

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ, ВЫСШЕЙ ШКОЛЫ И ТЕХНИЧЕСКОЙ
ПОЛИТИКИ РОССИИ

САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра инженерных **мелиораций**, гидрологии
и охраны окружающей среда

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
МЕЖХОЗЯЙСТВЕННЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ
КАНАЛОВ

Методические указания
по курсовому и дипломному проектированию

САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
1992

Составители: **И.Б.Полетаев, К.Н.Криулин, В.Л.Иванов**

УДК 631.67:626.82

Проектирование и расчет межхозяйственных оросительных каналов;
Метод.указания по курсовому и дипломному проектированию./ С.Петербург-
ский техн.университет. Сост. **И.Б.Полетаев, К.Н.Криулин, В.Л.Иванов.**
СПб.. 1992. 44с.

Методические указания содержат **рекомендации** по гидравлическому расчету, выбору основных параметров, проектированию поперечных сечений и продольного профиля межхозяйственных оросительных каналов.

Предназначены студентам специальностей **10.03 "Гидроэлектроэнергетика"**, **29.04 "Гидротехническое строительство"** и **31.10 "Гидромелиорация"** в качестве руководства при выполнении курсовых работ и проектов по гидромелиоративным сооружениям, а также при дипломном проектировании.

Табл. 6., ил. 13, библиогр.: 5 назв.

Печатается по решению редакционно-издательского совета Санкт-Петербургского технического университета.

Р е ц е н з е н т В.П.Варфоломеев,

В В Е Д Е Н И Е

Цель курсовой работы по гидромелиоративным сооружениям – **приобретение** практических навыков расчета и проектирования крупных оросительных каналов с расходом до **30-50 м³/с.** Такие каналы имеют свои особенности, однако общие **принципы** их расчета, равно как и деривационных **каналов ГЭС**, судоходных каналов и **водоводов** комплексного назначения во многом **совпадают.**

Курсовые работы выполняются студентами в 6-м семестре и требуют (кроме **посещения** аудиторных занятий) около 25 часов самостоятельной работы. Курсовой проект, предусмотренный учебным планом для студентов специальности **"Гидромелиорация"** в 10-м семестре, включает в себя проектирование оросительного канала в качестве составной **части.**

Требования к оформлению курсовых работ и проектов указаны в **заданиях** на проектирование и частично поясняются в настоящих **указаниях.**



Г. ОСОБЕННОСТИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ

В голове каждого оросительного канала строится **водовыпуск** - сооружение, которое служит для регулирования **расходов**, подаваемых в канал. Если уклоны канала не очень велики, то эти сооружения обычно проектируются так, что при пропуске расчетного расхода **потери напора** равны 0,05 - 0,10 м. При больших уклонах эта величина **возрастает** до 0,2 - 0,3 м и больше.

При самотечных способах **полива**, например при поливе по бороздам, уровень воды в этих самых маленьких оросительных "каналах" находится на 0,10 - 0,15 м выше поверхности земли. Значит, во временном оросителе, который через переносные **водоспуски** подает воду в борозды, уровень воды должен быть еще на 0,05 - 0,10 м выше; в **участковом распределителе** еще выше и т.д. Таким образом, в **большом межхозяйственном распределителе** или **магистральном канале** **высота командования** (превышение уровня над поверхностью земли) **может достигать** до 0,6 - 1,0 м и больше. Наличие такой высоты командования и является **главной особенностью** оросительных каналов.

По условиям командования большинство оросительных каналов делают **Е** **полувыемке-полунасыпи**.

Каналы с расходами меньше 1 - 10 м³/с строят следующим образом: снимают **растительный слой**, насыпают с **последовательным уплотнением** катками до отметки уровня воды в канале общую "подушку" (рис.1.1), отрывают канал на всю его глубину (например, **каналокопателем**), часть **вынутого** грунта кладут в дамбы (уже без уплотнения), а часть возвращают в резерв - **выемку**, из которой взяли грунт для строительства "подушки"/3/.

Большие каналы, у которых **ширина дамб** на уровне расчетного горизонта воды порядка 2,0 - 2,5 м (ширина катка), строятся по-другому: грунт из **выемки** перемещается в дамбы и **последовательно уплотняется** катками отдельно в каждой дамбе.

Таким образом, в **малых каналах** для уменьшения ширины и объема "подушки" выгодно уменьшать их **ширину по дну** (высота "подушки" и дамб зависит только от **высоты командования**). Большие каналы, как будет показано ниже, лучше проектировать **широкими**.

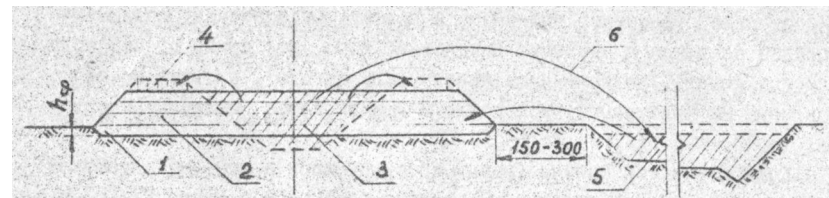


Рис.1.1. Строительство небольшого канала способом "подушки":

1 - срезка растительного слоя; 2 - подушка, отсыпанная слоями 15-25 см с уплотнением; 3 - выемка грунта каналокопателем; 4 - грунт, отсыпанный без уплотнения; 5 - резерв, из которого взят грунт для отсыпки подушки; 6 - направления перемещения грунта

Вместе с водой в оросительные каналы почти всегда попадают частицы различных грунтов - **наносы**. Если скорость в канале мала, а наносов много, то они начинают **опускаться** на дно - происходит процесс **заиления** канала. При **большой скорости течения** и малом количестве наносов **вода начинает поднимать** мелкие частицы грунта со дна и откосов канала или **катит их по дну** - наблюдается процесс **размыва** канала. Расходы и скорости течения, а также количество наносов в воде, поступающей в канал, **изменяются во времени**. Поэтому в **необлицованных** оросительных каналах **практически всегда** происходят **медленные деформации русла**. Более активно такие **русловые процессы** протекают в очень больших каналах с расходами больше 30 - 50 м³/с. Закономерности развития этих процессов **изучаются в курсе** инженерной гидрологии. В каналах с меньшими расходами при **определенных условиях** (см.гл.6) русловые процессы **развиваются слабо** и их часто не учитывают при проектировании.

Таким образом, в дальнейшем будем называть "большими" оросительные каналы с расходами от 1 - 10 до 50 м³/с [1].

2. РАСЧЕТНЫЕ РАСХОДЫ И КОЭФФИЦИЕНТЫ ПОЛЕЗНОГО

Расходы в каждом оросительном канале изменяются как во времени, так и по его длине. Изменение расходов во времени происходит в связи с тем, что **изменяется потребность растений в воде**. Эти изменения

находят свое отражение, например, в графике гидро модуля. Изменение расходов по длине происходит вследствие того, что канал отдает воду в другие каналы (подкомандные каналы, или отводы), а также из-за потерь воды на фильтрацию, испарение и утечки через различные сооружения.

Каждый участок канала (между водовыпусками в отводы) характеризуется несколькими расходами. Во-первых, это расход нетто $Q_{нт}$ - расход в конце участка, и расход брутто $Q_{бр}$ - в голове участка. Второй из них больше первого на величину потерь воды на данном участке, т.е.

Например, для канала, схематично изображенного на рис.2.1, расходы в различных его сечениях равны [2]:

$$\left. \begin{aligned} Q_{1-1} &= Q_{нт1-2} = Q_{брp-4} + Q_{брp-5}, \\ Q_{2'-2'} &= Q_{бр1-2} = Q_{нт1-2} + Q_{потери1-2}, \\ Q_{2-2} &= Q_{нт2-3} = Q_{бр1-2} + Q_{брp-3} + Q_{брx-6}, \\ Q_{3'-3'} &= Q_{бр2-3} = Q_{нт2-3} + Q_{потери2-3} \end{aligned} \right\} (2.2)$$

Расход любого из каналов, например, распределителя Р-5 может быть рассчитан по следующей зависимости:

$$Q_{брp-5} = q_0 \cdot \omega_{пол. p-5} + \sum Q_{потери} \quad (2.3)$$

где q_0 - расчетная ордината графика гидро модуля, л/с/га; $\omega_{пол. p-5}$ - поливная площадь, для которой канал Р-5 дает воду, тыс.га; $\sum Q_{потери}$ - сумма потерь воды в канале Р-5 и во всех подкомандных каналах, получающих воду из Р-5, включая временные оросители, м³/с.

Кроме расходов брутто и нетто различают расходы максимальный, минимальный и форсированный. $Q_{макс}$ отвечает периоду максимальной ординаты на графике гидро модуля $q_{0 макс}$, $Q_{мин}$ - периоду минимальной ординаты $q_{0 мин}$. Самый большой, форсированный расход предусматривается в каналах постоянного действия для того, чтобы можно было подавать увеличенные объемы воды на поля в следующих случаях:

- после аварий на каналах (когда растения не получали воды);
- в очень жаркие периоды лета;

- при увеличении поливной площади;
- при замене сорта или даже вида сельскохозяйственной культуры на более влаголюбивый и т.д.

Согласно СНиП на проектирование мелиоративных систем [4] форсированный расход определяется так:

$$Q_{форс} = k_{форс} \cdot Q_{макс бр}$$

где коэффициент форсировки принимается по табл.2.1

Т а б л и ц а 2.1

	< I	I - 10	10 - 50	50 - 100	> 100
$k_{форс}$	1,2	1,15	1,1	1,05	1

Основным расчетным расходом при проектировании канала является $Q_{макс бр}$ (сокращенно $Q_{макс}$) по этому расходу определяются размеры канала, проверяется его устойчивость на размыв и заиление и т.д. $Q_{мин бр}$ (сокращенно $Q_{мин}$) служит для решения только одной задачи - об обеспечении условий командования даже при самых малых расходах (иногда по этому расходу проводится проверка на незаиляемость). По СНиП величина $Q_{мин}$ не может быть меньше $0,4 \cdot Q_{макс}$, поэтому, если $q_{0 мин}$ и $Q_{мин}$ очень малы, проводят специальные мероприятия, чтобы выполнить требование СНиП:

$$Q_{мин} \geq 0,4 Q_{макс} \quad (2.5)$$

Форсированный расход определяет самый высокий уровень воды в канале, т.е. высоту его дамб.

Отношение расхода в конце участка к расходу в его голове называется коэффициентом полезного действия, или сокращенно КПД участка. Например (рис.2.1),

$$\eta_{1-2} = Q_{1-1} / Q_{2'-2'} = Q_{нт1-2} / Q_{бр1-2} \quad (2.6)$$

КПД всего канала определяется как отношение суммы расходов всех отводов (подкомандных каналов) к расходу в голове канала:

$$\eta_{кан} = \sum Q_{отв} / Q_{гол}$$

Например, КПД канала МК-1 на всей его длине 1-5 (см.рис.2.1)

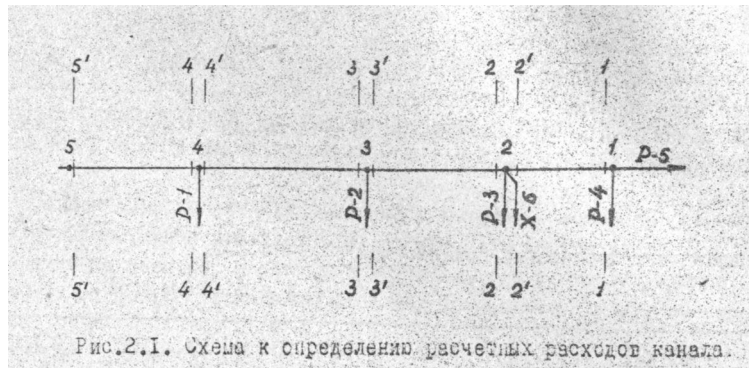


Рис.2.1. Схема к определению расчетных расходов канала.

$$\eta_{МК-1} = \frac{Q_{брр-5} + Q_{брр-4} + Q_{брр-3} + Q_{брр-2} + Q_{брр-1}}{Q_{брМК-1}}, \quad (2.7)$$

где $Q_{брМК-1}$ - это расход в сечении 5' - 5'.

Наконец, КПД системы данного канала есть отношение поливного расхода, т.е. расхода, который идет на полив всех полей, обслуживаемых данным каналом, к расходу в голове канала. Например, КПД системы МК-I

$$\eta_{сМК-1} = \frac{Q_{пол МК-1}}{Q_{бр МК-1}} = \frac{Q_{пол МК-1}}{Q_{пол МК-1} + \sum Q_{потерь}}, \quad (2.8)$$

где $\sum Q_{потерь}$ - потери во всех каналах оросите
щей воду из включая и сам магистральный канал.

Очевидно, что η участка больше η канала, а также больше η системы канала. По СНиП КПД оросительной системы (КПД системы МК) должен быть не меньше 0,80, КПД магистрального канала и его ветвей не меньше 0,90 и КПД распределителей различного порядка - не менее 0,93.

3. ПОТЕРИ ВОДА ИЗ КАНАЛОВ

Потери воды могут быть на фильтрацию, на испарение и на различные эксплуатационные утечки (в основном, через уплотнения затворов различных гидросооружений на канале).

В необлицованных каналах потери на фильтрацию намного больше других видов потерь воды. В больших каналах, которые работают весь вегетационный период, наблюдается "установившаяся фильтрация", при которой фильтрационный расход практически не изменяется во времени. Если грунтовые воды или водоупор (грунт с малым коэффициентом фильтрации) находятся на глубине $T \geq 5Л$ (рис.3.1), то фильтрационный расход не зависит от величины T и фильтрация называется свободной.

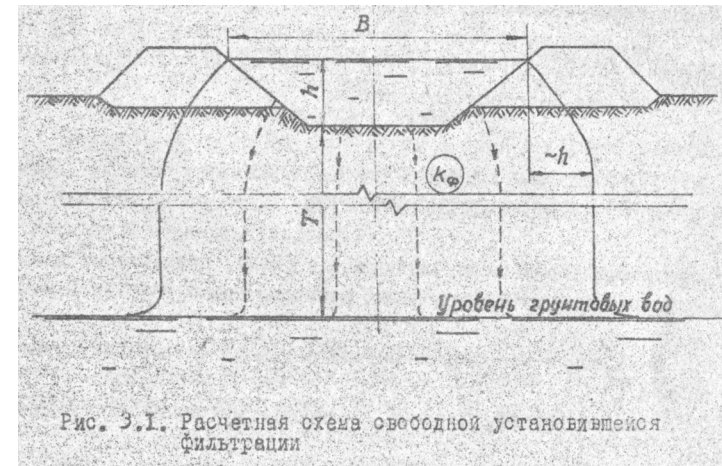


Рис. 3.1. Расчетная схема свободной установившейся фильтрации

потерь при свободной установившейся
определить по формуле Н.Н.Павловского [2]

$$Q_{\phi} \approx 0,0116 k_{\phi} (B + 2h) l, \quad (3.1)$$

где k_{ϕ} - коэффициент фильтрации грунта, м/сут; $Л$ и h - ширина и глубина (см. рис.3.1), м; l - длина участка канала, км; 0,0116 - коэффициент, позволяющий при указанных выше размерностях k_{ϕ} , B , h , l получить Q_{ϕ} в м³/с.

Нужно сказать, что в начальный период работы канала, когда фильтрация только начинается, она будет неустановившейся. При этом $Q_{фнечн}$ буд, вычисленного по формуле (3.1), однако продолжительность этого периода относительно невелика, и для больших каналов его можно не учитывать.

Потери воды на испарение

$$Q_{исп} = 0,016e At \quad (3.2)$$

где e - интенсивность испарения с водной поверхности, м/сут (обычно не больше 0,02 м/сут); B и e - то же, что в формуле (3.1).

Обычно потери на испарение во много раз меньше потерь на фильтрацию и их иногда учитывают только в случае облицованных каналов и очень жаркого климата.

Беличина эксплуатационных потерь зависит от технического состояния оросительной системы и обычно не больше нескольких процентов от общего расхода системы. Определить эти потери можно только опытным путем на каналах уже работающих систем.

4. СПОСОБЫ УМЕНЬШЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПОТЕРЬ И ИХ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

Все противофильтрационные мероприятия (ПФМ), применяемые для уменьшения фильтрации из оросительных каналов, можно разделить на две группы :

- ПФМ, основанные на уменьшении коэффициента фильтрации грунта в русле канала ;
- ПМ в виде покрытий, экранов, облицовок из маловодопроницаемых материалов.

4.1. Способы уменьшения коэффициентов фильтрации грунтов

Уплотнение. При уплотнении грунта уменьшаются размеры его пор и, следовательно, водопроницаемость; кроме того, увеличивается сопротивляемость грунта размыву.

Уплотнение применяется только для связных грунтов (глина, суглинок, супесь). Наибольший эффект уплотнения достигается при оптимальной влажности, которая для различных грунтов изменяется в пределах от 15 до 35% (от веса сухого грунта). Степень и глубина уплотнения зависит также от вида используемых катков, трамбующих или вибрационных машин.

Уплотнение является одним из самых дешевых ПФМ, но срок его службы не превышает 2 - 4 лет, поэтому данный способ можно использовать только как временное мероприятие.

Кольматация. Если вода в канале содержит много мелких наносов, диаметр которых меньше, чем размеры пор грунта в русле канала, то при фильтрации воды из канала эти мелкие частицы войдут в поры и закупорят их. Такой процесс называется естественной кольматацией. При искусственной кольматации в воду канала специально добавляется размельченная глина или глинистый "раствор". Наибольший эффект дает кольматация крупнозернистых песков, гравия, гальки и скальных грунтов с большим количеством трещин.

Кольматация - это самое дешевое ПФМ, но она имеет несколько недостатков :

- толщина кольматируемого слоя мала (обычно от 5 до 30 см) ;
- этот слой может разрушаться даже при небольшом размыве русла;
- процесс кольматации идет медленно.

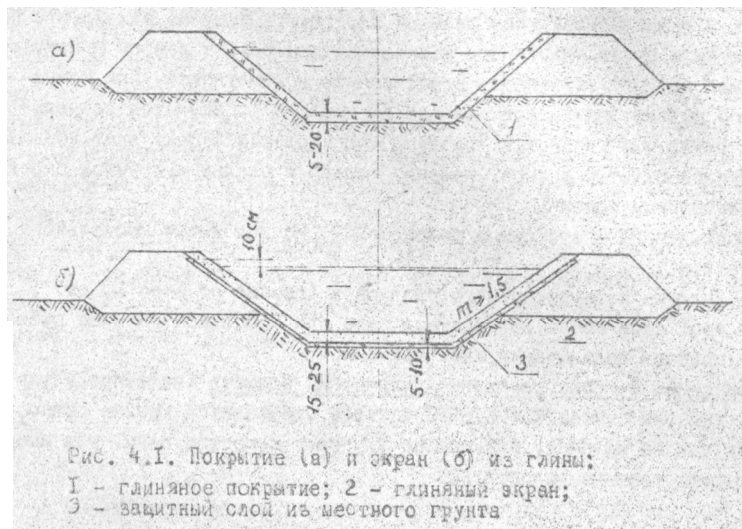
Внесение в грунт различных химических веществ (нефтепродуктов, солей, жидкого стекла и т.д.) Эти способы применяются крайне редко, так как или не надежны, или сильно ухудшают качество воды, или имеют другие существенные недостатки.

4.2. Покрытия, экраны, облицовки

Глиняные и глинобетонные покрытия и экраны. ПМ из глины имеют малый коэффициент фильтрации и не разрушаются при умеренных деформациях основания. Однако покрытия из глины (рис.4.1,а) трескаются при высыхании, и поэтому могут применяться только в каналах постоянного действия (в которых всегда есть вода). Тонкие глиняные экраны (рис., 4.1,б) с защитным слоем из местного грунта, который защищает глину от высыхания, требуют более пологих откосов и быстро разрушаются при размыве защитного слоя. Кроме того, все ПМ из глины могут пробиваться растительностью.

Покрытия и экраны получаются более надежными, если их строить не из глины, а из смеси глины (20-30%), песка (40-45%) и гравия или щебня (30-35%). Такая смесь называется глинобетоном и не имеет недостатков глиняных ПФМ. Приготавливается глинобетон в обычных бетономешалках. Допускаемая скорость на размыв для глинобетона равна 1,0 - 1,5 м/с

Покрытия и экраны из асфальтовых материалов. Асфальтовые ПМ практически не пропускают воду, не разрушаются при деформациях основания, не имеют швов. Недостаток асфальтовых покрытий заключается в том, что при высоких температурах они становятся мягкими и "текут".



Поэтому в качестве покрытия используют асфальтобетон — смесь асфальта, гравия и некоторых добавок (известняка, асбеста и т.д.).

Асфальтобетонные покрытия имеют толщину 15–25 см, чаще всего делают из "асфальтовых матов" — тонкой металлической сетки или какой-либо ткани с нанесенным на них слоем битума. Асфальтовые и асфальтобетонные покрытия также иногда армируются металлической сеткой. Толщина асфальтобетонных покрытий 5–6 см, толщина асфальтовых матов обычно несколько миллиметров.

Бетонные и железобетонные облицовки. Этот тип ПМ сейчас наиболее широко применяется в гидромелиоративном строительстве, так как имеет много достоинств:

- во много раз уменьшает фильтрационные потери;
- имеет малый коэффициент шероховатости, т.е. за счет увеличения скорости уменьшает сечение канала и объем земляных работ;
- каналы с такими облицовками меньше заиляются, не размываются, не зарастают сорной травой и хорошо работают в течение нескольких десятков лет.

Облицовки из неармированного бетона применяются редко, так как часто трескаются и быстро разрушаются при деформациях основания. Армирование облицовок, т.е. использование железобетона на много повышает их трещиностойкость и не дает раскрываться образовавшимся трещинам. Армирование обычно производят сеткой из металлических стержней диаметром около 6 мм с размером ячеек 15–25 см.

Облицовки из монолитного железобетона (строятся прямо на месте) имеют толщину 6–12 см, через 12–15 м устраиваются температурно-усадочные швы. Качество бетона в монолитных облицовках получается не очень высоким, так как в бетонный раствор попадает пыль, еще не затвердевший бетон может подвергаться воздействию солнца и атмосферных осадков (в сильный дождь работу надо вообще останавливать, так как из раствора вымывается цемент), коэффициент шероховатости бетонной поверхности оказывается относительно высоким.

Сборные облицовки из плит, которые делают на заводе, имеют высокое качество бетона, позволяют вести монтаж в любую погоду, но имеют много швов. Площадь одной плиты обычно не больше 6–9 м², так как большие плиты трудно транспортировать и укладывать в канал; толщина плит 8–10 см. Если канал проходит в связных грунтах, плиты на спланированную песчано-гравийную подготовку с толщиной слоя

уменьшаются потери из по сравнению с необлицованным каналом.

$$N = \frac{Q_{\text{необл}}}{Q_{\text{обл}}} \cdot 100\% \quad (4.1)$$

где $Q_{\text{необл}}$ — потери из необлицованного канала; $Q_{\text{обл}}$ — потери из облицованного канала с ПМ; $Q_{\text{необл}}$ — потери из необлицованного канала.

Значение N зависит не только от коэффициента фильтрации материала, но и от качества швов и трещин. Поэтому эффективность ПМ может быть определена расчетным путем — ее находят из формулы (4.1).

Значение N зависит также от водонепроницаемости грунта, в котором строится канал, и качества строительства ПМ. Чем больше коэффициент фильтрации грунта в русле канала и выше качество ПМ, тем

больше эффективность. Примерные значения N для различных ПМ указаны в табл. 4.1.

Т а б л и ц а 4.1

Эффективность различных противофильтрационных мероприятий

Вид ПМ	Уплотнение	Кольматация	Глина и глинобетон	Бетон и железобетон	Асфальт
	50 - 60	30 - 50	60 - 80	ББ - 95	90 - 100

Если известна величина N , определить фильтрационные потери из канала с ПМ можно следующим образом:

- сначала рассчитывают, например, по формуле (3.1) потери из необлицованного канала;
- по табл.4.1 определяют величину N (с учетом факторов, от которых зависит N);
- по формуле, которая легко получается из зависимости (4.1), вычисляют потери из облицованного канала

$$Q_{\varphi \text{ ПМ}} = \left(1 - \frac{N}{100}\right) Q_{\varphi \text{ необл}} \quad (4.2)$$

5. ПОПЕРЕЧНЫЕ СЕЧЕНИЯ КАНАЛОВ И ВЫБОР ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.1. Выбор формы сечения канала

Большие каналы могут быть трапециевидными, параболическими и полигональными (рис.5.1-5.3). Трапециевидные каналы наиболее просты в производстве работ. Параболические каналы в этом отношении намного сложнее, но имеют более устойчивые откосы и меньше деформируются в развитии русловых процессов, так как эта форма сечения наиболее близка к естественным руслам; кроме того, параболическое сечение более выгодно с гидравлической точки зрения, т.е. живого сечения получается меньше. Полигональные каналы во всех отношениях занимают промежуточное положение и очень часто заменяют собой параболические, особенно при использовании облицовок. Более простыми в производстве работ являются полигональные каналы с изменением крутизны откоса на уровне подошвы дамб.

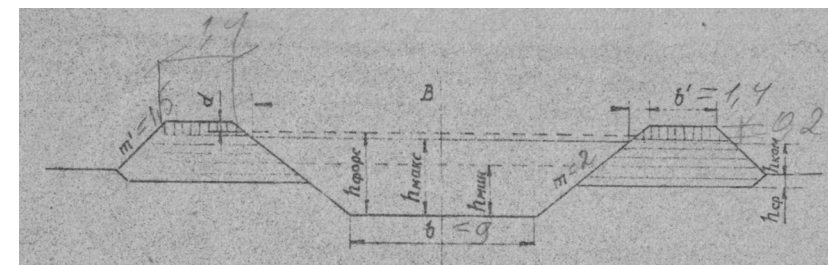


Рис. 5.1. Трапециевидальное сечение и его элементы

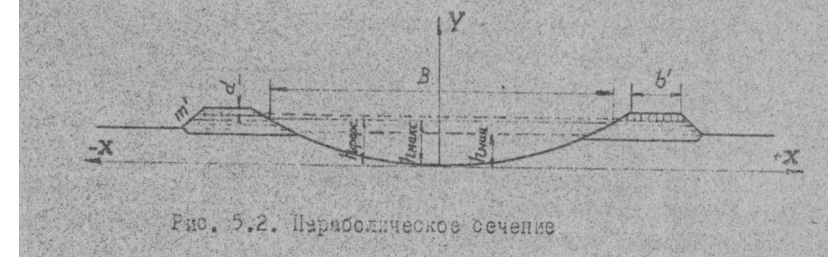


Рис. 5.2. Параболическое сечение

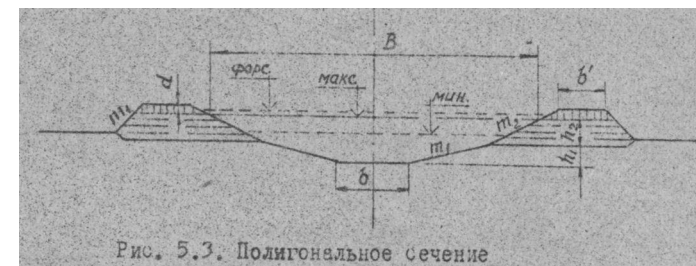


Рис. 5.3. Полигональное сечение

Сложные параболические и полигональные сечения целесообразно применять в слабых грунтах (мелкозернистые пески, илистые грунты) или при больших расходах канала (например, больше 20-30 м³/с).

5.2. "Геометрия" различных поперечных сечений

Трапеция. Основными характеристиками живого сечения трапециевидного канала являются h - глубина наполнения, b - ширина по дну и m - коэффициент заложения откоса (см. рис. 5.1). Кроме того, при проведении гидравлических расчетов нужно знать несколько других, производных характеристик, которые можно вычислить через основные по следующим элементарным зависимостям:

$$- \text{относительная ширина по дну } fi' = b/h, \quad (5.1)$$

$$- \text{ширина по урезу (поверхности) воды } A = b + 2mh \quad (5.2)$$

$$- \text{площадь живого сечения } \omega = (b + mh)h, \quad (5.3)$$

$$- \text{смоченный периметр } \chi = b + 2h\sqrt{1+m^2}, \quad (5.4)$$

$$- \text{гидравлический радиус } R = \omega/\chi. \quad (5.5)$$

Иногда при проведении гидравлических расчетов за основные характеристики принимают h , β и m и тогда для вычисления вспомогательных используют формулы, которые легко получить из указанных выше

$$\begin{aligned} b &= \beta h, & (5.1a) \\ B &= (\beta + 2m) h, & (5.2a) \\ \omega &= (\beta + m) h^2, & (5.3a) \\ \chi &= (\beta + 2\sqrt{1+m^2}) h, & (5.4a) \\ R &= \frac{\omega}{\chi} = \frac{(\beta + m)h}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}. & (5.5a) \end{aligned}$$

Парабола. Уравнение параболы с осями X и Y , изображенными на рис. 5.2, имеет вид

$$\chi^2 = 2\rho y \quad (5.6)$$

где ρ - постоянная параболы, м.

Основными характеристиками для параболического сечения являются h и ρ , а вспомогательные определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} B &= 2\sqrt{2\rho h}, & (5.7) \\ \beta' &= \frac{B}{h} = 2\sqrt{\frac{2\rho}{h}}, & (5.8) \\ \omega &= \frac{2}{3} Bh = \frac{4}{3} h\sqrt{2\rho h}, & (5.9) \\ \chi &= \rho \left[\sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau}) \right], & (5.10) \end{aligned}$$

где $\tau = h/\rho$, а величина β' называется относительной шириной канала по урезу воды [2].

Так же, как и в случае трапеции, за основные характеристики для параболы можно применять h и fi' , тогда

$$B = \beta' h, \quad (5.7a)$$

$$\rho = B^2/8h, \quad (5.8a)$$

$$\omega = \frac{2}{3} \beta' h^2, \quad (5.9a)$$

а для χ сохраняется формула (5.10).

Полигональное сечение. Для полигонального живого сечения с двумя парами откосов основные характеристики - это B ; A , и m ; h_1 и m_1 (рис. 5.3), а вспомогательные вычисляются как для "двойной" трапеции:

$$h = h_1 + h_2, \quad (5.11)$$

$$B = b + 2m_1 h_1 + 2m_2 h_2, \quad (5.12)$$

$$\omega = (b + m_1 h_1) h_1 + (b + 2m_1 h_1 + m_2 h_2) h_2, \quad (5.13)$$

$$\chi = b + 2h_1\sqrt{1+m_1^2} + 2h_2\sqrt{1+m_2^2}. \quad (5.14)$$

5.3. Коэффициенты заложения откосов

Для того чтобы канал имел правильную форму, после выемки грунта и строительства дамб производится планировка (выравнивание) поверхностей. Планировка дна легко выполняется, например, бульдозером. Планировка откосов более сложна и делается специальными механизмами-

-планировщиками, а иногда - вручную. Чем меньше глубина канала и личина m , тем короче откос и меньше объем работ по его планировке. Однако очень крутые откосы с малой величиной m будут неустойчивыми.

Устойчивость откоса зависит больше всего от свойств грунта: угла внутреннего трения и сцепления. Например, глины и суглинки имеют большое сцепление и способны держать очень крутые откосы. У мелкозернистых песков сцепления практически нет и угол внутреннего трения невелик. Кроме того, устойчивость откоса зависит от его высоты и наличия воды в грунте. Если грунт находится под водой, то на его частицы действуют выталкивающие силы или, как говорят, грунт взвешен. Поэтому откос большой высоты, находящийся под водой, всегда менее устойчив, чем невысокий и сухой откос.

При глубине выемки меньше 5 м и высоте насыпи до 3 м коэффициенты заложения откосов оросительных каналов можно принимать по табл. 5.1, которая составлена по данным СНиП [4]. Первая цифра в таблице принимается для каналов с расходами меньше $0,5 \text{ м}^3/\text{с}$, а вторая - при Q больше $10 \text{ м}^3/\text{с}$.

Для глубоких выемок ($> 5 \text{ м}$) и высоких насыпей ($> 3 \text{ м}$) величины m определяются специальным расчетом, например, по методу круглоцилиндрических поверхностей.

Т а б л и ц а 5.1
Заложение откосов оросительных каналов

Наименования русла канала	Коэффициенты заложения откосов	
	Подводные откосы m	Наружные отко- сы дамб m'
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,0 - 1,5	0,5 - 1,0
Суглинок легкий, супесь	1,25 - 2,0	1,0 - 1,5
Песок крупно- и среднезернистый	1,5 - 2,0	1,0 - 1,5
Песок мелкозернистый	2,0 - 2,5	1,5 - 2,0
Песок пылеватый, илстые грунты	3,0 - 3,5	2,0 - 2,5

5.4. Выбор относительной ширины канала

В гидравлике "наивыгоднейшей" величиной β канала называется такая, при которой площадь живого сечения и смоченный периметр будут минимальными. Для трапецеидального канала гидравлически наивыгоднейшее $\beta_{\text{опт}}$ вычисляется по формуле [5]:

18

$$\beta_{\text{опт}} = 2(\sqrt{1+m^2} - m), \quad (5.15)$$

и соответствующий канал получается относительно узким (например, для $m = 2$ - $\beta_{\text{опт}} = 0,47$).

Однако при проектировании каналов определяющими являются не столько гидравлические, сколько технико-экономические факторы, оптимальным является такой вариант, который дает минимальную суммарную стоимость строительства канала и его эксплуатации в течение некоторого "расчетного" времени.

Стоимость строительства большого необлицованного канала в полу-выемке-полунасыпи складывается из затрат на выемку грунта и строительство дамб. Если объем, а следовательно, и стоимость работ по дамбам при определенной величине m зависит в основном только от высоты командования, то стоимость выемки грунта из канала определяется в значительной степени его относительной шириной. С увеличением β объем выемки обычно уменьшается. Кроме того, при малой глубине и большой ширине выемки основные работы можно выполнить бульдозерами или скреперами, а стоимость таких работ даже при равных объемах меньше экскаваторных. Наконец, широкие и мелкие каналы более удобны в эксплуатации, так как при изменении расходов в таких каналах горизонты воды изменяются мало, т.е. лучше сохраняется высота командования. В узких каналах даже при небольшом изменении расхода необходима пере-регулировка перегораживающих сооружений (эти сооружения должны обеспечивать примерное постоянство горизонтов вода в канале в точках ее отвода в подкомандные каналы).

Анализ показывает, что стоимость строительства канала в полу-выемке-полунасыпи зависит в основном от следующих факторов:

- расхода, уклона дна канала и вида грунтов;
- величины β или $\beta_{\text{опт}}$;
- принятой высоты командования $h_{\text{ком}}$;
- наличия облицовки или ЛОМ;
- способов производства работ.

Поиск оптимального решения должен идти путем разработки различных вариантов и их технико-экономического сравнения. Для выбора "начальной" величины β (для первого варианта) можно использовать формулу

$$\beta \approx 3\sqrt{Q} - m \dots \quad (5.16)$$

где расход брутто или нетто подставляется в $\text{м}^3/\text{с}$. Эта эмпирическая формула очень приблизительно отражает экономику строительства больших каналов и часто дает решение, близкое к оптимальному.

Кроме того, при выборе начальной величины β нужно помнить следующее :

- формула (5.16) применима только к необлицованным каналам в полувыемке-полунасыпи; каналы в насыпи или глубокой выемке следует проектировать с меньшими величинами β' или f_i ;

- в очень широких каналах может появляться «сбойность» течения» когда основной поток уходит к одному берегу и здесь может начинаться размыв, а у другого берега - заиление русла ; по этой причине не рекомендуется принимать β больше 10-12 ;

- широкие каналы имеют большой смоченный периметр и, если в канале используются ПКМ, то начальную величину f_i нужно уменьшать по сравнению с формулой (5.16) - чем больше стоимость 1 м^2 ПКМ, тем меньше оптимальная величина β ;

- величины f_i и f_i^* в трапецидальном канале связаны между собой простой зависимостью :

принимая f_i по формуле (5.16), можно получить выражение для определения начального значения β' в параболическом канале :

$$3\sqrt[4]{Q+m} ; \quad (5.18)$$

- в ряде проектных институтов разработаны типовые поперечные сечения межхозяйственных оросительных каналов.

5.5. Назначение высоты командования

В гл. I говорилось о том, что высота командования в оросительном канале $h_{ком}$ складывается из потерь напора в водовыпусках во все каналы младшего порядка :

$$h_{ком} = \sum z_k \quad (5.19)$$

где принимают обычно не меньше 5-10 см. Однако найденная по формуле (5.19) величина является минимально необходимой, т.е. эту высоту можно увеличить. При увеличении $h_{ком}$ увеличивается объем работ по дамбам, но уменьшается объем выемки. Если объем выемки $V_в$ больше

объема насыпи в двух дамбах $2V_д$ и в дороге $V_{дор}$, то грунт укладывают в кавальеры ; если же объем выемки меньше, то часть грунта для дамб и дороги берут из резерва (рис. 5.4). И кавальер, и резерв занимают полезную площадь, затрудняют подход к каналу при его ремонте

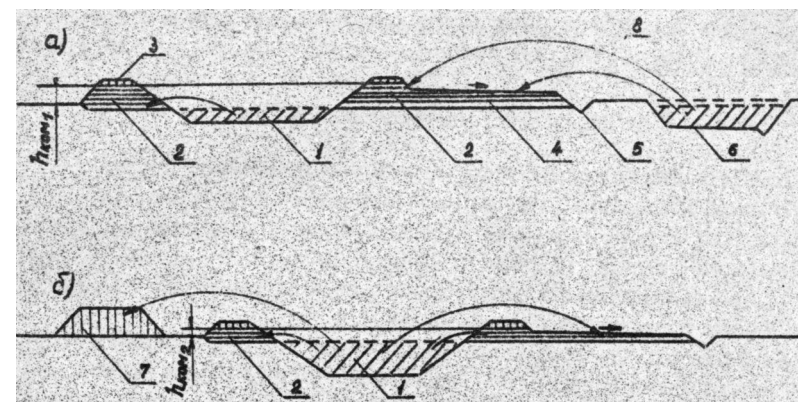


Рис. 5.4. Строительство канала при большой (а) и малой (б)

высоте командования:

1 - выемка грунта из канала; 2 - насыпь с послойным уплотнением; 3 - насыпь без уплотнения; 4 - дорога; 5 - кавальер; 6 - резерв; 7 - кавальер; 8 - направление перемещения грунта

и имеют другие недостатки. С этой точки зрения каналы лучше проектировать так, чтобы объем выемки был равен или, с учетом особенностей производства работ, несколько превышал объем насыпи. В этом случае нет ни резервов, ни кавальеров и, кроме того, как показывает опыт проектирования, стоимость канала часто получается близкой к минимальной.

Таким образом, порядок определения оптимальной высоты командования должен быть следующим :

- сначала по формуле (5.19) определяют минимально необходимую высоту командования, 5 см ;
- определяют при данной величине высоты командования $V_в$ и $2V_д + V_{дор}$, сравнивают эти величины ;

- если $V_d \leq (2 V_d + V_{доп})$ то принимают $(h_{ком})_{мин}$;
 - если $> + V_{доп}$, то увеличивают командование до тех пор, пока эти объемы не станут примерно равны.

Конечно, в пределах каждого расчетного участка канала высота дамб и глубина выемки могут изменяться, поэтому все сказанное выше относится к "среднему" сечению со средними объемами выемки и насыпи на данном участке.

5.6. Определение размеров дамб канала

Коэффициенты заложения откосов дамб определяются по табл.5.1. Высота дамбы может быть найдена по зависимости :

$$h_d = h_{ком} + h_{ср} + (h_{фур} - h_{макс}) \cdot d, \quad (5.20)$$

где $h_{ср}$ - толщина срезки растительного слоя (обычно 0,15-0,50 м), а все другие обозначения понятны из рис.5.1.

Величина d - превышение гребня дамбы над форсированным уровнем и ширина дамбы поверху b' принимаются в зависимости от расхода канала. Кроме того, при выборе ширины дамбы учитывают условия производства работ и эксплуатации канала. Выдержки из СНиП 1985 г. (для d) и 1975 г. (для b') приведены в табл.5.2.

Т а б л и ц а 5.2

Расход канала $Q_{макс}$, м ³ /с		0,5-1	1-5	5-10	10-30	30-50	50-100
Ширина дамбы b' , м		0,8-1,0	1,0-1,25	1,25-1,5	1,5-2	2-2,5	2,5-3
d	Каналы в земляном русле	0,2	0,3		0,4	0,5	0,6
	Каналы с облицовкой	0,15			0,3	0,35	0,4

Величина d - это некоторый запас, необходимый для того, чтобы вода не могла переливаться через дамбы. Такой перелив может быть если опустится гребень дамбы или произойдет подъем уровня воды в канале выше форсированного. Так как грунт в дамбах уплотняется при их строительстве, то снижение гребня может быть практически только в двух случаях: когда часто идут ливневые дожди, размывающие дамбы, или

когда дамбы построены из мелкозернистых песков и развеваются ветром. Причин, вызывающих подъем уровня воды, может быть несколько :

- сильный ветер, дующий навстречу потоку и уменьшающий скорость течения у поверхности воды ;
- заиливание и уменьшение площади сечения канала ;
- увеличение шероховатости русла вследствие развития руслового процесса, зарастания водной растительностью или постепенного разрушения поверхности облицовки ;
- подъем уровня воды у вогнутого берега на крутом повороте канала ;
- неправильная работа перегородивающими сооружениями и т.д.

Если какие-то из названных или других возможных причин особенно опасны (например, возможен сильный встречный ветер), то при соответствующем обосновании величину d можно увеличивать по сравнению с данными табл.5.2.

6. КОЭФФИЦИЕНТЫ ШЕРОХОВАТОСТИ РУСЛА И ДОПУСКАЕМЫЕ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ

6.1. Коэффициенты относительной шероховатости русла

В воде каждого оросительного канала имеется некоторое количество наносов. Перегородивающие сооружения всегда поддерживают в канале большую глубину для обеспечения высоты командования. Поэтому при расходах, близких к минимальным, скорости течения получаются небольшими и наносы начинают опускаться на дно. При увеличении расходов эти наносы могут опять приходить в движение и т.д.

В ходе этой начальной формы руслового процесса на дне оросительных каналов образуются определенные неровности или, как их называют, "выступы шероховатости" Δ . Коэффициент относительной шероховатости n необлицованного канала зависит от отношения Δ/h , где h - глубина воды в канале. Так как глубина зависит от расхода, то можно установить некоторую связь между n и Q . Как показывает практика, при наличии облицовок эта связь очень слаба.

СНиП, обобщая опыт эксплуатации оросительных каналов, рекомендуют принимать коэффициенты шероховатости по табл.6.1.

Нужно отметить, что коэффициент шероховатости точно назначить

невозможно: очень часто **принимаемая** в расчетах **величина n** на 5 – 10% и больше отличается от той, **которая получается** потом в дейст-

Т а б л и ц а 6.1

Характеристики каналов	Коэффициенты шероховатости
Необлицованные каналы	
При расходе больше 25 м ³ /с	
- в связных и песчаных грунтах	0,020
- в гравийно-галечниковых грунтах	0,0225
При расходе от 1 до 25 м ³ /с	
- в связных и песчаных грунтах	0,0225
- в гравийно-галечниковых грунтах	0,025
При расходе меньше 1 м ³ /с	0,025
Каналы периодического действия	0,0275
Временные оросите ли	0,030
Каналы с покрытиями и облицовками	
Сборные железобетонные лотки	0,012-0,015
Бетонные и железобетонные облицовки	0,012-0,017
Покровтия из асфальтовых материалов	0,013-0,016
Глиняные и глинобетонные покрытия	См.необлицованные каналы
Каналы с одерновкой	0,030-0,035

вительности. В этом одна из главных причин, по которой многие гидравлические расчеты являются **приближенными**.

6.2. Скорость, допустимая по условию неразрываемости русла канала

Движущаяся вода оказывает механическое воздействие на **дно** и откосы канала. Если скорость у **дна** $U_{дон}$ велика, то вода **сдвигает** и уносит частицы грунта – происходит быстрый размыв русла канала. Между донной скоростью и **средней** по вертикали или всему живому **сече-**нию существует определенная **связь. Из рис.6.1 видно**, что одной и той же величине $U_{дон}$ при малой глубине соответствует малая средняя скорость, а при большой h – большая .

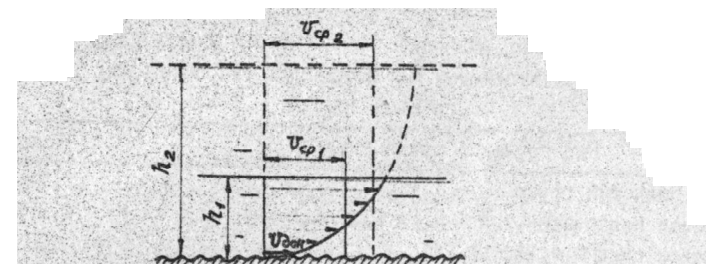


Рис. 6.1. К зависимости средней скорости от глубины потока

Неразрывающей скоростью называют такую среднюю по сечению **максимальную** скорость, пр которой еще нет размыва ; допускаемую **неразрывающую** скорость U_p обычно принимают на 10-20% меньше.

Из **сказанного** выше следует, что U_p зависит от вида грунта и размеров канала. В СНиП 1962 г. для определения **величины** U_p **реко-**мендовалась следующая **приближенная формула** :

$$U_p = U_0 \cdot R^\alpha \quad (6.1)$$

где U_p – допустимая по условию **неразрываемости** скорость, м/с ; U_0 – допустимая скорость при $R = 1$ м (зависит только от вида грунта), м/с ; R – гидравлический радиус, м ; α – показатель степени, зависящий от вида грунта; в среднем $\alpha = 1/4$.

Значения U_0 , рекомендуемые СНиП 1962 г., указаны для **различ-**ных грунтов в табл.6.2.

Формула (6.1) и данные табл.6.2 можно использовать для **прибли-**женных расчетов. **Окончательную, более точную** проверку канала на **раз-**мыв нужно делать в соответствии с последней редакцией СНиП (1985 г.). В этом документе [4] для определения U_p даны специальные **большие** таблицы, в которых **допускаемая скорость** зависит от среднего диаметра частиц или **сцепления**, глубины вода в канале и некоторых других факторов.

Для **того** чтобы обеспечить устойчивость канала на размыв, нужно выполнить условие :

$$U_k \leq U_p \quad (6.2)$$

где U_k – средняя **скорость** течения вода в канале.

Т а б л и ц а 6.2
Значения допускаемых **неразмывающих скоростей** для различных грунтов при $R = 1 \text{ м}$

Вид грунта в русле канала	$u_c, \text{ м/с}$
Ил, илистый грунт	0,2 - 0,3
Песок мелкозернистый ($d_{cp} = 0,25-0,5 \text{ мм}$)	0,35 - 0,45
Песок среднезернистый ($d_{cp} = 0,5-1,0 \text{ мм}$)	0,45 - 0,6
Песок крупнозернистый ($d_{cp} = 1-2 \text{ мм}$)	0,6 - 0,75
Супесь	0,4 - 0,7
Суглинок	0,6 - 1,1
Глина	0,8 - 1,2
Глинобетон	1,0 - 1,5

П р и м е ч а н и я :

1. Величина d_{cp} - средний размер частиц **грунта**.
2. Верхние пределы u_c соответствуют **большим** значениям d_{cp} и плотности **грунта**.
3. При содержании в **воде** больше $0,1 \text{ кг/м}^3$ глинистых частиц допускается увеличение u_c на **20%**.

6.3. Скорость, допустимая по условию **отсутствия** бурного движения

В каналах с облицовками из железобетона и асфальтовых **материалов** при скоростях намного **меньше** размывающих может появляться бурный **ре- жим** движения. При **таком** режиме очень **трудно управлять потоком** и **необ- ходимо** использовать специальные сложные **конструкции водовыпусков**. Поэтому при проектировании каналов **чаще всего стараются сделать так**, чтобы течение было **спокойным**, а для этого **необходимо** выполнить **усло- вие [6]** :

$$(6.3)$$

где Fr - число Фруда, величина **безразмерная**; $u_{кр} R$ - скорость в ка- нале и гидравлический радиус, **м/с и м**; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

С некоторым запасом это **условие** можно **записать** так :

$$u_{кр} \leq u_c \approx 0,9 \sqrt{gR}, \quad (6.4)$$

где u_c - скорость, допустимая по условию **отсутствия** бурного **движения**.

Даже если на отдельных участках канала, где **нет** водовыпусков, допускается существование бурного движения, **даже** в **этом** случае **очень**

нежелательно появление околокритических режимов, при которых

$$\sqrt{gR} < u_{кр} < (1,3-1,5) \sqrt{gR}. \quad (6.5)$$

При таких скоростях наблюдается ряд сложных **явлений**. Например, поток под действием **случайных** причин переходит из бурного состояния в спокойное, т.е. резко увеличивается глубина, и т.д.

6.4. Скорость, допустимая по условию **незаиляемости** каналов

Если в оросительной воде содержится некоторое количество нано- сов, то при **уменьшении скорости** течения эти наносы могут опускаться на дно канала. Скорость, соответствующая началу этого процесса, назы- вается **незаиляющей скоростью**, а допустимая **незаиляющая** скорость принимается на **10-20%** больше.

Для проверки каналов на заиление очень часто используют эмпири- ческую формулу Е.А.Замарина [2]

где ρ - удельная **транспортирующая** способность потока, кг/м^3 (по- казывает, сколько **килограммов** наносов может **"нести"** 1 м^3 воды без падения этих наносов на дно); u - средняя по живому сечению ско- рость течения, **м/с**; R - гидравлический радиус, **м**; i - уклон свободной поверхности (при равномерном движении равен уклону дна ка- нала); W - средняя гидравлическая крупность наносов, **мм/с**;

W_0 , W , если $2 < W < 8 \text{ мм/с}$; $W_0 = 2$, если $0,4 < W \leq 2 \text{ мм/с}$

Если оказывается, что

$$fi \geq \mu \quad (6.7)$$

где μ - мутность воды, кг/м^3 (количество наносов в 1 м^3 воды), то канал не **заиляется***.

*) Нужно заметить, что если ρ намного больше μ , то в необлицован- ном канале, проходящем в связных грунтах или мелких песках, может начаться медленный процесс размыва русла- поток будет постепенно на- бирать со дна мелкие частицы до своей транспортирующей способности.

Можно принять $\rho = \mu$ и, решая уравнение (6.6) относительно v_d , получим формулу для определения допустимой незаилающей скорости:

$$v_d = \sqrt[3]{\left(\frac{\mu \cdot W_0}{700}\right)^2 \frac{W}{R L}} \quad (6.8)$$

Тогда проверку на заиливание можно проводить, проверяя выполнение условия

$$v_k \geq v_d \quad (6.9)$$

которое аналогично условию (6.7).

Допускается определять незаилающую скорость по формуле

$$v_d = A Q^{0.2} \quad (6.10)$$

где $A = 0,33$ при $W < 1,5$; $A = 0,44$ при $1,5 \leq W \leq 3,5$ и $A = 0,55$ при $W > 3,5$ мм/с, а расчетный расход Q подставляется в м³/с.

При наличии в воде канала только мелких наносов (наносы крупнее 0,01 мм нежелательно выпускать на поля, так как это может снижать плодородие поля) допустимую незаилающую скорость можно вычислять по

$$v_d = \frac{K}{R} \quad (6.11)$$

где R - гидравлический радиус, м.

6.5. Скорость, допустимая по условию незаращения каналов

Если мутность воды $\mu < (0,5-0,7)$ кг/м³ и глубина воды в канале $h < (0,8-1,0)$ м, то при малых скоростях течения в необлицованном канале быстро развивается водная растительность. При этом уменьшаются скорость течения и пропускная способность канала, ускоряется процесс его заиливания.

Наблюдениями установлено, что при скорости $V \leq 0,45$ м/с растительность развивается очень быстро, а при $V \geq 0,6$ м/с дно каналов почти не зарастает.

Большие оросительные каналы обычно имеют глубину больше 1 м, а если глубина мала, то велики скорости течения, т.е. дно таких каналов практически никогда не зарастает. Однако на откосах каналов растительность очень часто появляется и тогда ее надо периодически удалять.

7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УКЛОНОВ КАНАЛОВ

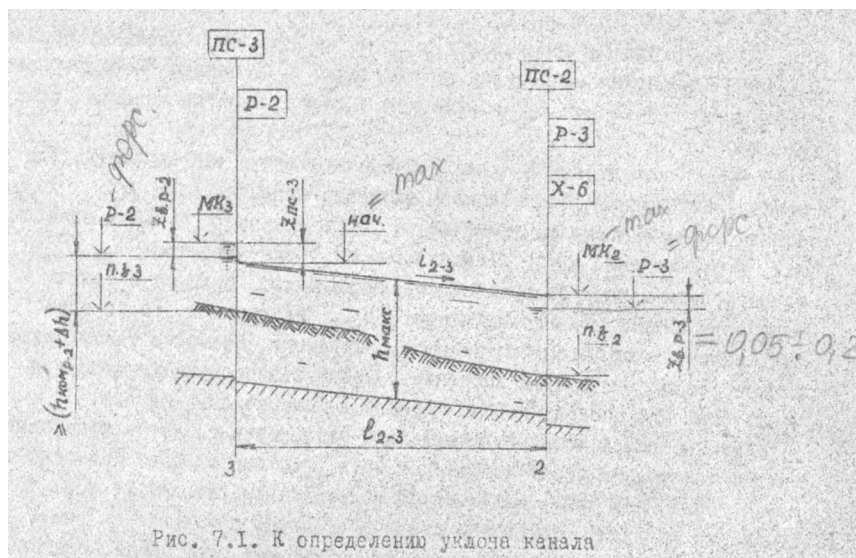
Сложная задача определения уклонов на отдельных участках канала связана с решением нескольких других задач и, в первую очередь, с выбором высоты командования и решением задачи о перегораживающих сооружениях.

Высота командования должна обеспечиваться в тех сечениях, где расположены водовыпуски в каналы младше го порядка. Если $h_{ком}$ по условиям экономичности сечения (см. § 5.5) принята с большим запасом так, что даже при $h_{мин}$ (см. рис. 5.4, а) обеспечивается $(h_{ком})_{мин}$ то перегораживающих сооружений совсем не нужно. Если же в точках отвода воды высота командования при $Q_{макс}$ минимальна, то во всех этих точках нужны перегораживающие сооружения. Возможно также большое количество промежуточных вариантов, когда эти сооружения строятся через один или несколько водовыпусков в подкомандные каналы.

Рассмотрим в этом разделе только один вариант, когда перегораживающие сооружения стоят на границе всех участков и когда известны отметки горизонтов воды (или хотя бы высоты командования) во всех подкомандных каналах. Используем схему представленную на рис. 2.1; выделим на ней, например, участок 2-3 и положим, что продольный профиль поверхности земли на участке имеет вид, изображенный на рис. 7.1. Кроме того, напомним одно важное правило проектирования каналов, записанное в СНиП 1975 г.: "максимальный уровень вода в старшем канале должен быть выше форсированного уровня в младшем канале не менее, чем на 5 см.". Другими словами, при $Q_{макс}$ в МК нужно иметь возможность подавать в распределители $Q_{форс}$, т.е. максимальный уровень МК должен быть выше форсированных в распределителях, должен "командовать" ими.

С учетом сказанного выше определение уклона идет в такой последовательности:

- определяем по продольному профилю (или по плану) отметки поверхности земли в начале и конце участка ($\nabla_{п.з.д}$ и ∇_2);
- намечаем форсированные уровни в подкомандных каналах ($\nabla_{Р-2}$ и $\nabla_{Р-3}$), причем в точке 2 из двух каналов Р-3 и Х-6 выбираем тот, в котором форсированный уровень выше;
- если отметки форсированных уровней не определены, то их можно вычислить приближенно; например, для распределителя Р-2:



$$\downarrow_{P-2} = \downarrow_{п.з.3} + h_{ком.р.2} + \Delta h_{P-2}, \quad (7.1)$$

где $\Delta h_{P-2} = (h_{форс} - h_{макс})_{P-2}$ — разница между форсированной и максимальной глубинами в Р-2; обычно $\Delta h = 0,1-0,2$ м;

— задаемся потерями напора в водовыпусках Р-2 и Р-3 при пропуске через них форсированных расходов ($z_{б.р.2}$ и $z_{б.р.3}$); если размеры водовыпусков уже известны, то величины $z_{б}$ можно определить расчетом;

— задаемся потерями напора в перегораживающем сооружении ПС-3, т.е. величиной $z_{пс-3}$ (в случае, когда ПС в голове участка отсутствует, $z_{пс} = 0$);

— определяем отметки поверхности воды в канале МК при $Q_{макс}$ в начале участка — $\downarrow_{нач}$ и в конце его — $\downarrow_{2МК}$:

$$\downarrow_{нач} = \downarrow_{п.з.3} + h_{ком.р.2} + \Delta h_{P-2} + z_{б.р.2} - z_{пс-3} \quad (7.2)$$

$$\downarrow_{2МК} = \downarrow_{п.з.2} + h_{ком.р.3} + \Delta h_{P-3} + z_{б.р.3} \quad (7.3)$$

— вычисляем уклон канала (уклоны дна и поверхности воды при равномерном режиме **равны**) на участке

$$i_{2-3} = \frac{\downarrow_{нач} - \downarrow_{2МК}}{l_{2-3}} = \frac{V_{max3} - V_{max2}}{l} \quad (7.4)$$

Считая, что для каналов одного порядка величины h и при Q мерно одинаковы, и подставляя значения $\downarrow_{нач}$ и $\downarrow_{2МК}$ из (7.2) и (7.3) в формулу (7.4), получаем

$$i_{2-3} \approx \frac{\downarrow_{п.з.3} + h_{ком.р.2} - (\downarrow_{п.з.2} + h_{ком.р.3}) - z_{пс-3}}{l_{2-3}} \quad (7.5)$$

Если высоты командования в каналах Р-2 и Р-3 также равны, то зависимость для определения уклона еще больше упрощается:

$$i_{2-3} \approx \frac{\downarrow_{п.з.3} - \downarrow_{п.з.2} - z_{пс-3}}{l_{2-3}} \quad (7.6)$$

Задача выбора величины $z_{пс}$ является, как и многие другие, также **экономической задачей**. При **увеличении** $z_{пс}$ **уменьшаются** размеры **отверстий** перегораживающего **сооружения**, но **увеличиваются** размеры канала, так как **уменьшается** его уклон, и наоборот. Обычно $z_{пс} = (0,05-0,20)$ м, но эта величина не должна быть больше (25-50%) от **разницы** отметок поверхности земли **в начале и конце участка, т.е.**

$$z_{пс} \leq (0,25-0,50)(\downarrow_{п.з.нач} - \downarrow_{п.з.кон}) \quad (7.7)$$

Исключение составляет случай, когда уклоны местности **очень велики**. В этом случае в канале возможен размыв, и тогда величины $z_{пс}$ **увеличивают** для того, чтобы **уменьшить** уклон и скорости **течения** в канале.

При малых уклонах поверхности земли **уклон** канала, вычисленный по **формулам** (7.4) - (7.6), может получаться очень маленьким (появится опасность заиливания) **или даже отрицательным**.

В этих двух случаях (**очень больших и очень малых уклонов**) уклоны канала **выбираются** уже из других **соображений**, и задача определения i **становится** частью общей **задачи гидравлического расчета канала**.

В. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ГИДРОИДРОКАНАЛОВ

В.1. Общие положения расчета

Одной из особенностей оросительных каналов является постоянство расходов в течение длительных промежутков времени. При расходах, близких к $Q_{\max}$, в каналах наблюдается установившееся равномерное движение, т.е. для расчета можно использовать формулу Шези

$$Q = \omega C R^{2/3} i^{1/2}$$

где Q — расход канала, м³/с; ω — площадь живого сечения, м²; R — гидравлический радиус, м; i — уклон канала; C — коэффициент Шези.

Последний вычисляется по формулам

где n — коэффициент шероховатости, который зависит от размеров канала, но очень часто принимается постоянным (табл. 5.1).

n подставляется обязательно в формулу (8.3) коэффициент шероховатости $\sqrt{m/s}$.

Кроме того, в гидравлических расчетах используют уравнение

$$Q = \omega V$$

где V — средняя по живому сечению скорость течения, м/с, а также "модуль" расхода

$$K = \omega C \quad (8)$$

Из формулы Шези следует,

При расчете оросительных каналов приходится решать несколько основных задач.

1-я задача. Известны величины $Q_{\max}$ и i . Требуется определить расходы $Q_{\max}$ по дну и глубины, отвечающие установившемуся движению воды в канале; проверить затопленность канала.

2-я задача. Известны

$Q_{\max}$, i , n , A . Определить указанные выше расходы; подобрать b , h и i , соответствующие условиям неразмываемости или незаиляемости канала; найти глубины, отвечающие расчетным расходам $Q_{\max}$ и $Q_{\min}$.

Нужно подчеркнуть, что каждую из задач лучше решать в определенном порядке, который будет показан ниже. При изменении этого порядка в расчете могут появиться неточности или будут выполняться вычисления, которые могут оказаться ненужными.

Кроме того, следует запомнить, что расчет оросительного канала всегда начинается с последнего, конечного участка для того, чтобы, последовательно переходя от участка к участку вверх по течению, суммировать потери воды из канала.

Ход решения 1-й задачи гидравлического расчета

1) Определяем исходные данные, а именно:

- расход $Q_{\max}$ — по формулам типа (2.2);
- коэффициент заложения откосов m по табл. 5.1;
- коэффициент шероховатости n по табл. 5.1;
- уклон канала — по формулам (7.4) — (7.7);
- относительную ширину β по формуле (5.16).

2) Вычисляем предварительные значения b и h .

С этой целью подставляем в формулу Шези выражение для коэффициента C (8.3):

$$C = R^{1/3} / n \quad (8.7)$$

характеристики поперечного сечения h и b ; выражаем ω и χ через h , m , n (5.3а и 5.5а); подставляем их в уравнение (8.7) и решаем его относительно h :

Определяем по формуле (8.6) h и (5.1а) b . Округляем найденное b до одного из ближайших стандартных значений: 1,0; 1,2; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0 м и далее через 1 м.

3) Находим, например, по формуле (3.1) фильтрационные потери на длине рассматриваемого участка, по (2.1) вычисляем расход $Q_{\max}$

и по (2.6) - КПД участка. Сравниваем этот КПД с планируемым $[\eta]$ и, если $\eta_{\text{уч}} \geq [\eta]$, то продолжаем наш расчет. Если же это условие не выполняется, то выбираем ПЖМ.

При использовании глинобетона новые потери на фильтрацию определяются по формуле (4.2). При выборе железобетонной облицовки расчет начинается сначала с пункта 2, так как изменяется коэффициент шероховатости, а следовательно, и размеры канала. Фильтрационные потери в этом случае также будут вычисляться по формуле (4.2), но величина

$h_{\text{фибл}}$, входящая в эту формулу, должна рассчитываться по новым размерам поперечного сечения.

4) Проверяем устойчивость необлицованного канала на размыв:

- по формулам (5.3) и (5.4) определяем ω и χ ;

- по $Q_{\text{макс}}$ и ω вычисляем скорость в канале;

- по формуле (6.1) при $\alpha = 1/4$ рассчитываем v_k и проверяем выполнение условия $v_k \leq v_p$.

Если это условие не выполняется, то расчет начинаем сначала - решаем 2-ю задачу.

Как отмечалось выше, для каналов с железобетонными или асфальтовыми облицовками проверку на размыв не делают, а проверяют выполнение условия (6.4). При несоблюдении этого условия необходимо подбором найти такие h_1 и B , при которых

а затем вычислить соответствующий уклон канала (см. решение 2-й задачи).

5) Проверяем устойчивость канала на заиление.

Проверка на заиление может выполняться для разных расчетных периодов, например, для периодов, когда по каналу идут расходы $Q_{\text{макс}}$ или $Q_{\text{мин}}$. Нужно помнить, что перед перегораживающими сооружениями при любых расходах поддерживается глубина, близкая к $h_{\text{макс}}$. Поэтому величина v_k для любого расхода должна вычисляться по площади $\omega_{\text{макс}}$. После определения v_k по формуле (6.8) рассчитывается транспортирующая способность потока ρ и сравнивается с мутностью воды μ , которая для различных периодов может быть разной. Если условие $\rho \geq \mu$ для какого-либо периода не выполняется, нужно оценить объем заиления. При большой величине этого объема необходимо устройство отстойника в голове канала или увеличение его уклона; во втором случае следует перейти к решению 2-й задачи.

6) Уточняем значение $h_{\text{макс}}$, определяем $h_{\text{форс}}$ и $h_{\text{мин}}$. Для решения этой части задачи задаемся четырьмя глубинами в пределах при-

мерно от $1,25 h$ до $0,5 A$ (h - глубина, найденная в п.2). Для этих четырех глубин по формулам (5.3)-(5.5), (8.3) и (8.5) вычисляем соответственно ω , χ , R , C и K ; вычисления лучше проводить в табличной форме. По данным вычислений строим кривую $K = f(h)$ изображенную на рис. 8.1.

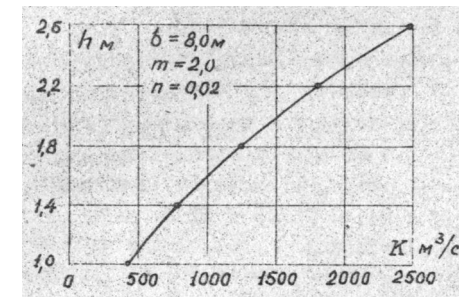


Рис. 8.1. Пример графика $K = f(h)$

По зависимостям §2 находим расходы $Q_{\text{макс}}$ и $Q_{\text{мин}}$, вычисляем модули расходов:

$$K_{\text{макс}} = \frac{Q_{\text{макс}}}{v_k}, \quad K_{\text{форс}} = \frac{Q_{\text{форс}}}{v_k}, \quad K_{\text{мин}} = \frac{Q_{\text{мин}}}{v_k}$$

и с помощью построенного графика находим глубины $h_{\text{макс}}$, $h_{\text{форс}}$ и $h_{\text{мин}}$.

6.3. Ход решения 2-й задачи гидравлического расчета

Расчет канала из условия его неразмываемости. Если при решении 1-й задачи получили, что $v_k > v_p$, то, сохраняя неизменными все данные (кроме ϵ), проводим расчет следующим путем.

Назначаем скорость в канале равной v_p . Приняв в формуле (6.1) $\alpha = 1/4$, получаем

$$v_k = v_p R^{1/4} = v_p \left[\frac{(\beta + m) h}{\beta + 2 \sqrt{1 + m^2}} \right]^{1/4} \quad (8.9)$$

Подставляем в зависимость (8.4) значения v_k (8.9) и ω (5.3а), решаем полученное уравнение относительно h :

$$h = \left[\frac{Q_{\max \text{ нт}}}{v_0 (\beta + m)} \right]^{4/9} \left(\frac{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}{\beta + m} \right)^{1/9} \quad (8.10)$$

По найденному значению h вычисляем b по формуле (8.10), округляем его до стандартной величины и с учетом этого округления исправляем немного κ так, чтобы площадь сечения не изменилась.

Например, $h = 1,60$ м; $\beta = 4,0$; $b = 4 \cdot 1,66 = 7,44$ м. Принимаем $b_{\text{см}} = 7,0$ м, т.е. уменьшаем b на

$$\frac{7,44 - 7,00}{7,44} \cdot 100\% \approx 5,9\%$$

значит, глубину нужно увеличить, но не на 6%, а примерно только на 3-4%, т.е. $h = (1,03-1,04) \cdot 1,66 = 1,92$ м.

Проверяем выполнение условия $\rho \approx \mu$, для чего по формулам (5.3)-(5.5) находим ω , χ , R и по (6.1) ρ . Если

то по (0.3) вычисляем C и по формуле Шези - уклон

$$i = \frac{C^2}{R}$$

Принимаем новый уклон канала i_1 так же, как в I-й задаче, выполняем ее пункты 3,5,6.

Конечно, новый уклон i_1 должен получиться меньше того, который мы вычислили в I-й задаче по зависимостям (7.4)-(7.7). Уклон уменьшают за счет устройства дополнительного перепада в перегородающем сооружении, величина этого дополнительного перепада

$$= (i - i_1) L_{\text{гч}}$$

Так решается эта задача, если использовать для определения приближенную зависимость (6.1). Более точно, с использованием новых СНиП [4], аналогичная задача решается подбором.

Расчет облицованного канала из условия отсутствия бурного движения. Если при решении I-й задачи оказалось, что в облицованном канале не выполняется условие (6.4), т.е. наблюдается бурное движение, то нужно уменьшать уклон канала. Задача определения нового уклона решается следующим образом.

Принимаем скорость в канале равной v_f (6.4) и согласно (8.4) записываем

$$\omega = \frac{Q_{\max \text{ нт}}}{0,9 \sqrt{g R}} \quad (8.13)$$

Подставляем в уравнение (8.13) значения ω (5.3а), R (5.5а) и $g = 9,81$ м/с²; решая относительно h , получаем

$$h = 0,66 \left(\frac{Q_{\max \text{ нт}}}{\beta + m} \right)^{0,4} \left(\frac{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}{\beta + m} \right)^{0,2} \quad (8.14) \quad \bullet$$

Определяем по формуле (8.14) h , находим $b = \beta h$, округляем b до $b_{\text{см}}$, исправляем немного h , вычисляем ω (5.3), χ (5.4), R (5.5), v_k (8.4), v_f (6.4) и проверяем выполнение условия $\rho \approx \mu$. Если это условие выполняется, то определяем по формуле (8.3) коэффициент Шези и вычисляем уклон

$$i = \frac{v_k^2}{C^2 R}$$

Принимаем i_1 и выполняем пункты 3,5,6 I-й задачи.

Расчет канала из условия незаиловатости. Иногда при проектировании каналов оказывается, что уклон на отдельных участках, вычисленный по формулам (7.4)-(7.7), получается близким к 0 или даже отрицательным. Кроме того, может оказаться, что канал не проходит проверку на заиловатость. В таких случаях нужно увеличить высоту командования в головной точке участка (а значит, и на вышерасположенном участке) настолько, чтобы получить минимально допустимый уклон i_1 , при котором $\rho = \mu$.

Задача определения i_1 решается следующим образом:

- задаемся каким-либо значением $b_{\text{см}}$, и вычисляем соответствующую глубину

$$h_1 = \frac{b_{\text{см}}}{\beta};$$

находим величины ω , (5.3), χ , (5.4), R , (5.5), C , (6.3) и v_k , (8.4);

- по формуле Шези определяем уклон

$$i_1 = \frac{v_k^2}{C^2 R};$$

- по зависимости (6.6) подсчитываем ρ и сравниваем с μ ; если ρ намного меньше μ , то уменьшаем $b_{\text{см}}$ на 1 м; если $\rho > \mu$, увеличиваем ширину по дну;

- повторяем все операции до тех пор, пока не получим примерное равенство $\rho \approx \mu$;

- сохраняя найденное $b_{см}$, изменяем h до тех пор, пока не получим $p = \mu$, соответствующий этому случаю уклон и будет минимально допустимым уклоном.

Такая задача должна решаться для разных расчетных периодов, о которых говорилось в пункте 5 § 7.2, и для каждого периода будет получено свое значение i_x . В качестве окончательного уклона канала i_k нужно принять максимальное из этих.

Для завершения расчета необходимо при уклоне i_k выполнить пункты 3, 4, 6 I-й задачи.

Более простыми будут решения рассматриваемой задачи, если использовать приближенные зависимости (6.10) или (6.11). Например, при использовании формулы (6.11) необходимо подобрать такие размеры сечения, при которых $v_k =$ - Подставляя для этого в формулу (6.4) значение v_k (6.11) с ω и R , выраженными через h , β и m , и решая составленное выражение относительно h , можно получить расчетную формулу, аналогичную (6.10) и (6.14), а именно

$$= \sqrt{\frac{0.3(\beta + m)}{}} \left(\frac{\beta + m}{\beta + m} \right) \quad (8.15)$$

9. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПАРАБОЛИЧЕСКИХ ИГО11Ш)НА)БЩ

9.1. Общие соображения

При проектировании параболического сечения важно обеспечить устойчивость откоса в самой верхней его части, где откос у параболы наиболее крутой. Определим котангенс угла α между горизонталью и касательной к параболе в верхней точке смоченного периметра (рис.9.1, точка А). Для этого продифференцируем уравнение параболы (5.6):

$$2x dx = Zp dy$$

откуда получим

$$\operatorname{ctg} \alpha = dx/dy = p/x. \quad (9.1)$$

Подставляя в (9.1) значение p (5.7а), а также величину x в точке А - $x_A = 0,5 B$, имеем

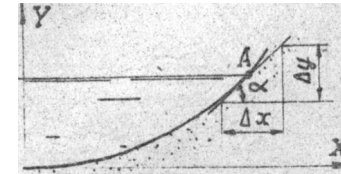


Рис. 9.1. К определению коэффициента заложения откоса в верхней точке параболы

$$\operatorname{ctg} \alpha = \frac{B^2}{8h} \frac{2}{B} \frac{3}{4h} \frac{\beta'}{4}. \quad (9.2)$$

ли принять, что тоже в точке А - самой верхней точке откоса - величина $\operatorname{ctg} \alpha$ не должна быть меньше, чем заложение откоса малого трапециевидального канала $m_{тр}$, то можно получить следующее условие устойчивости откоса параболического сечения:

$$\beta' \geq 4 m_{тр} \quad (9.3)$$

Как говорилось выше, параболические сечения рекомендуются для слабых грунтов, у которых величина довольно большая. Например, для пылеватых песков и илистых грунтов (см. табл.5.1) $m_{тр} = 3.0$. При этом получается, что условие (9.3) приобретает вид $\beta' \geq 12$. Эта величина β' является близкой к максимально допустимой - уже может появляться сбойность течения. По этой причине, а также из-за сложностей производства работ параболические сечения применяются довольно редко - обычно их заменяют полигональными. Вместе с тем во многих случаях полигональные каналы можно рассчитывать как параболические и только потом заменять параболу многоугольником (рис.9.2).

Основная трудность в расчете параболических каналов связана с определением смоченного периметра (5.10). Поэтому в приближенных расчетах принимается допущение

$$x \approx B. \quad (9.4)$$

Конечно, рассчитанный по формуле (9.4) канал будет иметь в действительности меньшую пропускную способность, так как $x > B$, но ошибка обычно невелика и при $\beta' > (3-8)$ не превышает 3%.

Принимая допущение (9.4), получаем

$$R = \frac{\omega}{x} = \frac{2.49 \pi}{3B} = \frac{2}{3} h. \quad (9.5)$$

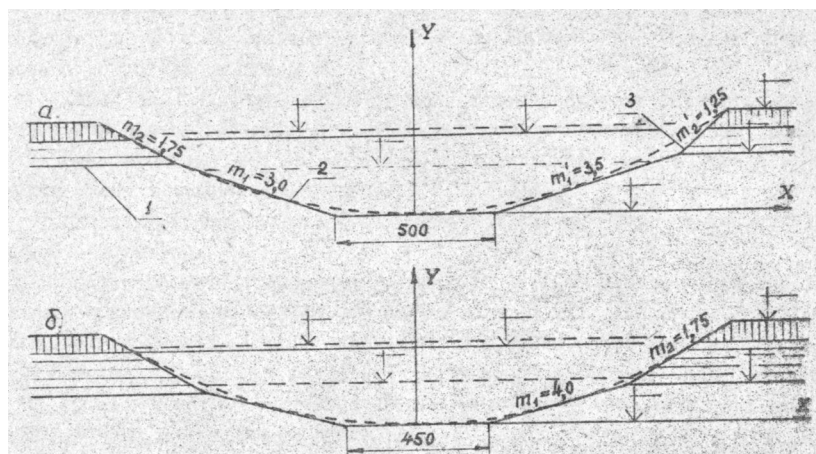


Рис 9.2. Замена параболического сечения полигональным при малой (а) и большой высоте дамбы; 1 — подпаша дамбы; 2 — рациональный вариант замены; 3 — неудачный вариант (очень крутой откос дамбы)

Расчет параболических каналов производится в таком же порядке, как и трапециевидных, но изменяются некоторые расчетные формулы.

9.2. I-я задача гидравлического расчета

- 1) Вместо величины f вычисляется β' по формуле (5.18).
- 2) Формула, аналогичная зависимости (8.8) для определения предельного значения h , имеет вид

а ширина канала по урезу воды z не имеет стандартов.

- 3) Все так же, как и для трапеции.

- 4) Величины v_p и v_c с учетом (9.5) определяются по следующим формулам:

$$\frac{1}{4}$$

$$v_c = 0.9 \sqrt{g \frac{2}{3} h} \approx 0.74 \sqrt{g h}. \quad (9.8)$$

- 5) Как для трапеции.

- 6) Для уточнения $h_{\max}$ в параболическом канале, вычисления $h_{\min}$ нужно строить графика $K - f(h)$. Для определения этих глубин можно получить расчетную формулу. Вычислив по зависимостям (9.6) и (5.8a) k и B , определим по (5.7a) p . Подставив в уравнение Шези (8.7) значения ω и C , получим

$$\omega = \frac{4}{3} h \sqrt{2 \rho h}, \quad C = \frac{1}{n} \left(\frac{2}{3} h \right)^{1/6},$$

$$Q = \frac{4}{3} h \sqrt{2 \rho h} \frac{1}{n} \left(\frac{2}{3} h \right)^{2/3} \sqrt{1},$$

Откуда

$$h = 0.85 \left(\frac{Q n}{\sqrt{1} \rho} \right)^{6/13} \quad (9.9)$$

Подставляя в формулу (9.9) значения $Q_{\max}$, $Q_{\text{форс}}$, $Q_{\min}$, можно вычислить соответствующие глубины.

9.3. 2-я задача гидравлического расчета

Для расчета канала из условия его неразмываемости принимаем скорость равной (9.7), подставляем это значение скорости в формулу (6.4), ω принимаем по (5.9a); решая относительно h , получаем

$$h = 1.25 \left(\frac{Q_{\max} n}{v_c \beta'} \right)^{4/9} \quad (9.10)$$

Определив глубину, вычисляем B (5.6a), ω (5.9a), R (9.5), C (6.3), v_k (6.4), v_p (9.7) и, если условие $v_k = v_p \pm 5\%$ выполняется, то по формуле Шези находим уклон. После этого выполняем пункты 3, 5, 6 I-й задачи.

Для расчета параболического канала из условия отсутствия бурного режима можно получить формулу, аналогичную (8.14), если принять скорость в канале равной v_c (9.6). Эта формула имеет вид

$$h = \frac{1}{4} \sqrt{g h} \quad (9.11)$$

Определив по этой формуле h , находим B (5.3a), ω (5.9), R (9.5), C (6.3), v_k (6.4), v_c (9.6), проверяем выполнение условия $v = v_c \pm 5\%$ и, если оно выполняется, по формуле Шези вычисляем

уклон. Приняв $i_{\text{д}}$, выполняем пункты 3,5,6 I-й задачи.

Задача определения уклона, допустимого по условию незаиляемости, решается подбором:

- задаемся каким-либо значением A ;
- вычисляем B, ω, R, v_k, C ;
- находим по формуле Шези соответствующий уклон;
- по формуле (6.6) определяем ρ и сравниваем с μ ;
- если ρ получается меньше μ , уменьшаем глубину; если $\rho > \mu$, увеличиваем ее;
- снова повторяем все расчеты для новой глубины и т.д.

При замене параболического сечения полигональным откосы канала лучше проводить примерно по касательным к параболе, как это показано на рис.9.2. В этом случае площадь полигонального сечения получится немного больше параболического, что позволит компенсировать ошибку в расчете, получаемую при использовании допущения (9.4).

В заключение нужно проверить отсутствие ошибок в расчете при замене параболического сечения полигональным. Для этого необходимо по формулам (5.13) и (5.14) определить ω и χ , вычислить R (5.5) и C (8.3) и по формуле Шези (8.1) определить действительную пропускную способность полигонального канала при $h_{\text{макс}}$. Вычисленный таким образом расход должен быть примерно равен $Q_{\text{макс}}$, отклонение не должно превышать 3-5%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Афтун В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. - М.: Колос, 1979. 255 с.
2. Деметьев В.Г. Орошение (курс лекций). Ч.1. - Л.: ЛПИ, 1972. 231 с.
3. Поляев Проектирование и гидравлический расчет внутрихозяйственных распределителей. - Л.: ЛПИ, 1978. 28 с.
4. Строительные нормы и правила. Мелиоративные системы и сооружения. СНиП 2.06.03-85. -М., 1986.
5. Чугаев Р.Р. Гидравлика. -Л.: Энергоиздат, 1982. 672 с.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ОСОБЕННОСТИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ	4
2. РАСЧЕТНЫЕ РАСХОДЫ И КОЭФФИЦИЕНТЫ ПОЛЕЗНОГО ДЕЙСТВИЯ КАНАЛОВ	5
3. ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ КАНАЛОВ	8
4. СПОСОБЫ УМЕНЬШЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПОТЕРЬ И ИХ ЭФФЕКТИВНОСТЬ	10
4.1. Способы уменьшения коэффициентов фильтрации грунтов	10
4.2. Покрытия, экраны, облицовки	11
4.3. Эффективность противофильтрационных мероприятий	13
5. ПОПЕРЕЧНЫЕ СЕЧЕНИЯ КАНАЛОВ И ВЫБОР ИХ ЭЛЕМЕНТОВ	14
5.1. Выбор формы сечения канала	14
5.2. "Геометрия" различных поперечных сечений	16
5.3. Коэффициенты заложения откосов	17
5.4. Выбор относительной ширины канала	18
5.5. Назначение высоты командования	20
5.6. Определение размеров дамб канала	22
6. КОЭФФИЦИЕНТЫ ШЕРОХОВАТОСТИ РУСЛА И ДОПУСКАЕМЫЕ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ	23
6.1. Коэффициенты относительной шероховатости русла	23
6.2. Скорость, допустимая по условию неразрывности русла канала	24
6.3. Скорость, допустимая по условию отсутствия бурного движения	26
6.4. Скорость, допустимая по условию незаиляемости канала ...	27
6.5. Скорость, допустимая по условию незарастания канала	28
7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УКЛОНОВ КАНАЛОВ	29
8. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНЫХ КАНАЛОВ	32
8.1. Общие положения расчета	32
8.2. Ход решения 1-й задачи гидравлического расчета	33
8.3. Ход решения 2-й задачи гидравлического расчета	35
9. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПАРАБОЛИЧЕСКИХ И ПОЛИГОНАЛЬНЫХ КАНАЛОВ	38
9.1. Общие соображения	38

9.2. 1-я задача гидравлического расчета	40
9.3. 2-я задача гидравлического расчета	41
Литература	43

Проектирование и расчет межхозяйственных оросительных каналов

Составители: Полетаев Юрий Борисович

Криулин Константин Николаевич

Иванов Валентин Леонидович

Редактор Л. С. Курышева

Подписано к печати 19.02.92. Формат 60X84/16. Бумага тип. № 3.
Печать офсетная. Усл. печ. л. 2,75. Уч.-изд. л. 2,75. Тираж 350. Заказ 116.
Цена 1 руб. 50 коп.

Издание СПбГТУ. 195251, С.-Петербург, Политехническая, 29.
Отпечатано на ротапринте СПбГТУ. 195251, С.-Петербург, Политехническая, 29.