуатационная планировка

Послеосадочная планировка производится через 1–2 года после проведения строительной планировки.

В состав послеосадочной планировки входят следующие виды работ:

а) вспашка и разделка пласта;

б) ликвидация просадок по трассам коллекторов и дрен, на засыпанных каналах, староречьях, понижениях, карьерах, ямах и т. п., а также на участках площадной строительной планировки бульдозерами и другими механизмами;

в) выравнивание поверхности длиннобазовым планировщиком.

Поверхность следует считать выравненной, если глубина микропонижений рельефа не превышает 5 см.

Эксплуатационная планировка выполняется землепользователем ежегодно в качестве завершающей операции предпосевной обработки почвы.

## 8. ГЛУБОКОЕ РЫХЛЕНИЕ

Глубокое рыхление улучшает водно-физические свойства и водно-воздушный режим почв тяжелого и среднего механического состава. На осушенных землях этот агромелиоративный прием, кроме того, повышает эффективность работы дренажа.

Применяется глубокое рыхление на суглинистых и глинистых почвах с коэффициентом фильтрации подпочвенных горизонтов менее 0,3 м/сут.

На почвах поверхностного заболачивания глубокое рыхление необходимо предусматривать только на фоне закрытого дренажа.

Глубокое рыхление, как разовое мероприятие в период строительства объекта, целесообразно предусматривать:

а) на минеральных почвах легкого механического состава при наличии цементированных гидроокисью железа или карбонатами линзообразных горизонтов небольшой мощности;

б) на торфяниках мощностью до 0,5 м при наличии слоя оглеения на контакте торфа с минеральным грунтом.

Глубокое рыхление не следует применять:

а) на неосушенных землях избыточного увлажнения при любом типе водного питания;

б) на осушаемых землях грунтового и грунтово-напорного водного питания;

в) при наличии в зоне рыхления сплошных мощных горизонтов, цементированных гидроокисью железа и карбонатами;

г) при наличии в зоне рыхления камней диаметром более 0,2–0,3 м.

Сплошное глубокое рыхление предусматривается на участках с уклоном поверхности до 0,003. При уклонах более 0,003 предусматривается полосовое рыхление с расстоянием между полосами 1,2–1,5 м.

При наличии на глубине 0,7 м и более кротоустойчивых грунтов предусматривается глубокое рыхление с одновременным кротованием.

Направление движения рыхлителя при выполнении глубокого рыхления – под прямым или близким к прямому (не менее  $75^\circ$ ) углом по отношению к дренам.

Максимально допустимая глубина рыхления (рыхления с кротованием) должна быть на 0,2–0,3 м меньше минимальной глубины дрен.

Выполняется глубокое рыхление на выровненных (спланированных) и обработанных почвах.

Глубокое рыхление необходимо выполнять летом, после прекращения весеннего дренажного стока, и ранней осенью, до начала затяжных дождей. Оптимальная влажность для выполнения рыхления – 60–80 % от предельной полевой влагоемкости.

Выполнение глубокого рыхления при влажности почвы ниже оптимальной приводит к разрушению структуры пахотного слоя, образованию глыб большого диаметра, ухудшению качества рыхления и к резкому увеличению тяговых усилий.

При влажности почвы выше оптимальной ухудшается сцепление ходовой части трактора с почвой, пахотный слой уплотняется, уменьшается коэффициент разрыхления.

Коэффициент фильтрации в зоне рыхления сразу после его выполнения увеличивается до 100 раз. К концу второго года коэффициент фильтрации примерно в 10 раз превышает первоначальный, а к концу третьего года стабилизируется и принимает исходное значение.

Таким образом, глубокое рыхление (рыхление с кротованием) необходимо возобновлять через каждые 2–3 года.

Для повышения плодородия и обеспечения большей продолжительности периода улучшения водно-физических свойств осушаемых почв в сочетании с глубоким рыхлением необходимо применять химическую и биологическую мелиорацию: внесение больших доз извести, химвелиорантов, органических и минеральных удобрений, выращивание на высоко агротехническом фоне сельскохозяйственных культур с интенсивно развивающейся корневой системой.

Для выполнения глубокого рыхления применяются рыхлители пассивного и активного действия. Наиболее распространенными в настоящее время являются рыхлители пассивного действия РУ-65.2,5, РК-1.2, РТН-0,8, РГ-0,8А, рыхлитель активного действия ВР-80.

Указания по проектированию и выполнению кротования почв тяжелого и среднего механического состава даны в ТКП [1].

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мелиоративные системы и сооружения. Нормы проектирования. ТКП 45-3.04-8-2005 (02250). – Минск, 2006. – 106 с.
2. Осушительно-увлажнительные системы. Нормы проектирования. ТКП/ПР 1/45-3.04-8-2009 (02250). – Минск, 2009. – 118 с.
3. Проектирование и возведение мелиоративных систем и сооружений. Пособие ПП-98 к СНиП 2.06.03-85. – Минск, 1999. – 85 с.
4. Автомобильные дороги. Нормы проектирования. ТКП 45-3.03-19-2006 (02250). – Минск, 2006. – 43 с.
5. Мелиорация и водное хозяйство: справочник: в 6 т. / под ред. Б. С. Маслова. – М., 1985. – Т. 3. Осушение. – 447 с.
6. Лихацевич, А. П. Сельскохозяйственные мелиорации: учебник / А. П. Лихацевич, М. Г. Голченко, Г. И. Михайлов; под ред. А. П. Лихацевича. – Минск: Тэхналогія, 2010. – 436 с.
7. Михайлов, Г. И. Осушение тяжелых почв / Г. И. Михайлов. – Горки, 2000. – 64 с.
8. Брудастов, А. Д. Осушение минеральных и болотных земель / А. Д. Брудастов, В. А. Шаумяна. – 4-е изд. – М.: Сельхозгиз, 1955. – 444 с.
9. Желязко, В. И. Сельскохозяйственные мелиорации: пособие / В. И. Желязко, Т. Д. Лагун, А. С. Кукреш. – Горки: БГСХА, 2012. – 286 с.
10. Расчетные гидрологические характеристики. Порядок определения. ТКП 45-3.04-168-2009 (02250). – Минск, 2010. – 55 с.
11. Волчек, А. А. Инженерная гидрология и регулирование стока. Гидрологические и водохозяйственные расчеты: учеб.-метод. пособие / А. А. Волчек, Ан. А. Волчек, В. К. Курсаков. – Горки: БГСХА, 2013. – 316 с.
12. Мурашко, А. И. Сельскохозяйственный дренаж в гумидной зоне / А. И. Мурашко. – М.: Колос, 1982. – 272 с.
13. Расчет расстояния между дренами: метод. указания и электронное пособие / Г. И. Михайлов [и др.]. – Горки, 2008. – 32 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1

Таблица 1. Коэффициент заложения откосов каналов в зависимости от грунта, слагающего русло

Грунт	Коэффициент $m$ для откосов	
	подводных	надводных
Скальный	0,00–0,50	0,00–0,25
Полускальный	0,50–1,00	0,50
Галечник и гравий с песком	1,25–1,50	1,00
Глина, суглинок тяжелый и средний, торф с мощностью пласта до 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1,00–1,50	0,50–1,00
Суглинок легкий, супесь или торф с мощностью пласта до 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1,25–2,00	1,00–1,50
Песок мелкий или торф с мощностью пласта до 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1,50–2,50	1,00–2,00
Песок пылеватый	3,00–3,50	2,50
Торф со степенью разложения до 50 %	1,25–1,75	1,25
Торф со степенью разложения более 50 %	1,50–2,00	1,50

Примечание. Первое значение коэффициента заложения откосов для каналов с расходом воды менее 0,5 м<sup>3</sup>/с, второе – для каналов с расходом воды более 10 м<sup>3</sup>/с.

### Приложение 2

#### Расчет максимальных расходов, слоев и объемов стока весеннего половодья

Слой стока весеннего половодья (мм) обеспеченностью  $P$  % ( $h_p$  %) определяется по формуле

$$h_p \% = (C \cdot h_k - b) K, \quad (1)$$

где  $h_k$  – слой стока весеннего половодья обеспеченностью  $P = 1$  % (мм), определяемый по рис. 1;

$K$  – коэффициент, учитывающий влияние видов распашки при площадях водосбора  $F \leq 0,05$  км<sup>2</sup>;

$C$  и  $b$  – коэффициенты перехода от слоя стока  $P = 1$  % к слою стока другой обеспеченности.

Значения коэффициента  $K$  принимаются:

- для вспашки поперек склона – 0,8;
- для вспашки вдоль склона, многолетней залежи – 1,2;
- для выпасов, целины – 1,3.

Коэффициент  $K$  вводится при площади водосбора  $F \leq 0,05$  км<sup>2</sup>. При  $F > 0,05$  км<sup>2</sup> –  $K = 1,0$ .

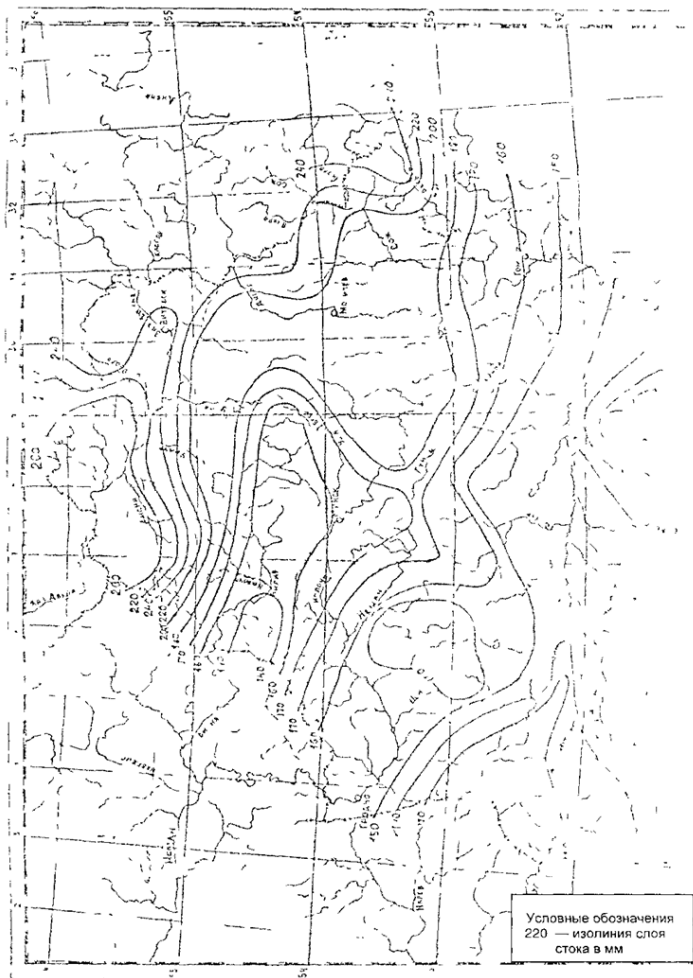


Рис. 1. Карта слоя стока весеннего половодья обеспеченностью 1 %

Значения коэффициентов  $C$  и  $b$  принимаются по табл. 2.

Объем стока весеннего половодья  $W_{p\%}$  ( $M^3$ ) определяется по формуле

$$W_{p\%} = 1000 h_{p\%} F, \quad (2)$$

где  $h_p\%$  – слой стока весеннего половодья обеспеченностью  $P\%$  определяется по формуле (1);  
 $F$  – площадь водосбора, км<sup>2</sup>.

Таблица 2. Значения коэффициентов перехода

Коэффициент	Обеспеченности слоя стока, %				
	1	3	5	10	25
$C$	1,0	0,85	0,81	0,69	0,62
$b$	0	0	7	10	23

### Приложение 3

#### Расчеты максимальных и средних расходов и объемов стока дождевых паводков

Максимальный расход дождевого паводка  $Q_p\%$  (м<sup>3</sup>/с) определяется по формуле

$$Q_p\% = q_{1\%} \cdot \varphi \cdot H_{1\%} \cdot \lambda_p\% \cdot F, \quad (3)$$

где  $q_{1\%}$  – максимальный модуль стока обеспеченностью  $P = 1\%$ , выраженный в долях от произведения  $(\varphi \cdot H_{1\%})$  при  $\delta = 1,0$ , определяемый по табл. 3 в зависимости от гидроморфометрической характеристики русла  $\Phi_p$ , рассчитываемой по формуле (4);

$\tau_{ск}$  – продолжительности склонового добегаия;

$\varphi$  – коэффициент стока;

$H_{1\%}$  – максимальный суточный слой осадков обеспеченностью  $P = 1\%$ , мм;

$\lambda_p\%$  – переходный коэффициент от максимальных расходов  $P = 1\%$  к максимальным расходам других обеспеченностей;

$F$  – площадь водосбора, км<sup>2</sup>.

Гидроморфометрическая характеристика русла водотока определяется по формуле

$$\Phi_p = \frac{1000L}{n_p \cdot J_p^{1/3} \cdot F^{1/4} \cdot (\varphi \cdot H_{1\%})^{1/4}}, \quad (4)$$

где  $L$  – длина водотока, км

$n_p$  – гидравлический параметр русла, определяемый по табл. 4;

$J_p$  – средний уклон русла водотока, ‰.

Продолжительность склонового добегаия  $\tau_{ск}$  (мин) определяется по табл. 5 в зависимости от географического района на рис. 2 и значения гидроморфометрической характеристики склонов  $\Phi_{ск}$ , рассчитываемой по формуле (5).

Таблица 3. Максимальный модуль стока ( $q_{1\%}$ ) ежегодной вероятности превышения  $P = 1\%$

Номер района по рис. 2	Продолжительность склонового добегаания $\tau_{ск}$ , мин	Максимальный модуль стока $q_{1\%}$ (л/с) при значениях $\Phi_p$																
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	250	300
7	10	0,53	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,050	0,041	0,036	0,031	0,019	0,013	0,010	0,0083
	30	0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,10	0,080	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034	0,030	0,018	0,013	0,010	0,0083
	60	0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,040	0,035	0,031	0,028	0,018	0,013	0,010	0,0083
	100	0,12	0,12	0,11	0,10	0,084	0,070	0,058	0,048	0,041	0,036	0,032	0,028	0,026	0,017	0,012	0,0097	0,0081
	200	0,088	0,086	0,080	0,075	0,065	0,055	0,047	0,040	0,035	0,031	0,028	0,026	0,023	0,016	0,012	0,0094	0,0079
	300	0,070	0,068	0,065	0,060	0,055	0,050	0,039	0,034	0,031	0,028	0,025	0,023	0,021	0,015	0,011	0,0091	0,0076
3	10	0,45	0,42	0,32	0,25	0,15	0,10	0,076	0,060	0,050	0,043	0,037	0,033	0,030	0,018	0,014	0,011	0,0085
	30	0,25	0,24	0,21	0,17	0,12	0,085	0,067	0,054	0,046	0,040	0,035	0,031	0,028	0,018	0,013	0,010	0,0084
	60	0,16	0,15	0,14	0,12	0,088	0,070	0,058	0,049	0,042	0,036	0,032	0,029	0,026	0,017	0,013	0,010	0,0082
	100	0,11	0,10	0,095	0,085	0,068	0,058	0,050	0,047	0,038	0,033	0,030	0,027	0,024	0,017	0,013	0,010	0,0082
	200	0,075	0,074	0,070	0,065	0,055	0,045	0,043	0,038	0,034	0,030	0,027	0,025	0,023	0,016	0,012	0,0098	0,0080
	300	0,062	0,060	0,055	0,053	0,048	0,042	0,036	0,032	0,029	0,027	0,025	0,023	0,021	0,015	0,012	0,0094	0,0078

Таблица 4. Значения параметра  $n_p$

Характеристика русла и поймы	Гидравлический параметр $n_p$ , м/мин
Чистые русла постоянных равнинных рек; русла периодически пересыхающих водотоков (сухих логов)	11
Извилистые, частично заросшие русла больших и средних рек; периодически пересыхающие водотоки, несущие во время паводка большое количество наносов	9
Сильно засоренные и извилистые русла периодически пересыхающих водотоков	7



Таблица 5. Продолжительность склонового добега  $\tau_{ск}$  в зависимости от гидроморфометрической характеристики склонов  $\Phi_{ск}$

Номер района по рис. 2	Значение $\tau_{ск}$ (мин) в зависимости от $\Phi_{ск}$													
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0
7	2,3	5,0	8,0	11	15	19	28	39	53	67	85	105	130	180
3	2,7	5,3	8,5	12	17	22	34	47	62	80	100	120	150	200

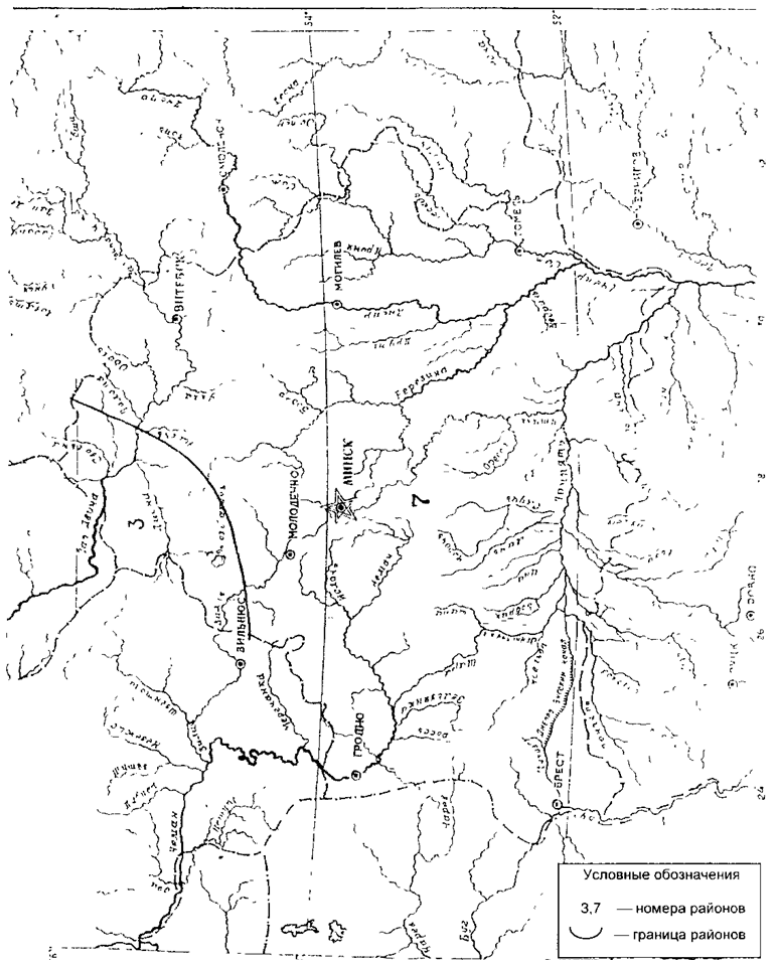


Рис. 2. Карта районирования по типовым кривым редукции осадков

$$\Phi_{\text{ск}} = \frac{(1000 l)^{1/2}}{m_1 \cdot J_{\text{ск}}^{1/4} \cdot F^{1/4} \cdot (\varphi \cdot H_1 \%)^{1/2}}, \quad (5)$$

где  $l$  – средняя длина безрусловых склонов водосбора, км;

$J_{\text{ск}}$  – средний уклон склонов водосбора, ‰;

$m_1$  – коэффициент, характеризующий шероховатость склонов, принимается равным:

– для многолетней залежи, выпасов, целины – 0,4;

– для вспашки вдоль склонов – 0,3;

– для вспашки поперек склонов – 0,2.

Коэффициент стока  $\varphi$  определяется по формуле

$$\varphi = \frac{1,2 \cdot \varphi_0}{(F + 1)^{0,07}} \left( \frac{J_{\text{ск}}}{50} \right)^{n_5}, \quad (6)$$

где  $\varphi_0$ ,  $n_5$  – параметры, принимаемые по табл. 6.

Таблица 6. Параметры  $\varphi_0$  и  $n_5$

Параметры	Механический состав почв		
	глинистый и тяжелосуглинистый	среднесуглинистый и суглинистый	супесчаный и песчаный
$\varphi_0$	0,56	0,38	0,30
$n_5$	0,50	0,65	0,80

Максимальный суточный слой осадков  $H_1 \%$  обеспеченностью  $P = 1 \%$  определяется по данным ближайшей метеостанции или по рис. 3.

Переходный коэффициент  $\lambda_p \%$  от максимальных расходов  $P = 1 \%$  к максимальным расходам других обеспеченностей, определяется по табл. 7 и рис. 4.

Таблица 7. Переходной коэффициент  $\lambda_p \%$

Номер района по рис. 4	Площадь водосбора, км <sup>2</sup>	Переходной коэффициент $\lambda_p \%$ при обеспеченности $P \%$					
		1	2	3	5	10	25
2	0,1 и более	1,0	0,85	0,77	0,67	0,55	0,36
	Менее 0,1	1,0	0,76	0,69	0,60	0,50	0,32
5	Без ограничений	1,0	0,83	0,74	0,62	0,46	0,28
6	Без ограничений	1,0	0,70	0,58	0,42	0,30	0,14

Средний расход дождевого паводка  $Q_d^c$  (м<sup>3</sup>/с) определяется по формуле (3). При этом значения модуля стока  $q_1 \%$  в зависимости от использования мелиорируемых земель принимаются:

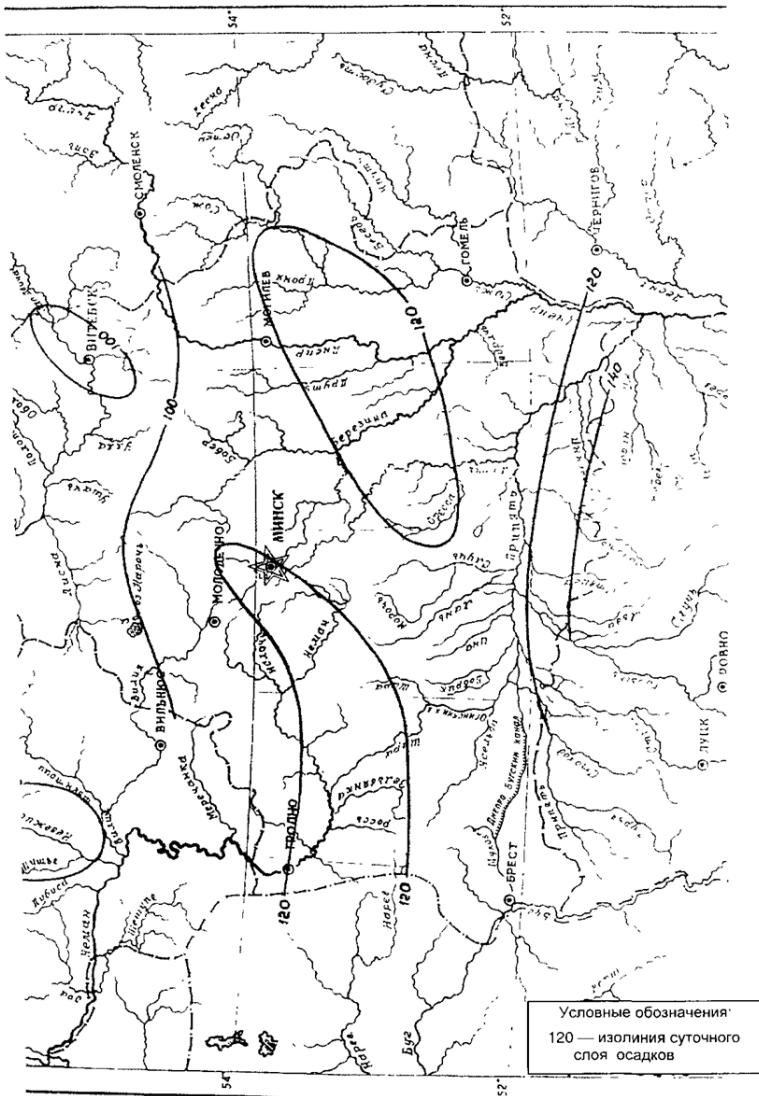


Рис. 3. Карта максимальных суточных слоев осадков обеспеченностью 1 % за теплый период  $H_1\%$  (мм)

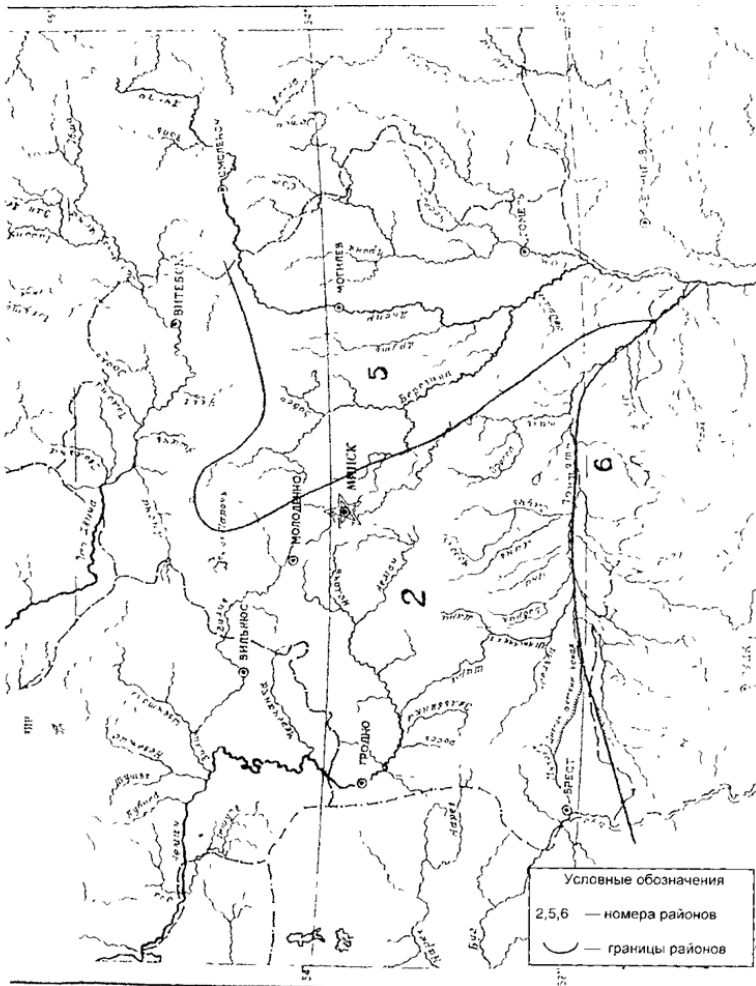


Рис. 4. Карта районирования величин переходного коэффициента  $\lambda_p\%$

а) для полевого севооборота допустимая продолжительность затопления ( $t = 0,5$  сут) – 0,021;

б) для овощного и кормового севооборотов ( $t = 0,8$  сут) – 0,014;

в) для пастбищ и сенокосов ( $t = 1$  сут) – 0,012.

Объем стока дождевого паводка  $W_p\%$  ( $m^3$ ) в зависимости от использования мелиорируемых земель вычисляется по формулам:

а) для полевого севооборота ( $t = 0,5$  сут)

$$W_{p \%} = 43200 \cdot Q_{д}^c; \quad (7)$$

б) для овощного и кормового севооборотов ( $t = 0,8$  сут)

$$W_{p \%} = 69100 \cdot Q_{д}^c; \quad (8)$$

в) для пастбища, сенокоса ( $t = 1,0$  сут)

$$W_{p \%} = 86400 \cdot Q_{д}^c; \quad (9)$$

где  $Q_{д}^c$  – средние расходы воды дождевых паводков.

#### Приложение 4

### Расчеты слоев, объемов стока и средних расходов дождевых паводков (для водосборов площадью $F < 0,05$ км<sup>2</sup>)

Для небольших водосборов ( $F < 0,05$  км<sup>2</sup>), расположенных вдали от населенных пунктов и дорог I–III категории, слои, объемы стока и средние расходы дождевых паводков можно рассчитывать по максимальному суточному слою осадков обеспеченностью 10 % и коэффициенту стока осадков.

Слой стока дождевого паводка  $h_{10 \%}$  (мм) определяется по формуле

$$h_{10 \%} = H_{10 \%} \cdot \varphi, \quad (10)$$

где  $H_{10 \%}$  – максимальный суточный слой осадков обеспеченностью 10 % (мм), определяемый по табл. 8;

$\varphi$  – коэффициент стока дождевых паводков, определяемый по табл. 9.

Таблица 8. Максимальный суточный слой осадков обеспеченностью 10 %

Метеорологическая станция	Максимальный суточный слой осадков, мм
1	2
1. Андреевка	62
2. Барановичи	64
3. Березино	58
4. Бобруйск	61
5. Борисов	50
6. Борисовщина	50
7. Брест	60
8. Василевичи	55
9. Верхнедвинск	55
10. Вилейка	56
11. Витебск	59
12. Волковыск	62
13. Воложин	56

Окончание табл. 8

1	2
14. Гомель	58
15. Горваль	62
16. Горки	58
17. Гродно	66
18. Докшицы	57
19. Езерище	58
20. Житковичи	55
21. Жлобин	53
22. Ивацевичи	56
23. Калинковичи	57
24. Копаткевичи	62
25. Костюковичи	56
26. Кузьмичи	56
27. Лельчицы	56
28. Лепель	56
29. Лида	66
30. Локтыши	58
31. Лынтупы	62
32. Любимицы	56
33. Марына Горка	52
34. Минск	49
35. Могилев	49
36. Мозырь	60
37. Мотоль	50
38. Наровля	56
39. Нарочь	56
40. Новогрудок	54
41. Орша	58
42. Ошмяны	61
43. Петриков	58
44. Пинск	58
45. Полоцк	52
46. Пружаны	54
47. Радюшковичи	56
48. Светлогорск	60
49. Сенно	51
50. Славгород	54
51. Слоним	62
52. Слуцк	53
53. Столбцы	52
54. Телеханы	58
55. Толочин	63
56. Туров	53
57. Чечерск	58
58. Шарковщина	58
59. Щучин	61

Таблица 9. Коэффициент стока дождевых паводков  $\phi$

Средний уклон склонов, %	Величина коэффициента $\phi$ при грунтах склонов		
	супесчаных и песчаных	средне- и легкосуглинистых	глинистых и тяжелосуглинистых
$\leq 15$	0,14	0,21	0,37
20	0,17	0,25	0,42
30	0,24	0,33	0,52
40	0,30	0,39	0,60
50	0,36	0,46	0,67
60	0,42	0,51	0,73
70	0,47	0,57	0,79

Примечание. При значениях уклона, отличающихся от табличных, величина коэффициента стока принимается путем интерполяции.

Объем стока дождевого паводка  $W_{10\%}$  ( $\text{м}^3$ ) определяется по формуле

$$W_{10\%} = 1000 h_{10\%} \cdot F, \quad (11)$$

где  $F$  – площадь водосбора,  $\text{км}^2$ .

Средний расход дождевого паводка  $Q_{10\%}^C$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ) определяется по формуле

$$Q_{10\%}^C = \frac{W_{10\%}}{86400 t}, \quad (12)$$

где  $t$  – допустимая продолжительность застоя воды на поверхности мелиорируемых земель согласно прил. 9.

#### Приложение 5

Таблица 10. Допустимые неразмывающие скорости воды для незакрепленного и закрепленного русла

Грунты и вид креплений	Допустимая скорость, м/с
1	2
<b>Незакрепленное русло</b>	
Глины	0,55–1,00
Суглинок тяжелый	0,50–0,90
Суглинок средний	0,45–0,75
Суглинок легкий	0,40–0,70
Пески мелкие	0,75–0,90
Пески средние	0,90–1,10
Пески крупные	1,10–1,30
Илистые группы	0,20–0,20
Торф	0,40–1,50

1	2
<b>Закрепленное русло</b>	
Одерновка	0,9–1,3
Хворостяная выставка	2,0–2,5
Фашины	2,5–3,5
Мощение камнем на слое щебня	2,4–4,1
Каменная наброска в плетневой клетке	3,0–4,0
Бетонная одежда	12,5–20,0

## Приложение 6

Таблица 11. Основные расчетные параметры гончарных дренажных труб

Наружный (расчетный) диаметр $D$ , м	Внутренний диаметр $D_0$ , м	Толщина стенки, м	Длина звена трубы $S_1$ , м	Допустимая глубина закладки, м	
				минимальная	максимальная
0,072	0,050	0,011	0,33	0,7	4,0
0,101	0,075	0,013	0,33	0,7	4,0
0,130	0,100	0,015	0,33	0,7	4,0
0,161	0,125	0,018	0,33	1,0	4,0
0,190	0,150	0,020	0,33	1,0	4,0
0,219	0,175	0,022	0,33	1,2	4,0
0,248	0,200	0,024	0,33	1,2	4,0
0,300	0,250	0,025	0,33	1,2	3,0

Примечания:

1. Трубы диаметром  $D_0 = 0,100–0,250$  м допускается изготавливать длиной звена 0,5 м.
2. Ширина стыкового зазора между звеньями труб  $\tau_1 = 0,002–0,003$  м.

## Приложение 7

Таблица 12. Коэффициенты шероховатости гладкостенных дренажных труб

Характеристика труб	Коэффициенты шероховатости	
	Нормальные условия строительства	Сложные условия строительства
Керамические	0,015	0,017
Асбестоцементные	0,012	0,014
Пластмассовые гладкостенные экструдированные	0,011	0,013
Деревянные и дощатые	0,014	0,016
Железобетонные и бетонные без штукатурки	0,012–0,016	0,014–0,018



Таблица 13. Основные расчетные параметры гофрированных дренажных труб из полиэтилена высокой плотности

Наружный расчетный диаметр $D$ , м	Внутренний диаметр $D_0$ , м	Допустимая глубина закладки, м	Водоприемные отверстия			
			Диаметр $d_0$ , см	Площадь, $\text{см}^2/\text{м}$	Число рядов перфораций, $n$	Шаг перфораций $S$ , м
0,050	0,043	2,0	0,31	14	6	0,0323
0,063	0,054	2,0	0,36	17	6	0,0359
0,075	0,065	2,0	0,41	18	6	0,0450
0,090	0,077	2,5	0,41	23	6	0,0344
0,110	0,094	2,5	0,41	19	6	0,0417
0,125	0,107	2,5	0,41	17	6	0,0466
0,090	0,076	5,0	0,41	23	6	0,0344
0,110	0,093	5,0	0,41	19	6	0,0417
0,125	0,105	5,0	0,41	17	6	0,0466

Таблица 14. Сроки отвода избыточных поверхностных и грунтовых вод с мелиорируемых земель

Сельскохозяйственное использование земель (севооборот)	Сроки отвода избыточных вод $t$ (сут) по периодам				
	Ранневесенний	Летне-осенний (вегетационный)			
	с поверхности земли	с поверхности земли	из пахотного слоя толщиной 0,2 м	из корнеобитаемого слоя толщиной 0,5 м	до нормы осушения
Полевой с озимыми культурами	10–14	0,5	1,0	4	10
Полевой без озимых культур	15–20	0,5	1,0	4	10
Овощной, кормовой	15–20	0,8	1,5	4,5	10
Пастбище	12–16	1,0	2,0	5	10
Сенокос	12–16	1,5	3,0	8	15

Примечание. Сроки отвода поверхностных вод определены для понижений, не затопляемых весенними половодьями рек.

Таблица 15. Основные расчетные параметры защитных фильтрующих материалов (ЗФМ)

Наименование защитных фильтрующих материалов	Толщина ЗФМ $\delta$ , м		Коэффициент фильтрации ЗФМ $K_{\phi}$ , м/сут		Расчетный (после утверждения)
	Исходная	Расчетная (после уплотнения)	Исходный		
			поперечный	продольный	
Холст стекловолокнистый ВВ-АМ	0,0008	0,0008	500–600	70–100	20–30
Холст стекловолокнистый ВВ-М	0,0012	0,0012	400–500	70–100	15–25
Холст стекловолокнистый ВВ-Т	0,0008	0,0008	350–1200	100–120	15–30
Холст стекловолокнистый ВВ-К	0,0006	0,0006	350–1200	100–120	15–25
Полотно нетканое клееное	0,0006	0,0006	–	–	10–15
Полотно иглопробивное защитно-изолирующее	0,0045	0,0045	–	–	8–13
Полиэтиленовый холст	0,0015	0,0015	–	–	10–15
Войлок из штапельного базальтового волокна	0,050	0,011	70–150	70–150	15–20
Песчано-гравийные смеси	–	–	40–100	40–100	20–50
Мох сфагнум	0,10–0,15	0,02–0,03	10–20	10–20	1–2
Солома	0,10–0,15	0,02–0,03	300–500	300–500	20–30

## Примечания:

1. Толщина песчано-гравийных фильтров принимается в зависимости от их конструкции.

2. В таблице даны ориентировочные коэффициенты фильтрации песчано-гравийных смесей. Действительные коэффициенты фильтрации определяются экспериментально или вычисляются по гранулометрическому составу с введением поправки на кольматацию.

3. Подбор дренажных фильтров производится с обязательным соблюдением следующих соотношений:

- для песчаных и торфяных грунтов  $K_{\phi}/K_{гр} \geq 5$ ;
- для глинистых грунтов  $K_{\phi}/K_{гр} \geq 20$ .

Таблица 16. **Мощность и коэффициенты фильтрации пахотного слоя ( $a_0$  и  $K_0$ ) различных типов почв**

Почвы	Мощность пахотного слоя $a_0$ , м	Коэффициент фильтрации пахотного слоя $K_0$ (м/сут) при использовании земель под		
		сенокосы, пастбища	зерновые	пропашные
Торф слаборазложившийся ( $R \leq 20\%$ )	0,30	1,5	2,5	4,0
Торф среднеразложившийся ( $20 < R \leq 45\%$ )	0,30	1,0	2,0	3,5
Торф сильноразложившийся ( $R > 45\%$ )	0,30	0,7	1,5	2,0
Пески, супеси легкие	0,25	2,0	3,0	4,0
Супеси тяжелые, суглинки легкие	0,25	1,2	2,0	2,5
Суглинки средние и тяжелые, глины легкие	0,20	0,8	1,0	1,5
Глины средние и тяжелые	0,20	0,5	0,7	1,0

Таблица 17. **Значения коэффициентов фильтрации материалов и изделий, применяемых для устройства колонок-поглотителей и фильтрующих засыпок дренажных траншей ( $K_3$ )**

Материал, изделие	Значение коэффициента фильтрации $K_3$ , м/сут
Щепа древесная	100–200
Гравий	50–150
Песчано-гравийные смеси	20–50
Песок крупнозернистый	10–30
Песок среднезернистый	1–10
Фашины из хвороста	100–200
Текстильные отходы	30–100

**Расчет коэффициентов фильтрации крупнозернистых материалов**

Коэффициенты фильтрации крупнозернистых материалов можно рассчитать по формулам А. Н. Патрашева и М. А. Павчича.

По формуле А. Н. Патрашева

$$K_3 = \frac{n g \varphi_1}{51\nu} d_0^2, \quad (13)$$

где  $n$  – плотность грунта, доли единицы;

$g$  – ускорение свободного падения, 9,81 см/с<sup>2</sup>;

$\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий форму и шероховатость частиц грунта (для песчаных и гравелистых грунтов ( $\varphi_1 = 1,0$ , для щебеночных  $\varphi_1 = 0,35-0,40$ );

$\nu$  – кинематический коэффициент вязкости воды (для ранневесеннего периода  $\nu = 0,018$ , для летне-осеннего –  $\nu = 0,013$ );

$d_0$  – средний диаметр фильтрационного хода, см.

Плотность грунта

$$n = \frac{\gamma - \gamma_c}{\gamma}, \quad (14)$$

где  $\gamma$  – плотность частиц грунта (удельный вес грунта), г/см<sup>3</sup>;

$\gamma_c$  – плотность сухого грунта (объемный вес скелета грунта), г/см<sup>3</sup>.

Средний диаметр фильтрационного хода

$$d_0 = \frac{0,455n}{1-n} \eta^{0,167} \cdot d_{17}, \quad (15)$$

где  $d_{17}$  – диаметр частиц, меньше которых в данном грунте содержится 17 % частиц (по массе), см.

Коэффициент разнородности

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (16)$$

где  $d_{60}$  и  $d_{10}$  – диаметры частиц, меньше которых в данном грунте содержится соответственно 60 % и 10 % частиц (по массе), см.

По формуле М. А. Павчича

$$K_3 = A \frac{n^3}{(1-n)^2} d_{17}^2, \quad (17)$$

где  $n$  – плотность грунта, доли единицы;

$d_{17}$  – диаметр частиц, меньше которых в данном грунте содержится 17 % частиц (по массе), см.

Коэффициент

$$A = \frac{3,99\varphi_1}{\nu} \eta^{0,334}. \quad (18)$$

**Гидравлические и фильтрационные расчеты подложбинного коллектора**

Тальвеговая ложбина для отвода поверхностных вод запроектирована в супесях ( $K = 0,5$  м/сут), используемых в кормовом севообороте. Длина ложбины  $L = 300$  м, уклон дна  $i = 0,004$ , ширина по дну  $b_1 = 1,0$  м, коэффициент заложения откосов  $m = 10$ .

Выполнить гидравлический и фильтрационный расчеты подложбинного коллектора глубиной 1,1 м.

Объем воды, застаивающейся в ложбине, определяем по формуле (2.10)

$$W_b = 0,10 (1,0 + 10 \cdot 0,10) \cdot 300 = 60 \text{ м}^3.$$

Расчетный расход в устьевой части подложбинного коллектора определяем по формуле (2.11) ( $t = 0,8$  сут по прил. 9)

$$Q_{кр} = \frac{60}{86400 \cdot 0,8} = 0,00087 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Диаметр коллектора из керамических труб определяем по формуле (2.7) при  $n = 0,017$  для сложных условий строительства ( $i < 0,005$ )

$$D_o = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,00087}{\sqrt{0,004}} \right)^{3/8} = 0,067 \text{ м}.$$

По прил. 6 принимаем  $D_o = 0,075$  м;  $D = 0,101$  м.

Скорость движения воды определяем по формуле (2.2) с учетом формул (2.6) и (2.25)

$$v = \frac{\left( \frac{0,075}{4} \right)^{1/6}}{0,017} \sqrt{\frac{0,075}{4} \cdot 0,004} = 0,27 \text{ м/с}.$$

Следует иметь в виду, что скорость движения воды в коллекторе при заполнении сечения трубы на 50 % равна скорости при полном заполнении, а при заполнении на 75 % – на 10–12 % превышает ее. Таким образом соблюдаются требования к величине скорости.

Ложбина запроектирована в слабоводопроницаемых грунтах ( $K = 0,5$  м/сут). Так как коэффициент фильтрации находится в пределе  $0,5 \leq K < 1,5$  м/сут, то необходимо предусмотреть устройство колонок-поглотителей в траншее подложбинного коллектора. Принимаем колонки-поглотители из крупнозернистого песка с коэффициентом фильтрации  $K_3 = 20$  м/сут по прил. 12 в виде пунктирной засыпки траншеи с длиной меньшего основания трапеции 4,0 м.

Расчет водопропускной способности колонки-поглотителя выполняется по формуле (2.13).

Определяем потери напора на входе воды в коллектор ( $H_{вх}$ ), при этом принимаем:

$$H_o = b = 1,1 \text{ м}; H_n = 0; H_d = 0,10 \text{ м}; b_k = 0,5 \text{ м}; D = 0,101 \text{ м}; \gamma = 2,0; K_3 = 20 \text{ м/сут}.$$

По формуле (2.22) и рис. 2.4

$$s_2 = \frac{0,53 [0,5 + (1,1 - 0,25)] - (0,101 + 2 \cdot 0,0008)}{2} = 0,31 \text{ м.}$$

По формулам (2.20), (2.21) и рис. 2.3

$$\begin{aligned} \Phi_1 = 2,3 \left[ \lg \frac{0,101}{0,101 + 2(0,0008 + 0,31)} + \frac{1,20}{20,0} \cdot \lg \frac{0,101 + 2(0,0008 + 0,31)}{0,101 + 2 \cdot 0,0008} + \right. \\ \left. + \frac{1,20}{25,0} \cdot \lg \frac{0,101 + 2 \cdot 0,0008}{0,101} \right] + 1,68 \cdot \frac{1,2}{20,0} \cdot \lg \frac{4 \cdot 0,33}{0,101} \cdot \lg \frac{2 \cdot 0,33}{3,14 \cdot 0,002} = \\ = 2,13 [-0,855 + 0,051 + 0,0003] + 0,227 = -1,62. \end{aligned}$$

Так как  $\Phi_1 = -1,62 < 0$ , то принимаем  $\Phi_1 = 0$

$$H_{\text{вх}} = \frac{(1,10 - 0,10) \cdot \left( \ln \frac{0,5}{0,101} + 0 \right)}{2,0 + \ln \frac{0,5}{0,101} + 0} = 0,44 \text{ м.}$$

Расчетный гидравлический уклон определяем по формуле (2.14)

$$J = \frac{1,10 - (0,10 + 0,44)}{1,10} = 0,51.$$

Определяем расчетный коэффициент фильтрации колонки-поглотителя. Для супесей  $a_0 = 0,25$  м,  $K_0 = 1,2$  м/сут (прил. 11).

Высота слоя засыпки крупнозернистого песка равна

$$m_s = b - a_0 = 1,10 - 0,25 = 0,85 \text{ м,}$$

тогда

$$K_p = \frac{0,25 + 0,85}{\frac{1,20}{20,0} + \frac{0,85}{20,0}} = 4,39 \text{ м/сут.}$$

Водопропускная способность колонки-поглотителя определяется по формуле (2.13)

$$Q_k = (4,0 \cdot 0,5) \cdot 4,39 \cdot 0,51 = 4,48 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Количество колонок-поглотителей на подложбинном коллекторе определяется по формуле (2.12)

$$N_k = \frac{60}{4,48 \cdot 0,8} = 17 \text{ шт.}$$

Расстояние между поперечными осями колонок-поглотителей определяется по формуле (2.24)

$$l_k = \frac{300}{17} = 17,6 \text{ м.}$$

Принимаем  $l_k = 15 \text{ м.}$

Такое расстояние удовлетворяет условию  $l_k \leq B$ , где  $B$  – расстояние между дренами на прилегающих к ложбине мелиорируемых супесчаных землях.

Тальвеговая ложбина для отвода поверхностных вод запроектирована в средних суглинках ( $K = 0,20 \text{ м/сут}$ ), используемых в полевом севообороте. Длина ложбины  $L = 300 \text{ м}$ , уклон дна  $i = 0,004$ , ширина по дну  $b_{\text{д}} = 1,0 \text{ м}$ , коэффициент заложения откосов  $m = 10$ .

Выполнить гидравлический и фильтрационный расчеты подложбинного коллектора глубиной  $1,1 \text{ м}$ .

Объем воды, застаивающейся по дну и откосам ложбины, определяется по формуле (2.10)

$$W_{\text{в}} = 0,10 (1,0 + 10 \cdot 0,10) \cdot 300 = 60 \text{ м}^3.$$

Расчетный расход в устьевой части подложбинного коллектора определяется по формуле (2.11) при  $t = 0,5 \text{ сут}$  (прил. 9)

$$Q'_{\text{кр}} = \frac{60}{86400 \cdot 0,5} = 0,0014 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Диаметр коллектора из керамических труб (при  $n = 0,017$  для сложных условий строительства (так как  $i < 0,005$ ) определяется по формуле (2.7)

$$D_o = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,0014}{\sqrt{0,004}} \right)^{3/8} = 0,081 \text{ м.}$$

По прил. 6 принимаем:

$$D_o = 0,10 \text{ м}; D = 0,13 \text{ м.}$$

Так как  $D_o = 0,10 \text{ м} > 0,075 \text{ м}$ , необходимо выполнить расчеты величин  $D_o$  в других створах, подставляя в формулу (2.10) вместо полной длины коллектора  $L$ , длины его верховых участков, равные  $0,75$ ;  $0,5$ ;  $0,25$  величины  $L$ , и принять внутренние диаметры верховых частей в соответствии с результатами расчетов.

Тогда выполняем аналогичный расчет для створа

$$l = \frac{2L}{3} = \frac{2 \cdot 300}{3} = 200 \text{ м};$$

$$W''_{\text{в}} = 0,10 (1,0 + 10 \cdot 0,10) \cdot 200 = 40 \text{ м}^3;$$

$$Q''_{\text{кр}} = \frac{40}{86400 \cdot 0,5} = 0,00093 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$D''_c = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,00093}{\sqrt{0,004}} \right)^{3/8} = 0,069 \text{ м.}$$

Принимаем  $D''_o = 0,075 \text{ м}$ ;  $D'' = 0,101 \text{ м}$ .

$$\left( 1 = \frac{2L}{3} = 200 \text{ м} \right)$$

Таким образом, верхняя часть коллектора будет иметь диаметр  $D''_o = 0,075 \text{ м}$ , а низовая (100 м) –  $D'_o = 0,10 \text{ м}$ .

Скорость движения воды определяется по формуле (2.2) с учетом формул (2.6) и (2.25):

– в низовой части

$$V_1 = \frac{\left( \frac{0,10}{4} \right)^{1/6}}{0,017} \sqrt{\frac{0,10}{4} \cdot 0,004} = 0,32 \text{ м/с.}$$

– в верховой части

$$V_2 = \frac{\left( \frac{0,075}{4} \right)^{1/6}}{0,017} \sqrt{\frac{0,075}{4} \cdot 0,004} = 0,26 \text{ м/с.}$$

Таким образом, в обеих частях подложбинного коллектора соблюдаются требования к величине скорости.

Ложбина запроектирована в слабопроницаемых грунтах ( $K = 0,20 \text{ м/сут}$ ). Так как  $K = 0,20 \text{ м/сут} < 0,5 \text{ м/сут}$ , то предусматриваем сплошную фильтрующую засыпку траншеи подложбинного коллектора из среднезернистого песка с коэффициентом фильтрации  $K_3 = 3,0 \text{ м/сут}$  (прил. 12).

Учитывая, что потери напора на входе воды в коллектор возрастают с уменьшением его диаметра при прочих равных условиях, выполняем фильтрационные расчеты для верховой части коллектора ( $D''_o = 0,075 \text{ м}$ ).

Потери напора на входе воды в коллектор  $H_{вх}$  определяются с учетом того, что:

$$H_o = b = 1,10 \text{ м}; H_{п} = 0; H_{д} = 0,10 \text{ м}; b_{к} = 0,5 \text{ м}; D'' = 0,101 \text{ м}; \gamma = 3,0; K_3 = 3,0 \text{ м/сут.}$$

По формуле (2.22) и рис. 2.5

$$\delta_2 = \frac{0,53 [ 0,5 + ( 1,1 - 0,2 ) ] - ( 0,101 + 2 \cdot 0,0008 )}{2} = 0,32 \text{ м.}$$

По формулам (2.20), (2.21) и рис. 2.4

$$\Phi_1 = 2,3 \left[ \lg \frac{0,101}{0,101 + 2 ( 0,0008 + 0,32 )} + \frac{0,80}{3,0} \lg \frac{0,101 + 2 ( 0,0008 + 0,32 )}{0,101 + 2 \cdot 0,0008} \right] +$$



$$+ \frac{0,80}{25,0} \lg \frac{0,101 + 2 \cdot 0,0008}{0,101} \Big] + 1,68 \cdot \frac{0,80}{3,0} \cdot \lg \frac{4 \cdot 0,33}{0,101} \lg \frac{2 \cdot 0,33}{3,14 \cdot 0,002} =$$

$$= 2,3 [-0,866 + 0,23 + 0,00022] + 1,01 = -0,452.$$

Так как  $\Phi_i = -0,452 < 0$ , то принимаем  $\Phi_i = 0$

$$h_{\text{вн}} = \frac{(1,10 - 0,10) \cdot \left( \ln \frac{0,5}{0,101} + 0 \right)}{3,0 + \ln \frac{0,5}{0,101} + 0} = 0,348 \text{ м.}$$

Расчетный гидравлический уклон определяем по формуле (2.14)

$$J = \frac{1,10 - (0,10 + 0,348)}{1,10} = 0,59.$$

Определяем расчетный коэффициент фильтрации сплошной фильтрующей засыпки. Для средних суглинков  $a_0 = 0,20$  м,  $K_0 = 0,80$  м/сут (прил. 11). Высота слоя засыпки среднезернистого песка

$$m_s = b - a_0 = 1,10 - 0,20 = 0,90 \text{ м;}$$

$$K_p = \frac{0,20 + 0,90}{\frac{0,20}{0,8} + \frac{0,90}{3,0}} = 2,00 \text{ м/сут.}$$

Водопропускная способность  $Q_3$  1 погонного метра сплошной фильтрующей засыпки определяется по формуле (2.13)

$$Q_3 = (1,0 \cdot 0,5) \cdot 2,00 \cdot 0,59 = 0,59 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расчетная длина сплошной фильтрующей засыпки траншеи  $L_3$  подложбинного коллектора, при которой обеспечивается своевременный отвод застаивающихся вод, определяется по формуле (2.27)

$$L_3 = \frac{60}{0,5 \cdot 0,59} = 203 \text{ м.}$$

Для фильтрующей засыпки траншеи можно принять материал с коэффициентом фильтрации  $K_3 < 3,0$  м/сут.

**Объемы стока и расходы расчетных периодов**

Максимальные и средние расходы, сливы и объемы стока  $W$  весеннего половодья расчетной обеспеченности с водосборов проектируемых сооружений определяются по прил. 2.

Максимальные и средние расходы и объем стока  $W$  дождевых паводков расчетной обеспеченности с водосборов проектируемых сооружений определяются по прил. 3.

В случае если водосборная площадь замкнутого понижения  $F < 0,05 \text{ км}^2$ , а скапливающаяся в понижении вода не будет подтапливать дороги I–III категории, населенные пункты и другие важные народнохозяйственные объекты, средние расходы и объемы стока дождевых паводков можно определять по более простой методике, изложенной в прил. 4.

Расчетный объем стока  $W_p$  для гидравлического расчета проектируемых сооружений (ложбин стока, колодцев-поглотителей, закрытых собирателей, водоемов-копаней, сбросных трубопроводов) равен:

- объему стока с водосбора проектируемого сооружения  $W$ , при  $W \leq W_n$ ;
- объему замкнутого понижения  $W_n$ , при  $W > W_n$ .

Объем замкнутого понижения  $W_n$  ( $\text{м}^3$ ) определяется по формулам:

- для понижения сферической формы (рис. 5)

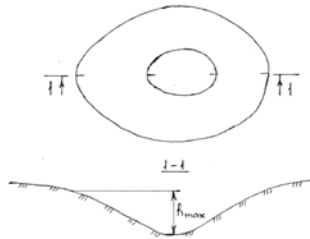


Рис. 5. Замкнутое понижение сферической формы

$$W_n = 0,65 \cdot F_n \cdot h_{\max}; \tag{19}$$

- для понижения с плоским дном (рис. 6)

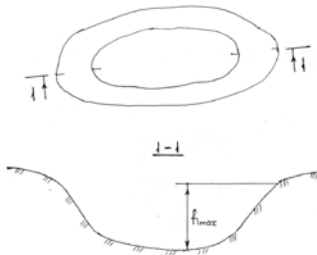


Рис. 6. Замкнутое понижение с плоским дном

$$W_{п} = 0,5 \cdot (F_{п} + F_{д}) \cdot h_{\max}, \quad (20)$$

где  $F_{п}$  и  $F_{д}$  – площадь понижения по верху и по дну соответственно, м<sup>2</sup>;

$h_{\max}$  – максимальная глубина понижения, м.

Величина  $h_{\max}$  определяется как разность отметок бровки и дна понижения в самом глубоком месте.

Если в понижении предусматривается раскорчевка древесно-кустарниковой растительности, расчетная величина  $h_{\max}$  увеличивается на 0,20 м.

## Приложение 16

### Гидравлические и фильтрационные расчеты колодцев-поглотителей

Осушаемый участок расположен в Осиповичском районе Могилевской области. Используется в полевом севообороте с озимыми. Почвы среднесуглинистые.

Замкнутое понижение, в котором запроектирован колодец-поглотитель, имеет сферическую форму, площадь по верху  $F_{п} = 0,85$  га, наибольшая глубина  $h_{\max} = 0,55$  м.

Водосборная площадь западины  $F = 7$  га. Средний уклон склонов водосбора  $J_{ск} = 15$  ‰.

Длина отводящего коллектора  $l_k = 200$  м, строительный уклон  $i = 0,003$ . Отметка уровня воды в канале в устье отводящего коллектора 120,0, в колодце – 121,2.

Объем стока весеннего половодья обеспеченностью  $P = 10$  ‰ с водосбора западины  $W_{10\%}^B$  (м<sup>3</sup>) определяется по прил. 2

$$W_{10\%}^B = 1000 h_{10\%} F.$$

Слой стока весеннего половодья  $h_{10\%}$  (мм) обеспеченностью 10 ‰ определяем по формуле (1)

$$h_{10\%} = (C \cdot h_k - b) K.$$

По рис. 1

$$h_k = h_{1\%} = \frac{250 + 275}{2} = 262,5 \text{ мм.}$$

Так как  $F > 5$  га,  $K = 1,0$ . По табл. 2  $C = 0,69$ ;  $b = 10$ .

$$h_{10\%} = (0,69 \cdot 262,5 - 10) \cdot 1,0 = 171,1 \text{ мм.}$$

$$W_{10\%}^B = 1000 \cdot 171,1 \cdot 0,07 = 11977 \text{ м}^3.$$

Объем стока дождевого паводка  $W_{10\%}^D$  (м<sup>3</sup>) обеспеченностью  $P = 10$  ‰ определяем по прил. 3

$$W_{10\%}^D = 43200 Q_{10\%}^C.$$

Средний расход дождевого паводка  $Q_{10\%}^C$  (м<sup>3</sup>/с) определяем по формуле (3)

$$Q_{10\%}^c = q_{10\%} \cdot \varphi \cdot H_{1\%} \cdot \lambda_{10\%} \cdot F.$$

Модуль стока для полевого севооборота равен  $q_{10\%} = 0,021$ .  
Коэффициент стока определяем по формуле (6)

$$\varphi = \frac{1,2\varphi_0}{(F+1)^{0,07}} \left( \frac{J_{\text{ск}}}{50} \right)^{n_s}.$$

По табл. 6 для среднесуглинистых почв  $\varphi_0 = 0,38$ ;  $n_s = 0,65$ .  
Средний уклон склонов водосбора  $J_{\text{ск}} = 15\%$ , тогда

$$\varphi = \frac{1,2 \cdot 0,38}{(0,07+1)^{0,07}} \left( \frac{15}{20} \right)^{0,65} = 0,208.$$

По рис. 3 максимальный суточный слой осадков  $P = 1\%$ ,  $H_{1\%} = 120$  мм.

По рис. 4 и табл.7 переходный коэффициент от максимальных расходов  $P = 1\%$  к максимальным расходам  $P = 10\%$  – для пятого района при  $F = 0,07 \text{ км}^2 - \lambda_{10\%} = 0,46$

$$Q_{10\%}^c = 0,021 \cdot 0,208 \cdot 120 \cdot 0,46 \cdot 0,07 = 0,017 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$W_{10\%}^{\lambda} = 43200 \cdot 0,017 = 734 \text{ м}^3.$$

Объем западины

$$W_{\text{п}} = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 0,55 \cdot 10^4 = 3039 \text{ м}^3.$$

Расчетный объем стока:

– весеннего половодья  $W_{\text{р}}^{\text{в}} = W_{\text{п}} = 3039 \text{ м}^3$ ;

– дождевого паводка  $W_{\text{р}}^{\lambda} = W_{10\%}^{\lambda} = 734 \text{ м}^3$ .

Расчетный расход колодца-поглотителя определяется по формуле (3.9):

– ранневесенний период ( $t = 10$  сут)

$$Q_{\text{рк}}^{\text{в}} = \frac{3039}{86400 \cdot 10} = 0,0035 \text{ м}^3/\text{с};$$

– вегетационный период ( $t = 0,5$  сут)

$$Q_{\text{рк}}^{\lambda} = \frac{734}{86400 \cdot 0,5} = 0,017 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расчет отводящего коллектора выполняем только на пропуск расхода дождевого паводка, так как расход ранневесеннего периода почти в 5 раз меньше, и выполнять расчет по нему нет смысла.

Диаметр отводящего коллектора из керамических труб  $D_0$  (м) определяется по формуле (3.1).

$$D_0 = 1,549 \left( \frac{n Q_{\text{кр}}}{\sqrt{J}} \right)^{3/8}$$

Коэффициент шероховатости (прил. 7)  $n = 0,017$ . Расчетный гидравлический уклон коллектора при  $H_d = 0,15$  м определяется по формуле (3.2)

$$J = \frac{121,2 - (120,0 + 0,15)}{200} = 0,00525,$$

а диаметр отводящего коллектора – по формуле (3.1)

$$D_0 = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,017}{\sqrt{0,00525}} \right)^{3/8} = 0,195 \text{ м.}$$

Принимаем  $D_0 = 0,200$  м.

Скорость движения воды в отводящем коллекторе определяется по формуле (3.14):  
– максимальная (при уклоне  $J = 0,00525$ )

$$v_{\text{max}} = \frac{\left( \frac{0,20}{4} \right)^{1/6}}{0,017} \sqrt{\frac{0,20}{4} \cdot 0,00525} = 0,58 \text{ м/с};$$

– минимальная (при уклоне  $i = 0,003$ , т. е. при работе отводящего коллектора в режиме дренажного, после сброса поверхностной воды из понижения)

$$v_{\text{min}} = \frac{\left( \frac{0,20}{4} \right)^{1/6}}{0,017} \sqrt{\frac{0,20}{4} \cdot 0,003} = 0,44 \text{ м/с.}$$

Скорости  $v_{\text{max}}$  и  $v_{\text{min}}$  находятся в допустимых пределах  $0,35 \leq v \leq 1,5$  м/с.

Гидравлический расчет отводящего коллектора из пластмассовых гофрированных труб:

- определение  $D_0$  выполняем по формулам (3.5) или (3.6);
- определение  $v$  выполняем по формуле (3.15).

При исходных условиях данного примера для пропуска расчетного расхода  $Q_{\text{рк}} = 0,017$  м<sup>3</sup>/с требуется четыре нитки полиэтиленовых труб диаметром  $D / D_0 = 0,125/0,107$  м, т. е. установка 4 колодцев-поглотителей. Такое решение экономически невыгодно.

Расчетная схема колодца дана на рис. 3.2.

*Вариант 1.*

Глубина воды в колодце  $H_0 = 2,5$  м.

Заглубление колодца под расчетный уровень грунтовых вод  $H = 1,0$  м.

Коэффициент фильтрации грунта водоносного слоя  $K = 2,0$  м/сут =  $2,31 \cdot 10^{-5}$  м/с.

Радиус колодца  $r_0 = 0,5$  м.

Расчеты выполняются по формулам (3.11), (3.10).

Радиус действия колодца

$$R = 3000 (2,5 - 1,0) \sqrt{2,31 \cdot 10^{-5}} = 22 \text{ м.}$$

Расход воды, сбрасываемой колодцем в водоносный слой,

$$Q_{\text{рк}} = 1,365 \cdot 2,31 \cdot 10^{-5} \frac{2,5^2 - 1,0^2}{\lg \frac{22}{0,5}} = 1,01 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с} = 8,73 \text{ м}^3/\text{с}$$

*Вариант 2.*

Радиус колодца  $r_0 = 0,1$  м, остальные параметры по варианту 1.

$R = 22$  м.

$$Q_{\text{рк}} = 1,365 \cdot 2,31 \cdot 10^{-5} \frac{2,5^2 - 1,0^2}{\lg \frac{22}{0,1}} = 7,07 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3/\text{с} = 6,11 \text{ м}^3/\text{с}.$$

*Вариант 3.*

$$H_0 = 2,5 \text{ м; } H = 1,0 \text{ м; } K = 5,0 \text{ м/сут} = 5,79 \cdot 10^{-5} \text{ м/с; } r_0 = 0,5 \text{ м;}$$

$$R = 3000 (2,5 - 1,0) \sqrt{5,79 \cdot 10^{-5}} = 34 \text{ м.}$$

$$Q_{\text{рк}} = 1,365 \cdot 5,79 \cdot 10^{-5} \frac{2,5^2 - 1,0^2}{\lg \frac{34}{0,5}} = 2,26 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с} = 19,53 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

*Вариант 4.*

Радиус колодца  $r_0 = 0,1$  м, остальные параметры по варианту 3.

$R = 34$  м.

$$Q_{\text{рк}} = 1,365 \cdot 5,79 \cdot 10^{-5} \frac{2,5^2 - 1,0^2}{\lg \frac{34}{0,1}} = 1,64 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с} = 14,17 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Приложение 17

### Фильтрационные и гидравлические расчеты дрен с засыпкой траншей местным грунтом

Ниже представлен пример фильтрационного расчета дрен на отвод поверхностных вод.

*Пример 1.* Дрены из гончарных труб закладываются в плоскостной западине на глубину  $v$ , равную 1,2 м, в песчаных однородных грунтах с коэффициентом фильтрации  $K = 1,8$  м/сут, подстилаемых водоупором на глубине 5,2 м, используются мелиорируемые земли в полевом севообороте с озимыми.

Слой застаивающейся в западине поверхностной воды  $H_в = 0,05$  м, время отвода воды  $t = 0,5$  сут (прил. 9).

Дренажный фильтр – сплошная обертка стеклохолстом ВВ-АМ в два слоя.

Определить расстояние между дренами, при котором обеспечивается отвод поверхностных вод в течение  $t = 0,5$  сут.

Находим мощность пахотного слоя, если:

$$a_0 = 0,25 \text{ м, коэффициент фильтрации } K_0 = 3,0 \text{ м/сут}$$

$$H_0 = v = 1,2 \text{ м.}$$

Находим гидростатические потери напора  $H_n = 0,2$  м.

Гидравлические потери напора  $H_q = 0,1$  м.

Действующий напор расчетный

$$H_p = 1,2 - (0,2 + 0,1) = 0,9 \text{ м.}$$

Среднесуточный слой отводимой воды

$$q = \frac{0,05}{0,5} = 0,10 \text{ м/сут.}$$

Расчет выполняем для гончарных труб  $D / D_0 = 0,101 / 0,075$ .

Длина звена трубы  $S_1 = 0,33$  м, ширина стыкового затвора  $\tau_1 = 0,002$  мм.

Для стеклохолста ВВ-АМ:

толщина  $\delta = 0,0008 \cdot 2 = 0,0016$  м, расчетный коэффициент фильтрации 25 м/сут.

Фильтрационное сопротивление по характеру вскрытия пласта

$$\Phi_i = 2,3 \left( \frac{1,8}{25} - 1 \right) \lg \frac{0,101 + 2 \cdot 0,0016}{0,101} + 1,68 \cdot \frac{1,8}{25} \lg \frac{4 \cdot 0,33}{0,101} \lg \frac{2 \cdot 0,33}{3,14 \cdot 0,002} = 0,24.$$

Общие фильтрационные сопротивления

$$L_{нq} = 0,73 \cdot 4,0 \lg \frac{2 \cdot 4,0}{3,14 \cdot 0,101} + 1,46 \cdot 1,2 \lg \frac{4 \cdot 1,2}{3,14 \cdot 0,101} + 0,318 (4,0 + 2 \cdot 1,2) \cdot 0,24 = 6,65 \text{ м.}$$

Проводимость зоны фильтрации

$$T = 4,95 \cdot 1,8 + 0,2 \cdot 3,0 = 9,66 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Расстояние между дренами

$$B = 4 \left( \sqrt{6,65^2 + \frac{0,9 \cdot 9,66}{2 \cdot 0,1}} - 6,65 \right) = 10,9 \text{ м.}$$

Принимаем  $B = 11$  м.

*Пример 2.* Фильтрационные расчеты дрен на отвод поверхностных и понижение уровня грунтовых вод.

Исходные данные по примеру 1.

Определить расстояние между дренами, при котором обеспечивается отвод поверхностных и понижение уровня грунтовых вод с глубины  $a_1 = 0$  до глубины  $a_2 = 0,5$  м (корнеобитаемый слой) за время  $t = 4$  сут (прил. 9).

Расчетный коэффициент фильтрации в зоне понижения УГВ

$$K_p = \frac{3,0 \cdot 0,25 + 1,8 \cdot 0,25}{0,5} = 2,4 \text{ м/сут.}$$

$$H_0 = 1,2 - 0,6 \cdot 0,5 = 0,9 \text{ м;}$$

$$m_0 = 0,5 \cdot 0,9 = 0,45 \text{ м;}$$

$$\delta_{мг} = 0,056 \sqrt{2,4 \sqrt{1,2 - 0,9}} = 0,058.$$

$$W = H_n + (a_2 - a_1) \delta = 0,05 + 0,5 \cdot 0,058 = 0,079 \text{ м};$$

$$q = \frac{W}{t} = \frac{0,079}{4} = 0,02 \text{ м/сут};$$

$$T = 1,8 (4,0 + 0,45) = 8,01 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

По аналогии с примером 1  $\Phi_i = 0,24$ , тогда

$$L_{nq} = 0,73 \cdot 4,01g \frac{2 \cdot 4,0}{3,14 \cdot 0,101} + 1,46 \cdot 0,451g \frac{4 \cdot 0,45}{3,14 \cdot 0,101} + 0,318 (4,0 + 2 \cdot 0,45) \cdot 0,24 = 4,96 \text{ м}.$$

$$H_p = H_0 - (H_n + H_q) = 0,9 - (0,2 + 0,1) = 0,6 \text{ м};$$

$$B = 4 \left( \sqrt{4,96^2 + \frac{0,8 \cdot 8,01}{2 \cdot 0,02}} - 4,96 \right) = 28 \text{ м}.$$

Таким образом, расстояние между дренами  $B = 11$  м, определенное из условия отвода поверхностных вод в течение  $t = 0,5$  сут, обеспечивает также понижение УГВ на глубину  $0,5$  м от поверхности в установленное время ( $t = 4$  сут).

Длина дрены  $l_d = 130$  м, среднесуточный слой отводимой воды  $q = 0,10$  м/сут (по примеру 1). Определить внутренние диаметры дрен.

По прил. 7 коэффициент шероховатости гончарных труб  $n = 0,017$  для сложных условий строительства дренажа, так как  $i < 0,005$ .

Расчетный расход дрены в устьевой части

$$Q_d = 115,74 \cdot 0,10 \cdot 11,0 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,0017 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Диаметр дрены, необходимый для пропуска расчетного расхода

$$D_0 = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,0017}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,091 \text{ м}.$$

Принимаем  $D_0 = 0,10$  м.

Выполняем расчет для створа  $l_d' = 75$  м (считая от верховья дрены).

$$Q_d' = 115,74 \cdot 0,10 \cdot 11,0 \cdot 75 \cdot 10^{-7} = 0,00095 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$D_0^1 = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,00095}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,073 \text{ м}.$$

Принимаем  $D_0^1 = 0,075$  м.

Исходя из результатов расчета, диаметр дрены принимаем:

а) в низовье на участке  $0:55$  м –  $D_0 = 0,10$  м;

б) в верховье на участке  $55:130$  м –  $D_0 = 0,075$  м.



**Фильтрационные и гидравлические расчеты дрен с установкой в траншеи колонок-поглотителей**

*Пример 1.*

В замкнутом плоскодонном понижении застаивается сток дождевого паводка слоем  $H_{\text{в}} = h_{\text{max}} = 0,05$  м. Площадь водного зеркала в понижении равна площади понижения по дну  $F_3 = F_q = 1,27$  га. Грунты в понижении – легкие супеси с коэффициентом фильтрации  $K = 0,35$  м/сут. Мелиорируемые земли будут использоваться в полевом севообороте.

Отвод застаивающихся вод предусматривается дренами с установкой в траншеях колонок-поглотителей из фашин. Дрены гончарные глубиной 1,2 м, минимальным диаметром  $D / D_0 = 0,101 / 0,075$  м, с двойной оберткой стеклохолстом. Длина дрен 130 м, строительный уклон дрен и коллектора  $i = 0,003$ .

Общая площадь дренажной системы, в которой расположено понижение, составляет 5,75 га.

Определить расстояние между дренами, общую длину их в понижении и количество колонок-поглотителей.

Выполнить гидравлические расчеты дрен и коллектора.

Удельный расчетный расход с площади 1,0 га в понижении

$$Q_{\text{pi}} = \frac{H_{\text{в}}}{t} \cdot 10^4 = \frac{0,05}{0,5} \cdot 10^4 = 1000 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расчетный расход (пропускная способность) колонки-поглотителя определяется по формуле (4.27).

Определяем потери напора на входе воды в дренах  $H_{\text{вх}}$  при этом принимаем:

$$H_0 = v = 1,2 \text{ м}; H_{\text{н}} = 0,2 \text{ м};$$

$$H_q = 0,10 \text{ м}; v_{\text{к}} = 0,5 \text{ м}; D = 0,101 \text{ м.}$$

В соответствии с формулой (2.21)

$$C_i = 1,68 \lg \frac{4 \cdot 0,33}{0,101} \lg \frac{2 \cdot 0,33}{3,14 \cdot 0,002} = 3,79 ;$$

$$H_{\text{вх}} = \frac{(1,2 - 0,2 - 0,1) \left( \ln \frac{0,5}{0,101} + 3,79 \right)}{3 \cdot 1,2 + \ln \frac{0,5}{0,101} + 3,79} = 0,54 \text{ м.}$$

Расчетный гидравлический уклон в соответствии с формулой (4.28)

$$j = \frac{1,2 - (0,2 + 0,1 + 0,54)}{1,2} = 0,30.$$

Расчетный коэффициент фильтрации колонки-поглотителя с учетом присыпки грунтом пахотного слоя в соответствии с формулой (4.32).

Для легких супесей  $a_0 = 0,25$  м;  $K_0 = 3,0$  м/сут.

Высота фашинной колонки  $m_3 = b - a_0 = 1,2 - 0,25 = 0,95$  м, коэффициент фильтрации  $k_3 = 150$  м/сут (прил. 12).

$$K_p = \frac{0,25 + 0,95}{\frac{0,25}{3,0} + \frac{0,95}{150,0}} = 13,38 \text{ м/сут.}$$

Пропускная способность колонки-поглотителя

$$Q_k = (4,0 - 0,5) \cdot 13,38 \cdot 0,30 = 8,03 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расстояния между дренами при  $l_k = 10$  м

$$B = \frac{Q_k}{Q_{pi} \cdot l_k} \cdot 10^4 = \frac{8,03}{1000 \cdot 10} \cdot 10^4 = 8 \text{ м.}$$

Принимаем  $l_k = 8$  м. Тогда

$$B^1 = \frac{8,03}{1000 \cdot 8} \cdot 10^4 = 10 \text{ м.}$$

Общая длина дрен с колонками-поглотителями в понижении

$$L_q = \frac{F_3 \cdot 10^4}{B} = \frac{1,27 \cdot 10^4}{10} = 1270 \text{ м.}$$

Количество устанавливаемых колонок

$$N_k = L_q : l_k = 1270 : 8 = 159 \text{ шт.}$$

Определяется диаметр дрен, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод.

Среднесуточный расчетный слой отводимой воды

$$q = \frac{0,05}{0,5} = 0,10 \text{ м.}$$

Расчетный расход в устьевой части дрены

$$Q_q = 115,74 \cdot 0,10 \cdot 10 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,0015 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Коэффициент шероховатости дренажных труб принимаем по прил. 7,  $n = 0,017$  для сложных условий строительства, так как  $i < 0,005$ .

Диаметр дрены в устьевой части

$$D_0 = 1,549 \cdot \left( \frac{0,017 \cdot 0,0015}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,087 \text{ м.}$$

Принимаем в устьевой части  $D_0 = 0,10$  м.

В створе  $0,65 l_q = 130 \cdot 0,65 = 85$  м (считая от верховья дрены) расчетный расход

$$Q_q^1 = 115,74 \cdot 0,10 \cdot 10 \cdot 85 \cdot 10^{-7} = 0,00098 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Диаметр дрены

$$D_0^1 = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,00098}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,074 \text{ м}.$$

Принимаем в верховьях дрен на протяжении  $85$  м,  $D_0 = 0,075$  м, как минимально необходимый, в низовой части на протяжении  $130 - 85 = 45$  м,  $D_0 = 0,10$  м.

Определяем диаметр коллектора, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод с площади дренажной системы  $F = 5,75$  га.

Среднесуточный расчетный слой отводимой воды:

а) в понижении с площади  $F_3 = 1,27$  га;

$$q_1 = \frac{0,05}{0,5} = 0,10 \text{ м/сут};$$

б) на остальной площади системы  $F_c = 5,75 - 1,27 = 4,48$  га,  $q_2 = 0,007$  м/сут (определяется в процессе расчета расстояний между дренами за пределами понижения).

Расчетный расход коллектора в устьевой части

$$Q_k = 115,74 \cdot (0,10 \cdot 1,27 + 0,007 \cdot 4,48 \cdot 10^{-3}) = 0,0183 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Коэффициент шероховатости дренажных труб  $n = 0,017$ .

Диаметр коллектора в устьевой части

$$D_{ок} = 1,549 \cdot \left( \frac{0,017 \cdot 0,0183}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,22 \text{ м}.$$

Принимаем  $D_{ок} = 0,25$  м.

*Пример 2.*

Исходные условия по примеру 1 за исключением:

а) грунты в понижении – тяжелые суглинки с коэффициентом фильтрации  $K = 0,05$  м/сут;

б) использование мелиорируемых земель под сенокосами.

Определить расстояния между дренами, количество устанавливаемых колонок-поглотителей и расстояния между ними.

Выполнить гидравлические расчеты дрен и коллектора.

Расчетный расход (пропускную способность) колонки-поглотителя определяем по формуле (4.27).

Потери напора на входе воды в дрену по аналогии с примером 1,  $H_{вх} = 0,54$  м.

Расчетный гидравлический уклон по аналогии с примером 1,  $\gamma = 0,30$ .

Расчетный коэффициент фильтрации колонки-поглотителя с учетом присыпки грунтом пахотного слоя в соответствии с формулой (4.32). Для тяжелых суглинков (прил. 11)  $a_0 = 0,20$  м,  $K_0 = 0,8$  м/сут. Высота фашинной колонки  $m_3 = 1,20 - 0,20 = 1,0$  м, коэффициент фильтрации фашины  $K_3 = 150$  м/сут (прил. 12).

$$K_p = \frac{0,20 + 1,00}{\frac{0,20}{0,80} + \frac{1,00}{150,0}} = 4,68 \text{ м/сут.}$$

Пропускная способность колонки-поглотителя

$$Q_k = (4,0 \cdot 0,5) \cdot 4,68 \cdot 0,3 = 2,81 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Объем воды, отводимой из понижения,

$$W_p = F_3 \cdot H_b \cdot 10^4 = 1,27 \cdot 0,05 \cdot 10^4 = 635 \text{ м}^3.$$

Расчетный расход, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из понижения,

$$Q_p = \frac{W_p}{t} = \frac{635}{1,5} = 423 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Количество устанавливаемых на дренажной сети колонок-поглотителей

$$N_k = \frac{Q_p}{Q_k} = \frac{423}{2,81} = 151 \text{ шт.}$$

Расстояния между колонками-поглотителями по оси дрены

$$l_k = \frac{F_3 \cdot 10^4}{B \cdot N_k} = \frac{1,27 \cdot 10^4}{10 \cdot 151} = 8 \text{ м.}$$

Расстояние между дренами определяем по РПИ-82, ч. II, кн. I.

$$B = 16 \cdot 0,65 \approx 10 \text{ м (для глеевых почв).}$$

Определяем диаметр дрен, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод.

Среднесуточный расчетный слой отводимой воды

$$q = \frac{0,05}{1,5} = 0,0333 \text{ м/сут.}$$

Расчетный расход дрены в устьевой части

$$Q_q = 115,74 \cdot 0,0333 \cdot 10 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,0005 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Коэффициент шероховатости дренажных труб принимаем по прил. 7,  $n = 0,017$  для сложных условий строительства дренажа, так как  $i < 0,005$ .

Диаметр дрен в устьевой части

$$Q_q = 115,74 \cdot 0,0625 \cdot 10 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,00094 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Принимаем на всем протяжении дрены  $D_0 = 0,075$  м, как минимально необходимый для таких систем.

Определяем диаметр коллектора, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод с площади дренажной системы  $F = 5,75$  га.

Среднесуточный расчетный слой отводимой воды:

а) в понижении с площади 1,27 га

$$q_1 = \frac{0,05}{1,5} = 0,0333 \text{ м/сут};$$

б) на остальной площади системы  $F_c = 5,75 - 1,27 = 4,48$  га,  $q_2 = 0,007$  м/сут (определяется в процессе расчета расстояния между дренами за пределами понижения).

Расчетный расход коллектора в устьевой части

$$Q_k = 115,74 (0,0333 \cdot 1,27 + 0,007 \cdot 4,48) \cdot 10^{-3} = 0,0085 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Коэффициент шероховатости дренажных труб  $n = 0,017$ .

Диаметр коллектора в устьевой части

$$D_{\text{ок}} = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,0085}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,167 \text{ м}.$$

Принимаем  $D_{\text{ок}} = 0,175$  м.

Приложение 19

### **Фильтрационные и гидравлические расчеты дрен с фильтрующей засыпкой траншей**

*Пример 1.*

В замкнутом плоскодонном понижении застаивается сток дождевых паводков слоем  $H_{\text{в}} = h_{\text{max}} = 0,05$ . Площадь водного зеркала равна площади понижения по дну  $F_3 = F_q = 1,27$  га. Грунты в понижении – тяжелые суглинки с коэффициентом фильтрации  $K = 0,05$  м/сут. Мелиорируемые земли будут использоваться в кормовом севообороте.

Отвод застаивающихся вод предусматривается дренами с фильтрующей засыпкой траншей из крупнозернистого песка с коэффициентом фильтрации  $K = 20$  м/сут (прил. 12). Дрены гончарные глубиной 1,2 м, холстом. Длина дрен 130 м, строительный уклон дрен и коллектора  $i = 0,003$ .

Общая площадь дренажной системы, в которой расположено понижение, составляет 5,75 га.

Определить расстояние между дренами, общую длину дрен в понижении, в том числе длину дрен с фильтрующей засыпкой траншей.

Выполнить гидравлические расчеты дрен и коллектора.

Расчетный расход, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных вод из понижения

$$Q_p = \frac{0,5H_B(F_3 + F_d)}{t} \cdot 10^4 = \frac{0,5 \cdot 0,05(1,27 + 1,27)}{0,8} \cdot 10^4 = 794 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Определяем пропускную способность 1 м сплошной фильтрующей засыпки. Потери напора при входе воды в дренаж определяем, при этом принимаем:

$$H_0 = v = 1,2 \text{ м}; H_n = 0,2 \text{ м}; H_d = 0,10 \text{ м}; v_k = 0,5 \text{ м}; D = 0,101 \text{ м.}$$

Тогда

$$C_i = 1,68\ell q \frac{4 \cdot 0,33}{0,101} \ell q \frac{2 \cdot 0,33}{3,14 \cdot 0,002} = 3,79;$$

$$H_{вх} = \frac{(11,2 - 0,2 - 0,1) \left( \ell n \frac{0,5}{0,101} + 3,79 \right)}{3 \cdot 1,2 + \ell n \frac{0,5}{0,101} + 3,79} = 0,54 \text{ м.}$$

Расчетный гидравлический уклон

$$J = \frac{1,2 - (0,2 + 0,1 + 0,54)}{1,2} = 0,30.$$

Определяем расчетный коэффициент фильтрации фильтрующей засыпки с учетом присыпки пахотного слоя.

Для тяжелых суглинков, используемых в кормовом севообороте (прил. 11),  $a_0 = 0,2 \text{ м}$ ,  $K_0 = 1,0 \text{ м/сут.}$  Высота фильтрующей засыпки в траншее  $m_p = v - a_0 = 1,2 - 0,2 = 1,0 \text{ м}$ , коэффициент фильтрации  $K_3 = 20 \text{ м/сут.}$

$$K_p = \frac{0,20 + 1,0}{\frac{0,20}{1,0} + \frac{1,0}{20,0}} = 4,8 \text{ м/сут.}$$

Пропускная способность 1 м сплошной фильтрующей засыпки траншеи

$$Q_3 = (1,0 \cdot 0,5) \cdot 4,8 \cdot 0,30 = 0,72 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расстояния между дренажами в соответствии с РПИ-82, ч. 11, кн. 1.

$B = 16 \cdot 0,65 = 10 \text{ м}$  (для глеевых почв).

Общая длина дрен в понижении

$$L_q = \frac{F_3}{B} \cdot 10^4 = \frac{1,27}{10} \cdot 10^4 = 1270 \text{ м.}$$

Длина дрен с фильтрующей засыпкой траншей

$$L_3 = \frac{Q_p}{Q_3} = \frac{794}{0,72} = 1103 \text{ м.}$$

Определяем диаметр дрен, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод. Среднесуточный расчетный слой отводимой воды

$$q = \frac{0,05}{0,8} = 0,0625 \text{ м.}$$

Расчетный расход в устьевой части дрены

$$Q_q = 115,74 \cdot 0,0625 \cdot 10 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,00094 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Коэффициент шероховатости дренажных труб принимаем по прил. 7,  $n = 0,017$  для сложных условий строительства дренажа, так как  $i < 0,005$ .

Диаметр дрены в устьевой части

$$Q_q = 115,74 \cdot 0,0625 \cdot 10 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,00094 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Принимаем  $D_0 = 0,075$  м на всем протяжении дрены, как минимально необходимый.

Определяем диаметр коллектора, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод с площади дренажной системы  $F = 5,75$  га.

Среднесуточный расчетный слой отводимой воды:

а) в понижении с площади  $F_3 = 1,27$  га

$$q_1 = \frac{0,05}{0,8} = 0,0625 \text{ м/сут;}$$

б) на остальной площади системы  $F_c = 5,75 - 0,27 = 4,48$  га,  $q_2 = 0,007$  м/сут (определяется в процессе расчета расстояний между дренами за пределами понижения).

Расчетный расход коллектора в устьевой части

$$Q_q = 115,74 \cdot (0,0625 \cdot 1,27 \cdot 0,007 \cdot 4,48) \cdot 10^{-7} = 0,0128 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Коэффициент шероховатости труб  $n = 0,017$ .

Диаметр коллектора в устьевой части

$$D_{\text{ок}} = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,0128}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,195 \text{ м.}$$

Принимаем  $D_{\text{ок}} = 0,20$  м.

*Пример 2.*

Исходные условия по примеру 1 за исключением:

а) слой застаивающейся в понижении воды  $H_b = h_{\text{max}} = 0,07$  м;

б) грунты в понижении – легкие супеси с коэффициентом фильтрации  $K = 0,35$  м/сут;

в) использование мелиорируемых земель в полевом севообороте.  
 Определить расстояние между дренами, общую длину дрен в понижении.  
 Выполнить гидравлические расчеты дрен и коллектора.  
 Удельный расчетный расход с площади 1,0 га в понижении

$$Q_{p1} = \frac{0,07}{0,5} \cdot 10^4 = 1400 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Определяем пропускную способность 1,0 м сплошной фильтрующей засыпки траншеи. Определяем потери напора на входе воды в дренах  $H_{вх}$ , при этом принимаем:

$$H_0 = v = 1,2 \text{ м}; H_{п} = 0,2 \text{ м}; H_{д} = 0,10 \text{ м}; v_{к} = 0,5 \text{ м}; D = 0,101 \text{ м.}$$

Тогда

$$C_i = 1,68 \lg \frac{4 \cdot 0,33}{0,101} \lg \frac{2 \cdot 0,33}{3,14 \cdot 0,002} = 3,79 ;$$

$$H_{вх} = \frac{(1,2 - 0,2 - 0,1) \left( \lg \frac{0,5}{0,101} + 3,79 \right)}{3 \cdot 1,2 + \lg \frac{0,5}{0,101} + 3,79} = 0,54 \text{ м.}$$

Расчетный гидравлический уклон

$$J = \frac{1,2 - (0,2 + 0,1 + 0,54)}{1,2} = 0,30.$$

Определяем расчетный коэффициент фильтрации фильтрующей засыпки с учетом присыпки грунтом пахотного слоя. Для легких супесей (прил. 11)  $a_0 = 0,25 \text{ м}$ ,  $K_0 = 3,0 \text{ м/сут.}$  Высота фильтрующей засыпки в траншее  $m_s = 1,2 - 0,25 = 0,95 \text{ м}$ , коэффициент фильтрации  $K_s = 20 \text{ м/сут.}$

$$K_p = \frac{0,20 + 1,0}{\frac{0,20}{1,0} + \frac{1,0}{20,0}} = 4,8 \text{ м/сут.}$$

Пропускная способность 1,0 м сплошной фильтрующей засыпки траншеи

$$Q_s = (1,0 \cdot 0,5) \cdot 9,17 \cdot 0,30 = 1,38 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расстояние между дренами в понижении

$$B = \frac{Q_s}{Q_{pi}} \cdot 10^4 = \frac{1,38}{1400} = 9,86 = 10 \text{ м.}$$



Общая длина дрен в понижении

$$L_q = \frac{F_3}{B} \cdot 10^4 = \frac{1,27}{10} \cdot 10^4 = 1270 \text{ м.}$$

Определяем диаметр дрен, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод. Среднесуточный расчетный слой отводимой воды

$$q_1 = \frac{0,07}{0,5} = 0,14 \text{ м/сут.}$$

Расчетный расход дрены в устьевой части

$$Q_q^1 = 115,74 \cdot 0,14 \cdot 10 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,0021 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Коэффициент шероховатости дренажных труб принимаем по прил. 7,  $n = 0,017$  для сложных условий строительства дренажа, так как  $i < 0,005$ .

Диаметр дрен в устьевой части

$$D_0^1 = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,0021}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,099 \text{ м.}$$

Принимаем в устьевой части  $D_0^1 = 0,10$  м.

В створе 0,75  $l_q = 0,75 \cdot 130 = 100$  м расчетный расход дрены

$$Q_q^1 = 115,74 \cdot 0,14 \cdot 10 \cdot 100 \cdot 10^{-7} = 0,0016 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Диаметр дрены

$$D_0^{11} = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,0016}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,089 \text{ м.}$$

Принимаем  $D_0^{11} = 0,10$  м.

$$q_1 = \frac{0,07}{0,5} = 0,14 \text{ м/сут.}$$

В створе 0,5  $l_q = 0,5 \cdot 130 = 65$  м расчетный расход дрены

$$Q_q^1 = 115,74 \cdot 0,14 \cdot 10 \cdot 130 \cdot 10^{-7} = 0,0021 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Диаметр дрены

$$D_0^{111} = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,00105}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,076 \text{ м.}$$

Принимаем в верховье дрены на протяжении 60 м  $D_0^{11} = 0,075$  м, как минимально необходимый, в низовой части на протяжении 130 – 60 м = 70 м,  $D_0^{11} = 0,10$  м.

Определяем диаметр коллектора, при котором обеспечивается своевременный отвод поверхностных и грунтовых вод с площади дренажной системы  $F = 5,75$  га.

Среднесуточный расчетный слой отводимой воды:

а) в понижении с площади 1,27 га

$$q_1 = \frac{0,07}{0,5} = 0,14 \text{ м/сут.}$$

б) на остальной площади системы  $F_c = 5,75 - 1,27 = 4,48$  га,  $q_2 = 0,007$  м/сут (определяется в процессе расчета расстояния между дренами за пределами понижения).

Расчетный расход коллектора в устьевой части

$$Q_k = 115,74 \cdot (0,14 \cdot 1,27 + 0,007 \cdot 4,48) \cdot 10^{-7} = 0,0242 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Коэффициент шероховатости дренажных труб  $n = 0,017$ .

Диаметр коллектора в устьевой части

$$D_{\text{ок}} = 1,549 \left( \frac{0,017 \cdot 0,0242}{\sqrt{0,003}} \right)^{3/8} = 0,247 \text{ м.}$$

Принимаем  $D_{\text{ок}} = 0,25$  м.

Приложение 20

Таблица 18. Коэффициенты заложения откосов водоемов-копаней

Грунты, слагающие ложе водоема	Глубина водоема, м	
	1,5–2,5	Более 2,5
Глина, суглинок тяжелый и средний, торф мощностью до 1,0 м, подстилаемый этими грунтами	1,5	1,5–1,75
Суглинок легкий, супесь, торф мощностью до 1,0 м, подстилаемый этими грунтами	1,5–1,75	1,75–2,0
Песок крупно- и среднезернистый, торф мощностью до 1,0 м, подстилаемый этими грунтами	1,75–2,0	2,0–2,25
Песок мелкозернистый, торф мощностью до 1,0 м, подстилаемый этим грунтом	2,0–2,25	2,25–2,5
Песок пылеватый, торф мощностью до 1,0 м, подстилаемый этим грунтом	2,5	3,0–3,5
Торф со степенью разложения до 50 %	1,5	1,5–1,75
Торф со степенью разложения более 50 %	1,75	2,0

### Определение параметров водоема-копани

Зависимость между расчетным объемом весеннего половодья и параметрами водоема-копани.

$$W_p = [L \cdot B \cdot H - (L + B) \cdot mH^2 + 2m^2H^3] - [L \cdot B \cdot H_0 - (L + B) \cdot mH_0^2 + 2m^2H_0^3]. \quad (21)$$

Параметры  $W_p$ ,  $L$ ,  $B$ ,  $H$ ,  $H_0$ ,  $m$  принимаются в соответствии с указаниями, изложенными в пп. 5.1, 5.2 раздела 5.

В случае различных коэффициентов заложения откосов по береговой линии (при использовании водоема для культурно-бытовых целей) в расчетную зависимость подставляется средневзвешенный коэффициент

$$m_{cp} = \frac{m_1 \ell_1 + m_2 \ell_2 + \dots + m_n \ell_n}{\ell_1 + \ell_2 + \dots + \ell_n}, \quad (22)$$

где  $m_1$ ,  $m_2$ ,  $m_n$  – коэффициенты заложения откосов на различных участках береговой линии;

$\ell_1$ ,  $\ell_2$ ,  $\ell_n$  – протяженность участков береговой линии с коэффициентами заложения откосов  $m_1$ ,  $m_2$ ,  $m_n$  соответственно.

### Определение параметров водоема-копани. Гидравлические расчеты сбросного трубопровода

Рассчитать параметры водоема-копани со сбросным трубопроводом из гончарных труб в качестве водоприемника для локального водосбора площадью 20 га в составе участка мелиорации земель с западным рельефом на территории Горьковского района Могилевской области. Почвы участка суглинистые, использование мелиорируемых земель предусматривается в полевом севообороте с озимыми культурами.

1. Объем стока весеннего половодья (прил. 2).

Слой стока обеспеченностью  $P = 1\%$

$$h_k = (300 + 275) : 2 = 287,5 \text{ мм.}$$

По табл. 2:

$$C = 0,69; b = 10; K = 1,0.$$

Слой стока обеспеченностью  $P = 10\%$

$$h_k = (0,69 \cdot 287,5 - 10) \cdot 1,0 = 188,4 \text{ мм.}$$

Объем стока весеннего половодья обеспеченностью  $P = 10\%$  (прил. 2).

$$W_{10\%}^n = 1000 \cdot 188,4 \cdot 0,2 = 37680 \text{ м}^3.$$

2. Объем стока дождевых паводков (прил. 3).

Средний расход дождевого паводка обеспеченностью  $P = 10\%$  определяем по прил. 3.

Модуль стока при использовании земель в полевом севообороте  $q_{10\%}^1 = 0,021$ .

Коэффициент стока определяем по прил. 3.

По табл. 6:

$\varphi_0 = 0,38$ ;  $n_s = 0,65$ . Площадь водосбора  $F = 0,20 \text{ км}^2$

Средний уклон склонов водосбора  $J_{\text{ск}} = 50 \%$ .

$$\varphi = \frac{1,2 \cdot 0,38}{(0,20 + 1)^{0,07} \left(\frac{50}{50}\right)^{0,65}} = 0,450$$

Максимальный суточный слой осадков обеспеченностью  $P = 1 \%$   $H_1 \% = 110 \text{ мм}$  (рис. 3).

Переходной коэффициент от максимальных расходов обеспеченностью  $P = 1 \%$  к максимальным расходам  $P = 10 \%$  определяем по рис. 4 (5–1 район) и табл. 7 ( $F = 0,20 \text{ км}^2$ )  $\lambda_{10 \%} = 0,46$ .

Средний расход дождевого паводка определяем по формуле (3)

$$Q_{10 \%}^c = 0,21 \cdot 0,450 \cdot 110 \cdot 0,46 \cdot 0,20 = 0,0956 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Объем стока дождевых паводков для земель с полевым севооборотом (формула (7))

$$W_{10 \%}^n = 43200 \cdot 0,0956 = 4130 \text{ м}^3.$$

3. Определение параметров водоема.

С учетом рельефа поверхности, гранулометрического состава и намечаемого сельскохозяйственного использования мелиорируемых земель, а также объема стока весеннего половодья в соответствии с указаниями раздела 5 принимаем:

а) длину водоема-копани  $L = 160 \text{ м}$ , ширину  $B = 80 \text{ м}$ ;

б) полную глубину водоема  $H = 3,2 \text{ м}$ , в том числе высоту бровки над НПУ  $H_0 = 0,70 \text{ м}$ ;

в) коэффициент заложения откосов водоема  $m = 2,0$  (прил. 20).

Объем воды, аккумулируемой в весенний период (прил. 21),

$$W_p = 160 \cdot 80 \cdot 3,2 - (160 + 80) \cdot 2 \cdot 3,2^2 + 2 \cdot 2^2 \cdot 3,2^3 - 160 \cdot 80 \cdot 0,7 - (160 + 80) \cdot 2 \times \\ \times 0,7^2 + 2 \cdot 2^2 \cdot 0,7^3 = 36307 - 8727 = 27580 \text{ м}^3.$$

4. Расчет диаметра сбросного трубопровода.

При проектировании трубопровода в вертикальной плоскости с учетом планового положения водоема и рельефа поверхности принимаем:

а) отметка НПУ водоема  $H_1 = 148,0$ ;

б) отметка входного оголовка трубопровода  $H_{\text{вх}} = 145,5$ ;

в) отметка устья трубопровода  $H_y = 145,0$ ;

г) отметка уровней воды в принимающем водотоке в расчетные периоды:

– весеннего половодья  $H_{\text{в}2}^n = 146,7$ ;

– дождевых паводков  $H_{\text{д}2}^n = 146,8$ ;

д) длина трубопровода  $L_{\text{тр}} = 350 \text{ м}$ .

Определяем расчетные расходы трубопровода.

В период весеннего половодья:

а) сбрасываемый в водоток объем воды

$$W_{\text{сб}} = 37680 - 27580 = 10100 \text{ м}^3;$$

- б) допустимая продолжительность затопления мелиорируемых земель в период весеннего половодья  $t_{в} = 12$  сут (прил. 9);  
в) расчетный расход трубопровода

$$Q_{рв} = \frac{10100}{86400 \cdot 12} = 0,0097 \text{ м}^3 / \text{с}$$

В период дождевого паводка:

- а) сбрасываемый в водоток объем воды  $W^{п10\%} = 4130 \text{ м}^3$ ;  
б) допустимая продолжительность подтопления корнеобитаемого слоя в вегетационный период  $t_{п} = 4$  сут (прил. 9);  
в) расчетный расход трубопровода

$$Q_{рл} = \frac{4130}{86400 \cdot 4} = 0,0120 \text{ м}^3 / \text{с}$$

Расчетный гидравлический уклон сбросного трубопровода:

- а) в период весеннего половодья

$$\gamma_e = \frac{H_1 - H_2^e}{L_{мп}} = \frac{148,0 - 146,7}{350} = 0,0037$$

- б) в период дождевых паводков

$$\gamma_q = \frac{H_1 - H_2^q}{L_{мп}} = \frac{148,0 - 146,8}{350} = 0,0034$$

Коэффициент шероховатости гончарных труб принимаем по прил. 7,  $n = 0,017$  для сложных условий строительства трубопровода, так как  $i < 0,005$ .

Необходимый диаметр трубопровода для пропуска расходов:

- а) весеннего половодья

$$D_0^n = 1,549 \cdot \left( \frac{0,017 \cdot 0,0097}{\sqrt{0,0037}} \right)^{3/8} = 0,169 \text{ м}$$

Принимаем  $D_0 = 0,175$  м.

$$D_0^n = 1,549 \cdot \left( \frac{0,017 \cdot 0,012}{\sqrt{0,0034}} \right)^{3/8} = 0,186 \text{ м}$$

Принимаем  $D_0 = 0,200$  м.

Величину расчетного диаметра трубопровода принимаем по большему значению  $D_0 = 0,200$  м.

5. Критические скорости движения воды в трубопроводе.

Максимальная скорость (сброс воды при отметке НПУ в пруду, без подпора устья трубопровода в водотоке).

Гидравлический радиус при работе трубопровода полным сечением

$$R = \frac{D_0}{4} = \frac{0,200}{4} = 0,050 \text{ м.}$$

Скоростной коэффициент

$$C = \frac{R^y}{n} = \frac{0,05^{1/6}}{0,017} = 35,70.$$

Действующий уклон (расчетный гидравлический)

$$\gamma_q = \gamma = \frac{H_1 - H_y}{L_{mp}} = \frac{148,0 - 145,0}{350} = 0,00857$$

Максимальная скорость движения воды

$$V_{\max} = C \sqrt{R\gamma} = 35,70 \sqrt{0,050 \cdot 0,00857} = 0,74 \text{ м/с}$$

(меньше максимальной допустимой 3,0 м/с).

Минимальная скорость (сброс воды при уровне в пруду на отметке входного оголовка трубопровода, без подпора устья трубопровода в водотоке).

Действующий уклон (строительный)

$$\gamma_q = i_c = \frac{H_{ax} - H_y}{L_{mp}} = \frac{145,5 - 145,0}{350} = 0,00143$$

Тогда

$$V_{\min} = C \sqrt{Ri_c} = 35,70 \sqrt{0,050 \cdot 0,00143} = 0,30 \text{ м/с}$$

(равна минимальной допустимой скорости).

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. ЗАЩИТА МЕЛИОРИРОВАННЫХ ЗЕМЕЛЬ ОТ ПОВЕРХНОСТНЫХ И ГРУНТОВЫХ ВОД, ПОСТУПАЮЩИХ С ПРИЛЕГАЮЩИХ ВОДОСБОРОВ .....	5
2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ИСКУССТВЕННЫХ ЛОЖБИН .....	13
2.1. Гидравлические расчеты ложбин.....	16
2.2. Гидравлические и фильтрационные расчеты подложбинных коллекторов.....	18
3. КОЛОДЦЫ-ПОГЛОТИТЕЛИ.....	27
3.1. Проектирование колодцев-поглотителей и отводящих коллекторов в плане и вертикальной плоскости .....	27
3.2. Гидравлические и фильтрационные расчеты колодцев-поглотителей и отводящих коллекторов.....	29
4. ДРЕНЫ ДЛЯ ОТВОДА ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД (ЗАКРЫТЫЕ СОБИРАТЕЛИ) ....	34
4.1. Объем и слой отводимой дренами воды.....	35
4.2. Дрены с засыпкой траншей местным грунтом.....	36
4.3. Дрены с установкой колонок-поглотителей и с фильтрующей засыпкой траншей.....	41
5. ВОДОЕМЫ-КОПАНИ.....	48
5.1. Общие вопросы проектирования.....	48
5.2. Определение параметров водоемов-копаней .....	50
5.3. Сбросные трубопроводы.....	51
5.4. Гидравлические расчеты трубопроводов.....	54
6. ОСУШЕНИЕ ЗЕМЕЛЬ С РАЗВИТЫМ РЕЛЬЕФОМ .....	57
6.1. Сеть предварительного осушения.....	58
6.2. Постоянная осушительная сеть .....	58
6.3. Ликвидация (раскрытие) западин и понижений.....	59
6.4. Агромелиоративные и агротехнические мероприятия .....	61
7. ПЛАНИРОВКА МЕЛИОРИРУЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ .....	62
7.1. Строительная планировка землеройными механизмами.....	62
7.2. Строительная планировка длиннобазовыми планировщиками .....	64
7.3. Послеосадочная и эксплуатационная планировка .....	66
8. ГЛУБОКОЕ РЫХЛЕНИЕ.....	66
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	68
ПРИЛОЖЕНИЯ .....	69

Учебное издание

**Желязко** Владимир Иосифович  
**Лукашевич** Виктор Михайлович  
**Левшунов** Иван Александрович

СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ МЕЛИОРАЦИИ

МЕРОПРИЯТИЯ  
ПО ОРГАНИЗАЦИИ СТОКА  
И ОТВОДА ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

Учебно-методическое пособие

Редактор *С. Н. Кириленко*  
Технический редактор *Н. Л. Якубовская*

Подписано в печать 29.11.2019. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная.  
Ризография. Гарнитура «Таймс». Усл. печ. л. 6,51. Уч.-изд. л. 5,58.  
Тираж 50 экз. Заказ .

УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».  
Свидетельство о ГРИИРПИ № 1/52 от 09.10.2013.  
Ул. Мичурина, 13, 213407, г. Горки.

Отпечатано в УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».  
Ул. Мичурина, 5, 213407, г. Горки.