

Э. И. Михневич

**ОТКРЫТЫЕ ВОДОТОКИ:
ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ**

Минск
БНТУ
2021

УДК 556.53:626.3:627.4

ББК 26.222.5

М69

М69 **Михневич, Э. И.** Открытые водотоки: пропускная способность и устойчивость / Э. И. Михневич. – Минск: БНТУ, 2021. – 311 с. – ISBN 978-985-583-721-4.

В книге приведена новая аналитическая методика расчета пропускной способности каналов. Представлены результаты исследований деформаций открытых водотоков, их гидравлических параметров. Предложены более совершенные методы расчета устойчивости регулируемых русел рек и проводящих каналов к размыву и откосов – к действию фильтрационных сил. Даны рекомендации по расчету и применению традиционных и новых способов и конструкций креплений каналов.

Книга рассчитана на специалистов проектных, производственных и научных организаций в области гидротехнического и гидромелиоративного строительства, а также преподавателей, аспирантов и магистрантов высших технических учебных заведений.

Табл. 20. Ил. 60. Библиогр. назв. 125.

Рекомендовано к изданию научно-техническим советом
Белорусского национального технического университета
(протокол № 11 от 22.10.2021 г.)

Р е ц е н з е н т ы:

ректор Белорусского государственного технологического
университета, доктор технических наук, профессор

И. В. Войтов;

главный научный сотрудник РУП «Институт мелиорации»,
член-корреспондент НАН Беларуси,
доктор технических наук, профессор

А. П. Лихацевич

ISBN 978-985-583-721-4

© Михневич Э. И., 2021

© Белорусский национальный
технический университет, 2021

ВВЕДЕНИЕ

Открытые водотоки (реки, каналы) используются в различных отраслях строительства и водного хозяйства: мелиорации, гидроэнергетике, водоснабжении, судоходстве и др.

В Республике Беларусь имеется 20,8 тыс. рек общей длиной 90,6 тыс. км. Число малых рек длиной до 10 км составляет 19,3 тыс. (93 % от общего числа рек) протяженностью 48,8 тыс. км (53 % общей длины рек). Средних рек длиной $L = 101-500$ км – 41 (0,2 % всех рек) длиной 6,7 тыс. км (8 % общей длины). На территории Беларуси протекает 9 больших рек длиной более 500 км. Русла многих малых рек (более 70 %) и средних рек (порядка 30 %) отрегулированы для целей мелиорации путем полного или частичного спрямления. К таким руслам предъявляются особые требования к их устойчивости для обеспечения функций водоприемников мелиоративных систем и соответствующего гидрологического и гидравлического режимов на этих системах.

На территории Беларуси построено большое количество каналов различного назначения, главным образом для целей мелиорации. Протяженность мелиоративных каналов составляет порядка 160 тыс. км. Для обеспечения пропускной способности и надежной работы каналов, их русла должны быть устойчивы к размыву русловым потоком и воздействию фильтрационного потока. Поэтому является актуальным совершенствование методики расчета их пропускной способности и устойчивости, а также разработки эффективных способов и конструкций креплений.

Стратегический курс Республики Беларусь на ускорение социально-экономического развития страны требует существенного повышения технического уровня и надежности гидромелиоративных систем с целью более эффективного использования мелиорированных земель. Большая работа проводится по реконструкции существующих систем, их модернизации. Современные системы оснащены сетью водорегулирующих сооружений, насосными станциями, аккумулялирующими емкостями и предусматривают не только своевременный отвод излишней воды с осушаемой территории, но и регулирование водного режима в течение всего вегетационного периода. Все это предъявляет более высокие требования к надежной работе проводящей и регулирующей сети, исправное состояние ко-

торой во многом определяет безотказное действие системы и возможность регулирования водного режима.

Каналы, проложенные в легкоразмываемых грунтах, подвергаются значительным деформациям размыва русловым потоком, а их откосы, кроме того, оплывают под действием фильтрационных сил, создаваемых грунтовыми водами. Это во многом обусловлено несовершенством применяемых методов расчета устойчивости русел, а также устройством неадекватных данным гидравлическим и грунтовым условиям типов креплений, к тому же не всегда достаточно прочных и долговечных. В результате расходуются дополнительные средства на их восстановление.

В данной работе приводятся более совершенные методы расчета устойчивости русел к размыву русловым потоком и устойчивости откосов к действию фильтрационных сил. В расчетные зависимости входят осредненные гидравлические параметры, доступные к измерению или расчету на стадии изысканий и проектных решений, а также все основные физические и физико-механические свойства, грунтов.

Предлагаемые способы и конструкции креплений более технологичны и долговечны по сравнению с традиционными и выполнены на основе фильтрующих пористобетонных, крупнозернистых, синтетических и стекловолоконистых материалов. Они прошли лабораторные и производственные испытания и зарекомендовали себя как более эффективные и менее трудоемкие по сравнению с существующими, их внедрение позволит снизить затраты капитальных вложений на создание водотоков и уменьшить эксплуатационные расходы.

Условные обозначения наиболее часто встречающихся в формулах понятий

ρ, ρ_s, ρ_B – плотность грунта, его частиц и воды, кг/м³;

$\gamma, \gamma_s, \gamma_B$ – удельный вес грунта, его частиц и воды, Н/м³;

ρ_1, γ_1 – плотность (кг/м³), удельный вес (Н/м³) грунта, взвешенного водой;

ρ_n, γ_n – плотность (кг/м³), удельный вес (Н/м³) грунта в насыщенном водой состоянии;

n_s, ε – пористость (в долях единицы), коэффициент пористости грунта;

φ, f – угол, коэффициент внутреннего трения грунта в воде;

K, K_ϕ – коэффициенты фильтрации грунта и фильтрующей (дренирующей) пригрузки, м/с;

d – расчетный диаметр частиц грунта, м;

$d_{10}, d_{50}, d_{60}, d_{85}, d_{90}, d_{95}$ – диаметр частиц грунта, в котором, соответственно, 10, 50, 60, 85, 90, 95 % массы составляют более мелкие частицы;

η – коэффициент разнотекучности (неоднородности) грунта;

c_p – удельное расчетное сцепление грунта при разрыве в воде, Па;

ν – кинематический коэффициент вязкости воды, м²/с;

g – ускорение силы тяжести, м/с² ($g = 9,81 \approx 10$ м/с²);

H – максимальная глубина русла или руслоформирующего потока, м;

h – глубина воды в русле, м;

H_c – средняя (по сечению) глубина русла, м;

h_c – средняя (по живому сечению) глубина воды, м;

b, B – ширина русла по дну и по верху, м;

B_y – ширина русла по урезу воды, м;

ω – площадь поперечного сечения русла, м²;

R – гидравлический радиус поперечного сечения, м;

χ – смоченный периметр, м;

Q – расчетный расход воды в русле, м³/с;

I – продольный уклон водной поверхности руслового потока;

i – уклон дна русла;

v – средняя (по сечению) скорость потока, м/с;

v_B – средняя скорость на вертикали, м/с;

v_{Δ} – донная скорость, м/с;
 v_0 или $v_{н.доп}$ – неразмывающая средняя скорость потока, м/с;
 $v_{доп}, v'_{доп}$ – допускаемая на размыв средняя скорость для дна и для откоса, м/с;
 C – скоростной коэффициент в формуле Шези, $m^{0,5}/c$;
 n – коэффициент шероховатости русла;
 λ – коэффициент гидравлического сопротивления;
 λ_c – коэффициент стабилизации русла;
 $v_{дин}, I_{дин}$ – скорость (м/с), уклон водной поверхности в динамически устойчивом русле;
 Fr – число Фруда по средней глубине;
 r – радиус закругления русла, м;
 Δh – потери напора (подпор), м;
 h_0 – нормальная глубина потока, м;
 τ – удельная влекущая сила потока, Па;
 $\tau_{кр} (\tau_{max})$ – критическая (максимально допустимая) влекущая сила потока, Па;
 f_d – критерий подвижности дна;
 η_y – критерий устойчивости русла;
 $\eta_{кр}, \eta_{доп}$ – критерий устойчивости дна и откоса;
 h_b – высота высачивания грунтовых вод на откос, м;
 h_k – высота крепления откоса, м;
 m – коэффициент заложения откоса;
 T – глубина залегания водоупора под дном канала или основанием сооружения, м;
 p – параметр параболы;
 δ – толщина дренирующей (фильтрующей) пригрузки, м;
 η_y – коэффициент условий работы;
 K_3 – коэффициент запаса.

Глава 1. ДЕФОРМАЦИИ ОТКРЫТЫХ ВОДОТОКОВ

1.1. Причины и характер деформаций, способы их предупреждения

Проведенные натурные исследования показали, что основными причинами деформаций русел мелиоративных каналов и рек-водоприемников являются воздействия на них руслового и фильтрационного потоков. Отрицательное влияние на них оказывают склоновые и дождевые воды, а также такие атмосферные факторы, как промерзание и оттаивание грунта, ветровая эрозия. Причиной повреждения водотоков бывают иногда и факторы искусственного происхождения, например, неупорядоченные переезды и перегоны, стеснение и засорение русла и т. д. Наиболее распространены такие виды деформаций, как размывы русел, оползни и оплывание откосов, заиление и зарастание русел.

Наиболее существенными деформациями каналов являются размыв русел (рис. 1.1) и оплывание откосов под воздействием фильтрационных сил (рис. 1.2). Проведенные наблюдения [60, 62 и др.] показали, что дно русла и особенно подводная часть откосов в неустойчивых грунтах подвержены размыву русловым потоком на тех участках, где уклоны и соответственно скорости превышают допускаемые на размыв значения. Процесс размыва в песчаных грунтах идет в направлении увеличения ширины русла и уменьшения его глубины до тех пор, пока не наступит динамическое равновесие между касательным напряжением потока и сопротивлением размыву поверхностного слоя грунта.

Предупреждение размывов, вызываемых русловым потоком, достигается созданием в русле допускаемых скоростей; приданием ему надлежащих морфометрических параметров, при котором оно будет находиться в динамически устойчивом состоянии; применением соответствующих конструкций креплений.

Для оценки устойчивости каналов к размыву русловым потоком их подразделяют на три категории в зависимости от расчетной стадии движения наносов, которую выбирают в зависимости от величины и назначения водотока [67, 68]. Устойчивость каналов с расходом воды $Q < 5 \text{ м}^3/\text{с}$ рассчитывают на стадию начала влечения отдельных зерен грунта; при расходах $Q = 5\text{--}20 \text{ м}^3/\text{с}$ назначают

допускаемые скорости, соответствующие стадии начала грядобразования, а для крупных каналов с максимальным расходом $Q > 20 \text{ м}^3/\text{с}$ принимают за расчетную стадию начало взвешивания грунта. В расчетах устойчивости крупнозернистого материала пригрузки (наброски) для крепления дна и откосов принимают за расчетную стадию начало влечения отдельных зерен грунта.

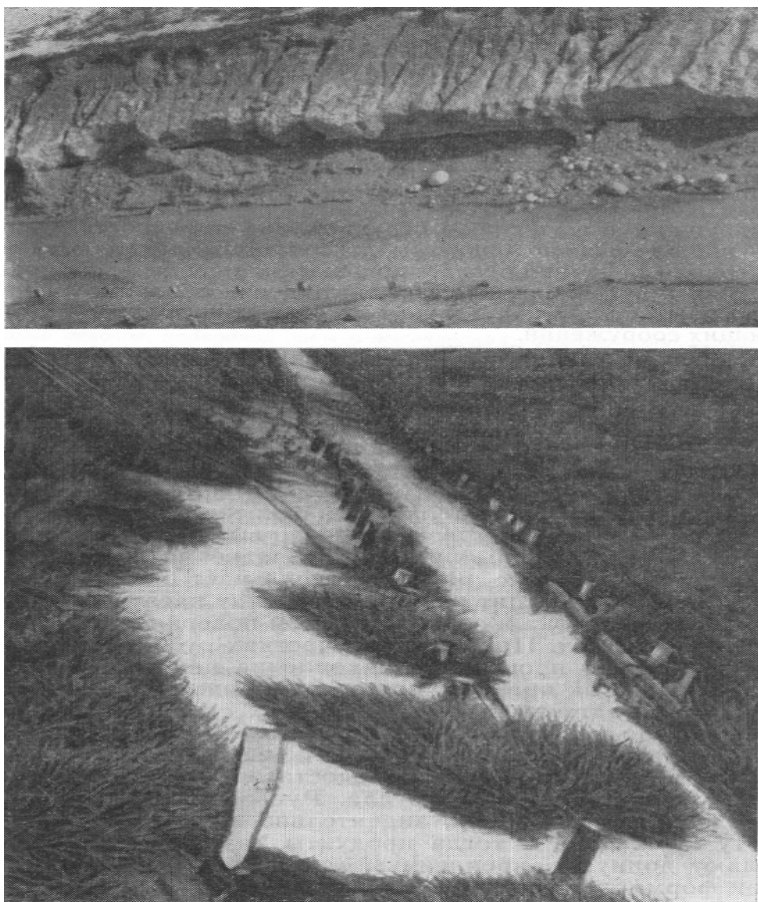


Рис. 1.1. Размыв русла канала паводковыми водами

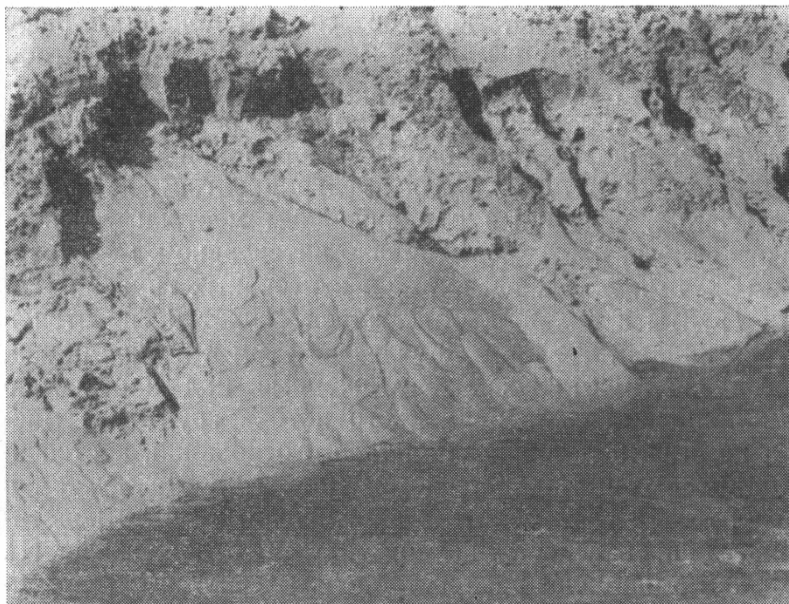


Рис. 1.2. Разрушение откоса фильтрационным потоком

В естественных речных руслах характерным видом деформации является их меандрирование – русловой процесс, характеризующийся непрерывными изменениями криволинейных (чаще всего синусоидальных или петлеобразных) очертаний русла в плане [38, 92, 101]. Меандрирование широко распространено на равнинных реках, протекающих в неустойчивых к размыву и неоднородных по прочности грунтах и характеризующихся большим перепадом расходов по периодам года. Интенсивность и характер меандрирования определяются сложными природными условиями руслообразования. Среди этих условий основными считают режим и структуру потока, устойчивость грунтов к размыву и степень неоднородности их свойств, величину уклона водной поверхности, перемещение наносов и русловых образований (побочней, перекаатов, плесов и т. д.).

Изгиб русла реки в плане называют излучиной, или меандром. У вогнутых берегов излучин наблюдаются размывы, русло здесь более глубокое, а у выпуклых – отмели. Согласно предложенной в ГГИ ти-

пизации русловых процессов [38, 92] различают ограниченное, свободное и незавершенное меандрирование. Ограниченное развивается обычно на реках с узкой поймой. При этом излучины имеют слабую кривизну (коэффициент извилистости порядка 1,2–1,4) и перемещается вниз по течению, как правило, с сохранением своих плановых очертаний.

Свободное меандрирование возникает на реках, имеющих широкие поймы, при отсутствии факторов, препятствующих перемещению русла в плане. Характерным признаком этого вида меандрирования является цикличное образование подвижных, деформирующихся излучин. В конечной стадии развития такие излучины приобретают форму петли с узким перешейком, который может быть прорван потоком, с образованием стариц, проток и других русловых форм. После этого цикл повторяется. Коэффициент извилистости таких рек достигает 1,5–2 и более.

Незавершенное меандрирование имеет место в условиях сильно затапливаемых пойм, когда цикл развития излучины нарушается спрямляющим действием пойменного потока. Для него характерно существование двух рукавов (бифуркация реки). Извилистость таких рек больше, чем при ограниченном меандрировании, и меньше, чем при свободном.

В неглубоких распластанных руслах в результате действия межженных расходов внутри более крупных меандров могут образовываться внутренние меандры. Меандрирующие русла, разветвляющиеся на рукава, называют руслами разбросанного типа, а быстро перемещающиеся по дну долины – блуждающими [38].

Меандрирование рек создает дополнительные сопротивления движению воды, снижает пропускную способность и нарушает плановую устойчивость русел, осложняет использование рек в качестве водоприемников осушительных систем, а также для целей судоходства. Явления меандрирования следует учитывать при создании в поймах сельскохозяйственных и производственных объектов, а также возведении дамб. Все объекты и сооружения во избежание их размыва (подмыва) должны располагаться за пределами пояса меандрирования (участок долины, в пределах которого происходит современный процесс меандрирования). В мелиоративной практике гидравлический и гидрологический режим меандрирующих рек обычно улучшают путем регулирования рек-водоприемников

спрямлением всего русла или его отдельных излучин. Прямолинейные (канализированные) русла более устойчивы к процессу меандрирования благодаря равномерному гидравлическому режиму [60, 62]. Кроме того, естественные реки формируют свое русло по наиболее пониженным местам речной долины, сложенным менее устойчивыми грунтами. При проектировании трассы спрямления реки или водопроводящего канала, хотя и выбирают понижения рельефа, однако стремятся пускать их по более устойчивым грунтам, избегая по возможности слабых и структурно-неустойчивых отложений. Тем не менее, в процессе изысканий не всегда удается полностью выявить такие отложения, не всегда имеется возможность изменить и трассу. В таких случаях часто целесообразно назначать допускаемые скорости исходя из характеристик преобладающих по трассе прочных грунтов и крепить более слабые участки. В каждом конкретном случае окончательный вариант выбирают путем технико-экономического обоснования.

Помимо вышеназванных трех типов русловых процессов меандрирования, по классификации ГГИ [38] выделяются еще четыре: ленточный, побочный типы (характерны для прямолинейных и слабоизвилистых русел), пойменная и русловая многоруканность. Общий критерий, характеризующий тип руслового процесса, установлен Б. Ф. Снисченко [92] на основании анализа обширного натурного материала, охватывающего реки разных порядков, расположенные в разных регионах страны. Этот критерий представляет собой функциональную связь между уклонами I , I_0 и ширинами B , B_0 (соответственно русла реки и дна речной долины). Уравнение, описывающее эту связь, имеет вид

$$\frac{I_0}{I} = 0,05 \left(\frac{B_0}{B} \right)^{1,4} + 0,95 \quad (1.1)$$

Б. Ф. Снисченко получена также связь между уклонами I , I_0 и ширинами B_n и B (соответственно пояса руслоформирования и самого русла в бровках). Построены графики, позволяющие по соотношению указанных параметров определять тип руслового процесса. На отдельных участках одной и той же реки могут встречаться различные русловые процессы; на некоторых участках они могут

быть неярко выражены и иметь признаки двух смежных типов. Полученные закономерности относятся к естественным, преимущественно равнинным рекам. Поэтому прогнозирование с их помощью условий образования типов макроформ при проведении некоторых водохозяйственных мероприятий, в частности обвалования рек, не является вполне достоверным и может рассматриваться как ориентирное. На одамбированных реках при искусственно сжатой пойме и трансформированных половодьях и паводках условия развития русловых процессов будут несколько отличны от тех, которые имеют место на реках со свободными поймами и для которых были получены закономерности. Так, для расстояния между дамбами $B_0 = 2$ км, принятого в ТЭО обвалования р. Припяти, русловой процесс, представляющий собой на большом протяжении реки свободное меандрирование, может изменить свой тип после обвалования, что необходимо учитывать при оценке планового очертания русла.

Ширину B_0 пояса меандрирования (руслоформирования) можно определить как расстояние между линиями, проведенными через вершины противоположно направленных излучен, по формуле В. Ф. Снищенко

$$B_n = \left(\frac{K_{из} - 0,96}{0,04} B \right)^{0,714}, \quad (1.2)$$

где $K_{из} = I_0 / I$ – коэффициент извилистости русла.

Все сооружения в поймах рек-водоприемников следует располагать за пределами пояса меандрирования.

Для наблюдения за деформациями отрегулированных путем спрямления русел (канализованных) рек-водоприемников на ряде водотоков были заложены опытные участки. На этих участках в паводковый и меженный периоды осуществлялась вертикальная и горизонтальная съемка русла, отбирались необходимые для лабораторных анализов пробы грунта, фиксировались горизонты воды и скоростная структура потока, а также направление и интенсивность руслового процесса. Съемки русла производились по общепринятой в гидрометрии методике [31, 60, 73, 79], при этом вертикальная съемка сечений и определение уклона водной

поверхности производились прецизионным Цейсовским нивелиром марки Копі-0,07 с использованием инварных реек. Направление и интенсивность руслового процесса определялись путем сопоставления съемок русла за ряд лет. Обработка результатов гидрометрических измерений производилась по специальной компьютерной программе.

Проведенные наблюдения показали, что более интенсивно русловой процесс идет в первые 1–2 года после прокопки русла и практически затухает через 2 цикла прохождения расчетных максимальных (руслоформирующих) расходов. Так, например, если русла регулируемых рек и магистральных каналов рассчитывают на максимальный расход 25 %-й обеспеченности весеннего половодья (что часто принимают в проектировании водотоков мелиоративных систем), то через 8–10 лет они полностью стабилизируются и принимают равноустойчивый профиль с параболической формой откосов [60].

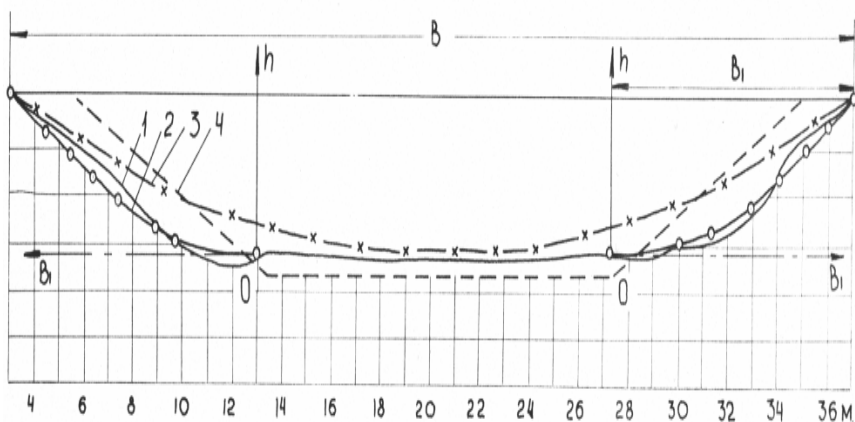
Благоприятным гидравлическим режимом в русле, способствующим сбалансированному обмену наносами и их транспортированию является такой режим, при котором обеспечивается одинаковая по всей длине или несколько возрастающая вниз по течению транспортирующая способность потока. В принимающем водотоке она должна быть одинаковой или несколько выше, чем во впадающем.

На рис. 1.3 на примере отрегулированных рек-водоприемников Лани и Орессы, протекающих в зоне Белорусского Полесья, показан наиболее характерный вид деформации русел рек в мелкозернистых песчаных грунтах. Берега и откосы рек и каналов обладают меньшей устойчивостью к размыву по сравнению с дном, процесс деформации здесь идет тем интенсивнее, чем больше приданный руслу уклон и скорости течения отличаются от допустимых на размыв значений. При этом только небольшая часть смытого с откосов грунта насыщает водный поток и уносится ниже по течению. Основная же его часть оседает, повышая отметки как самого дна, так и уровней воды в водопроводящей сети и создавая подпоры на мелиоративных системах, что затрудняет оптимизацию управления водным режимом почв.

Особенно неустойчивы мелкозернистые и пылеватые песчаные и супесчаные грунты. Более устойчивы глины, суглинки, торфы, обладающие сцеплением. Между тем, в Беларуси болота и заболочен-

ные земли подстилаются преимущественно песчаными отложениями [78, 79]. Причем в наиболее распространенных генетических группах превалируют неустойчивые мелкозернистые и среднезернистые пески с преобладанием мелких фракций ($d \leq 0,25-0,50$ мм).

a



б

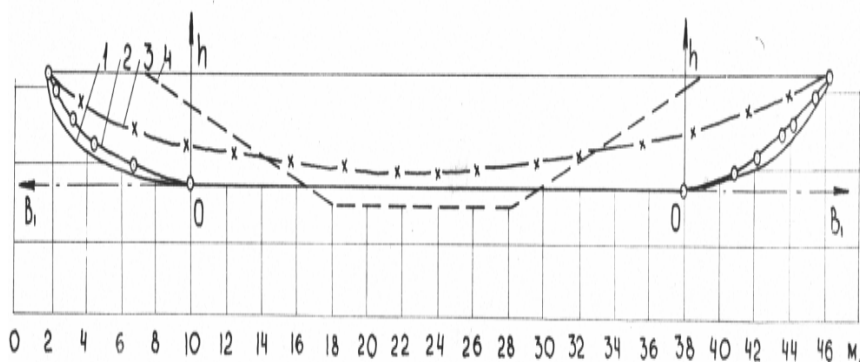


Рис. 1.3. Поперечные сечения отрегулированных рек-водоприемников в стадии эксплуатации:
a – р. Оресса, ПК 76; *б* – р. Лань ПК 151; 1 – измеренный профиль после стабилизации; 2 – параболическая кривая по уравнению (3.128), 3 – то же по уравнению (3.132); 4 – проектный профиль

Иная картина деформации русел наблюдается в тех случаях, если откосы сложены более прочными грунтами (торфом, глиной, суглинком), чем дно. Тогда размыву подвергается дно. При этом происходит снижение уровней воды в реке и на прилегающей территории. Однако такой процесс деформации имеет ограниченное по протяженности распространение и по мере приближения к устьевой части затухает. Базисом глубинной эрозии здесь является принимающий поток высшего порядка, который создает подпор в этой части русла и способствует отложению наносов.

Снижению размывающего действия руслоформирующих расходов способствует также аккумуляция речного стока весеннего половодья и летне-осенних паводков в прудах и водохранилищах, которые срезают пик половодий и паводков и тем самым снижают интенсивность руслового процесса в эти наиболее опасные для устойчивости русел периоды.

Откосы осушительных каналов и земляных дамб в зоне высачивания грунтовых вод подвергаются действию фильтрационных сил, которые вызывают нарушение их устойчивости – оплывание и оползни поверхностных слоев грунта. Характер таких деформаций описывается в п. 4.1. Для предотвращения этого явления необходимо рассчитывать откосы на требуемые по условиям устойчивости коэффициенты заложения откосов, а также их крепления фильтрующими материалами (пористым бетоном, гравием, щебнем и т. п.) с устройством при необходимости приоткосного дренажа [57, 61].

Промерзание и оттаивание вызывают значительные деформации пучения и последующего оползания поверхностного слоя откосов в связных глинистых и суглинистых грунтах, особенно в позднеледниковых ленточных отложениях. Вследствие миграции влаги к зоне промерзания такие грунты перенасыщаются, теряют капиллярную связность и сопротивляемость сдвигу. Надежной защитой откосов, сложенных такими грунтами, от разрушения во многих случаях является одерновка или покрытие их слоем растительного грунта необходимой толщины.

Откосы в надводной части могут размываться поверхностным склоновым потоком, возникающим в период снеготаяния и ливней. Обычно достаточной защитой откосов от дождевой эрозии (при упорядоченном отводе притекающих со стороны поверхностных

вод) является создание на их поверхности и в прибрежной полосе устойчивого травяного покрова.

Для предупреждения местных размывов русел и разрушения откосов каналов, подводящих воду к насосным станциям, а также в нижнем бьефе за водорегулирующими сооружениями на осушительно-увлажнительных каналах и реках-водоприемниках необходимо поддерживать соответствующий режим работы станций и эксплуатации сооружений, чтобы обеспечить допустимую скорость снижения уровня воды в русле (бьефе сооружения) (см. п. 4.4) или применить соответствующие типы крепления (см. главу 5).

Серьезной проблемой, возникающей при эксплуатации мелиоративных систем, является заиление открытой водопроводящей и регулирующей сети [34, 60, 68]. Ежегодные объемы земляных работ по очистке русел рек-водоприемников и мелиоративных каналов от заиления достигают в республике 500–600 тыс.м³. Заиление русел происходит в следующих условиях: при размывах и оплывании откосов и берегов (смытый с откосов грунт откладывается на дне русла); при скоростях течения воды в русле, меньших, чем допустимые на заиление; в местах значительного уменьшения уклона дна; при внезапном увеличении живого сечения; на устьевых участках водотоков в зонах подпора от водоприемника высшего порядка; если трансформирующая способность принимающих водотоков ниже впадающих; при наличии водной и ветровой эрозии почв на прилегающих к водотоку мелиоративных землях.

Существующие формулы для определения транспортирующей способности потока и, соответственно, незаиляющей скорости, дают результаты, резко различающиеся между собой и от данных натуральных измерений, иногда в 5–10 раз [32, 59]. Автором получена более точная и удобная для практического применения формула для определения незаиляющей скорости (см. п. 3.4).

Для определения количественного соотношения между основными факторами, вызывающими заиление русел, нами проведен анализ балансов наносов в русле на примере отрегулированной реки-водоприемника Орессы на участке протяженностью 76 км от створа Любанского водохранилища до устья реки. На всем этом участке в 1980 г. была произведена съемка (с участием Белгипроводхоза) существующих поперечных сечений русла через 200 м и сделано сравнение их параметров с параметрами сечений (на тех же

пикетах), которые были засняты в 1960 г., после реконструкции реки-водоприемника. Одновременно в контрольных створах в течение ряда лет измеряли гидравлические характеристики потока (скорости, уклоны поверхности воды). Русло реки рассчитано на пропуск максимальных расходов весеннего половодья 25 %-й обеспеченности. В створе Любань этот расход составляет (период после мелиорации) $Q = 34,1 \text{ м}^3/\text{с}$, а в створе Андреевка – устье реки: $Q = 116 \text{ м}^3/\text{с}$. На всем протяжении русло прорезают легкоразмываемые мелко- и среднезернистые грунты со средним диаметром $d_{50} = 0,12–0,30 \text{ мм}$. Средний на участке уклон водной поверхности $I = 0,00012–0,0002$. Максимальная расчетная глубина русла $H = 3,5–4,2 \text{ м}$.

Анализ сравнительных данных показал, что русло в основном находится в стабилизированном состоянии (в стадии динамического равновесия). Русловые процессы наиболее интенсивно протекали в первые годы после реконструкции (углубления реки) и в настоящее время существенных изменений параметров русла не вызывают. Наиболее неустойчивы участки на поворотах русла, проходящие среди песчаных бугров, а также расположенные у населенных пунктов, где имеет место механическое повреждение откосов (скотпрогоны, лодочные причалы и т. п.). Значительным деформациям размыва на глубину 0,6–0,8 м подвергся участок в нижнем бьефе протяженностью около 1 км, в основном при пропусках воды из водохранилища. Ниже этого участка откосы разрушались преимущественно фильтрационным потоком (высота высачивания грунтовых вод $h_{\text{в}} = 0,3–0,5 \text{ м}$, иногда до 1–1,5 м). Наносы по мере удаления от створа все в большем объеме осаждались на дно, и в их общем балансе на участке реки ниже водохранилища (69–77 км) объем заилиения уже превысил объем размыва в 1,36 раза. Ниже зоны влияния Любанского водохранилища русло р. Орессы за 20 лет эксплуатации заилилось в среднем на глубину 0,6–0,8 м, хотя это заилиение (так же, как и деформации размыва) распределялось неравномерно по длине и в отдельных местах достигало 1–1,2 м.

Более устойчивыми к размыву оказались те участки реки, на которых верхняя часть откосов сложена торфом на значительную глубину (0,5–1 м). Торф обладает большой устойчивостью к размыву по сравнению с песчаным грунтом. Кроме того, он способствует интенсивному зарастанию откосов и созданию защитного дернового покрова, способного предохранять их от водной и ветровой эрозии.

Устьевой участок русла (ПК 0...90) относительно устойчив. Ширина русла по верху $B = 40\text{--}45$ м. Откосы поросли травяной растительностью. Местами русло уширено, прибрежная зона на расстоянии 2–3 м заросла водорослями. Имеются небольшие разрушения песчаных откосов на участке ПК 0...40.

Фастовичское спрямление (ПК 210...310) находится в удовлетворительном состоянии, здесь берега задернованы, устойчивы, заиление дна сравнительно невелико (0,3–0,5 м). Однако в конце этого спрямления (ПК 160...210), сложенного мелким песчаным грунтом, берега реки значительно размывы, особенно в местах изгиба потока.

В неудовлетворительном состоянии находится участок ПК 350...470: откосы размывы и обрушены примерно на половине протяженности участка. Особенно сильное уширение и обмеление русла наблюдается на участке длиной 3 км у д. Калиновка. Здесь оно заилилось по сравнению с проектным в среднем на 1–1,2 м и в настоящее время имеет отметки, примерно соответствующие отметкам дна в начале строительных работ по реконструкции русла, проведенных в первой половине шестидесяти годов на всем протяжении реки, от водохранилища «Любанское» до впадения р. Птичь. На основании детального изучения устойчивости этого участка (ПК 350...470) и проведения расчетов по нашим морфометрическим зависимостям (см. п. 3.5) установлено, что в связи с большой глубиной выполненного сечения ($H = 4,3\text{--}4,8$ м, средняя глубина $H_c = 3,2$ м) и относительно малой шириной русла по верху ($B = 36,5\text{--}39$ м) происходил интенсивный размыв откосов с обрушением в русло больших масс песка (участок проходит в песчаном бугре со средним диаметром частиц грунта $d_{50} = 0,23$ мм), из которых в русле формировались гряды и подвижные побочни. Кроме того, размыв откоса усугублялся неравномерностью потока в связи с тем, что на этом участке русло спрямлено не полностью, а лишь частично, при этом повороты оставлены без крепления. В русле циркулировали поперечные течения, которые по данным ряда исследователей [21, 27, 92] способствуют размыву вогнутых берегов и нижней зоны откосов и в какой-то степени развитию процесса меандрирования. Сечения русла, приведенные на рис. 1.4, достаточно характерны для рассматриваемого неустойчивого участка. Средняя ширина русла по верху $B = 41$ м, средняя из максимальных глубин

$H = 3,68$ м, а средняя глубина $H_c = \omega / B = 2,66$ м. На рис. 1.5 показано распределение скоростей по поперечному профилю русла на прямолинейном участке (рис. 1.5, а) и на повороте (рис. 1.5, б). На рис. 1.6 приведено распределение наносов по глубине потока.

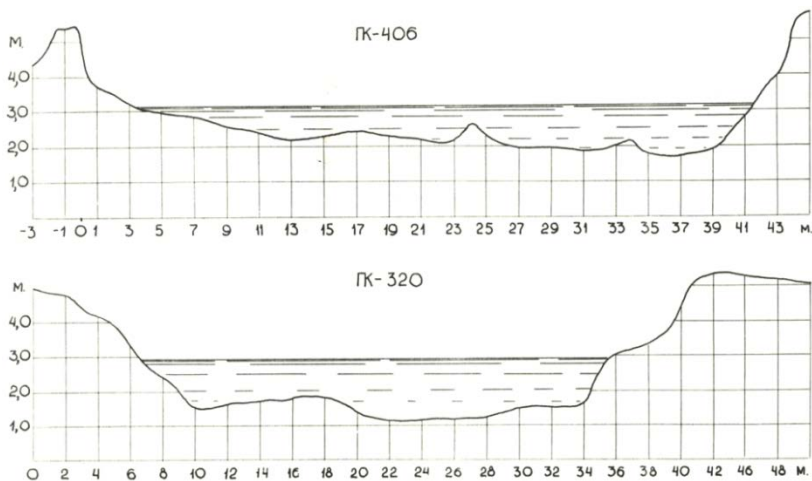


Рис. 1.4. Поперечные сечения русла р. Орессы на неустойчивом участке

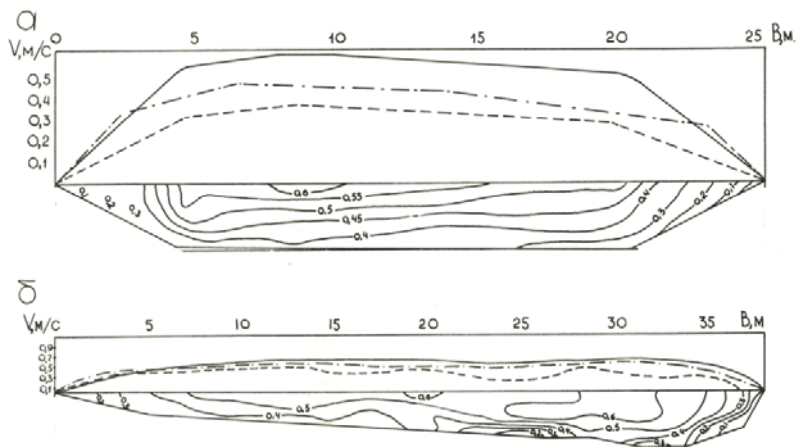


Рис. 1.5. Распределение скоростей по поперечному профилю русла р. Орессы: а – на прямолинейном участке; б – на повороте

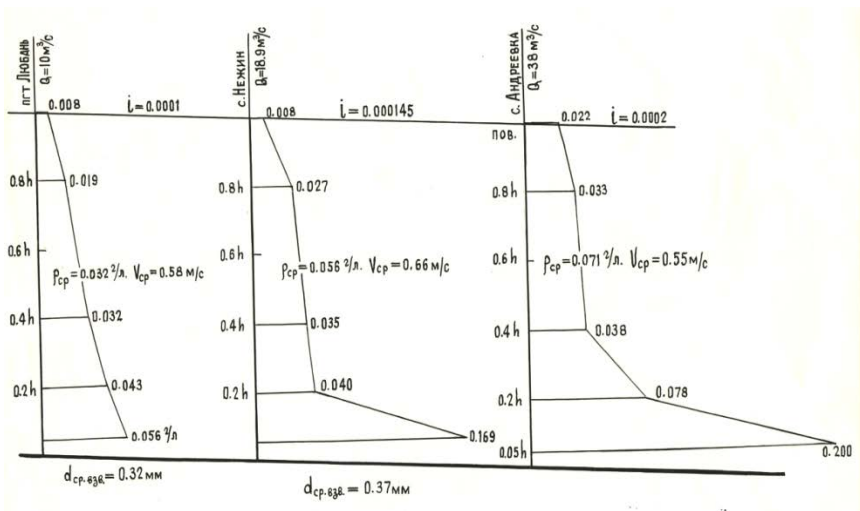


Рис. 1.6. Распределение наносов по глубине русла р. Орессы

Анализ баланса наносов показал, что площади поперечных сечений реки-водоприемника уменьшилась за 20 лет ее эксплуатации в среднем на 20 %. Расчетами по нашим морфометрическим зависимостям, отражающим закономерности развития процесса деформации в руслах подобного типа, удалось выделить то количество наносов, которое отложилось на дне в результате размыва откосов потоком.

Это количество составляет примерно 55–60 % от общего объема заиления реки. Поэтому только применение более совершенной методики расчета параметров устойчивого русла (см. гл. 3) может быть более чем наполовину уменьшить объемы работ по очистке русел от наносов. Остальная часть наносов поступает в реку с выше расположенного участка, а также в результате водной склоновой и ветровой эрозии. В эти же 40–45 % общего объема заиления входят и объемы строительных недоборов грунта в период реконструкции русла. В связи с заилением русла отметки уровней пропуска расхода МВП 25 %-й обеспеченности увеличились в р. Орессе примерно на 0,45 м. Но вследствие того, что отметки бровок также в связи с некоторым завышением коэффициента шероховатости на стадии проектирования, мелиоративные площади,

примыкающие к этому участку, в большинстве своем работали в условиях удовлетворительного уровня режима.

Анализ устойчивости русла реки по морфометрическим зависимостям показал, что оно на большом протяжении находится в стабилизированном состоянии и любое нарушение его равновесия в связи с углублением и, следовательно, с уменьшением параметра V/H_c интенсифицирует русловой процесс и приведет к естественному восстановлению этого отношения до значения, характеризующего устойчивое состояние русла. Капитальный ремонт, направленный на значительное (до 0,8–1,2 м) углубление, привел бы к нарушению его устойчивости и дал бы некоторый положительный эффект только в первые 1–3 года эксплуатации. С точки зрения устойчивости русла такой ремонт без его крепления нецелесообразен, так как в течение 2–3 лет произойдет восстановление его параметров и соответственно отметок дна до величин, близких к ныне существующим. Учитывая высокую стоимость крепления русла на всем его протяжении, целесообразно на участках реки, где имеет место подтопление мелиоративных систем и прилегающей территории, предусмотреть создание польдеров, а само русло углубить только на участках в 3 км ниже и выше д. Калиновка с укреплением поворотов и скотопрогонов. На всех крутых поворотах реки необходимо закрепить вогнутые берега.

Благоприятным гидравлическим режимом в русле, способствующим сбалансированному обмену наносами и их транспортированию без образования локальных зон заиления, является такой режим, при котором обеспечивается одинаковая по всей длине (или несколько возрастающая вниз по течению) транспортирующая способность потока. Очень важно также, чтобы в принимающем водотоке она была одинаковой или несколько выше, чем во впадающем. В противном случае принимающий водоток становится как бы отстойником по отношению к впадающему, откуда наносы поступают и откладываются в русле-водоприемнике. В качестве примера приведем случай, который имел место на участке русла р. Руднянки (Гродненская область). В эту реку выше участка крепления впускался открытый незакрепленный коллектор, уклон дна которого в 5 раз превышал уклон дна реки, рассчитанного на предельное динамическое равновесие. Уже на следующий год после вступления мелиоративной системы за период прохождения ве-

сеннего паводка русло коллектора было сильно размыто, а песчаный продукт размыва вынесен в русло реки, в котором он отложился на участке в 1,5–2 км ниже узла слияния. При этом двухрядное крепление плитами на высоту более 1 м было полностью заилено и потребовались дополнительные средства на восстановление русла до проектных отметок.

На реках, отрегулированных путем частичного (выборочного) спрямления русла, в особых условиях формирования режима наносов находятся места сопряжения регулированных и естественных участков. Частичное спрямление реки, т. е. замена отдельных излучин прямыми участками, уменьшает общую длину водоприемника и шероховатость русла, снижает потери напора, увеличивает гидравлический уклон. Вследствие этого увеличивается скорость течения, уменьшается живое сечение и понижается горизонт воды. А. Ф. Печуров [79] отмечает, что при сокращении длины участка реки вдвое скорость течения возрастает в 1,4–1,5 раза и соответственно уменьшается живое сечение. Однако значительным деформациям подвергаются водотоки в местах сопряжения естественных и отрегулированных участков.

Исследования русловых переформирований на таких участках проведены на р. Цна (левый приток р. Гайны) в Минской области [60]. Протяженность реки 66 км. Площадь водосбора 609 км². Ширина поймы 300–600 м. Русло Цны отрегулировано путем спрямления в 1965 г. на пропуск весеннего паводка 25 %-й обеспеченности в бровках ($Q = 65,4 \text{ м}^3/\text{с}$). Средняя глубина $H_c = 2 \text{ м}$. Ширина по верху $B = 15\text{--}20 \text{ м}$. Участок спрямления имеет длину 9,5 км и прорезает в основном мелкие и среднезернистые пески. Ниже его оставлен участок в естественном состоянии от ПК 28 до впадения (ПК 0) в р. Гайну, т. е. протяженностью 28 км, который плавно сопрягается с отрегулированными. В процессе эксплуатации русло Цны в местах сопряжения естественных и отрегулированных участков значительно деформировалось. Особенно сильно это проявилось на неотрегулированном участке реки, поперечные сечения которого имеют большую ширину и шероховатость по сравнению с отрегулированным руслом. Такое сопряжение привело к заилению неотрегулированным руслом. Такое сопряжение привело к заилению неотрегулированного участка, который, обладая низкой транспортирующей способностью потока, по существу играет роль от-

стойника по отношению к регулированному руслу. Все это повлекло за собой неудовлетворительную работу проводящей сети, где наблюдается высокое стояние уровня грунтовых вод в посевной период и во время выпадения летнее-осенних дождей. В период весенних паводков воды Цны затопливают пойму, что отрицательно сказывается на проведении сельскохозяйственных работ.

Наблюдения показывают, что чем меньше отношение ширины по верху B_p в регулированном русле к ширине $B_{ест}$ в естественном русле, тем больше заиление. В нашем случае отношение $B_p/B_{ест} = 0,8$ ($B_p = 20-25$; $B_{ест} = 27-30$ м). Пропускная способность естественного более широкого участка русла ниже спрямления оказалась недостаточной для пропуска расхода воды, возросшего в связи с регулированием русла, что привело к затоплению поймы. На этом участке образуется кривая подпора, и скорости соответственно снижаются. Это ведет к отложению наносов и повышению отметки дна не только на естественном участке реки, но и в конце отрегулированного участка. Скорость течения воды здесь меньше размывающей для грунтов, слагающих ложе русла: $v = 0,45$ м/с, поэтому в летний период русло реки на участке сильно зарастает травяной растительностью. Глубина заиления русла (ПК 25...ПК 52) составила 0,5–1,0 м.

Отрегулированный участок реки от ПК 57 до ПК 115 находится в устойчивом состоянии. Поперечные сечения деформировались незначительно. Коэффициент заложения откосов составляет в среднем $m = 2$; средняя скорость $v = 0,62$ м/с, уклон водной поверхности $I = 0,00044$. Участок выше ПК123 находится в естественном состоянии. Русловой процесс здесь характерен для равнинных естественных рек. В месте сопряжения верхнего (естественного) и нижнего (регулированного) участков в связи с более высокой пропускной способностью регулированного русла образуется кривая спада, что приводит к глубинной эрозии: отложение наносов происходит в отрегулированном участке на значительном удалении от места сопряжения.

При недостаточной пропускной способности русла на нижележащем участке необходимо предусматривать мероприятия по его регулированию: обвалование, спрямление русла до устья или на длину распространения подпора, расчистка естественного русла, которая должна вестись в основном в глубину. Для р. Цны наиболее рациональным является регулирование в нижней части и ликвидация подпора с стороны ее водоприемника – р. Гайны. При соответ-

ствующем экономическом обосновании может быть также применен вариант устройства польдера в устье р. Цны с предварительной реконструкцией русла до проектных отметок.

В целом для предупреждения заиления русел необходимо предусматривать следующие мероприятия:

- обеспечить устойчивость откосов и берегов;
- создать в руслах скорости, соответствующие «незаиляющим»;
- обеспечить одинаковую по всей длине (или несколько возрастающую вниз по течению) транспортирующую способность потока;
- принять преимущественно луговое использование прилегающей к водотоку территории, а вдоль рек-водоприемников и крупных каналов сохранять существующие или создать новые лесохозяйственные полосы, защищающие их от склоновой водной и ветровой эрозии;
- поддерживать надлежащий технический уход за водотоками в период их эксплуатации с периодической очисткой русел от наносов;
- предусмотреть (при необходимости) устройство наносоуловителей или сопрягающих сооружений в зонах подпора [43, 63] местах резких уширений русел, переломов уклонов с большего на меньший;
- в местах слияния потоков впадающий канал сопрягать с принимающим под углом $\alpha = 30\text{--}60^\circ$, так как при $\alpha > 60^\circ$ имеет место большие подпоры, а при $\alpha = 90^\circ$ они достигают максимального значения и наблюдается наибольшее отложение наносов.

Заращение русла, вызывающее значительное снижение его пропускной способности, происходит, как правило, в местах заиления, где ил содержит питательные для растений вещества (русла проложены в низинных торфяных грунтах, пойменных аллювиальных отложениях, супесях и суглинках). Основным мероприятием по предупреждению зарастания является создание таких уклонов и соответственно средних скоростей течения воды, при которых наблюдается подвижность донных наносов и семена растений не могут закрепиться в почве. Эти скорости должны иметь в меженный период значения не ниже допускаемых на заиление и заращение или приближенно: не менее 0,30–0,45 м/с в мелкозернистых песчаных и супесчаных грунтах и 0,45–0,70 м/с в средне- и крупнозернистых песках, суглинках и торфах.

Заращение откосов в периодически затопляемой надводной части является положительным фактором для повышения устойчивости русла. При значительной ширине русла ($B / H_c > 10$) влияние

зарастания на снижение пропускной способности не очень существенное. В небольших каналах (особенно при $B / H_c < 2$) оно значительно повышает их шероховатость и резко снижает пропускную способность русла [10, 79]. Для поддержания нормальных условий эксплуатации открытых водотоков откосы выше меженного уровня воды в летнее – осенний период периодически окашивают.

Русла рек и каналов, приложенные в торфяных грунтах, подвергаются деформации от осадки торфа, который обладает способностью под действием резкого изменения статического состояния и почвенных процессов, происходящих вследствие осушения земель, уплотняться с течением времени [79]. Наибольшее уплотнение происходит в первый год осушения, в последующем оно постепенно затухает. Величина осадки зависит от плотности торфа, исходной степени разложения и мощности торфяника, глубины осушительной сети и длительности осушения. По наблюдениям А. Ф. Печкурова [78, 79] деформации русла развиваются в продольном и поперечном направлениях. Продольные деформации дна и бровок происходят вследствие неравномерности осадки торфа по глубине и ширине русла, возникающей в связи с различием в водонасыщении и величине физических характеристик слоев, а также изменением напряженного состояния приоткосного грунтового массива под внешними нагрузками (кавальерами, сельскохозяйственной техникой и др.). В результате глубина русла и крутизна откосов уменьшается, а сами откосы и дно принимают криволинейную, чаще всего выпуклую форму.

На стадии проектирования русла необходимо предусматривать возможное уменьшение его глубины под действием осадки торфа. Первоначальная (строительная) глубина русла $H_{ст}$ определяется по формуле

$$H_{ст} = H + S_{п} - S_{д}, \quad (1.3)$$

где H – требуемая по техническим условиям глубина русла после осадки торфа, м;

$S_{п}$ – осадка поверхности земли у бровки канала, м;

$S_{д}$ – осадка дна канала, м.

Значения величин $S_{п}$ и $S_{д}$ можно определять по формулам А. И. Мурашко [60] или А. Ф. Печкурова [77].

Для ориентировочных расчетов величина осадки торфа может быть принята в процентах от глубины русла: для торфа плотного – 10–15 %; средней плотности – 15–20 %; рыхлого – 25–40 % [84].

Для судоходных рек и каналов серьезным фактором, вызывающем разрушения берегов и откосов, является действие на них судоходных волн, что требует соответствующего расчета устойчивости русел с учетом этого фактора и соответствующих способов их крепления [66, 71].

1.2. Расчетные характеристики грунтов и методика их определения

Для оценки устойчивости русел и их креплений определяют следующие основные расчетные физические и физико-механические характеристики грунтов: плотность грунта ρ и его частиц ρ_s ; удельный вес грунта $\gamma = g\rho$ и его частиц $\gamma_s = g\rho_s$, пористость n_s , коэффициент пористости ε ; угол φ , коэффициент f внутреннего трения грунта в воде; коэффициент фильтрации K ; расчетное удельное сцепление грунта c_p при разрыве в воде; число пластичности I_p и показатель консистенции I_L для связных грунтов; гранулометрический состав грунта с построением кривой распределения частиц по крупности, с которой снимают значения расчетных диаметров. Классификация частиц и грунтов по зерновому составу, а также методика отбора проб приведены в ТКП и справочной литературе [16, 52, 78, 84]. Сопротивление сдвигу $\tau_{сд}$ определяют при стандартных нагрузках, после чего устанавливают графическую связь между вертикальной нагрузкой и сопротивлением сдвигу

$$\tau_{сд} = p_n \operatorname{tg}\varphi_0 + c_k + c_c, \quad (1.4)$$

где p_n – нормальная к плоскости среза нагрузка, Па;

c_k – капиллярное сцепление, Па;

c_c – структурное сцепление, Па.

В табл. 1.1 приведены значения удельного сцепления $c = c_k + c_c$ для глинистых грунтов.

Осредненные значения физико-механических характеристик грунтов приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.1. Значения удельного сцепления c , кПа, для глинистых грунтов по ТКП 45-3.04-177-2009

Грунт	Показатель консистенции I_L	Значение c , кПа, при коэффициенте пористости ϵ						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	0,00...0,25	15	11	8				
	0,25...0,75	13	9	6	3			
Суглинок	0,00...0,25	47	37	31	25	22	19	
	0,25...0,50	39	34	28	23	18	15	
	0,50...0,75			25	20	16	14	12
Глина	0,00...0,25		81	68	54	47	41	36
	0,25...0,50			57	50	43	37	32
	0,50...0,75			45	41	36	33	29

Таблица 1.2. Средненные значения физико-механических характеристик грунтов

Грунт	Угол внутреннего трения грунта, градус		Удельное сцепление грунта, кПа		Пористость	Плотность, т/м ³	
	естественной влажности	насыщенного водой	естественной влажности	насыщенного водой		твердых частиц грунта	грунта естественной влажности
Глина	20...26	12...16	30...60	20...35	0,35...0,50	2,71...2,76	1,75...1,95
Суглинок	21...27	15...20	15...40	10...25	0,35...0,45	2,69...2,73	1,80...2,10
Супесь	25...30	20...23	10...20	3...5	0,30...0,45	2,68...2,72	1,95...2,10
Песок	26...38	24...37	0...8	0...5	0,35...0,44	2,66...2,70	1,90...2,05
Торф верховой	–	–	–	–	0,90...0,95	1,40...1,60	0,08...0,13
Торф низовой	–	–	–	–	0,80...0,90	1,40...1,60	0,20...0,30

Структурное сцепление песчаных малосвязных грунтов определяют по методике А. Ф. Печкурова [79] способом отрыва металли-

ческой пластинки, цементированной на поверхности грунта. Величина расчетного удельного сцепления c_p при разрыве в воде на 1–2 порядка меньше показателя сцепления, снимаемого с кривой сдвига. Например, для песчаных грунтов средняя величина $c_p = 0,1$ Па (предел изменения от 0,03 до 0,5 Па).

Осредненные характеристики грунтов с ряда мелиоративных объектов Белоруссии приведены в работе [78]. Ориентировочные значения c_p (Па) для песчаных грунтов со средним диаметром $d = 0,15–1$ мм можно определять по формуле, аппроксимирующей экспериментальные данные А. Ф. Печурова,

$$c_p = \frac{0,00316}{\sqrt{d}}, \quad (1.5)$$

где d – средний диаметр, м; при $d > 1$ мм можно принимать $c_p = 0$.

Для расчета устойчивости русел рек и каналов сопротивление грунтов сдвигу и сцепление c_p следует оценивать по результатам испытаний.

Следует отметить, что методика определения удельного сцепления малосвязных грунтов путем отрыва в воде цементированной на их поверхности пластинки позволяет непосредственно получить его фактическое значение. Применение других известных методик, в частности сдвиговых приборов, метода Н. А. Цытовича [53, 100], основанного на вдавливании сферического штампа в грунт, дает возможность определять условные показатели сцепления, которые, как правило, завышены по сравнению с истинными значениями. Поэтому для таких показателей требуются понижающие коэффициенты.

Недостатком рекомендуемой методики определения сцепления грунта путем отрыва пластинки описанным выше способом является то, что этот способ довольно трудоемкий и требует от исполнителя многократной повторности испытаний и особой тщательности их проведения. Используя в принципе этот метод как наиболее точно отражающий физический процесс отрыва частиц грунта в воде, остается важным совершенствование в дальнейшем самой конструкции прибора, которая в лучшем ее исполнении позволяла бы автоматически регулировать увеличение нагрузки и регистрировать величину сцепления при отрыве частиц грунта.

Степень деформации водотока непосредственно зависит от размывоустойчивости грунта, которую предложено нами [60] характеризовать показателем прочности грунта P_s (Па)

$$P_s = \gamma_1 df + c_p = g\rho_1 df + c_p, \quad (1.6)$$

где γ_1, ρ_1 –соответственно удельный вес (Н/м^3) и плотность (кг/м^3) грунта, взвешенного водой, кг/м^3 , которую определяют по формуле

$$\rho_1 = (\rho_s - \rho_b)(1 - n_s), \quad (1.7)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, кг/м^3 ;

n_s – пористость грунта, в долях единицы;

g – ускорение силы тяжести, м/с^2 ;

f – коэффициент внутреннего трения грунта в воде;

c_p – удельное структурное сцепление грунта при разрыве в воде, Па.

Показатель прочности грунта может быть выражен также через коэффициент пористости ε :

$$P_s = \frac{g(\rho_s - \rho_b)df}{1 + \varepsilon} + c_p. \quad (1.8)$$

Нетрудно видеть, что показатель P_s включает все основные физические и физико-механические характеристики грунта, и чем выше его значение, тем прочнее грунт и тем выше его сопротивляемость размыву. Для песчаных грунтов со средним диаметром $d = 0,1-1$ мм этот показатель изменяется в пределах $P_s = 1 \dots 8$ Па.

В главе 3 излагаются наиболее известные расчетные методики и приемы практического применения методов расчета устойчивости русла, предложенные рядом исследователей, а также более совершенные методы, разработанные автором.

Глава 2. ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ РУСЕЛ ОТКРЫТЫХ ВОДОТОКОВ

2.1. Теоретические основы расчета

Расчет пропускной способности русла является основной задачей гидравлического расчета открытого водотока. При проектировании регулируемых русел рек-водоприемников и проводящих каналов мелиоративных систем пропускную способность русла определяют для следующих створов: в устье канала или реки; выше и ниже каждого впадающего канала, расчетный расход которого составляет 10 % и более от расхода рассчитываемого водотока в данном створе; при переломе уклонов (для обоих уклонов); на участках с постоянными уклонами при изменении площади водосбора более чем на 20 %; при изменении грунтовых условий на трассе канала [50, 52, 60, 72].

Гидравлический расчет проводящих каналов мелиоративных систем необходимо выполнять при площади водосбора 5 км^2 и более и расчетном расходе воды более $0,5 \text{ м}^3/\text{с}$; при меньшей площади водосбора размеры поперечных сечений каналов допускается принимать конструктивно. Гидравлический расчет проводящих каналов на неразрывающиеся скорости необходимо выполнять при любой площади водосбора, когда уклон канала превышает $0,0005$ для песчаных, $0,003$ – для суглинистых и $0,005$ – для глинистых грунтов.

В зонах подпора от водоприемника, водорегулирующих и водоподпорных сооружений гидравлический расчет необходимо производить по формулам неравномерного движения воды [11, 94, 110] (см. п. 2.4).

Для расчета русел определяют в процессе изысканий и проектирования следующие основные данные: Q – расчетный расход, который устанавливают на основании гидрологических расчетов [48, 52, 72, 107]; i – уклон дна (определяют на расчетном участке по продольному профилю русла в соответствии с топографическими и инженерно-геологическими условиями); H – максимальную, среднюю по длине расчетного участка, глубину русла (устанавливают исходя из характера сельскохозяйственного использования земель и требований сопряжения сети в вертикальной плоскости); m – коэффициент заложения откосов (принимают по рекомендуемой нами

табл. 2.1 и проверяют на устойчивость к фильтрационному давлению по приведенной в п. 4.3 методике); n – коэффициент шероховатости (определяется путем изысканий по данному руслу, водоток-кам-аналогам или приближенно по табл. 2.1 и 2.2, составленным автором по данным натуральных наблюдений); физические и физико-механические характеристики грунтов (определяют по данным изысканий трасс каналов и регулируемых русел рек, лабораторным и полевым испытаниям).

Движение воды в открытом русле является безнапорным, происходит под действием силы тяжести и характеризуется наличием свободной поверхности потока, т. е. такой границы раздела, вдоль которой поток соприкасается с воздухом при атмосферном давлении. Поэтому пьезометрический уклон для таких потоков соответствует уклону свободной поверхности.

На основании решения уравнения Бернулли для установившегося плавно изменяющегося движения потока в открытом русле получено [3, 94, 103] основное дифференциальное уравнение, которое показывает изменение глубины h потока по его длине l и имеет вид

$$I = \frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} \quad (2.1)$$

Для призматического русла (размеры его не изменяются по длине, т. е. $\partial \omega / \partial l = 0$)

$$I = \frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} \quad (2.2)$$

При гидравлическом расчете каналов и регулируемых путем спрямления рек движение жидкости в русле принимается обычно равномерным, при котором гидравлические параметры потока (средняя скорость, размеры и форма живого сечения) по его длине не изменяются, а уклон водной поверхности I равен уклону дна i .

Уравнение расхода Q при равномерном движении жидкости в открытом русле получается как частный случай уравнения (2.2), а именно

$$i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = 0 \quad (2.3)$$

или

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} = \omega v, \quad (2.4)$$

в котором средняя скорость течения воды v , м/с, определяется по формуле Шези:

$$v = C \sqrt{Ri}. \quad (2.5)$$

В приведенных выше формулах приняты обозначения:

ω – площадь живого сечения, м²;

B – ширина живого сечения по верху, м;

α – коэффициент Кориолиса, учитывающий неравномерное распределение скоростей по живому сечению потока, принимается в обычных условиях равным $\alpha = 1,10$ [95, 104];

g – ускорение свободного падения, 9,81 м/с²;

i – уклон дна канала;

R – гидравлический радиус, м, равный

$$R = \omega / \chi, \quad (2.6)$$

χ – смоченный периметр, м;

C – скоростной коэффициент (коэффициент Шези), м^{0,5}/с, определяемый при $R \leq 3$ м чаще всего по формуле Н. Н. Павловского [3, 95]:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^y, \quad (2.7)$$

где n – коэффициент шероховатости русла;

y – показатель степени, определяемый по формуле Н. Н. Павловского:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,10); \quad (2.8)$$

Для определения коэффициента C по формуле (2.7) можно пользоваться графиком, представленным на рис. 2.1.

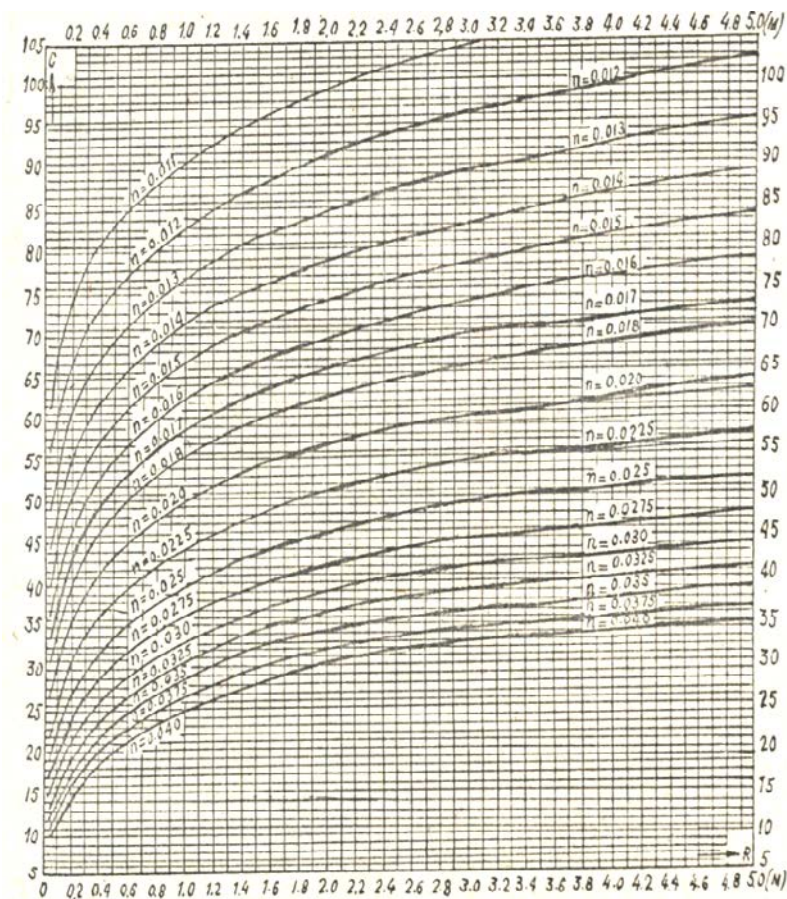


Рис. 2.1. График для определения скоростного коэффициента C по формуле Н. Н. Павловского

Значение показателя y с достаточной степенью точности может быть определено по упрощенным формулам Н. Н. Павловского [9, 74]:

$$\left. \begin{aligned} y &= 1,5 \sqrt{n} \text{ при } R < 1 \text{ м} \\ y &= 1,3 \sqrt{n} \text{ при } R > 1 \text{ м} \end{aligned} \right\}; \quad (2.9)$$

для земляных русел с гидравлическим радиусом $R = 0,5\text{--}3$ м значение y может быть принято приближенно $y = 0,2$ [3, 11, 110]; для приближенных расчетов каналов с бетонным креплением допускается вычисление скоростного коэффициента C по формуле (2.7), принимая по Манингу $y = 1 / 6$.

Последующими исследованиями [10, 21, 94] выявлено, что формула Павловского применима и при больших значениях гидравлического радиуса $R \leq 5$ м.

При $R > 3$ м коэффициент C можно определять по формуле Г. В. Железнякова [26]

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right] + \sqrt{\frac{1}{4} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right]^2 + \frac{\sqrt{g}}{0,13} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{g} \lg R \right)}. \quad (2.10)$$

При расчете земляных русел с гидравлическим радиусом в диапазоне $0,3 < R \leq 5$ м используют также формулу (2.11) И. И. Агроскина и Д. В. Штеренлихта [110]:

$$C = \frac{1}{n} + (27,5 - 300n) \lg R, \quad (2.11)$$

а при $5 < R < 10$ м – формулу В. Ф. Талмазы [97]:

$$C = \frac{1}{n} + (21 + 100n) \lg h_{\text{cp}}, \quad (2.12)$$

где h_{cp} – средняя глубина потока, примерно равная R , м.

По данным анализа, выполненного А. М. Латышенковым [44] формулы (2.10)–(2.12) показали хорошее совпадение (в указанном диапазоне изменения гидравлического радиуса) с формулой (2.7) Павловского. Так, отклонения значений C по формуле (2.12) не превышают $\pm (1-2) \%$ от значений C по формуле (2.7), а результаты вычислений по формуле (2.12) практически совпадают с данными расчетов по формуле (2.10).

Для глубоких русел ($R = 2 \dots 20$ м) может быть использована формула Д. В. Штеренлихта [110]:

$$C = \frac{1}{n} + \frac{0,42 + 0,003R}{n} \lg R. \quad (2.13)$$

2.2. Гидравлические сопротивления в регулируемых руслах рек и проводящих каналах

При расчете пропускной способности русел рек и каналов сложной задачей является достоверное определение гидравлических сопротивлений, в частности скоростного коэффициента C в формуле Шези и коэффициента шероховатости n . Существующие аналитические связи (2.7)–(2.12) и другие между коэффициентами C и n вполне надежны. Однако сам коэффициент шероховатости n выбирается по таблицам [8, 10, 11], субъективно, главным образом на основании описания предполагаемого состояния проектируемого русла, что часто приводит к значительным погрешностям в расчетах его пропускной способности и устойчивости. Так, данные наблюдений, проведенных нами в период прохождения паводков в регулируемых реках Морочи, Оресе и др., показали, что принятые при проектировании значения коэффициента шероховатости $n = 0,03$ для расчета русел на пропуск максимальных расходов весеннего половодья оказались завышенными; измеренные значения этого коэффициента находились в пределах 0,02–0,027. В результате русла этих рек на отдельных участках излишне заглублены, неоправданно увеличены объемы земляных работ, нарушена их устойчивость в связи с первоначально завышенными значениями морфометрического параметра русла B / H_c (H_c – средняя глубина русла, $H_c = \omega / B$). В период прохождения летне-осенних паводков значе-

ния коэффициента n принимаются часто заниженными и пропускная способность русла при заданных расчетных расходах для этого периода бывает недостаточной, что приводит к повышению уровня воды и подпорам на мелиоративных системах.

В практике для определения коэффициента n широко известность получили таблицы М. Ф. Срибного [11], И. Ф. Карасева [30], В. Т. Чоу [102], а для проектирования мелиоративных каналов – Э. И. Михневича [60, 89].

Стремление избежать субъективного подхода к определению коэффициентов C и n побудило многих исследователей [7, 8, 22, 91 и др.] к поиску выражения этих коэффициентов через параметры, которые могут быть непосредственно измерены и которые оказывают влияние на гидравлическую шероховатость. В качестве таких параметров используется глубина потока, диаметр зерен грунта, размеры русловых образований, в частности донных гряд, уклон водной поверхности и др. Во многих случаях фактически речь идет об иной формуле скорости (отличной от формулы Шези). Однако для сохранения привычной структуры этой формулы предлагаются соответствующие зависимости для определения коэффициента C . Одной из первых таких, куда введен уклон водной поверхности I , является формула швейцарских инженеров Гангилье и Куттера (1870 г.) [10]:

$$C = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}}. \quad (2.14)$$

Эта формула получена на основе обработки данных измерений расходов реки в каналах различных типов, на многих европейских реках и на р. Миссисипи. Она широко используется за рубежом и в настоящее время. Анализ влияния уклона в этой формуле на скоростной коэффициент C показал, что это влияние соответствует физической сущности процесса только при $R > 1$ м, когда с увеличением уклона значение C уменьшается, что наблюдается и в натуральных условиях: увеличение уклона влечет за собой возрастание размы-

вающего действия руслового потока, образование более крупных русловых форм и соответственно повышение абсолютной шероховатости донных отложений и коэффициента шероховатости, связанного обратной зависимостью со скоростным коэффициентом. При $R < 1$ м влияние уклона в формуле (2.14) противоположно описанному выше, т. е. с увеличением уклона возрастает также и значение коэффициента C , что не соответствует действительности. Поэтому при расчете каналов формулу Гангилье-Куттера часто используют в сокращенном виде (без учета влияния уклона):

$$C = \frac{1}{1 + 23 \frac{n}{\sqrt{R}}} + 23. \quad (2.15)$$

Затем появились формулы Борнемана, Гагена, Гарлакера, Шлихтинга, Матакиевича, Германека и других, в которые также вошел уклон. Однако широкого применения эти формулы не получили, так как они удовлетворительно описывают лишь те ограниченные опытные данные, на которых получены.

Для уточнения расчета пропускной способности земляных каналов и естественных водотоков, которые работают в промежуточной (доквадратичной) зоне сопротивления разработаны обобщенные формулы, действительные во всей области турбулентного движения ньютоновской жидкости. К этой группе формул относятся зависимости М. Ф. Срибного, А. А. Сабанеева, А. Д. Альтшуля [8], С. Х. Абальянца [1], С. К. Ревяшко [82] и др. Для примера приведем формулу А. Д. Альтшуля [8]:

$$C = 20 \lg \frac{R}{\varepsilon' + \frac{0,385v}{\sqrt{gRI}}}, \quad (2.16)$$

где ε' – приведенная линейная шероховатость (принимается по таблицам);

v – кинематический коэффициент вязкости.

Применение в формулах этой группы линейной, так называемой абсолютной шероховатости осложняет их практическое использование. Не обосновано само понятие расчетных выступов шероховатости и их влияние далеко неоднозначно. Так, возникновение в русле мелких гряд и рифелей (микроформ) значительно увеличивает коэффициенты сопротивления, а образование длинных песчаных гряд (мезоформ), присущих высоким уровням воды, мало влияет на коэффициенты сопротивления [10, 27, 111, 123].

Чтобы использовать общепринятые значения коэффициентов шероховатости n , приводимые в справочно-нормативной литературе, формулу Альтшуля представляют также в следующем виде [10, 29]:

$$C = 25 \left[\frac{R}{(80n)^6 + \frac{0,025}{\sqrt{RI}}} \right]^{1/6}, \quad (2.17)$$

где R – в мм; C – в $m^{0,5}/c$.

На основании анализа совокупности натуральных данных по земляным каналам Средней Азии (систематизировано С. Х. Абальянцем), Северо-Крымскому, Москва-Волга и другим, а также лабораторных исследований О. М. Айвазян получил следующую расчетную зависимость для определения коэффициента C непосредственно через гидравлический радиус и уклон:

$$C = \frac{8,86}{(a + bI^{1/3} / R)^{1/2}}, \quad (2.18)$$

где a и b – значения параметров в зависимости от грунтов и состояния канала; для каналов в нормальных условиях содержания $a = 0,020$ и $b = 0,125$ – для песков; $a = 0,016$ и $b = 0,26$ – для связных грунтов и заиленных песков.

В последние годы появились формулы для определения коэффициента C , в которых в качестве интегральной характеристики, учитывающей шероховатости русла, выступает только уклон. Так, для расчета средней скорости течения в устойчивых равнинных руслах,

находящихся в состоянии предельного равновесия, а также самоформирующихся русел каналов, проходящих в песчано-гравелистых грунтах и несущих наносы, А. Д. Альтшулем и У-Вин-Тейном [8] предложена следующая формула:

$$C = \frac{14,8}{I^{1/6}} - 26 . \quad (2.19)$$

Несмотря на необычную структуру этой формулы, она показала приближенное соответствие расчетных и измеренных значений скоростного коэффициента для ряда участков отрегулированных равнинных рек-водоприемников Беларуси, проложенных в песчаных грунтах и находящихся длительное время в эксплуатации в стадии динамического равновесия.

Для определения гидравлических сопротивлений в подвижных руслах рядом исследователей [20, 22, Чанг и др.] предпринята попытка связать значения коэффициентов C и n непосредственно с линейными размерами русловых образований и диаметром зерен грунта. Однако получить надежные результаты с помощью таких связей в естественных руслах оказалось очень трудным как в связи с большой изменчивостью самих русловых форм, взаимосвязанных со скоростью и глубиной потока, так и с изменением свойств и характера залегания грунтов по трассе водотока. Установлена надежная связь между коэффициентом шероховатости n_0 и расчетным диаметром d однородных грунтов лишь для неподвижной зернистой шероховатости, создаваемой в модельных руслах в лабораторных условиях. Чаще всего эта связь выражается формулой [8, 10]

$$n_0 = a_0 d^{\frac{1}{6}} , \quad (2.20)$$

где коэффициент a_0 на основании опытных данных принимают равным: Гончаров $a_0 = 0,0424$; Чанг $a_0 = 0,0525$; О'Брайен $a_0 = 0,06$; А. Штриклер $a_0 = 0,048$; d – средний диаметр зерен грунта, м. Однако, значения n_0 , получаемые по этим формулам для песчаных грунтов, значительно ниже наблюдаемых в натуральных условиях.

Поиск связей коэффициентов C и n в формуле Шези с характеристиками подвижного русла, потока и грунтов продолжается сейчас в двух направлениях: в отыскании их зависимостей от параметров грядового рельефа дна и от коэффициента устойчивости донных отложений [22, 60]. Более успешно развивается второе направление. Так, В. А. Скрыльниковым [91] в результате обобщения данных натуральных наблюдений, проведенных на крупных каналах Средней Азии и р. Сырдарья, а также лабораторных опытов в мелкопесчаных грунтах получены зависимости для определения максимальных n_{\max} и минимальных n_{\min} значений коэффициента шероховатости в зависимости от критерия подвижности дна $f_d = HI / d$:

$$n_{\max} = n_0 \left[1 + 0,083 \left(\frac{f_d}{f_{d.o}} - 1 \right) \right]; \quad (2.21)$$

$$n_{\min} = n_0 \left[1 + 0,0127 \left(\frac{f_d}{f_{d.o}} - 1 \right)^{1,5} \right], \quad (2.22)$$

где $f_{d.o}$ – критерий подвижности дна для статически устойчивого русла, который предлагается [91] принимать равным 0,074;

n_0 – коэффициент шероховатости в статически устойчивом русле (неподвижная шероховатость), определяется по формуле (2.20) со значением коэффициента $a_0 = 0,0524$ (по Чангу), т. е. $n_0 = 0,0524d^{1/6}$.

Формулы (2.21) и (2.22) рекомендуют использовать в мелкопесчаных грунтах для значений $f_d \leq 2$.

Анализ этих формул показал, что для мелиоративных водотоков Белоруссии они дают заниженные (в 1,2–1,5 раза) значения коэффициента шероховатости. Это объясняется, видимо, двумя факторами: во-первых, наличием в потоках южной зоны большого количества коллоидных и пылеватых частиц во взвешенном состоянии, которые создают скользящую поверхность на смоченном периметре русла и уменьшают турбулизацию потока, что приводит к снижению коэффициента шероховатости [1, 29] и, во-вторых, довольно большими расходами воды в этих водотоках, с возрастанием которых обнаруживается некоторое снижение коэффициента шероховатости.

В работах [29, 110 и др.] отмечается, что на величину коэффициента n оказывает влияние форма поперечного сечения русла, а для узких русел – соотношение между шириной и глубиной потока. Разность значений коэффициента C для различных форм живого сечения может достигать (по лабораторным данным) до 15 % [110]. Однако этот вопрос еще полностью не изучен и в расчетах это влияние пока не учитывается.

Интересная зависимость получена В. С. Алтуниным и Л. В. Ларионовой [7], в которой интегральной характеристикой для определения коэффициента Шези выступает параметр живого сечения русла – отношение B/h_{cp}

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{0,2 \left(\frac{B}{h_{cp}} \right)^2 + 43}. \quad (2.23)$$

Эта зависимость получена авторами [7] на основе использования теоретического критерия плановой устойчивости русла Т. Г. Войнич-Сяноженцкого и Н. Б. Кереселидзе и проверена в натурных условиях на крупных земляных каналах в легкоразмываемых грунтах. Они описывают гидравлические сопротивления в руслах, находящихся фактически в стадии предельного динамического равновесия.

Нами обобщены данные измерений гидравлических характеристик потоков в магистральных каналах и регулированных реках-водоприемниках мелиоративных систем за многие годы. Анализ этих данных позволил нам получить для прямолинейных русел динамического равновесия, проложенных в песчаных грунтах ($d = 0,1 \dots 1$ мм) с расчетным расходом воды $Q = 20 \dots 100$ м³/с, приближенную экспериментальную связь (2.24) между коэффициентом шероховатости n и предложенным нами критерием устойчивости дна $\eta_y = P_s / g \rho_b H_c I$, выражаемым формулой (3.41) при $R = H_c$:

$$n = 0,06d^{0,17} + 0,02(1 - \eta_y). \quad (2.24)$$

Формула применима в интервале изменения критерия устойчивости: $0,2 \leq \eta_y \leq 0,8$.

Из структуры формулы (2.24) видно, что для более устойчивых русел (большие значения критерия η_y) основную роль играет зерни-

стая шероховатость, определяемая первым членом формулы, и напротив, со снижением устойчивости русла (небольшие значения η_y) более существенную роль в формировании гидравлического сопротивления играет второй член, отражающий влияние русловых форм, образующихся под действием водного потока. Эта формула позволяет объективно определять коэффициент шероховатости по непосредственно измеренным параметрам русла и потока.

Более точные значения коэффициента шероховатости n могут быть получены по приведенным ниже формулам (2.25–2.30), учитывающим дифференцированно значения критерия устойчивости русла в зависимости от стадии движения наносов: 1-я стадия – влечение отдельных зерен грунта; 2-я стадия – грядобразование; 3-я стадия – взвешивание грунта.

Для русел с критериями устойчивости в пределах 12,5–5,18, т. е. находящихся в диапазоне между первой ($\eta_1 = 12,5$) и второй ($\eta_2 = 5,18$) стадиями движения наносов зависимость между коэффициентом шероховатости русла и критерием устойчивости имеет вид:

$$n = n_0 + a_1 \left(1 - \frac{\eta_y}{\eta_{y_1}} \right), \quad (2.25)$$

где n_0 – коэффициент неподвижной зернистой шероховатости, определяемый по формуле (2.20) при $a_0 = 0,06$, т. е. $n_0 = 0,06 d^{1/6}$.

Значение a_1 в промежутке между этими стадиями найдено равным $a_1 = 0,0094$. Тогда расчетная формула (2.25) принимает вид:

$$n = 0,06d^{1/6} + 0,0094 \left(1 - \frac{\eta_y}{\eta_{y_1}} \right), \quad (2.26)$$

где η_y – фактический критерий устойчивости русла, находящийся в пределах 12,5–5,18;

η_{y_1} – критерий устойчивости для 1-й стадии движения наносов, $\eta_{y_1} = 12,5$.

Для русел с критерием устойчивости в пределах 5,18–1,1, т. е. находящихся в диапазоне между второй и третьей стадиями движения наносов:

$$n = n_0 + a_1 \left(1 - \frac{\eta_{y_2}}{\eta_{y_1}} \right) + a_2 \left(1 - \frac{\eta_y}{\eta_{y_2}} \right), \quad (2.27)$$

где η_y – фактический критерий устойчивости русла, находящийся в пределах 5,18–1,1;

η_{y_2} – критерий устойчивости для 2-й стадии движения наносов, $\eta_{y_2} = 5,18$.

Значение коэффициента a_2 в промежутке между 2-й и 3-й стадиями найдено равным $a_2 = 0,005$.

Подставляя значение коэффициента n_0 , второго члена

$$a_1 \left(1 - \frac{\eta_{y_2}}{\eta_{y_1}} \right) = 0,0055$$

и значение коэффициента $a_2 = 0,005$, получаем расчетную формулу для этих стадий в виде:

$$n = 0,06d^{1/6} + 0,0055 + 0,005 \left(1 - \frac{\eta_y}{\eta_{y_2}} \right). \quad (2.28)$$

Для русел с критерием устойчивости $\eta_y = 1,1-0,2$, т. е. в условиях развитого процесса взвешивания грунта коэффициент шероховатости определяется по формуле

$$n = n_0 + a_1 \left(1 - \frac{\eta_{y_2}}{\eta_{y_1}} \right) + a_2 \left(1 - \frac{\eta_{y_3}}{\eta_{y_2}} \right) + a_3 \left(1 - \frac{\eta_y}{\eta_{y_3}} \right), \quad (2.29)$$

где η_y – фактический критерий устойчивости русла, находящийся в пределах 1,1–0,2;

η_{y_3} – критерий устойчивости для 3-й стадии движения наносов, $\eta_{y_3} = 1,1$.

Значение коэффициента a_3 для этого диапазона движения наносов найдено $a_3 = 0,0073$.

Расчетная формула для этой стадии соответственно будет иметь вид:

$$n = 0,06d^{1/6} + 0,0094 + 0,0073 \left(1 - \frac{\eta_y}{\eta_{y_3}} \right). \quad (2.30)$$

Полученные формулы отражают гидравлические сопротивления русел, проложенных в песчаных грунтах, и требуют предварительного определения критерия устойчивости русла, который более точно определяется для эксплуатируемых водотоков и приближенно – на стадии проектирования. Чтобы учесть влияние вида грунта и расчетного периода работы водотока на шероховатость русла на стадии его проектирования, нами составлена на основе данных натурных наблюдений для проводящих каналов табл. 2.1 [72].

При неоднородной шероховатости русла (разные материалы креплений, слоистость грунтов, частичное крепление русла) расчетное приведенное значение коэффициента шероховатости n_p определяется по формуле Павловского [79]

$$n_p = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2 + \dots + \chi_n n_n^2}{\chi_1 + \chi_2 + \dots + \chi_n}}, \quad (2.31)$$

где $\chi_1, \chi_2, \dots, \chi_n$ – длина расчетных участков смоченного периметра с однородной шероховатостью, м;

n_1, n_2, \dots, n_n – коэффициенты шероховатости на соответствующих расчетных участках смоченного периметра.

Влияние слоистости грунтов на значение коэффициента шероховатости не учитывается в тех случаях, если мощность слоя грунта не превышает 25 % от расчетной глубины h наполнения русла.

В заросших руслах коэффициент шероховатости может быть в 2–3 раза выше, чем в руслах, работающих в нормальных условиях эксплуатации [82, 102].

Таблица 2.1. Коэффициент шероховатости n проводящих каналов, работающих в нормальных условиях эксплуатации

Грунты	Расход	
	весеннего половодья и предпосевной	летне-осеннего паводка и меженный
$Q \geq 25 \text{ м}^3/\text{с}$		
Пески: крупнозернистые; среднезернистые и мелкие	0,025	0,028
	0,023	0,026
Глинистые грунты	0,022	0,025
Торфяные грунты	0,024	0,030
Гравийные и галечниковые грунты	0,027	0,030
$Q < 25 \text{ м}^3/\text{с}$		
Пески: крупнозернистые; среднезернистые и мелкие	0,026	0,030
	0,024	0,029
Глинистые грунты	0,023	0,027
Торфяные грунты	0,027	0,033
Гравийные и галечниковые грунты	0,028	0,032

Коэффициенты шероховатости n креплений каналов приведены в табл. 2.2.

Таблица 2.2 – Коэффициенты шероховатости n креплений каналов

Тип креплений	Коэффициент n
Железобетонные сборные плиты и лотки	0,013–0,015
Бетонная облицовка с грубо отделанной поверхностью, плиты и блоки из пористого бетона	0,015–0,018
Одерновка, залужение	0,030–0,035
Пригрузка (наброска) из гравия и щебня	0,026–0,030
Фашины, хворостяные канаты и плетневые стенки, тюфяки	0,028–0,034
Крепления из синтетических и стекловолокнистых материалов	0,012–0,017

2.3. Новая методика расчета пропускной способности водотоков при равномерном движении воды

Расчет пропускной способности водотока проводят с целью определения параметров его поперечного сечения, при котором обеспечивается пропуск заданного расчетного расхода. Основой расчета открытого водотока является уравнение расхода (2.4) при равномерном движении жидкости: $Q = \omega v = \omega C \sqrt{Ri}$.

Используемая в расчетах расходная характеристика (модуль расхода) K определяется по уравнению

$$K = \omega C \sqrt{R}, \quad (2.32)$$

а модуль заданного расхода K_0 – по формуле

$$K_0 = Q / \sqrt{i}. \quad (2.33)$$

Задачи, решаемые при расчете пропускной способности русла, можно подразделить на два основных типа:

1 тип – задачи, в которых требуется определить расход воды, пропускаемый руслом с заданными размерами и уклоном;

2 тип – задачи, когда при заданном расчетном расходе и уклоне русла необходимо определить размеры (или один из них при другом заданном) поперечного сечения, способного пропускать максимальный заданный расход. При проектировании нового канала решают задачи 2-го типа.

Задачи 1-го типа решаются непосредственно по приведенной выше формуле (2.4). Задачи 2-го типа – путем подбора, для чего чаще всего используют графо-аналитический способ [11, 103], по которому сравнивают текущие модули расхода по (2.32) с модулем заданного расхода по (2.33), задаваясь рядом значений искомого размера и вычисляют при каждом из этих значений все гидравлические элементы русла. Затем строят график $b = f(K)$ или $h = f(K)$, по которому находят искомым размер русла при $K = K_0$. Такие расчеты являются весьма трудоемкими.

Более удобным для практических задач 2-го типа является разработанный нами аналитический метод, при использовании

которого параметры канала определяют непосредственно (без подбора) по формулам [67, 68].

В водохозяйственном строительстве наиболее распространенной формой поперечного сечения каналов является трапециевидальная, как наиболее удобная для производства работ (рис. 2.2).

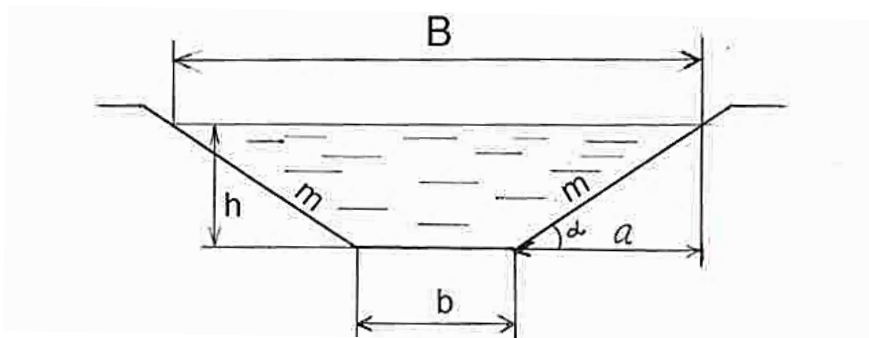


Рис. 2.2. Трапециевидальная форма поперечного сечения канала:
 h – глубина воды в канале, m , b , B – ширина канала соответственно по дну и по уровню воды, m , α – угол наклона откосов;
 $m = \operatorname{ctg} \alpha = a / h$ – коэффициент заложения откосов

Используя принятые обозначения, можно записать следующие выражения для основных гидравлических элементов русла:

площадь живого сечения ω

$$\omega = (b + mh)h = b_{\text{cp}}h; \quad (2.34)$$

ширина трапеции по средней линии b_{cp}

$$b_{\text{cp}} = b + mh; \quad (2.35)$$

характеристика откоса m_0

$$m_0 = 2\sqrt{1 + m^2} - m; \quad (2.36)$$

характеристика живого сечения σ

$$\sigma = m_0 h / b_{\text{cp}}; \quad (2.37)$$

смоченный периметр χ

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = b_{\text{cp}} + h \cdot m_0; \quad (2.38)$$

гидравлический радиус R

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{b_{\text{cp}} h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}; \quad (2.39)$$

ширина русла по уровню воды B

$$B = b + 2mh. \quad (2.40)$$

Коэффициент заложения откосов m проводящих каналов в зависимости от вида грунта и глубины русла рекомендуется нами принимать по таблице 2.3 [72].

Таблица 2.3. Коэффициент заложения откосов m проводящих каналов в зависимости от вида грунта и глубины русла

Грунт	Глубина русла H , м		
	менее 1,5	1,5...3,0	более 3,0
Крупнозернистые и гравелистые пески	1,25...1,5	1,5...1,75	1,75...2,0
Среднезернистые пески	1,5...1,75	1,75...2,0	2,0...2,5
Мелкозернистые пески	1,75...2,0	2,0...2,5	2,5...3,0
Мелкозернистые пылеватые пески	2,0...2,5	2,5...3,0	3,0...3,5
Средние и тяжелые глины и суглинки	1,0...1,25	1,25...1,5	1,5...1,75
Легкие суглинки, супеси, торф	1,25...1,5	1,5...1,75	1,75...2,0

Принятое значение m уточняется расчетом в соответствии с главой 4. Если по расчету коэффициент m окажется больше значения, указанного в таблице 2.3, то обычно принимают его табличное значение, а для откосов предусматривают соответствующее крепление (см. главу 5).

2.3.1. Расчет канала гидравлически наивыгоднейшего профиля

Если глубина и ширина канала не ограничиваются какими-либо условиями, то проектируют поперечное сечение русла гидравлически наивыгоднейшего профиля, который характеризуется максимально возможной средней скоростью v , а следовательно, минимальной площадью живого сечения ω . Для трапециoidalного сечения такой профиль характеризуется соотношением $\beta_{г.н}$ между шириной по дну b и глубиной h

$$\beta_{г.н} = 2\left(\sqrt{1+m^2} - m\right). \quad (2.41)$$

Гидравлический радиус таких русел $R = 0,5h$.

Для канала гидравлически наивыгоднейшего профиля можно получить формулу, позволяющую непосредственно определять глубину русла. Уравнение (2.4) для равномерного движения воды запишем с учетом формул (2.7), (2.34) и (2.41) в следующем виде:

$$\begin{aligned} Q &= \omega C \sqrt{Ri} = \omega \frac{1}{n} (0,5h)^y (0,5hi)^{0,5} = \\ &= h^2 (\beta_{г.н} + m) \frac{1}{n} 0,5^y h^y 0,5^{0,5} h^{0,5} i^{0,5}, \end{aligned}$$

откуда
$$Qn = 0,5^{y+0,5} (\beta_{г.н} + m) i^{0,5} h^{2,5+y}. \quad (2.42)$$

Из уравнения (2.42) после преобразования получим расчетную формулу для определения глубины канала h наивыгоднейшего профиля:

$$h = \frac{(Qn)^{1/(2,5+y)}}{0,5^{\frac{0,5+y}{2,5+y}} (\beta_{г.н} + m)^{1/(2,5+y)} i^{0,5/(2,5+y)}} \quad (2.43)$$

При значении $y = 0,2$

$$h = \frac{1,2}{i^{0,185}} \left(\frac{Qn}{\beta_{г.н} + m} \right)^{0,37} \quad \text{или} \quad h = \frac{1,2}{i^{0,185}} \left(\frac{Qn}{m_0} \right)^{0,37}, \quad (2.44)$$

где m_0 – характеристика откоса, определяемая по формуле (2.36).

Соответственно ширина русла по дну $b = \beta_{г.н} h$.

Русла гидравлически наиболее выгодного профиля обычно имеют значительную глубину и небольшую ширину по дну, что иногда осложняет их строительство. В связи с этим А. А. Угинчус, Д. В. Штеренлихт [110] и др. предлагают увеличивать отношение $v / v_{г.н}$ и соответственно $\omega / \omega_{г.н}$ на 1–5 %. При столь малых отклонениях ω от $\omega_{г.н}$ отношения b / h при удалении от гидравлически наиболее выгодного профиля резко возрастают, что создает благоприятные условия для производства работ.

2.3.2. Гидравлический расчет канала при одном заданном размере поперечного сечения

При проектировании каналов чаще всего назначается глубина русла h , исходя из требований сопряжения открытых водотоков в вертикальной плоскости и топографических условий местности. В этом случае неизвестным размером поперечного сечения является ширина русла по дну b . Если задана ширина русла по дну b (обычно из удобства производства работ по сооружению канала), то в этом случае искомой является глубина русла h .

Для вывода расчетных формул (2.48) и (2.49) в качестве эталона принимается живое сечение с заданным параметром, но с наибольшей пропускной способностью в данных условиях (гидравлически наиболее выгодное сечение при заданном параметре). Для такого сечения гидравлический радиус $R_{г.н}$ определяется по формуле

$$R_{г.н.} = \left(\frac{K_0 n}{4m_0} \right)^{\frac{1}{2,5+y}}, \quad (2.45)$$

где m_0 – характеристика откоса, которая определяется по формуле (2.36);
 K_0 – расходная характеристика по (2.33).

Заменим в формуле (2.45) значение $4m_0$ безразмерным соотношением $\omega_{г.н.} / R_{г.н.}^2$ [3]. Тогда, после преобразований, получим уравнение

$$R_{г.н.} (b_{ср} h)^{\frac{1}{2,5+y}} = (K_0 n)^{\frac{1}{2,5+y}} R_{г.н.}^{\frac{2}{2,5+y}}, \quad (2.46)$$

откуда

$$(b_{г.н.} + mh) = K_0 n / (h R_{г.н.}^{0,5+y}). \quad (2.47)$$

При назначенной глубине русла h из уравнения (2.47) получим ширину русла по дну $b_{г.н.}$:

$$b_{г.н.} = \frac{K_0 n}{h R_{г.н.}^{0,5+y}} - mh, \quad (2.48)$$

а при известной ширине русла по дну b – глубину $h_{г.н.}$:

$$h_{г.н.} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4 m K_0 n / R_{г.н.}^{0,5+y}}}{2m} \quad (2.49)$$

Поскольку в приведенных формулах принят в расчет гидравлический радиус наивыгоднейшего сечения, то производят корректировку значений гидравлического радиуса R по формуле (2.39), а ширины русла по дну b или глубины h путем умножения полученного по формулам (2.48) или (2.49) значения размера сечения на отношение $R_{г.н.} / R$, т. е.

$$\left. \begin{aligned} b &= b_{\Gamma.н.} R_{\Gamma.н.} / R \\ h &= h_{\Gamma.н.} R_{\Gamma.н.} / R \end{aligned} \right\} \quad (2.50)$$

Для приближенной оценки пропускной способности русла нами построены графики (рис. 2.3, 2.4), позволяющие определять размеры поперечного сечения b и h при показателе степени в формуле (2.7) $y = 0,2$, которые представляют собой функциональные зависимости между отношениями $h/R_{\Gamma.н.}$ и $b/R_{\Gamma.н.}$ и параметром $\beta = b/h$.

Для построения графиков нами разработаны функциональные зависимости (2.55)–(2.57) между отношениями $h/R_{\Gamma.н.}$ и $b/R_{\Gamma.н.}$ и параметром $\beta = b/h$.

Для вывода этих зависимостей в качестве исходных приняты уравнения (2.51) и (2.52) для гидравлического радиуса R , выраженного соответственно через характеристику живого сечения σ и гидравлически наивыгоднейший радиус $R_{\Gamma.н.}$ [3]:

$$R = \frac{h}{1 + \sigma} \quad , \quad (2.51)$$

$$R = R_{\Gamma.н.} \left[\frac{4\sigma}{(1 + \sigma)^2} \right]^{\frac{1}{2,5+y}} \quad . \quad (2.52)$$

Приравнявая уравнения (2.51) и (2.52), получаем зависимость для определения отношения $h/R_{\Gamma.н.}$

$$\frac{h}{R_{\Gamma.н.}} = (4\sigma)^{\frac{1}{2,5+y}} (1 + \sigma)^{\frac{0,5+y}{2,5+y}} \quad . \quad (2.53)$$

Запишем характеристику живого сечения σ в виде $\sigma = m_0 / (\beta + m)$.

Тогда зависимость (2.53) примет вид:

$$\frac{h}{R_{\Gamma.н.}} = \left(\frac{4m_0}{\beta + m} \right)^{\frac{1}{2,5+y}} \left(1 + \frac{m_0}{\beta + m} \right)^{\frac{0,5+y}{2,5+y}} \quad (2.54)$$

или при $y = 0,2$

$$\frac{h}{R_{г.н.}} = 1,67 \left(\frac{m_0}{\beta + m} \right)^{0,37} \left(1 + \frac{m_0}{\beta + m} \right)^{0,26}. \quad (2.55)$$

Принимая в формуле (2.51) значение $h = b / \beta$, и аналогично решая совместно уравнения (2.51) и (2.52), получаем зависимость для определения отношения $b / R_{г.н.}$

$$\frac{b}{R_{г.н.}} = \beta \left(\frac{4m_0}{\beta + m} \right)^{\frac{1}{2,5+y}} \left(1 + \frac{m_0}{\beta + m} \right)^{\frac{0,5+y}{2,5+y}} \quad (2.56)$$

или при $y = 0,2$

$$\frac{b}{R_{г.н.}} = 1,67 \beta \left(\frac{m_0}{\beta + m} \right)^{0,37} \left(1 + \frac{m_0}{\beta + m} \right)^{0,26}. \quad (2.57)$$

В приведенных выше зависимостях (2.54) и (2.56) гидравлический радиус наивыгоднейшего сечения $R_{г.н.}$ определяют по формуле (2.45), а в зависимостях (2.55) и (2.57) – по формуле

$$R_{г.н.} = \left(\frac{K_0 n}{4m_0} \right)^{0,37}, \quad (2.58)$$

где m_0 – характеристика откоса, которая определяется по формуле (2.36);

K_0 – модуль расхода по формуле (2.33).

По зависимостям (2.55) и (2.57) построены графики $\beta = f(h / R_{г.н.})$ и $\beta = f(b / R_{г.н.})$ (рис. 2.3 и 2.4).

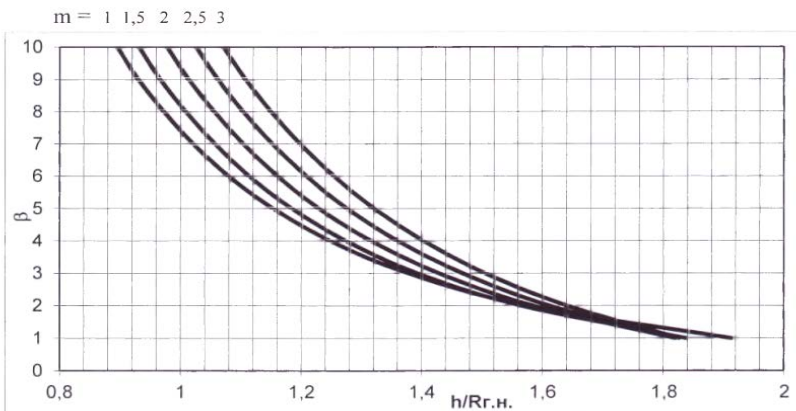


Рис. 2.3. График $\beta = f(h / R_{г.н.})$

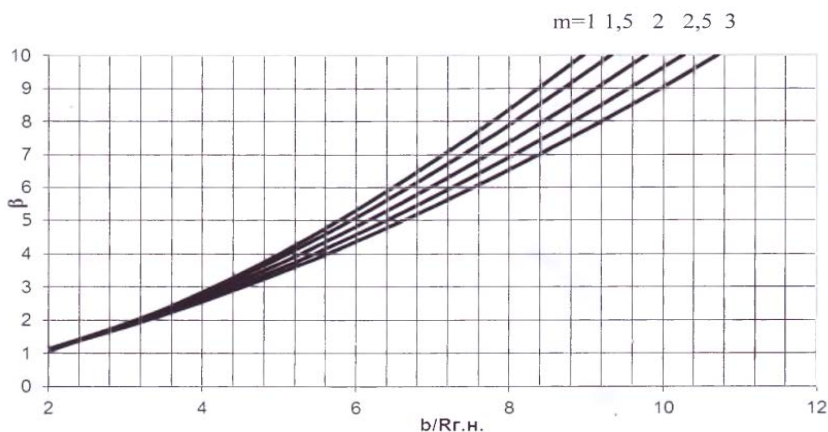


Рис. 2.4. График $\beta = f(b / R_{г.н.})$

По этим графикам можно легко определить значение β при известном отношении $h / R_{г.н.}$ или $b / R_{г.н.}$, предварительно рассчитав гидравлический радиус наивыгоднейшего сечения по формуле (2.58).

Определив по графику значение β , при заданной глубине h ширина по дну $b = \beta h$, а при известной ширине b глубина русла $h = b / \beta$.

2.4. Гидравлический расчет русел в условиях неравномерного движения воды

В условиях неравномерного движения воды, которое наблюдается в мелиоративных каналах и реках-водоприемниках при частичном спрямлении или обваловании русла в местах сопряжения регулируемых и естественных участков русла; в зонах слияния и разделения потоков; на участках изменения уклона и размеров сечений; в зонах влияния подпорных и водорегулирующих сооружений, гидравлические сопротивления возрастают. Дифференциальное уравнение неравномерного установившегося движения жидкости в непрямоугольном русле (рис. 2.5) может быть представлено в виде [22, 94, 103]

$$I = \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{v^2}{C^2 R}, \quad (2.59)$$

где $I = -\frac{dh}{ds}$ – уклон свободной поверхности в рассматриваемом сечении (переменная величина вдоль по течению);

v , R , C – соответственно средняя скорость, гидравлический радиус и коэффициент Шези для того же сечения при глубине потока h ;
 α – коэффициент Кориолиса, связанный с неравномерным распределением скоростей по сечению.

Из уравнения (2.59) видно, что по сравнению с равномерным движением, определяемым формулой Шези (вторая часть уравнения), дополнительно возрастают гидравлические сопротивления.

Точного решения дифференциального уравнения неравномерного движения жидкости в открытом русле не получено. Поэтому в практических расчетах используют приближенные методы его интегрирования или численные способы решения на ЭВМ.

Построение кривой свободной поверхности потока (кривой спада или подпора) является основным вопросом при рассмотрении неравномерного, плавно изменяющегося движения воды в русле. Получив такую кривую, можно найти все необходимые величины, характеризующие гидравлику потока на протяжении всего про-

дольного профиля, охваченного расчетом, что особенно важно на осушительно-увлажнительных системах при проектировании каскадного регулирования режима уровней в мелиоративных водотоках для управления водным режимом на мелиорированных землях.

Уравнение неравномерного движения жидкости в непризматическом русле (2.1) для участка, определяемого граничными условиями (рис. 2.5), представлено нами в виде расчетного уравнения (2.60) в конечных разностях.

$$Z_i - Z_{i+1} = \Delta Z = \frac{1 + \zeta}{2g} \left(\alpha_{i+1} \frac{Q_{i+1}^2}{\omega_{i+1}^2} - \alpha_i \frac{Q_i^2}{\omega_i^2} \right) + \frac{(l_{i+1} - l_i)}{2} \left(\frac{Q_i^2}{K_i^2} + \frac{Q_{i+1}^2}{K_{i+1}^2} \right) \quad (2.60)$$

В тех случаях, когда расход воды Q на расчетном участке можно принять постоянным, уравнение (2.54) упрощается, принимая вид

$$\Delta Z = Q^2 \left[\frac{\alpha}{2g} (1 + \zeta) \left(\frac{1}{\omega_{i+1}^2} - \frac{1}{\omega_i^2} \right) + \frac{l}{K_{cp}^2} \right]. \quad (2.61)$$

В этих формулах приняты следующие обозначения:

Q , ω , R , B , C – соответственно расход, площадь живого сечения, гидравлический радиус, ширина по верху русла и коэффициент Шези для рассматриваемого сечения глубиной h с уклонами:

i – дна (уклон трения);

l – уклон свободной поверхности;

α – корректив кинетической энергии, при отсутствии экспериментальных данных рассчитывается по формулам [11, 94] или принимается приближенно $\alpha = 1,1$;

$\Delta Z = (Z_i - Z_{i+1})$ – разность отметок свободной поверхности воды в начале Z_1 и конце Z_{i+1} расчетного участка, м;

l – длина заданного участка русла, м;

l_i, l_{i+1} – расстояния от подпорного сооружения до i -го и $(i + 1)$ -го створа; ω_i, ω_{i+1} – площадь живого сечения соответственно в начале и конце расчетного участка, м²;

K_i, K_{i+1} – модули расхода в i -ом и $(i + 1)$ -ом створе, м³/с;

K_{cp} – средняя расходная характеристика на расчетном участке, м³/с;

$$K_{\text{cp}} = \frac{Q}{\sqrt{i_{\text{cp}}}} \text{ или } K_{\text{cp}} = \left(\omega C \sqrt{R} \right)_{\text{cp}} ; \quad (2.62)$$

ζ – коэффициент местного сопротивления: для расширяющихся потоков (скорость уменьшается вдоль течения) $\zeta = 0,5 \dots 1,0$ (чаще всего принимают $\zeta = 1,0$); для плавно сужающихся потоков (скорость увеличивается вдоль течения) принимают $\zeta = 0$.

Для расчета призматических русел (размеры русла не изменяются по длине) уравнение (2.61) упрощается:

$$\Delta Z = Q^2 \frac{l}{K_{\text{cp}}^2}. \quad (2.63)$$

Уравнение (2.63) можно применять и для приближенных расчетов непризматических русел (без учета изменения скоростного напора) при средней скорости $v < 1-1,5$ м/с и $(\omega_{i+1} - \omega_i) / 0,5(\omega_{i+1} + \omega_i) < 0,25$.

Уравнение (2.60) или (2.61) может быть использовано для построения линии свободной поверхности потока при решении задач двух типов:

1) определение длины участка русла l между двумя поперечными сечениями, для которых заданы глубины h_{i+1} и h_i ;

2) определение одной из глубин (h_{i+1} или h_i) при заданных значениях другой глубины и длины l (рис. 2.5).

Одна из глубин может быть всегда заданной, как нормальная глубина потока h_0 в месте сопряжения кривой подпора (или спада) с нормальным (бытовым) горизонтом воды. Поскольку теоретическая длина этой кривой равна бесконечности, то практически задаются глубиной $h = h_0 \pm \Delta h$, отличающейся от нормальной на величину подпора Δh , которым можно пренебречь в конкретном случае ($+\Delta h$ берется для кривой подпора при $h > h_0$ и $-\Delta h$ – для кривой спада при $h < h_0$).

Для первого типа задач вычисления оказываются более простыми, так как значения параметров в уравнении (2.60) или (2.61) находятся непосредственно расчетом по известным элементам сечения русла – в конце участка при h_{i+1} и в начале – при h_i . Задачи второго типа наиболее распространены. Они решаются подбором графоаналитическим способом.

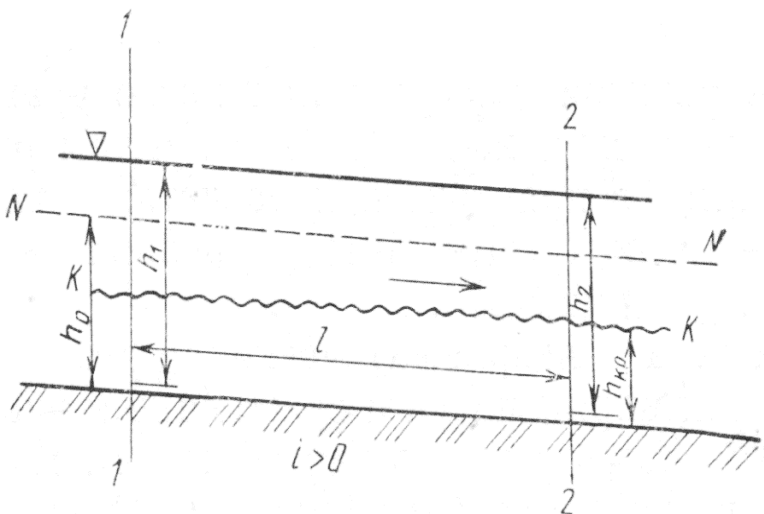


Рис. 2.5. Схема к расчету кривой подпора:
 NN – линия нормальных глубин; KK – линия критических глубин

Длина расчетных участков русла выбирается таким образом, чтобы разность ΔZ в граничных глубинах (на отметках свободной поверхности) не превышала для рек 0,3–0,4 м, а для магистральных каналов – 0,2–0,3 м. В начале расчета может быть предварительно определена по известным в гидравлике методам форма кривой свободной поверхности потока в зависимости от соотношения фактической h , нормальной h_0 и критической h_k глубин потока, а также уклона i дна русла и критического уклона $i_{кр}$.

Если разбивка русла на расчетные участки производится таким образом, чтобы гидравлические характеристики (размеры поперечных сечений, шероховатость, уклон свободной поверхности и соответственно расход воды) в пределах каждого участка были примерно одинаковыми, то в качестве расчетного может быть использовано уравнение (2.63). Расчеты выполняются с переходом от участка к участку обычно вверх по течению. По заданной отметке Z_{i+1} горизонта воды и соответственно глубины h_{i+1} в сечении $(i+1)$ (см. рис. 2.5) определяют ω_{i+1} , C_{i+1} , R_{i+1} ; отметку Z_i (глубину h_i) в сечении i , отстоящем от сечения $(i+1)$ на расстоянии l определяют подбором путем последовательных приближений: задаются и вычисляют значения ω_i ; $\omega_{ср} = (\omega_i +$

$+ \omega_{i+1}) / 2; R_i; R_{cp} = (R_i + R_{i+1}) / 2; C_i; C_{cp}; K_{cp}^2 = \omega_{cp}^2 C_{cp}^2 R_{cp}$. Подставляя полученные значения в уравнение (2,60), проверяют, насколько верно была назначена отметка Z_i , повторяя такой расчет до тех пор, пока не получится равенство с заданной степенью точности. Затем переходят к последующему участку, выбирая расстояние l таким, чтобы ΔZ было не более указанных выше значений.

Для расчета неравномерного движения в призматических руслах используют также способ Б. А. Бахметева [11]. Однако, по этому способу требуется определение ряда функций по таблицам, что затрудняет его применение.

2.5. Гидравлический расчет потоков в узле их соединения

В пределах узла соединения потоков можно выделить отдельные характерные участки, значительно отличающиеся друг от друга. По ширине русла необходимо различать транзитную и водоворотную область. По длине узел можно разделить на следующие участки (рис. 2.6):

а) участок подпора $1a$ (ограничен сечениями 1-1 и 2-2) и $1z$ (ограничен сечениями 3-3 и 4-4) соответственно не принимающем и впадающем потоках, где искривления струек практически нет. По длине участков подпора происходит увеличение глубин и уменьшение скоростей впадающего и принимающего потоков;

б) участок сжатия $1б$, ограниченный сечением 2-2 и сжатым сечением 5-5. Этот участок характеризуется совместным искривлением и сжатием принимающего и впадающего потоков;

в) участок стабилизации $1в$, ограниченный сжатым сечением 5-5 и сечением 6-6, где эпюра скоростей приобретает нормальный вид.

За сжатое сечение принимается такое, в котором ширина водоворотной зоны имеет максимальную, а глубину потока – минимальную величину.

За нормальную (бытовую) глубину потока $h_б$ ниже слияния принимается глубина, определяемая при известных параметрах сечения, суммарном расходе и коэффициенте шероховатости по формуле равномерного движения. Глубина принимающего $h_{п}$ и впадающего $h_{в}$ каналов перед их соединением будет равна

$$h_{п} = h_б + \Delta h; \quad h_{в} = (h_б)_{в} + \Delta h. \quad (2.64)$$

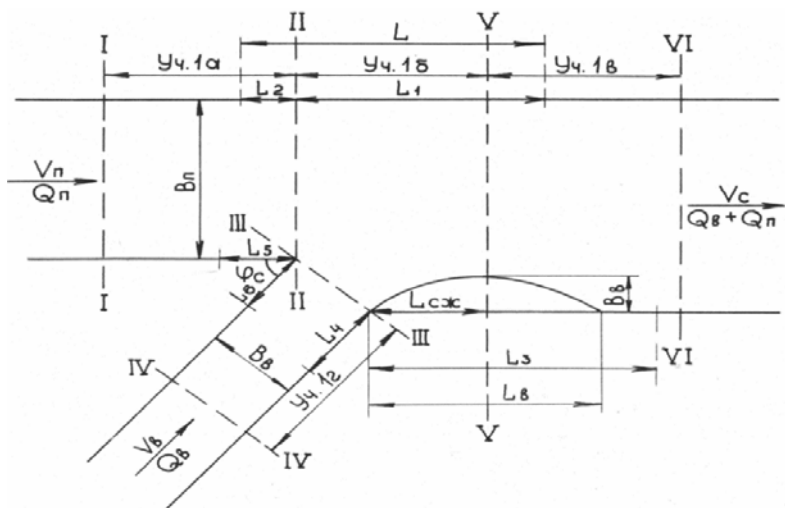


Рис. 2.6. Схема узла соединения потоков

Величину подпора (потерь напора) Δh при соединении потоков для любого угла φ_0 (рис. 2.6) и различных значениях коэффициента заложения откосов в принимающем и впадающем каналах можно определить по системе уравнений, которые приводятся в работах [60, 83].

При создании русел трапециoidalного профиля предпочтительно назначать угол соединения потоков $\varphi_c = 30^\circ$. При увеличении угла φ_c до 90° подпор Δh увеличивается, по сравнению со значениями при $\varphi_c = 30^\circ$, в среднем на 15–25 %.

При проектировании узлов слияния двух примерно равноценных по мощности (Qv) потоков наиболее благоприятным с точки зрения устойчивости русел и потерь напора в этих узлах является их симметричное (относительно продольной оси общего потока) соединение. Для уменьшения величины подпоров по возможности следует предусматривать закругление впадающего канала перед местом соединения с рекой-водоприемником, при этом угол слияния потоков уменьшается до $\varphi_c = 30\text{--}60^\circ$ (рис. 2.7, а).

В случае, если топографические условия объекта не позволяют избежать впадения канала на изгибе потока, то из условия устойчивости узел слияния следует проектировать в первой трети изгиба со стороны вогнутого берега (рис. 2.7, б).

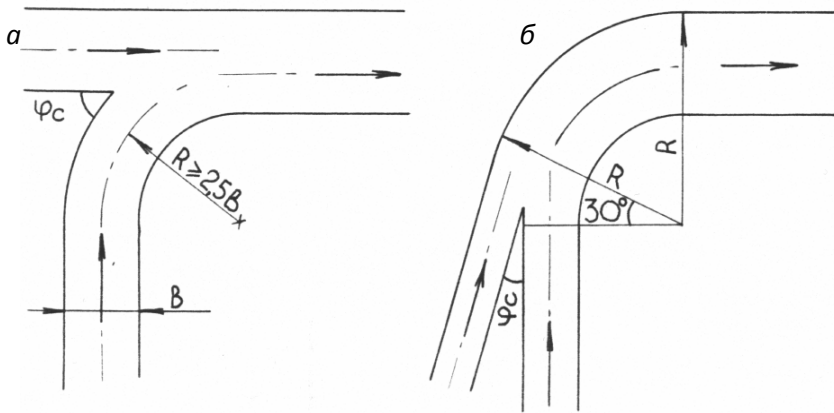


Рис. 2.7. Схемы сопряжения водотоков: *a* – на прямолинейном участке принимающего русла; *б* – на изгибе русла

Расчет средней ширины $B_{в.ср}$ водоворотной зоны в сжатом сечении производят по следующей зависимости:

$$B_{в.ср} = 0,3B_{ср} \left[\frac{(Qv)_в}{(Qv)_п} \right]^{0,1} \sin^2 \varphi_c, \quad (2.65)$$

где $B_{ср}$ – средняя ширина принимающего канала после соединения, м, определяется по формуле

$$B_{ср} = b_c + m_c h_б. \quad (2.66)$$

Максимальная скорость, которая возникает в зоне слияния, находится в сжатом сечении. Ее рассчитывают по уравнению неразрывности потока (2.67), предварительно определяя параметры сечения $B_{в.ср}$ по (2.66) и глубину $h_{сж} = h_б - \Delta h_{сж}$ [60, 83].

$$v_c = \frac{Q_c}{\omega_c}, \quad (2.67)$$

$$\text{где } \omega_c = (B_{\text{cp}} - B_{\text{в.ср}}) h_{\text{сж}}; \quad (2.68)$$

$h_{\text{сж}}$ – глубина в сжатом сечении.

В узле соединения потоков можно выделить характерные участки L_1, L_2, L_3, L_4 (рис. 2.6), подвергающиеся наиболее значительным деформациям и подлежащие капитальному креплению, и менее деформируемые участки L_5 и L_6 . Общую длину L (в м) участка крепления противоположного впадающему потоку берега принимающего русла рекомендуется определять по зависимости

$$L = 4,5 B_{\text{cp}} \left[\frac{(Qv)_{\text{в}}}{(Qv)_{\text{п}}} \right]^{0,3} \sin^2 \varphi_c. \quad (2.69)$$

Длину участка крепления противоположного берега в принимающем русле выше узла слияния следует назначать $L_2 = 0,2L$, а длину участка крепления примыкающего берега ниже узла слияния $L_3 = 0,5L$. Соответственно длина участка крепления $L_1 = L - L_3$, или $L_1 = 0,8L$. Длину крепления участка неустойчивого берега впадающего русла рекомендуется принимать равной $L_4 = 0,17L$. Если по расчету L получается менее $5H$ (H – глубина русла), то она принимается конструктивно: $L = 5H$ и соответственно от этого значения определяются L_1, L_2, L_3, L_4 . Длина крепления менее деформируемых участков L_5 и L_6 обычно назначается 3–4 м.

2.6. Расчет пропускной способности русел сложного сечения

В ряде случаев для повышения устойчивости русел регулируемых рек-водоприемников, увеличения их полноводности, а также с целью регулируемого затопления речной поймы, используемой под луговые угодья, создают русла сложного сечения [33, 107]. Преимущество таких сечений состоит еще и в том, что меженное русло, будучи более сжатым по ширине, имеет более высокие, чем в простом русле, глубину и скорость потока и тем самым лучше удовлетворяет условию незаиляемости. С точки зрения гидравлического расчета, это такое русло, в котором возникает необходимость разделения потока на отдельные фрагменты (русловой и пойменный) и

учета взаимодействия этих фрагментов, отражающего особенности изменения их гидравлично-кинематических параметров по ширине русла. В принципе, таким же образом необходимо рассчитывать одамбированные канализованные реки. В Беларуси примером таких рек могут быть Бобрик, Лань, Нижняя Брагинка и др.

Впервые необходимость учета взаимодействия руслового и пойменного потоков при расчете пропускной способности русел сложного сечения установил Г. В. Железняков [26]. Это взаимодействие обусловлено резким изменением глубины и шероховатости дна русла по его ширине при выходе потока на пойму и сопровождается возникновением больших градиентов скоростей вблизи бровок, поперечном массообменом и повышенной интенсивностью турбулентности в этой зоне, на что затрачивается часть кинетической энергии потока. В результате пропускная способность русла уменьшается. Это явление названо Г. В. Железняковым кинематическим эффектом безнапорного потока.

К настоящему времени разработан ряд методов расчета пропускной способности русел с поймами, причем большая часть из них предполагает параллельность динамических осей потоков в русле и пойме. Эти методы основаны на введении поправочных коэффициентов, учитывающих эффект взаимодействия руслового (k_p) и пойменного (k_n) потоков, к составляющим расхода воды

$$Q = k_p Q_p + k_n Q_n . \quad (2.70)$$

Для расчета коэффициентов k_p и k_n предложен ряд формул [9, 30, 33, 94], которые учитывают уменьшение расхода в русле под влиянием потока поймы. Среди таких формул наиболее известны зависимости Ле Ван Киена, И. Ф. Карасева, И. П. Спицына и др. Для примера приведем формулы И. Ф. Карасева [30], полученную в результате решения уравнения количества движения:

$$k_p = \left(\frac{gB_p}{gB_p + 2\varphi' C_p^2 k_v h_{6p}} \right)^{0,5} ; \quad k_n = \left(\frac{gB_n}{gB_n + 2\varphi' C_n^2 k_v h_{6p}} \right)^{0,5} . \quad (2.71)$$

Соответственно средние скорости в основном русле и на пойме будут

$$v_p = k_p C_p \sqrt{h_p I}; \quad (2.72)$$

$$v_n = k_n C_n \sqrt{h_n I}. \quad (2.73)$$

В этих формулах приняты обозначения:

v_p и v_n , h_p и h_n , B_p и B_n – средняя скорость, глубина и ширина потока соответственно в русле и на пойме;

k_v – коэффициент, представляющий собой отношение разности скоростей в русле и на пойме к скорости в русле, т. е. $k_v = (v_p - v_n) / v_p$;

φ' – коэффициент, учитывающий отношение продольной скорости обменивающихся масс к средней скорости потока и другие факторы массообмена, не учтенные в явном виде; среднее значение коэффициента найдено $\varphi' = 0,05$;

h_{gp} – глубина воды на бровке русла над гребнем прируслового вала, если последний отсутствует, т. е. $h_{gp} = h_n$.

Из приведенных выше зависимостей (2.71) видно, что при массообмене между русловым и пойменным потоками происходит ускорение потока в пойме и замедление в русле, что соответствует физической картине явления. Основывая свои разработки на такой теоретической схеме расчета, В. Н. Карнаухов [32, 33] провел исследования русел сложного сечения (под руководством автора) и уточнил данное решение путем учета взаимодействия потоков непосредственно в активных зонах их взаимного влияния. На основании результатов исследований предложено определять значения коэффициентов кинематического эффекта (соответственно для руслового и пойменного фрагментов k_p и k_n) для расчета прямолинейных русел с двусторонней симметричной поймой по следующим формулам:

$$k_p = \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \frac{C_p^2 h_{gp}}{g B_p} k_{vp}^2 A}}; \quad (2.74)$$

$$k_{\Pi} = \frac{1}{\sqrt{1 - 2 \frac{C_{\Pi}^2 h_{\text{бп}}}{g B_{\Pi}} k_{\text{вп}}^2 A}}, \quad (2.75)$$

где $k_{\text{вп}} = \frac{v_{\text{п}} - v_{\Pi}}{v_{\text{п}}}$; $k_{\text{вп}} = \frac{v_{\text{п}} - v_{\Pi}}{v_{\Pi}}$;

A – опытный коэффициент турбулентного массообмена определяется из выражения

$$A = k_{\Delta} \xi + \varkappa^2 \xi^2, \quad (2.76)$$

где k_{Δ} – коэффициент, учитывающий поперечный массообмен между крупномасштабными элементами потока, определяется по формуле

$$k_{\Delta} = \frac{v'_{\text{вз}}}{v_{\text{п}} - v_{\Pi}}; \quad (2.77)$$

$v'_{\text{вз}}$ – условная средняя скорость поперечного перемещения масс жидкости на границе отсеков (фрагментов);

$$\xi = \frac{\varphi v_{\text{п}} - \psi v_{\Pi}}{v_{\text{п}} - v_{\Pi}} - \text{параметр, учитывающий посредством коэффициентов } \varphi \text{ и } \psi \text{ соотношение средних скоростей в основных потоках и в частях зоны взаимодействия, относящихся соответственно к русловому и пойменному потокам};$$

\varkappa – число Кармана.

При отсутствии опытных данных по определению входящих в формулу (2.69) параметров принимается среднее значение коэффициента $A = 0,053$, полученное в результате обработки опытных натуральных и модельных данных.

Уравнения (2.72) и (2.73) предназначены для расчета русел сложного сечения, состоящего из руслового и пойменного одностороннего или симметричного двухстороннего фрагментов. Для таких

русел эти уравнения решаются в явном виде, а за первый фрагмент принимается тот, у которого средняя скорость потока меньше, т. е. при $v_1 < v_2$ (чаще всего $v_1 = v_n$):

$$v_1 = \frac{C_1 \sqrt{R_1 I_1}}{\sqrt{1 - y \left(\frac{1 - fz}{fz} \right)^2}}, \quad v_2 = \frac{C_2 \sqrt{R_2 I_2}}{\sqrt{1 + x (1 - fz)^2}}, \quad (2.78)$$

где $f = \frac{-b + \sqrt{b - 4ac}}{2a}$; $a = 1 - y - xz^2$;

$$b = 2 \left(\frac{y}{z} + zx \right); \quad c = - \left(\frac{y}{z^2} + 1 + x \right);$$

$$x = 2 \frac{C_2^2 h_{\text{бп}}}{g \chi_2} A; \quad y = 2 \frac{C_1^2 h_{\text{бп}}}{g \chi_1} A; \quad z = \frac{C_1}{C_2} \sqrt{\frac{R_1 I_1}{R_2 I_2}}.$$

В формулах (2.78) приняты обозначения:

C_1, C_2 – скоростной коэффициент соответственно для 1-го и 2-го фрагментов, определяемый по существующим формулам (2.7) или (2.10), т. е. без учета взаимодействия смежных потоков;

$R_1, I_1, \chi_1, R_2, I_2, \chi_2$ – гидравлический радиус, уклон водной поверхности, смоченный периметр соответственно в 1-м и 2-м фрагментах.

Следует иметь в виду, что при использовании формул (2.78) для расчета русел с односторонней поймой значения параметров x и y , определяемые по приведенным выше зависимостям, уменьшают в 2 раза.

В условиях неравномерного движения воды в русле сложного сечения расчет его пропускной способности с учетом взаимодействия руслового и пойменного потоков производится путем решения численными методами системы преобразованных дифференциальных уравнений Г. А. Петрова, отражающих установившийся неравномерный режим потока с переменной массой, записываемых в отдельности для руслового и пойменного потоков, совместно с уравнением неразрывности

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} \left(\frac{\alpha_0 v_p^2}{2g} \right) + \frac{dz_p}{dx} + \frac{v_p^2}{C_p^2 R_p} + \frac{\alpha(v_p - u_p)}{g\omega_p} q + \frac{\alpha v_p}{g\omega_p} q_{op} &= 0; \\ \frac{d}{dx} \left(\frac{\alpha_0 v_n^2}{2g} \right) + \frac{dz_n}{dx} + \frac{v_n^2}{C_n^2 R_n} + \frac{\alpha(v_n - u_n)}{g\omega_n} q + \frac{\alpha v_n}{g\omega_n} q_{on} &= 0; \quad (2.79) \\ \frac{dQ}{dx} &= q_{op} + q_{on}, \end{aligned}$$

где x – ордината, направленная по длине потока; α_0 – коэффициент Кориолиса; α – коэффициент Буссинеска; R_p и R_n , ω_p и ω_n , v_p и v_n , z_p и z_n – гидравлический радиус, площадь поперечного сечения, средняя скорость, отметки поверхности потока соответственно в русловом и пойменном фрагментах; u_p , u_n – проекция средней скорости по вертикали на границе между фрагментами на направление средней скорости соответственно в русловом и пойменном фрагментах; q – удельный боковой переток на границе между фрагментами, его значение принимается положительным при присоединении массы воды и отрицательным при ее оттоке; q_{op} , q_{on} – удельный боковой расход соответственно в русле и на пойме, перпендикулярный к направлению средней скорости потока в фрагменте и формирующийся за счет склонового питания, фильтрации и др.

Коэффициенты Шези в формулах (2.79) C_p и C_n определяются с учетом взаимодействия между фрагментами, т. е. $C_p = k_p C$ и $C_n = k_n C$, а величина эмпирического коэффициента $A = 0,053$ принимается с таким значением только при соблюдении условия

$$\frac{|q|}{h_0(v_p - v_n)} \leq 0,04. \quad (2.80)$$

Инерционные части уравнений (2.79)

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{\alpha_0 v_p^2}{2g} \right), \frac{d}{dx} \left(\frac{\alpha_0 v_n^2}{2g} \right) \text{ и } \frac{\alpha(v_p - u_p)}{g\omega_p} q_{op}, \frac{\alpha(v_n - u_n)}{g\omega_n} q_{on}$$

достигают, по опытным данным [33, 34], соответственно 50 и 25 % от уклона свободной поверхности $I = \frac{dH}{dx}$, т. е. эти величины необходимо учитывать в расчетах.

2.7. Методика гидравлического расчета обвалования рек и определения параметров ограждающих дамб

Обвалование рек широко применяют для создания польдерных систем, защиты населенных пунктов и территорий от затопления паводковыми водами, а также для улучшения гидрологического режима пойменных потоков. Строительство дамб в поймах рек имеет очень важное значение для защиты территорий от наводнений. В последние десятилетия в мире прослеживается тенденция увеличения числа катастрофических разрушительных наводнений. Например, в Европе в 1973–2002 гг. число разрушительных наводнений увеличилось с 31 (в 1973–1982 гг.) до 177 (в 1993–2002 гг.) [49]. Так, в 2010 г. опустошительные наводнения, вызванные обильными дождями, привели к затоплению обширных районов Польши, расположенных в бассейне р. Вислы, в том числе г. Вроцлав и некоторых районов г. Варшавы. Значительно увеличилось и число жертв от наводнений, особенно в Восточной и Южной Европе. Так, в Восточной Европе в 1973–1982 гг. от наводнений погибли 80 человек, а в 1993–2002 гг. – 780 человек.

Для условий Беларуси наводнения на реках происходят в периоды весеннего половодья и летне-осенних паводков. Весеннее половодье сопровождается обычно значительным повышением уровня и расхода воды в реке за счет таяния снега. Вода полностью заполняет меженное русло и заливают пойму. Продолжительность формирования высоких уровней воды в период весеннего половодья составляет от нескольких суток до 1,5–2 месяцев и зависит от таких факторов, как площадь и средний уклон поверхности бассейна реки, степени покрытия лесами территории, а также площади, занятой болотами, почвенного покрова и других факторов [17, 49].

Другая причина наводнений – интенсивные осадки и вызываемые ими высокие дождевые паводки. Процесс формирования высоких дождевых паводков более сложный и продолжительный, а от момента вы-

падения осадков до начала подъема уровня воды в реке может пройти от нескольких часов до нескольких суток. Высота подъема уровня воды зависит от многих факторов и в первую очередь от количества выпавших осадков, их интенсивности, а также от состояния почвенного слоя бассейна (его увлажнения) и запасов воды в речной системе.

Нами предложена классификация наводнений по пяти категориям в зависимости от вероятностей превышения (обеспеченности) p максимальных уровней, обуславливающих различную степень опасности. Наводнения с обеспеченностью $p = 20\text{--}25\%$ (повторяемость 1 раз в $N = 4\text{--}5$ лет) отнесены к малоопасным; при $p = 5\text{--}10\%$ ($N = 10\text{--}20$ лет) – опасные наводнения; при $p = 2,5\text{--}5\%$ ($N = 20\text{--}40$ лет) – высоко опасные наводнения; $p = 1\text{--}2\%$ ($N = 50\text{--}100$ лет) – особо опасные наводнения; при $p < 1\%$ ($N > 100$ лет) – катастрофические наводнения.

Примером особо опасного наводнения может служить паводок 1999 г. в бассейне р. Припяти. Ему предшествовали обильные дожди осенью, зимняя оттепель и двойная норма осадков в самом начале половодья – в итоге р. Припять и ее притоки (Уборть, Горынь, Словечно и Стырь) за пару дней прибавили на 4–5 м и затопили все Полесье.

Примером катастрофического наводнения, которое надолго парализует хозяйственную деятельность и сопровождаются человеческими жертвами, является наводнение 1931 г.: в районе г. Орша вода поднялась на 9 м от предпаводкового уровня, в г. Полоцке – на 12 м, в г. Витебске – до 13 м. Причиной высокого наводнения в 1931 г. были особенности гидрометеорологических условий. Осенью предшествующего 1930 г. выпало много осадков (130–150 % нормы), отмечалось глубокое промерзание почвы, к концу зимы 1930–1931 гг. максимальные запасы воды в снеге составили 150–200 % нормы. Таяние снега происходило при сравнительно высокой температуре воздуха, было дружным и в период снеготаяния еще добавились ливневые дожди. Максимальный уровень 1931 г. явился высочайшим за период наблюдений и пока остался непревзойденным [17].

Следует отметить, что в том же 1931 г. произошло самое катастрофическое наводнение в Китае. Оно привело к гибели около 3 млн человек.

Высоко опасные и особо опасные наводнения, как правило, формировались при сочетании большого увлажнения предшествующей осени, накопления за зиму значительных запасов снега,

интенсивного снеготаяния в весенний период и когда во время таяния снега осадков выпадало выше нормы.

Наводнения могут возникать и при прорыве дамбы на реках. Так, в 1979 г. от прорыва дамбы в г. Слоним было затоплено 29 улиц, 530 жилых домов, разрушены 45 тыс. км² покрытия дорог, канализационная система.

Для повышения надежности систем обвалования является очень важным использование достоверной методики гидравлического расчета дамб и назначения их параметров [69].

Расстояние от водоприемника до основания дамбы назначают с учетом требований землепользователей и обеспечения нормального функционирования природных экосистем. Во всех случаях это расстояние должно превышать ширину прибрежной водоохранной полосы и пояса меандрирования и не должно существенно нарушать режим потока воды в реке при прохождении паводков. Трассируют дамбы по возможности в общем направлении движения паводковых вод.

Обвалование бывает односторонним, когда дамбы (валы) возводятся вдоль одного берега, и двусторонним. Ширину русла между дамбами (при двустороннем обваловании) или между дамбой и берегом (при одностороннем обваловании) принимают по возможности постоянной, резких сужений и расширений избегают; прямолинейные участки дамб сопрягают между собой плавными кривыми [41, 80].

Дамбы возводят из местного грунта с соблюдением рекомендаций и требований, предъявляемых к земляным плотинам. Отличие в работе дамб от земляных плотин состоит в том, что дамбы (откос и его основание) подвергаются воздействию продольного течения [66].

При обваловании речного русла значительно изменяется характер речного потока: при сжатии потока дамбами возрастают уровни и скорости перемещения паводковой волны вследствие уменьшения пойменной емкости; увеличивается расход потока как на участке обвалования, так и ниже по течению; повышается скорость потока, а, следовательно, усиливается и его размывающая способность.

Для обеспечения устойчивости оградительных дамб и создания благоприятного гидрологического и гидравлического режимов на польдерных системах очень важными являются разработка и практическое использование надежной методики гидравлического расчета обвалования речных пойм, определения параметров оградительных дамб и оценки их устойчивости.

2.7.1. Гидравлический расчет обвалования рек

Обвалованное русло реки, с точки зрения гидравлического расчета, в принципе представляет собой сложно-составное сечение, в котором возникает необходимость разделения потока на отдельные фрагменты (русловой и пойменный) и учета взаимодействия этих фрагментов, отражающего особенности изменения их гидравлико-кинематических параметров по ширине русла. Существующие методы расчета пропускной способности русел с поймами предполагают параллельность динамических осей потоков в русле и пойме. При этом предполагается, что продольный уклон реки I остается таким же, каким он был до обвалования.

Общий расход реки Q можно рассчитать по приведенному выше уравнению (2.70), в котором взаимодействие руслового и пойменного потоков учитывается введением поправочных коэффициентов: K_p и K_n к составляющим расхода воды соответственно в русле Q_p и на пойме Q_n . Поправочные коэффициенты определяются по формулам (2.74) и (2.75).

Приближенные значения коэффициентов K_p и K_n могут быть определены по формуле (2.71) или приняты по таблице 2.4 [80] (B_0 – расстояние между дамбами; B_p – средняя ширина русла по верху).

Таблица 2.4. Значения коэффициентов K_p и K_n

$(B_0 - B_p) / B_p$	K_p	K_n
1	1,00	1,00
1–5	0,95	1,03
5–10	0,90	1,07
>10	0,85	1,10

Одно из основных требований к компоновке польдерных систем в поймах рек – это размещение оградительных дамб за пределами пояса меандрирования русла. В противном случае при развитии речных излучин произойдет размыв дамб и затопление территорий в паводковые периоды. Ширина пояса меандрирования B_n может быть установлена на основе анализа топографических съемок руслоформирования за многолетний период.

При отсутствии таких данных ширину пояса меандрирования можно приблизительно определить по формуле (1.2) Б. Ф. Снищенко [92].

Исходя из требований охраны природы, дамбы должны размещаться за пределами прибрежной водоохранной полосы, размеры которой регламентируются нормативно-правовыми документами в зависимости от величины реки и рельефа местности на основании утвержденных проектов водоохранных зон и прибрежных полос. При отсутствии таких проектов минимальная ширина водоохранной прибрежной полосы устанавливается в соответствии с Водным кодексом РФ для водоемов и малых рек – 50 м, для больших и средних рек – 100 м.

Наряду с указанными выше требованиями к компоновке систем обвалования необходимо учитывать также тот фактор, что дамбы следует располагать на значительном удалении от русла, чтобы не вызвать существенное стеснение паводкового потока, повышение уровня воды Δh_0 и соответственно увеличение скоростей течения в междамбовом пространстве. Большой подъем уровня Δh_0 потребует высоких дамб и креплений их от размыва.

Подъем уровня (дополнительный подпор) Δh_0 , возникающий при обваловании русла (рис. 2.8) является важной характеристикой, необходимой для назначения отметки гребня огражденной дамбы и соответственно ее высоты.

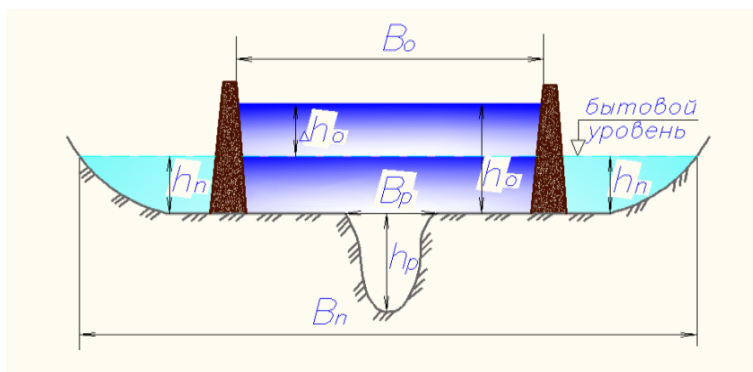


Рис. 2.8. Схема к расчету обвалования реки

Нами предпринята попытка разработать методику определения значения подпора Δh_0 с учетом взаимодействия руслового и пойменного потоков, которое учитывается введением указанных выше коэффициентов кинематического эффекта соответственно K_p и K_n к составляющим расхода воды в русле Q_p и на пойме Q_n .

По данным Г. В. Васильченко [14] нестационарностью течения паводковых вод на равнинных реках можно пренебречь, так как дополнительный уклон, возникающий вследствие нестационарного прохождения паводка, оказывается очень малым, не превышающим 5 % от уклона, соответствующему равномерному режиму. Поэтому расход воды Q в реке обвалования (рис. 2.8) может быть выражен формулой Шези. Тогда принимая гидравлический радиус русла R_p равным средней глубине потока в русле $h_p = \omega_p / B_p$, т. е. $R_p = h_p$, и гидравлический радиус пойменного потока R_n равным его глубине h_n , т. е. $R_n = h_n$, средние скорости соответственно в русле и на пойме будут

$$\left. \begin{aligned} v_p &= K_p C_p \sqrt{h_p I} \\ v_n &= K_n C_n \sqrt{h_n I} \end{aligned} \right\} \quad (2.81)$$

где v_p и v_n , h_p и h_n , B_p и B_n – средняя скорость, глубина и ширина потока соответственно в русле и на пойме;

C_p , C_n – скоростные коэффициенты соответственно потоков в русле и на пойме;

I – гидравлический уклон.

В процессе массообмена между русловым и пойменным потоками происходит замедление потока в русле и ускорение потока на пойме. Следовательно, значения коэффициентов будут $K_p \leq 1$ и $K_n \geq 1$. Для прямолинейных русел с двусторонней симметричной поймой значения коэффициентов кинематического эффекта могут быть определены по формулам (2.74) и (2.75).

Учитывая, что расход воды после обвалования в пойменной части реки практически не изменяется, подъем уровня в междумбовом пространстве Δh_0 можно определить из уравнения

$$K_{\Pi} B_{\Pi} h_{\Pi} C_{\Pi} \sqrt{h_{\Pi} I} = K_o B_o h_o C_o \sqrt{h_o I}, \quad (2.82)$$

где K_{Π} , B_{Π} , h_{Π} , C_{Π} – соответственно коэффициент кинематического эффекта, ширина, глубина, скоростной коэффициент пойменного потока в естественном состоянии (до обвалования русла);

K_o , B_o , h_o , C_o – соответственно коэффициент кинематического эффекта, ширина, глубина, скоростной коэффициент пойменного потока после обвалования.

Уравнение (2.82) можно представить в виде

$$\frac{B_o}{B_{\Pi}} = \frac{K_{\Pi} h_{\Pi} C_{\Pi} \sqrt{h_{\Pi} I}}{K_o h_o C_o \sqrt{h_o I}}, \quad (2.83)$$

или

$$\frac{B_o^2}{B_{\Pi}^2} = \frac{K_{\Pi}^2 C_{\Pi}^2 h_{\Pi}^3}{K_o^2 C_o^2 h_o^3}, \quad (2.84)$$

откуда

$$h_o = h_{\Pi} \left(\frac{K_{\Pi} C_{\Pi} B_{\Pi}}{K_o C_o B_o} \right)^{2/3}. \quad (2.85)$$

Величина подъема уровня будет

$$\Delta h_o = h_o - h_{\Pi} = h_{\Pi} \left[\left(\frac{K_{\Pi} C_{\Pi} B_{\Pi}}{K_o C_o B_o} \right)^{2/3} - 1 \right]. \quad (2.86)$$

В том случае, когда максимальное значение подпора Δh_o ограничено какими-либо условиями (например, обеспечением свободного прохода паводкового потока под мостами, снижением высоты дамб),

то при его заданном значении можно определить соответствующее ему расстояние между дамбами B_o по следующей зависимости:

$$B_o = \frac{K_n C_n B_n}{K_o C_o (\Delta h_o / h_n + 1)^{1,5}}. \quad (2.87)$$

Определение параметров оградительных дамб

Важнейшим параметром дамб обвалования, получаемым на основании гидравлического расчета, является высота дамбы и соответственно отметка их гребня H_Γ . Отметку гребня незатапливаемых (зимних) дамб, относящихся к IV классу сооружений, определяют для двух случаев: основного расчетного при уровне воды 5 %-й обеспеченности ($p = 5\%$) и поверочного при уровне 1 %-й обеспеченности ($p = 1\%$) максимального весеннего половодья, а затапливаемых (летних) – на уровень летне-осеннего паводка [80]. Для основного расчетного случая отметку гребня незатапливаемых дамб (рис. 2.9, а) рекомендуется определять по формуле (2.88), в которой предлагается учитывать подпор Δh_o , возникающий при обваловании русла реки, определяемый по формуле (2.86).

$$H_\Gamma = H_{5\%} + \Delta h_{0,5\%} + \Delta h_{5\%} + h_{н5\%} + a, \quad (2.88)$$

а для поверочного расчетного случая ($p = 1\%$) – по формуле (2.89)

$$H_\Gamma = H_{1\%} + \Delta h_{0,1\%} + \Delta h_{1\%} + h_{н1\%}, \quad (2.89)$$

где $H_{5\%}$ и $H_{1\%}$ – отметки уровня воды максимального паводка соответствующей обеспеченности, м;

$\Delta h_{5\%}$ и $\Delta h_{1\%}$ – высота ветрового нагона воды, м;

$\Delta h_{0,5\%}$ и $\Delta h_{0,1\%}$ – подъем уровня в междамбовом пространстве при весеннем половодье соответственно 5 %-й и 1 %-й обеспеченности, м, определяется по формуле (2.86);

$h_{н5\%}$ и $h_{н1\%}$ – высота наката волны, м;

a – величина запаса, равная 0,5 м.

Отметку гребня затапливаемых (летних) дамб находят по зависимости (рис. 2.9, б)

$$H'_r = H_p + \Delta h'_0 + \Delta h + h_n + a_1, \quad (2.90)$$

где H_p – отметка уровня воды летне-осеннего паводка, м;

Δh и h_n – высота ветрового нагона воды и наката волны на дамбу, м;

a_1 – величина запаса, которая равна 0,3 м;

Δh_0 – подъем уровня воды в междамбовом пространстве при летне-осеннем паводке, м.

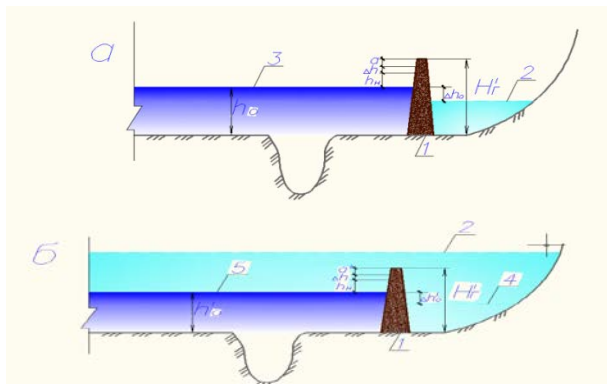


Рис. 2.9. Схемы к расчету отметки гребня (высоты) дамбы:

а – незатапливаемой (зимней); *б* – затапливаемой (летней); 1 – дамба; 2 – уровень воды максимального (весеннего) паводка; 3 – уровень воды при обваловании незатапливаемыми (зимними) дамбами; 4 – уровень летне-осеннего паводка; 5 – уровень воды при обваловании затапливаемыми (летними) дамбами

Отметку уровня воды летне-осенних паводков при использовании земель под сенокосы принимают 10 %-й обеспеченности, а при использовании под пастбища – 5 %-й.

Высоту ветрового нагона воды Δh (в метрах) [12] находят по преобразованной нами зависимости

$$\Delta h = \sqrt{H_B^2 + 2K_v v_{10}^2 L_B \cos \alpha / g} - H_B, \quad (2.91)$$

где L_B – длина разгона ветровой волны, м;

H_B – средняя глубина водоема по направлению разгона, м;

g – ускорение силы тяжести, м/с²;

α – угол между господствующим направлением ветра и направлением максимальной длины разгона волны;

v_{10} – максимальная расчетная скорость ветра на высоте 10 м над уровнем водоема, м/с;

K_v – коэффициент, принимаемый в зависимости от скорости v_{10} , при $v_{10} = 20$ м/с $K_v = 2,1 \cdot 10^{-6}$; при $v_{10} = 30$ м/с $K_v = 3 \cdot 10^{-6}$.

Для пойм малых рек величина ветрового нагона Δh незначительна и в расчетах может не учитываться.

Высоту наката h_n определяют по ТКП 45-3.04-170-2009 (02250). Важнейшим условием предупреждения аварийных ситуаций на польдерных системах является обеспечение устойчивости откосов оградительных дамб и магистральных каналов.

Устойчивость откосов дамб и каналов обеспечивается соблюдением трех основных условий:

– при откачке воды на польдерах, сбросе воды из прудов скорость снижения уровня $v_{сн}$ не должна превышать допустимую $v_{сн.д.}$, определяемую по разработанной ранее нами методике [64];

– скорость продольного потока вдоль откосов дамб и в каналах не должна превышать допускаемую на размыв, значения которой определяются по нашей формуле для оценки устойчивости откосов к размыву [66, 68];

– откосы должны быть устойчивы к воздействию волн [46, 66].

Глава 3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ РЕГУЛИРУЕМЫХ РУСЕЛ РЕК И КАНАЛОВ К РАЗМЫВУ

3.1. Существующие методы расчета и их анализ

Обеспечение устойчивости русел рек и каналов имеет важное значение для различных отраслей водного хозяйства: энергетики, судоходства, водоснабжения, мелиорации. При строительстве и эксплуатации мелиоративных систем, регулировании рек-водоприемников, прокладке каналов, возведении подпорных и водорегулирующих сооружений эти вопросы приобретают исключительно важное значение. Для их успешного решения является актуальным совершенствование методов расчета устойчивости русел и закономерностей развития русловых процессов.

Изучение закономерностей развития русловых процессов в реках и каналах и разработке методов расчета устойчивости их русел посвятили свои труды многие отечественные и зарубежные исследователи. Большой вклад в решение этой проблемы внесли известные ученые стран СНГ: С. Х. Абальянц [1], В. С. Алтунин [6, 7], М. А. Великанов [15], В. Н. Гончаров [20], К. В. Гришанин [21, 22], И. В. Егиазаров [25], Г. В. Железняков [36], Н. С. Знаменская [27], Ю. А. Ибаде-Заде [29], И. Ф. Карасёв [30, 31], А. В. Караушев [32], В. Н. Карнаухов [33, 34], А. Б. Клавен [35], В. С. Кнороз [36, 37], З. Д. Копалиани [35, 39], Ю. М. Кузьминов [42], В. С. Лапшенков [43], И. И. Леви [45], Н. И. Маккавеев, Ц. Е. Мирцхулава [53], М. А. Михалев [55, 56], А. М. Мухамедов [75], А. Ф. Печкуров [78, 79], С. К. Ревяшко [82], Н. А. Ржаницин [85], В. В. Романовский [86, 87], К. И. Россинский [88], В. Ф. Снищенко [38, 92], Б. И. Студеничников [96], В. Ф. Талмаза [97], Р. С. Чалов [18, 101], П. А. Шатберашвили [106] и др., а также зарубежные ученые: Р. Бегнольд, И. Богарди [111], В. Т. Чоу [102], С. Чен, Х. Эйнштейн, Ф. Энгелунд, В. Граф [116, 117], Ж. Кеннеди, Ж. Е. Лейн, С. Лелявский [47], О. Рейнольдс, А. Шильдс [122], Х. Шен [121], В. Ванони [123], М. Ялин [125] и др.

Различают статическую и динамическую устойчивость русла к размыву [6, 21, 35]. При обеспечении статической устойчивости русла (статического равновесия) поперечный и продольный профили его практически не изменяются во времени, движение наносов отсутству-

ет. Русло, в котором происходит сбалансированный грунтообмен между потоком и ложем, называют руслом динамического равновесия. В таком русле первоначально заданный профиль откосов несколько трансформируется, принимая равноустойчивую форму (если она не была задана таковой на стадии проектирования). В нем идет непрерывный обратимый процесс переформирования русловых образований в соответствии с изменением гидрологического режима (расходов и уровней воды) реки или канала, но при этом основные морфометрические параметры русла (ширина по верху B и средняя глубина H_c) сохраняются, а следовательно, обеспечивается и его заданная пропускная способность. Нижней границей существования такого русла считают [6, 20, 42, 111] стадию подвижки зерен грунта или начала образования гряд, а верхней – предельное насыщение потока наносами, при котором начинается процесс меандрирования.

К. В. Гришанин [21] вводит понятия о начальной и временной устойчивости русла. Под начальной предполагается устойчивость плоского подвижного дна и прямолинейных деформируемых берегов, т. е. сохранение призматического русла; под временной – устойчивость естественных криволинейных форм речных русел и эксплуатируемых каналов. При этом предусматривается недеформируемость ограниченного участка русла в течение определенного промежутка времени.

Дифференциальное уравнение деформации русла, которое вместе с уравнениями движения воды и неразрывности потока входит в основную систему уравнений динамики русловых потоков, для плавно изменяющегося потока (при осреднении скоростей воды по площади живого сечения и глубины по всей ширине русла) записывают [15, 21] в следующем виде:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1 - n_s) \left(B \frac{\partial z_s}{\partial t} + H_c \frac{\partial B}{\partial t} \right) + \frac{\partial(\omega s)}{\partial t} = 0, \quad (3.1)$$

где x – продольная координата;

t – время;

$H_c = \omega / B$ – средняя глубина;

z_s – средняя высота дна, определяемая по формуле

$$z_s = z_0 - H_C; \quad (3.2)$$

z_0 – высота свободной поверхности;

Q_s – объемный расход наносов в плотном теле;

$S = Q_s / Q$ – средняя концентрация транспортируемых наносов (Q – расход воды).

Для широких русел ($B \gg H_C$) и при малой концентрации S наносов уравнение (3.1) заменяют приближенным

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1 - n_s) B \frac{\partial z_s}{\partial t} = 0. \quad (3.3)$$

Однако система уравнений динамики русловых потоков с учетом (3.1) или (3.2) решается численными методами только в предположении, что берега недеформируемы, а нестационарностью движения, производимой деформациями русла, можно пренебречь. Между тем именно размыв берегов и откосов (боковая эрозия) является определяющим в нарушении устойчивости русла. Натурные наблюдения за русловым процессом, проведенные нами [60, 62, 74] на регулируемых реках-водоприемниках БССР (Лань, Ясельда, Бобрик, Оресса, Морочь, Цна, Свислочь и др.), показали, что в песчаных руслах, запроектированных с уклонами, превышающими допустимые на размыв, их реформирование идет в направлении увеличения заданной ширины и уменьшения глубины H_C . Это объясняется более низкой устойчивостью откосов по сравнению с дном русла; сравнительной устойчивостью базиса глубиной эрозии, которым является дно ниже расположенного водоприемника; повышенной турбулизированностью потока у боковых стенок русла и др.

На данном этапе строгих уравнений, описывающих весь сложный механизм взаимодействия потока и русла, определяющий его устойчивость, не имеется. Авторами [38] получено уравнение лишь мгновенного профиля дна для малых значений времени t , позволяющее определять его грядовой рельеф с асимметричными микроформами в начальный момент их образования.

В практике широко применяют приближенные полуэмпирические методы оценки устойчивости русла: допускаемых (неразмы-

вающих) скоростей, допустимой (критической) влекущей силы, добия (гидроморфометрические зависимости). В последние годы получили развитие так называемые обобщенные гидравлико-морфометрические методы расчета, которые основываются на гидроморфологических зависимостях, позволяющих определять основные параметры устойчивого русла (B, H_C и B / H_C), и гидравлических методах оценки размывоустойчивости грунта с помощью допускаемых неразмывающих скоростей или допустимой (критической) влекущей силы потока.

В странах СНГ широко применяют метод оценки устойчивости русел по допускаемым скоростям. Большую известность получили формулы В. Н. Гончарова [20], И. И. Леви [45], В. С. Кнороза [36, 37], В. И. Студеничникова [96], Ц. Е. Мирцхулавы [53], В. Е. Короткова [40], Г. И. Шамова [105] и других. В проектировании мелиоративных объектов широкое применение нашли формулы Мирцхулавы и автора, как более полно учитывающие свойства грунтов и условия работы каналов.

Существующие формулы для допускаемых скоростей имеют ряд общих недостатков. Они, как правило, не учитывают такие важные прочностные показатели грунта, как коэффициент внутреннего трения, пористость и др., не позволяют оценивать устойчивость откосов к размыву, заложение которых непосредственно связано с указанными выше свойствами грунтов. Как свидетельствуют опыты, при неблагоприятном сочетании этих параметров, несмотря на наличие в русле неразмывающих (по расчету) скоростей, может происходить интенсивный размыв откосов (берегов). Так, по данным Н. А. Михайловой и др. [54], канал, проложенный в мелкозернистых грунтах и рассчитанный по формулам для неразмывающей дна скорости расширился в процессе формирования морфологически устойчивого сечения в 2,5 раза. Объясняется это тем, что эти формулы получены (или проверены) по результатам опытов, проведенных в прямоугольных гидравлических лотках с жесткими стенками, и поэтому они оценивают устойчивость дна русла. В мелиоративном проектировании такие формулы могут применяться для приближенной оценки устойчивости русла с закрепленными или очень пологими откосами (берегами).

В зарубежной практике, особенно США, широко применяется метод расчета устойчивости каналов по предельной (допустимой) влекущей силе [102, 113, 116, 121, 122]. Оценка устойчивости русла

к размыву с применением этого метода может быть дана путем сопоставления касательного напряжения потока на твердой границе живого сечения – удельной влекущей силы τ , принимаемой равной $\gamma_v hI$, или ее частью, с допустимыми значениями этой силы $\tau_{\text{доп}}$, определяемыми обычно экспериментальным путем для разных видов грунтов (при $\tau \leq \tau_{\text{доп}}$ русло считается устойчивым), а также с помощью критериев устойчивости русла, основанных на этом методе.

Метод определения предельного статистического состояния русла по влекущей силе имеет свои преимущества и недостатки. Преимуществом является то, что он позволяет по распределению продольных касательных напряжений по смоченному периметру русла и сопротивлению грунта размыву оценить устойчивость дна и откосов или построить равноустойчивый поперечный профиль. Установив для канала значение коэффициента шероховатости, нетрудно рассчитать по среднему значению продольного касательного напряжения среднюю скорость течения воды.

Недостатком метода расчета по влекущей силе считают то, что в нем не учитывается влияние гидравлических сопротивлений (относительной шероховатости русла), а также глубины потока на величину допустимых касательных напряжений $\tau_{\text{доп}}$ [1,22]. Кроме того, отмечают [22, 39], что этот метод не учитывает транспорта русловых наносов, в частности движения гряд, и поэтому значение $\tau_{\text{доп}}$, полученные для натуральных и лабораторных русел, отличается весьма значительно. Однако последнее положение относится в равной степени и к методу расчета по допускаемым скоростям: и в том, и в другом случае необходимы экспериментальные данные, по которым находят опытные параметры, отражающие стадию движения наносов. Для широкого применения этого метода в проектировании устойчивых русел каналов необходима разработка более достоверных способов определения гидравлических сопротивлений и расчетных критериев для характерных стадий руслоформирования, а также распределения касательных напряжений по смоченному периметру живого сечения.

Степень деформации водотока непосредственно зависит от размывоустойчивости грунта, которую удобно характеризовать показателем его прочности (размывоустойчивости), выражаемой приведенной ранее формулой (1.6).

Ниже излагаются наиболее известные расчетные методики и приемы практического применения отмеченных выше методов расчета устойчивости русла, предложенные рядом исследователей, а также более совершенные методы, разработанные автором.

3.2. Критерии устойчивости русла

Для оценки степени устойчивости русла учеными предложены особые критерии. Наиболее простой критерий η_y предложил В. М. Лохтин. Он показал, что в первом приближении устойчивость песчаного русла в продольном направлении можно оценить отношением среднего диаметра d (м) частиц грунта, слагающего поверхностный слой ложа русла, к величине продольного уклона I [15]

$$\eta_y = \frac{d}{I} . \quad (3.4)$$

Для рек средней устойчивости равновесие между сопротивлением ложа и размывающим действием потока наступает при $\eta_y = 12$; на реках пониженной устойчивости $\eta_y \approx 2,0 \dots 2,5$; размывающее действие потока превышает сопротивление ложа при $\eta_y \approx 1$.

Критерий Лохтина уточнил В. М. Маккавеев введением глубины потока h [101]

$$\eta_y = \frac{d}{hI} . \quad (3.5)$$

Обратную величину этого критерия называют критерием подвижности дна

$$f_g = \frac{hI}{d} . \quad (3.6)$$

По данным А. Ф. Печкурова [79] при $f_g = 0,08 \dots 0,09$ наступает влечение отдельных зерен грунта; при $f_g = 0,16 \dots 0,18$ – начало об-

разования донных гряд; при $f_g = f$ (f – коэффициент внутреннего трения грунта в воде) – интенсивное передвижение донных наносов; при $f_g = 1$ – начало взвешивания грунта, а при $f_g > 1$ ($\eta_y < 1$) происходит интенсивный размыв грунта, т. е. русло неустойчиво.

Введя множитель $\frac{\rho_B}{\rho_s - \rho_B}$, учитывающий архимедову силу взвешивания частицы грунта, критерий подвижности дна А. Шильдс [122] представил в виде

$$f_g = \frac{\rho_B HI}{(\rho_s - \rho_B) d} \quad (3.7)$$

и получил для начала движения наносов $f_g \approx 0,04$, а для образования на дне рифелей из мелкого песка – $f_g = 0,10-0,25$.

Г. В. Железняков и В. К. Дебольский установили непосредственную зависимость расхода наносов от критерия их подвижности.

За критерий устойчивости русла М. А. Великановым [15] принято отношение квадратов гидравлической крупности наносов к динамической скорости потока

$$\eta_y = \frac{W^2}{v_*^2}, \quad (3.8)$$

где v_* – динамическая скорость потока

$$v_* = \sqrt{ghI}; \quad (3.9)$$

W – гидравлическая крупность наносов

$$W = \sqrt{\frac{2}{3}agd}; \quad (3.10)$$

$a = \frac{\rho_s}{\rho_B} - 1$ – коэффициент гидравлического взвешивания.

Критерий (3.8) приводится к виду

$$\eta_y = \frac{2(\rho_s - \rho_B)d}{3\rho_B hI}, \quad (3.11)$$

т. е. имеет значение, близкое к обратной величине критерия подвижности (3.7) Шильдса.

Приведенные выше критерии характеризуют главным образом продольную устойчивость донных отложений и не учитывают соотношение размеров поперечного сечения русла. Н. И. Маккавеев включил ширину русла в критерий (3.4) Лохтина [101]

$$\eta_y = \frac{d}{IB} \quad (3.12)$$

и тем самым повысил его инвариантность для морфологически подобных водотоков.

Н. А. Ржаницин [85] усовершенствовал критерий (3.5) и предложил оценивать устойчивость русла с учетом его основных морфометрических характеристик – ширина по верху B и глубина H

$$Y = \frac{dB}{H^2 I} \quad (3.13)$$

и дал классификацию устойчивости рек в зависимости от значений критерия (3.13).

С. Т. Алтунин [7] предложил параметр A , характеризующий устойчивость поперечного профиля русла, который выразил формулой

$$A = \frac{BI^{0,2}}{Q^{0,5}}, \text{ и ширина русла } B = A \frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}, \quad (3.14)$$

где Q – руслоформирующий расход 3–10 %-й обеспеченности, м³/с.

Значения A зависят от предельной скорости при руслоформирующем расходе для начала движения самых крупных частиц, слагающих русло, и изменяются в пределах от 0,75 до 1,7.

К. В. Гришанин [21] условие устойчивости русел на прямолинейных участках выразил в виде инварианта подобия

$$M = \frac{H(gB)^{0,25}}{Q^{0,5}} = \text{const} . \quad (3.15)$$

В результате обобщения большого экспериментального материала, полученного в натуральных условиях, найдено среднее значение M в мелкозернистых песчаных грунтах: $M = 0,9$ с диапазоном изменения $0,75 \leq M \leq 1,05$. При значениях $M > 1,05$ имеет место первая область неустойчивости русла – с недостаточной транспортирующей способностью потока, т. е. возможно его заиливание. При $M < 0,75$ – вторая область – с повышенной транспортирующей способностью, которая вызывает эрозию дна.

Натурные измерения на канализованных (прямолинейных) участках русел рек-водоприемников Полесья показали, что устойчивые участки русел с мелкозернистыми грунтами удовлетворительно оцениваются инвариантом подобия (3.15) Гришанина. Среднее значение инварианта подобия M для устойчивых русел крупных водопроводящих каналов, проложенных в мелкозернистых грунтах, им установлено равным $0,92 \pm 0,12$; для регулированных рек Полесья (Морочь, Бобрик, Оресса, Ясельда и др.) значение этого параметра находится в пределах 0,9–1,3.

А. Ф. Печкуров [79] предложил оценивать устойчивость ложа русла следующим критерием подвижности дна f_d :

$$f_d = \frac{HI(\varepsilon+1)}{d} + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_b} - 1 \right) I - \frac{c_c(\varepsilon+1)}{\gamma_b d} , \quad (3.16)$$

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_b} - 1 \right) \sqrt{1 - I^2}$$

где $d = d_{85}$ – расчетный диаметр зерен грунта, в котором 85 % массы составляют более мелкие частицы; через d_{85} учитывается явление естественной самоотмостки, образующейся из более крупных зерен диаметром, выше которого имеется в мехсоставе 10–20 % по массе.

Для несвязных песчаных грунтов, для $c_c = 0$, $(\frac{\gamma_s}{\gamma_b} - 1) \approx (\varepsilon + 1)$ и $\sqrt{1 - I^2} \approx 1$, получаем как частный случай

$$f_d = I \left(\frac{H}{d} + 1 \right) \approx \frac{IH}{d}, \quad (3.17)$$

т. е. приведенный выше критерий (3.6) подвижности дна.

Учитывая то обстоятельство, что руслоформирующий паводковый поток действует кратковременно, А. Ф. Печуров предлагает принимать для естественных грунтов ложа русла $f_d = 1$, т. е. считать его устойчивостью исходя из начала взвешивания частиц грунта. Интенсивное влечение донных наносов в паводковый период им рассматривается как положительный фактор, предупреждающий зарастание ложа водной растительностью. Однако для оценки устойчивости искусственной крупнозернистой пригрузки дна (гравием, щебнем, галькой и т. д.) $d = D_{50}$, а критерий подвижности – соответствующим началу влечения зерен грунта, т. е. $f_d = 0,09$, чтобы предупредить срыв частиц расчетной крупности и тем самым обеспечить сохранность всего слоя пригрузки.

3.3. Расчет устойчивости русел по методу влекущей силы потока

При равномерном движении воды влекущая сила, возникающая в направлении движения и действующая на стенки канала, равна компоненту силы тяжести массы воды, средняя величина которого, отнесенная к единице площади живого сечения, называется удельной влекущей силой [20, 47] и принимается равной для широких русел

$$\tau = \gamma_B RI \approx \gamma_B h_c I \quad (3.18)$$

или для нешироких трапецеидальных русел ($b/h \leq 4$) [102]

$$\tau = \psi_1 \gamma_B hI, \quad (3.19)$$

где ψ_1 – коэффициент, учитывающий влияние соотношения размеров поперечного сечения b/h на величину удельной влекущей силы, по формуле (3.29); для трапецеидального русла это влияние учитывают при $b/h \leq 4$, а для широких русел при $b/h > 4$ принимают $\psi_1 = 1$;

R, h_c – соответственно гидравлический радиус и средняя глубина потока.

Бюро мелиорации США (Е. Лейн и др.) [47, 102] установило распределение влекущей силы в трапецеидальных, треугольных и прямоугольных каналах с применением различных методов (мембранной аналогии, аналитического и конечных разностей), и на основании этих исследований для проектирования были построены кривые максимальной удельной влекущей силы потока на откосах и дне каналов (рис. 3.1). Для широких русел ($b/h > 4$) максимальная влекущая сила на дне равна $\tau_{\text{дн}} = 0,97 \gamma_B hI$, а на откосах – $\tau_{\text{от}} \approx 0,76 \gamma_B hI$.

Русло будет устойчивым к размыву, если влекущая сила потока на дне и откосах не будет превышать ее допустимые (критические) значения для данного грунта. К настоящему времени накоплен большой экспериментальный материал о допустимой влекущей силе в различных грунтах. По этому вопросу известны работы отечественных и зарубежных ученых [6, 19, 47, 55, 79, 102, 113, 125 и др.].

На основании экспериментальных данных А. Шоклич получил уравнение, выражающее критическую влекущую силу для несвязных грунтов в следующем виде [47]:

$$\tau_{\text{кр}} = \sqrt{0,385 \rho_s (\rho_s - \rho_B) w \xi}, \quad (3.20)$$

где w – объем частицы превалирующей фракции грунта;

ξ – коэффициент формы, равный 1,0 для шара; 1,15–1,35 – для песка; 3,1 – для раздробленного камня.

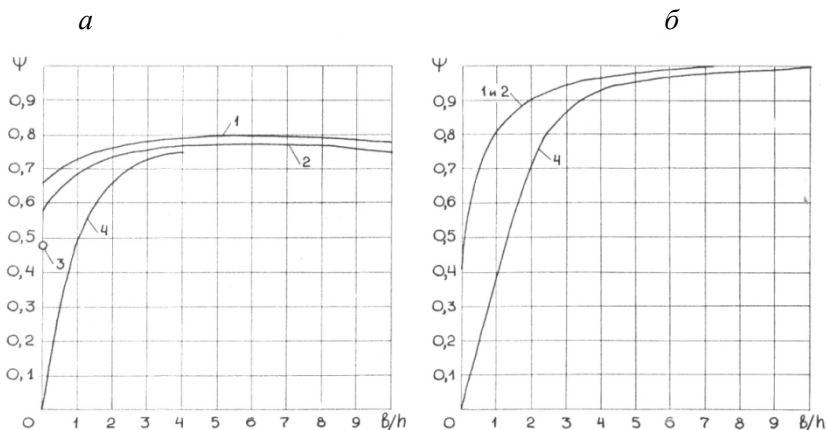


Рис. 3.1. Распределение максимальной влекущей силы потока в русле трапецидального сечения: *a* – на откосах; *б* – на дне:
 1 – $m = 2$; 2 – $m = 1,5$; 3 – $m = 1$; 4 – $m = 0$ (прямоугольное сечение)

На основании экспериментальных данных А. Шоклич получил уравнение, выражающее критическую влекущую силу для несвязных грунтов в следующем виде [47]:

$$\tau_{кр} = \sqrt{0,385\rho_s(\rho_s - \rho_v)w\xi}, \quad (3.20)$$

где w – объем частицы превалирующей фракции грунта;

ξ – коэффициент формы, равный 1,0 для шара; 1,15–1,35 – для песка; 3,1 – для раздробленного камня.

В этой формуле обращает на себя внимание значительное влияние на величину $\tau_{кр}$ формы зерен. Хорошо окатанные частицы менее устойчивы к влечению потоком по сравнению с частицами, обладающими неровной поверхностью, как например, у щебня, где проявляются силы зацепления частиц. Однако щебень может быть самого разнообразного минералогического состава и формы, поэтому без его характеристики трудно судить о надежности такого коэффициента.

С. Лелявский [47] обобщил опытные данные, полученные Шокlichem, Энгельсом, Джильбертом и другими зарубежными учеными, как в лабораторных, так и в натуральных условиях, и построил

по ним график, который приблизительно описал следующей простой эмпирической зависимостью (приводится в системе СИ)

$$\tau_{кр} = 1660d. \quad (3.21)$$

На основании анализа опытных данных он сделал вывод о том, что в естественных смесях наносов проявляется тормозящий эффект вследствие наличия более мелких частиц «заклинивающих» более крупные и делающих им менее подвижными. О том, что критическая влекущая сила для грунтов в натуральных условиях имеет значения большие, чем в лабораторных, указывают и советские исследователи [1, 6, 7 и др.]. Причем основным фактором, вызывающим увеличение $\tau_{кр}$ в натуральных условиях, считают образование естественной отмостики из более крупных фракций грунта, которых по Печкурову [78, 79] должно быть не менее 10–20 % по массе. В качестве расчетного диаметра неоднородных грунтов В. С. Алтунин [6] также считает возможным принимать диаметр d_{85} частиц, мельче которых в мехсоставе содержится 85 % по массе. Такой же расчетный диаметр для естественных разнородных грунтов при оценке устойчивости русла принимается и автором. Это позволяет приблизительно учесть увеличение размывоустойчивости русел в связи с самоотмосткой. Более точный учет такого явления может быть сделан на основании рекомендаций, содержащихся в работах [37, 53, 77, 110 и др.].

По данным лабораторных опытов с однородными песчаными грунтами В. Н. Гончаровым [20] получено для начала подвижки отдельных зерен $\tau_{max} = 440 d_{cp}$, что значительно ниже значений $\tau_{кр}$ по Шокличу, построившему свою зависимость преимущественно по естественным грунтам.

В. П. Троицким и В. И. Личнаровким [98] найдены следующие весьма простые экспериментальные зависимости для предельных касательных напряжений τ_{max} (Н/м^2) при средней крупности d_{cp} (м) песков с коэффициентом разнородности $d_{95}/d_5 \approx 5-10$:

$$\tau_{max} = 0,7 d_{cp}^{0,1} \text{ при } 10^{-4} \leq d_{cp} \leq 2,3 \cdot 10^{-4}, \quad (3.22)$$

$$\tau_{\max} = 27,8 d_{\text{cp}}^{0,54} \quad \text{при } 2,3 \cdot 10^{-4} \leq d_{\text{cp}} \leq 1,0 \cdot 10^{-3}, \quad (3.23)$$

$$\tau_{\max} = 686 d_{\text{cp}} \quad \text{при } 1,0 \cdot 10^{-3} \leq d_{\text{cp}} \leq 2,0 \cdot 10^{-2}. \quad (3.24)$$

В этой же работе [98] приводятся интересные экспериментальные данные, показывающие возрастание предельных значений касательных напряжений и неразмывающихся скоростей течения воды с увеличением процентного содержания глинистых частиц в мелкозернистом грунте. Так, при добавке к песку 15 % глинистых частиц, допустимые касательные напряжения увеличиваются в 1,6 раза (до $0,5 \text{ Н/м}^2$).

Уместно отметить большую сопротивляемость размыву неразложившихся волокнистых торфяных грунтов ненарушенной структуры, которые, по данным А. Ф. Печкурова [79], выдерживают касательные напряжения, создаваемые потоком, до 50 Па (донную скорость до 1,7 м/с); между тем торф нарушенной структуры (пересоший, раздробленный) становится очень неустойчивым к размыву ($\tau_{\text{кр}} = 0,5\text{--}0,9$ Па при размерах торфяных агрегатов 3–8 см и $\tau_{\text{кр}} = 0,15\text{--}0,2$ Па для торфа, измельченного в виде торфяной бузы).

Поэтому для предохранения поверхности торфяных откосов в зоне периодического увлажнения от воздействия метеорологических факторов, разрушающих структурные связи между элементами торфа, такие откосы необходимо покрывать дерном или засеивать травами, лучше всего используя высокопроизводительный способ механизированного залужения – гидропосев [90].

В. С. Алтунин [6] обобщил данные многих исследователей о предельных касательных напряжениях τ_{\max} для песчаных грунтов и систематизировал их в зависимости от диаметра d и коэффициента шероховатости n (рис. 3.2). Для извилистых русел значения τ_{\max} уменьшают на 10–30 %.

Т. А. Алиев получил эмпирическую формулу для определения значений критической влекущей силы $\tau_{\text{кр}}$ потока в связанных грунтах

$$\tau_{\text{кр}} = (1 + 0,0003c_p)(n / 0,0225)^{0,7}. \quad (3.25)$$

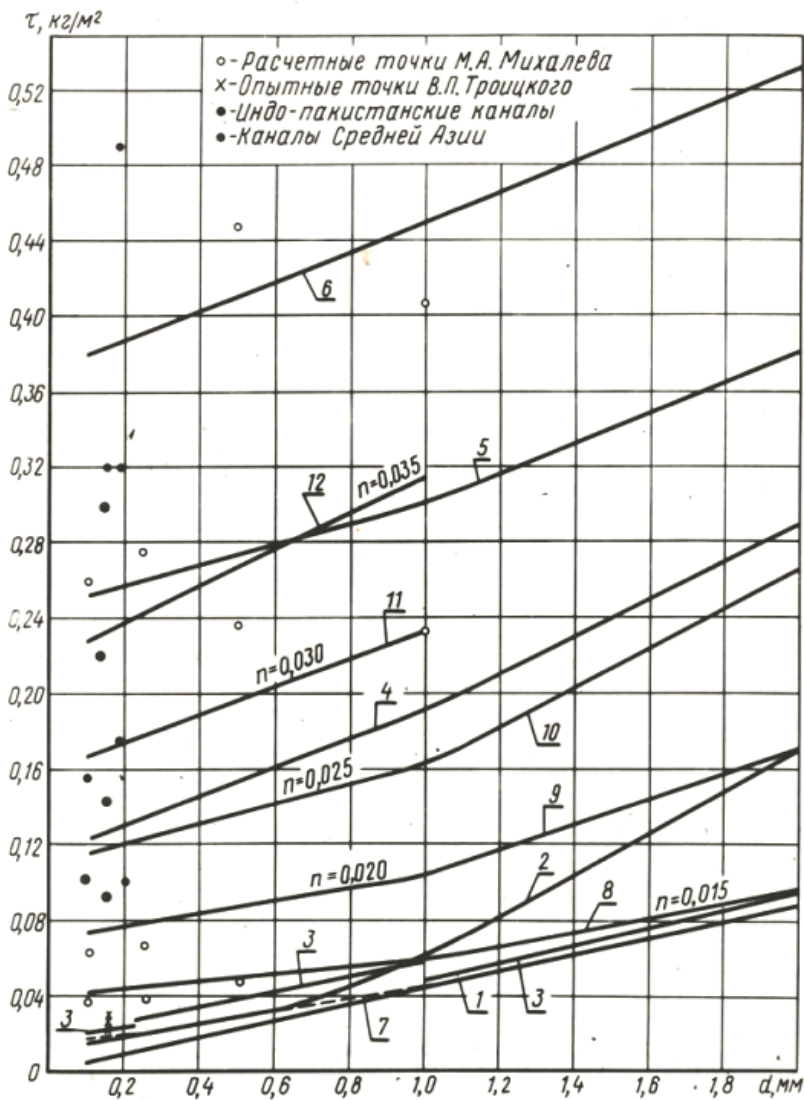


Рис. 3.2. График зависимости максимальных касательных напряжений от диаметра частиц грунта при различных значениях n по данным авторов:
 1 – В. Н. Гончаров; 2 – А. Шильдс; 3 – В. С. Кнороз; 4–6 – Е. Лейн;
 7 – М. А. Михалева; 8–12 – В. С. Алтунин

Анализ приведенных выше формул для определения предельных значений удельной влекущей силы показывает, что они не учитывают физико-механические характеристики грунтов (внутреннее трение в воде, структурное сцепление, пористость), что делает их довольно приближенными и наиболее достоверными лишь в тех грунтовых условиях, в которых они получены.

Рассматривая предельное равновесие элемента грунта в воде с учетом сил внутреннего трения и взвешивания, Лейн и Чоу [102] получили следующие выражения для допустимой (критической) удельной влекущей силы (записываются в преобразованном виде):

$$\text{а) на дне} \quad \tau_{\text{дн}} = \gamma_1 df; \quad (3.26)$$

$$\text{б) на откосе} \quad \tau_{\text{от}} = \gamma_1 d \sqrt{\frac{m^2 f^2 - 1}{1 + m^2}}, \quad (3.27)$$

где d – расчетный диаметр грунта, м;

$\gamma_1 = g\rho_1$ – удельный вес грунта, взвешенного водой, (Н/м³);

ρ_1 – плотность грунта (кг/м³) с учетом взвешивания его водой:

$$\rho_1 = (\rho_s - \rho_v)(1 - n_s), \text{ кг/м}^3;$$

ρ_s, ρ_v – плотность соответственно частиц грунта и воды, кг/м³;

n_s – пористость грунта;

g – ускорение силы тяжести, м/с²;

f – коэффициент внутреннего трения грунта в воде.

С помощью метода влекущей силы могут решаться два вида задач: определение допустимых касательных напряжений и соответственно допустимых уклонов водного потока при заданных грунтах и поперечном профиле канала и построение равноустойчивого профиля русла при известном уклоне. Первая задача практически всегда имеет место, когда рассчитывают каналы трапецеидального профиля на статическое равновесие, а вторая – когда рассчитывают русла криволинейного поперечного сечения.

Рассмотрим первый вид задач, характерный для каналов мелиоративных систем. Устойчивость русел трапецеидального профиля определяется в первую очередь устойчивостью откосов, которые по сравнению с дном сильнее подвержены размывающему действию потока, а

русел с закрепленными откосами – сопротивляемостью дна размыву. Поэтому прогнозировать устойчивость такого профиля необходимо раздельно, исходя из стабильного положения откосов и дна русла.

Нами раздельно учитывается влияние на величину максимальной влекущей силы на откосе $\tau_{от}$ коэффициента заложения откоса m и отношения b/h . Величина $\tau_{от}$ принимается (с небольшим запасом) пропорциональной $\cos\alpha$ (α – угол заложения откоса). Такая пропорциональность обосновывается Г. В. Васильченко [14] и теоретически доказывается в работе [102]. Влияние отношения b/h на величину $\tau_{от}$ можно выразить приближенно аппроксимацией данных бюро мелиорации США следующими зависимостями коэффициентов для откоса Ψ и дна Ψ_1 (при глубине h воды в русле, равной максимальной расчетной H):

$$\Psi = 0,8 + 0,1 \sqrt{\frac{b}{H}} \text{ при } \frac{b}{H} \leq 4; \quad \Psi = 1 \text{ при } \frac{b}{H} > 4; \quad (3.28)$$

$$\Psi_1 = 0,55 + 0,265 \sqrt[3]{b/H} \text{ при } \frac{b}{H} \leq 4; \quad \Psi_1 = 1 \text{ при } \frac{b}{H} > 4. \quad (3.29)$$

Тогда расчетные значения максимальной удельной влекущей силы на откосе $\tau_{от}$ и на дне $\tau_{дн}$ будут соответственно

$$\tau_{от} = \Psi \gamma_b H I \cos \alpha; \quad (3.30)$$

$$\tau_{дн} = \Psi_1 \gamma_b H I. \quad (3.31)$$

С учетом сил взвешивания грунта водой суммарная сила $N_{сд}$, сдвигающая элемент (объем W , площадь проекции F) на откосе с коэффициентом заложения откоса m (рис. 3.3), будет

$$N_{сд} = \sqrt{W^2 \gamma_1^2 \frac{1}{1+m^2} + \Psi^2 \gamma_b^2 H^2 I^2 \frac{m^2}{1+m^2} F^2}, \quad (3.32)$$

а удерживающая сила $N_{уд}$ определяется как сумма сил тяжести γ_1 , внутреннего трения f и сцепления грунта в воде c_p :

$$N_{уд} = W\gamma_1 f \frac{m}{\sqrt{1+m^2}} + c_p F. \quad (3.33)$$

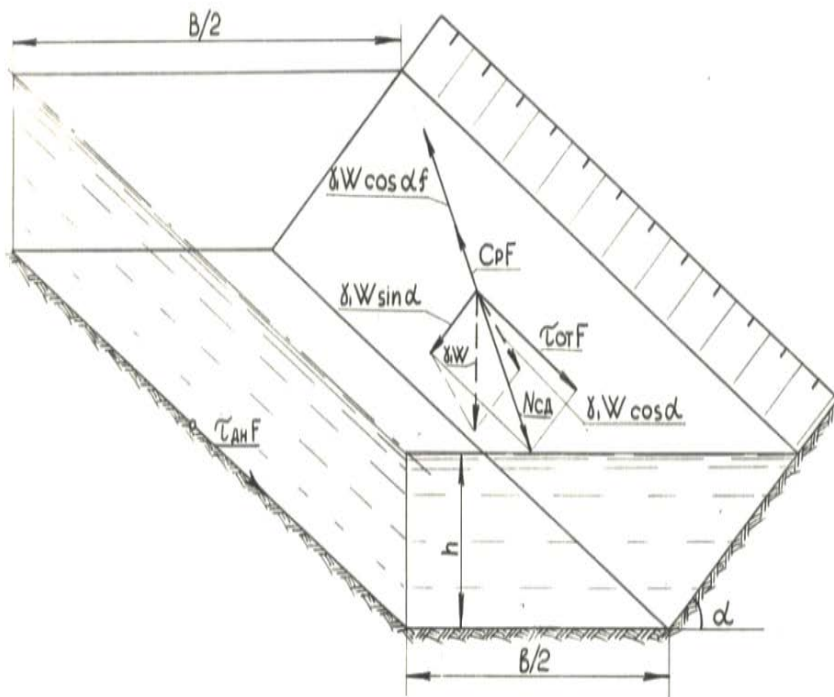


Рис. 3.3. Схема действия сил на элемент грунта на откосе в подводной зоне

Приравнивая сдвигающие и удерживающие силы и принимая $W/F = d$, после преобразований и допущения (в запас), что множитель при сцеплении $\sqrt{1 + \frac{1}{m^2}} = 1$, получаем

$$\Psi \gamma_B HI = \gamma_1 d \sqrt{f^2 - \frac{1}{m^2} + \frac{c_p}{\gamma_1 d} \left(2f + \frac{c_p}{\gamma_1 d} \right)}, \quad (3.34)$$

где d – расчетный диаметр грунта, м; который принимают в однородных грунтах (коэффициент неоднородности $\eta_H = \frac{d_{85}}{d_{10}} \leq 4,0$) $d = d_{50}$ – средний диаметр, а в неоднородных грунтах ($\eta_H > 4,0$) $d = d_{85}$ – диаметр крупной фракции, образующей естественную отмостку.

Из уравнения (3.34) критерий устойчивости откоса (поперечного сечения русла) $\eta_{\text{доп}}$ выражается в следующем виде:

$$\eta_{\text{доп}} = \frac{\gamma_1}{\Psi \gamma_B} \frac{d}{HI} \sqrt{f^2 - \frac{1}{m^2} + \frac{c_p}{\gamma_1 d} \left(2f - \frac{c_p}{\gamma_1 d} \right)}, \quad (3.35)$$

соответственно максимально допускаемый на размыв откоса уклон руслового потока

$$I_{\text{доп}} = \frac{\gamma_1 d}{\eta_{\text{доп}} \Psi \gamma_B H} \sqrt{f^2 - \frac{1}{m^2} + \frac{c_p}{\gamma_1 d} \left(2f + \frac{c_p}{\gamma_1 d} \right)}, \quad (3.36)$$

для несвязных грунтов ($c_p = 0$)

$$\eta_{\text{доп}} = \frac{\gamma_1}{\Psi \gamma_B} \frac{d}{HI} \sqrt{f^2 - \frac{1}{m^2}}; \quad (3.37)$$

$$I_{\text{доп}} = \frac{\gamma_1}{\eta_{\text{доп}} \Psi \gamma_B} \frac{d}{H} \sqrt{f^2 - \frac{1}{m^2}}. \quad (3.38)$$

В практических расчетах в формулах (3.35)–(3.38) можно принимать с достаточной степенью точности $\Psi H = R$ (R – гидравлический радиус).

Полученные зависимости (3.35)–(3.38) уточняют расчеты устойчивости трапецидальных русел, благодаря более полному учету свойств грунтов и действующих сил и применимы в широком диапазоне изменения коэффициента m (практически при любых $m > 1$).

Рассматривая предельное равновесие элемента грунта на дне русла, соответственно получаем критерий устойчивости дна (продольного профиля русла) $\eta_{кр}$ и максимально допустимый на размыв дна уклон $I_{кр}$ руслоформирующего потока

$$\eta_{кр} = \frac{\gamma_1 df + c_p}{\Psi_1 \gamma_B H I} = \frac{P_s}{\Psi_1 \gamma_B H I}; \quad (3.39)$$

$$I_{кр} = \frac{\gamma_1 df + c_p}{\eta_{кр} \Psi_1 \gamma_B H} = \frac{P_s}{\eta_{кр} \Psi_1 \gamma_B H}; \quad (3.40)$$

Предложенные нами формулы для определения критериев устойчивости проверены на опытных данных, полученных рядом исследователей под руководством А. Ф. Печкурова [79]. На основе их обобщения найдены значения критериев для характерных (расчетных) стадий движения насосов. Эти опыты проводились в прямоугольном гидравлическом лотке (с переменным уклоном) и при их анализе нами учитывалось влияние параметров b/h на величину касательных направлений с помощью коэффициента Ψ_1 , значения которого определялись по рис. 3.1, b как для прямоугольного русла. Сравнение показало, что благодаря учету влияния b/h и прочностных характеристик грунтов предложенный критерий (3.39) является более стабильной величиной по сравнению с критерием (3.5). Относительное среднеквадратическое отклонение τ_n для всей выборки из 113 опытов с грунтами крупностью от 0,185 мм до 4,5 мм (включая фракции гравия и щебня) по критерию (3.39) для стадии начала влечения

наносов составило $\sigma_h = 28,2 \%$, а без учета щебня (82 опыта) – 20% ; среднее значение критерия устойчивости дна для этой стадии найдено $\eta_{кр} = 12,5$ и соответственно критерия подвижности $f_{кр} = 1 / \eta_{кр} = 0,08$. Примерно такие же отклонения для 113 опытов ($\sigma_R = 29,7 \%$) дают значения критериев $\eta'_{кр}$, рассчитанные не по глубине потока, а по гидравлическому радиусу, используя который не требуется вводить коэффициент Ψ_1 влияния отношения b/h на величину удельной влекущей силы (сказывается при $b/h < 4$). Критерий $\eta'_{кр}$, выраженный через гидравлический радиус R , записывается в виде

$$\eta'_{кр} = \frac{\gamma_1 df + c_p}{\gamma_B RI} = \frac{P_s}{g\gamma_B RI} ; \quad (3.41)$$

Аналогичные расчеты критерия устойчивости дна русла выполнены по опытным данным и для двух других характерных стадий движения наносов – начала образования гряд и начала взвешивания грунта. Средние значения критерия $\eta_{кр}$ по (3.39) для этих стадий получено соответственно 5,18 и 1,08, а критерия подвижности дна $f_{кр} = 0,19$ и 0,93.

Начало интенсивного влечения донных песчаных наносов характеризуется приближенно значением $\eta_{кр} = 1 / f$ (f – коэффициент внутреннего трения грунта), а начало взвешивания грунта – $\eta_{кр} \approx 1$.

Предварительные данные показывают, что допускаемые значения критерия устойчивости для расчетных стадий формирования наносов на откосах можно приближенно принимать такими же, как и критические значения для дна.

Расчетные стадии движения наносов выбирают в зависимости от вида и назначения водотока. Устойчивость каналов с расходом воды $Q < 5 \text{ м}^3/\text{с}$ рассчитывают на стадию начала влечения отдельных зерен грунта. Такие каналы являются обычно водоприемниками для закрытой дренажной сети и используются как осушительно-увлажнительные

для регулирования уровня режима на мелиорированных землях. К ним предъявляются более строгие требования по обеспечению в процессе эксплуатации запроектированных параметров поперечного сечения и сопряжения мелиоративной сети в вертикальной плоскости.

При $Q = 5-20 \text{ м}^3/\text{с}$ назначают критерии устойчивости, соответствующие стадии начала грядобразования (подвижность донных наносов препятствует их зарастанию), а для крупных каналов с максимальным расходом $Q = 20-50 \text{ м}^3/\text{с}$ принимают за расчетную стадию начало взвешивания грунта для паводковых расчетных расходов (учитывая их непродолжительное воздействие на русло). В руслах отрегулированных рек-водоприемников с расходом воды более $50 \text{ м}^3/\text{с}$ более интенсивно развивается русловой процесс и такие русла целесообразно рассчитывать из условия динамического равновесия с использованием морфометрических зависимостей, учитывающих закономерности развития руслового процесса (см. п. 3.5).

В расчетах устойчивости крупнозернистого материала пригрузки (наброски) для крепления дна и откосов принимают за расчетную стадию начало влечения отдельных зерен грунта.

3.4. Допускаемые скорости течения воды в каналах

Для определения допускаемой (неразмывающей) скорости течения воды в русле отечественными и зарубежными учеными разработан целый ряд формул. Для несвязных грунтов наиболее известны нижеследующие формулы.

В. Н. Гончаров [20] теоретически получил значение критической скорости $v_{кр}$ в виде

$$v_{кр} = (1g \frac{8,8 H}{d_{95}}) \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho_b)d}{\alpha\rho_b}}; \quad (3.42)$$

где $\alpha = 3,5$ для несдвигающей скорости v_n , при которой еще не происходят сдвиги и перемещения зерен по дну; $\alpha = 1,75$ для срывающей скорости v_c , при которой происходит уже беспрестанный срыв отдельных зерен грунта. По опытным данным Гончарова, $v_c = 1,41 v_n$.

За допускаемую неразмывающую скорость обычно принимают скорость v_0 (обозначают также $v_{н,доп}$), соответствующую стадии начала влечения отдельных зерен грунта.

И. И. Леви [45] предлагает определять значения v_0 в зависимости от области движения жидкости:

квадратичная область ($d > 1,5$ мм)

$$v_0 = 1,4 \sqrt{gd} \lg \frac{12 R}{d_{90}} \quad \text{при} \quad \frac{R}{d_{90}} > 60 ; \quad (3.43)$$

$$v_0 = 1,3 \sqrt{gd} \left(0,8 + \frac{2}{3} \lg \frac{10 R}{d_{90}} \right) \quad \text{при} \quad 10 < \frac{R}{d_{90}} < 60 . \quad (3.44)$$

При $R / d_{90} < 10$ гидравлический радиус (глубина) не оказывает влияние на скорость, и формулы (3.43), (3.44) превращаются в закон Эри, т. е. $v_0 = a \sqrt{gd}$;

переходная область ($0,25$ мм $< d < 1,5$ мм)

$$v_0 = 35 d^{0,25} \left(\lg \frac{7,5 R}{d} - 6d \right); \quad (3.45)$$

область гладкого русла ($d \leq 0,25$ мм)

$$v_0 = \frac{100R^{0,125}}{\sqrt{7,5 + R^{0,25}}}. \quad (3.46)$$

Скорости, определяемые по формулам (3.43)–(3.46), соответствуют (по терминологии И. И. Леви) размывающим скоростям. Для мелких частиц ($d \leq 0,25$ мм) в (3.46) диаметр частиц в расчет не принимается. Однако в мелкозернистых грунтах проявляются силы сцепления, которые не учитываются.

В. С. Кнороз [36] выполнил большой объем экспериментальных исследований и для различных областей сопротивления получил формулы, напоминающие по структуре формулы Леви:

для квадратичной области ($d \geq 1,0-1,5$ мм)

$$v_0 = 1,3 \sqrt{gd} \lg \frac{14,7 R}{d^{0,75}} ; \quad (3.47)$$

для переходной области ($0,25$ мм $< d < 1,0$ мм)

$$v_0 = 25 d^{0,3} \lg \frac{3,6 R}{d^{1,6}} ; \quad (3.48)$$

для гладкого русла ($d \leq 0,25$ мм)

$$v_0 = \frac{2,5 d^{0,05}}{\sqrt{0,0008 + \frac{0,0060}{R^{0,25}}}} . \quad (3.49)$$

В формулах (3.43)–(3.49) R и d выражают в см, а v_0 в см/с.

Формула Б. И. Студеничникова [96], учитывающая плотность частиц грунта, имеет вид

$$v_0 = 0,9 \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_B)g}{\rho_B}} (hd)^{0,25} ; \quad (3.50)$$

$$\text{при } \rho_s = 2650 \text{ кг/м}^3 \quad v_0 = 1,16 \sqrt{gd} \left(\frac{h}{d} \right)^{0,25} . \quad (3.51)$$

При наличии в потоке взвешенных наносов часть энергии поток теряет на транспортирование наносов и его размывающее действие снижается, в связи с чем Б. И. Студеничников считает возможным увеличить неразмывающую скорость умножением значений, полученных по формуле (3.50), на коэффициент $\sqrt{1+3S}$ (S – концентрация взвешенных наносов в потоке, кг/м³). По нашим данным влияние этого коэффициента на значение неразмывающей скорости несколько преувеличено, особенно при значительной мутности потока.

Формула Г. И. Шамова [105], где главным параметром выступает диаметр зерен грунта:

$$v_0 = 4,4\sqrt{d} \left(\frac{h}{d} \right)^{1/6}. \quad (3.52)$$

Формула А. М. Латышенкова по структуре близка к формулам Шамова и Студеничникова

$$v_0 = 1,6\sqrt{gd} \left(\frac{h}{d} \right)^{0,2}. \quad (3.53)$$

Е. Сундборг получил формулу, в которую входит такой показатель прочности грунта, как коэффициент внутреннего трения f :

$$v_0 = 5,75 \lg \left(\frac{30,2 h}{d} \right) \sqrt{\frac{2g\delta_1\delta_2(\rho_s - \rho_B)df}{3\rho_B}}, \quad (3.54)$$

где δ_1 и δ_2 – коэффициенты, равные соответственно 0,35 и 0,30.

В. Е. Коротков [40] получил формулу (3.55), в которой показатель степени x принимается в зависимости от области сопротивления (для начальной стадии влечения отдельных частиц наносов $x = \frac{1}{7}$) и через коэффициент кинематической вязкости ν учтено влияние температуры на величину скорости v_0 :

$$v_0 = \left(\frac{h}{d} \right)^x \left(1,2 \sqrt{\frac{gd(\rho_s - \rho_B)}{\rho_B}} + \frac{6\nu}{d} \right). \quad (3.55)$$

Отметим, что в литературе [86, 98] приводятся формулы допускаемых скоростей, в которых учитывается влияние формы частицы грунта на их значение путем введения коэффициентов обтекания.

Однако удобных для практического применения способов определения таких коэффициентов не дается. В ряде формул учитывается явление самоотмоксти, повышающее значение критических скоростей [37, 53, 77, 99, 111, 121].

Некоторыми исследователями предлагаются обобщенные формулы критических скоростей подвижности наносов и различных областях сопротивления путем введения чисел подобия и коэффициента гидравлического сопротивления [55], показателя турбулентности [82] и др.

В проектировании мелиоративных водотоков применяются формулы для допускаемых неразмывающих скоростей $v_{н.доп.}$ в несвязных и связных грунтах, разработанные Ц. Е. Мирцхулавой [53] и рекомендованные для расчета каналов с расходом воды до 50 м³/с. Анализ этих формул показал, что получаемые по ним величины допускаемой скорости для несвязных грунтов занимают примерно средние значения среди данных, рассчитанных по приведенным выше формулам других авторов, и уточняют значения скоростей для мелкозернистых грунтов ($d < 0,25$ мм), в которых проявляются силы сцепления.

Для однородных по крупности несвязных грунтов формула Ц. Е. Мирцхулавы имеет вид

$$v_{н.доп.} = \left(1g \frac{8,8h}{d} \right) \sqrt{\frac{2n_y}{0,44\rho_b n'} [g(\rho_s - \rho_b)d + 2c_{y,н}^H K]}, \quad (3.56)$$

где d вычисляется как средневзвешенный диаметр по формуле

$$d = \frac{\sum_{i=1}^n d_i P_i}{\sum_{i=1}^n P_i}, \quad (3.57)$$

где d_i и P_i – соответственно средняя крупность и процентное содержание (по массе) каждой фракции грунта; $c_{y,н}^H$ – усталостная прочность на разрыв несвязного грунта, Па, учитывается при $d < 0,25$ мм:

$$c_{y,н}^H = \frac{172}{10^6 d};$$

где n_y – коэффициент условий работы, учитывающий влияние наносов в коллоидном состоянии на размывающую способность потока; при содержании в потоке глинистых частиц менее $0,1 \text{ кг/м}^3$ принимают $n_y = 1$; при $0,1 \text{ кг/м}^3$ и более $n_y = 1,3-1,5$ для мелких и средних песков и $1,5-1,7$ – для крупных и гравелистых; n' – коэффициент перегрузки, учитывающий влияние пульсации скоростей; при $d \geq 0,001 \text{ м}$ $n' = 4$, а при $d < 0,001 \text{ м}$ определяется по формуле

$$n' = 1 + \frac{d}{0,00005 + 0,3d}; \quad (3.58)$$

K – коэффициент, характеризующий вероятность отклонения сил сцепления от среднего значения, принимается равным $0,5$; g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

Однородными по крупности частиц считаются несвязные грунты, характеризующиеся отношением $d_{95} / d_5 \leq 5$.

Допускаемые неразмывающие средние скорости потока в каналах, прокладываемых в неоднородных по крупности несвязных грунтах ($d_{95} / d_5 > 5$), устанавливаются с учетом явления естественной отмостки русла крупными фракциями грунта по формуле (предполагая некоторый незначительный размыв русла канала в начальный период его эксплуатации)

$$v_{\text{н.доп.}} = \left(1g \frac{8,8h}{d_{95}} \right) \sqrt{0,44\rho_b n' \left[g(\rho_s - \rho_b) D_{\text{отм}} + 2c_{\text{у.н}} K \right]}, \quad (3.59)$$

где $D_{\text{отм}}$ – средний диаметр частиц отмостки, м, вычисляемый как средневзвешенный по площади, занимаемой на дне потока частицами укрупненного поверхностного слоя грунта в зависимости от допускаемой глубины размыва $h_{\text{доп}}$ и характеристик гранулометрического состава исходного грунта,

$$D_{\text{отм}} = d_{\text{ср}} + \frac{h_{\text{доп}}(1 - K_0)(1 - P_{\text{ср}})}{1 + \frac{h_{\text{доп}}}{d_{95}}(0,95 - P_{\text{ср}})}, \quad (3.60)$$

где $d_{\text{ср}}$ – средневзвешенный диаметр частиц грунта, слагающего ложе канала до начала его эксплуатации, вычисляется по формуле (3.57), м; $P_{\text{ср}}$ – ордината интегральной гранулометрической кривой исходного грунта (в долях единицы), соответствующая средневзвешенному диаметру частиц $d_{\text{ср}}$; K_0 – коэффициент однородности исходного грунта, $K_0 = d_{\text{ср}} / d_{95}$, при $K_0 \geq 0,6$ грунт практически можно считать однородным и влияние самоотмоксти не учитывать; $h_{\text{доп}}$ – допускаемая глубина размыва, м, принимается равной меньшему из двух предельных значений: $h_{\text{доп}} \leq 0,05 \text{ Н}$ и $h_{\text{доп}} \leq 20 d_{95}$.

Допускаемые неразмывающие средние скорости водного потока для связных грунтов (глины, суглинки, супеси с числом пластичности $I_p \geq 0,01$) определяется по формуле Мирцхулавы:

$$v_{\text{н.доп.}} = \left(\lg \frac{8,8h}{d} \right) \sqrt{\frac{2n_y}{2,6\rho_b n} \left[g(\rho_s - \rho_b)d + 1,25c_{y,n}^H K \right]}, \quad (3.61)$$

где d – средний размер агрегатов (отрывающихся отдельностей) грунта, приведенный к диаметру равнообъемного шара, принимается приближенно $d = 0,004$ м; c_y^H – нормативная усталостная прочность на разрыв связного грунта, Па, определяется в зависимости от нормативного удельного сцепления грунта c^H : $c_y^H = 0,035 c^H$. Значения c^H определяют способом вдавливания сферического штампа на приборе Н. А. Цытовича [100].

Допускаемый уклон $I_{\text{доп}}$, соответствующий допускаемой скорости $v_{\text{доп}}$, определяется по формуле

$$I_{\text{доп}} = \frac{v_{\text{доп}}^2}{C^2 R}. \quad (3.62)$$

Для построения формулы неразрывающей скорости Т. А. Алиев и А. Г. Ходзинская [4] применили расчетную схему предельного равновесия частицы грунта, предложенную Ц. Е. Мирцхулаевой, но использовали не логарифмический, а степенной закон распределения скоростей [6, 15, 97, 111] и на его основе осуществили переход от донных v_{Δ} (на высоте Δ выступов шероховатости дна) к средним по глубине h (по вертикали) скоростям v_b по степенной зависимости

$$\frac{v_{\Delta}}{v_b} = \frac{1+x}{\left(\frac{h}{\Delta}\right)^x}, \quad (3.63)$$

где показатель степени $x = (v_{\text{max}} - v_b) / v_b$ (v_{max} – максимальная скорость на вертикали).

В результате они получили формулу

$$v_{\text{н.доп.}} = \left(\frac{h}{0,7d}\right)^x \sqrt{\frac{2n_y \left[g(\rho_s - \rho_b)d + 2c_{y,n}^H K \right]}{\varphi(x+1)^2 \rho_b n'}}, \quad (3.64)$$

где φ – эмпирический коэффициент, равный для несвязных грунтов 0,28; остальные обозначения такие же, как и к формуле (3.56).

Приняв в среднем $x = 0,2$ и $\varphi = 0,28$, авторы записали эту формулу в следующем виде:

$$v_{\text{н.доп.}} = \left(\frac{h}{0,7d}\right)^{0,2} \sqrt{\frac{2n_y \left[g(\rho_s - \rho_b)d + 2c_{y,n}^H K \right]}{0,40\rho_b n'}}. \quad (3.64, a)$$

На экспериментальном материале, полученном преимущественно в натуральных условиях, они показали более удовлетворительную

сходимость расчетных значений с опытными при использовании формулы (3.64, а) со степенным законом распределения скоростей по сравнению с формулой (3.56) с логарифмическим законом распределения. При небольших глубинах значения $v_{н.доп.}$, найденные по формулам (3.64, а) и (3.56), практически совпадают.

В существующих аналитических решениях М. А. Михалева [55] при определении допускаемых скоростей для откосов также не полностью учитываются основные свойства грунтов. Кроме того, эти решения неудобны для практического применения, так как требуют нахождения ряда промежуточных параметров по графикам.

А. Г. Ходзинская и К. И. Машкович [99] получили формулу для неразрывающей скорости $v_{\Delta н.от}$ на уровне выступов шероховатости на откосе путем введения в уравнение для устойчивости дна так называемого коэффициента влекущей силы Ψ , представляющего собой отношение допустимой влекущей силы на откосе к подобной силе на дне русла

$$v_{\Delta н.от} = \sqrt{\frac{0,71n_y}{\rho_b n'} g (\rho_s - \rho_b) d_{\min} \Psi}, \quad (3.65)$$

где d_{\min} – минимальный диаметр частиц отмостки на откосе, м;

Ψ – коэффициент, учитывающий уменьшение неразрывающей скорости на откосе,

$$\Psi = \cos\alpha \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2\alpha}{\text{tg}^2\varphi}};$$

где α , φ – угол соответственно откоса и внутреннего трения грунта.

Отношение придонной скорости на горизонтальном дне и в любой точке откоса принимается этими авторами по А. Н. Иванову

$$\frac{v_{\Delta}}{v_{\Delta от}} = \sqrt{\frac{h}{h_{от}}}, \quad (3.66)$$

где U_{Δ} , $U_{\Delta \text{от}}$ – донная скорость соответственно на дне и откосе;

$h_{\text{от}}$ – глубина погружения частицы на откосе;

h – глубина воды в русле.

Отношение между придонной скоростью на высоте выступов шероховатости над горизонтальным дном и средней скоростью на вертикали определяется по степенной зависимости (3.63) распределения скоростей.

Предложенная формула (3.65) дает достоверное соотношение между допускаемыми скоростями на откосе и дне русла. Однако абсолютные значения этих скоростей получаются заниженными. Недостатком этой формулы является и то, что в ней учитывается влияние коэффициента внутреннего трения грунта только на устойчивость к размыву откоса, т. е. в выражении для коэффициента влекущей силы, а в основном уравнении для оценки устойчивости дна эта характеристика в расчет не принимается. Не учитывается также и структурное сцепление.

Формулы допускаемых скоростей выводились, как правило, путем составления уравнения равновесия между силой, создаваемой придонной скоростью, и сопротивлением частиц грунта сдвигу или опрокидыванию [1, 20, 45, 53 и др.]. При этом переход от донных к средним по глубине скоростям осуществлялся либо по логарифмическому, либо по степенному закону распределения скоростей. Исследования ряда авторов [1, 4, 6 и др.] показали, что в натуральных условиях более точной является степенная зависимость (3.63), преимущества которой особенно проявляются при значительных глубинах потока, причем сам показатель степени x принимает различные значения (обычно в пределах $1/10 \dots 1/4$), в зависимости от стадии движения наносов, их крупности и концентрации в потоке.

Для вывода формул допускаемых скоростей нами используется детерминистическая модель предельного равновесия, в которой в качестве объекта воздействия берется элемент грунта в его верхнем слое, состоящий из ряда частиц. Сдвиг всего элемента или отрыв от него отдельных зерен возможны только в результате преодоления сопротивления грунта, характеризующегося комплексом его свойств, проявляющимся в виде внутреннего трения, структурного сцепления и пористости. На основе этой модели выводятся формулы для определения допускаемых скоростей потока как для дна, так и для откоса

с более полным учетом физических и физико-механических свойств грунта. Принимаемая другими авторами расчетная модель равновесия отдельно лежащей на дне частицы не позволяет учесть ее взаимодействие с другими частицами в элементе грунта, проявляющегося в виде его физико-механических свойств.

Рассмотрим предельное равновесие элемента грунта объемом W в верхнем слое откоса, находящегося под воздействием руслового потока (рис. 3.4).

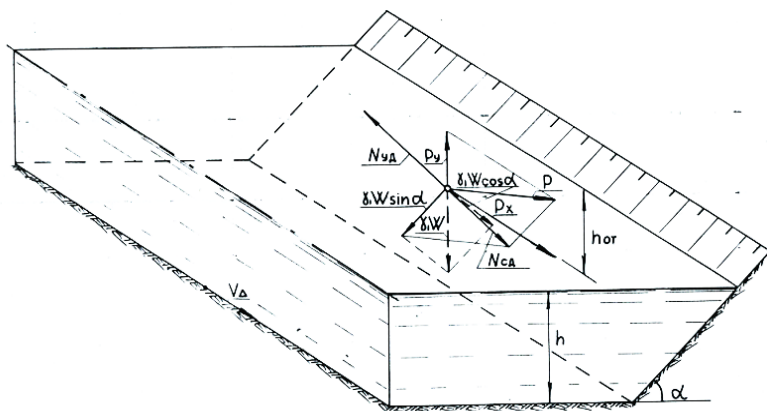


Рис. 3.4. Схема к выводу формулы допускаемой на размыв средней скорости потока для откосов трапецидального русла

Основным условием, действующим на него, является лобовое гидравлическое давление P_x , создаваемого придонной скоростью на откосе $v_{\Delta \text{от}}$. Оно может быть выражено как часть от скоростного (гидродинамического) напора:

$$P_x = a_x F_y \gamma_B v_{\Delta \text{от}}^2 / 2g.$$

Подъемная сила P_y за счет вертикальной составляющей актуальной скорости, равная 1/4...1/3 от лобового усилия [45, 53]

$$P_y = a_y F_x \gamma_B v_{\Delta \text{от}}^2 / 2g.$$

Равнодействующая P лобового и подъемного усилий будет

$$P = \sqrt{a_x^2 F_y^2 + a_y^2 F_x^2} \gamma_B v_{\Delta \text{от}}^2 / 2g.$$

Принимая $F_x = F_y = F$ и обозначая $\sqrt{a_x^2 + a_y^2} = a_0$, получим

$$P = a_0 F \gamma_B v_{\Delta \text{от}}^2 / 2g,$$

где a_x, a_y – коэффициенты лобового и подъемного усилий, зависящие от условий обтекания и формы частиц грунта;

γ_B – удельный вес воды, Н/м³;

F_x, F_y, F – площадь проекции элемента грунта соответственно на плоскость: горизонтальную, вертикальную и перпендикулярную к равнодействующей силе.

Суммарное сдвигающее усилие $N_{\text{сд}}$ будет выражаться здесь равнодействующей сил P и G , создаваемых соответственно скоростным напором и направленным вниз по откосу компонентом веса элемента грунта в воде. С учетом коэффициента условий работы n_y оно запишется в следующем виде:

$$N_{\text{сд}} = \sqrt{\gamma_1^2 W^2 \frac{1}{1+m^2} + \frac{a_0^2}{n_y^2} \gamma_B^2 \frac{v_{\Delta \text{от}}^4}{4g^2} F^2}. \quad (3.67)$$

Коэффициент условий работы учитывает наличие взвешенных наносов в потоке и принимается при мутности потока $S < 0,1$ кг/м³ $n_y = 1$, а при $S > 0,1$ кг/м³ $n_y = 1 + 2S$.

Придонную скорость $v_{\Delta \text{от}}$ в точке откоса, погруженной под урез воды на глубину $h_{\text{от}}$, выразим через донную скорость на горизон-

тальном дне по формуле (3.66), а влияние на ее величину угла заложения откоса учтем, принимая ее пропорциональной $\sqrt{\cos\alpha}$ [4, 6, 14]:

$$v_{\Delta \text{от}} = v_{\Delta} \sqrt{\frac{h_{\text{от}}}{h} \frac{m}{\sqrt{1+m^2}}}. \quad (3.68)$$

Тогда сдвигающая сила, выражаемая через донную скорость потока, запишется в следующем виде:

$$N_{\text{сд}} = \sqrt{\gamma_1^2 W^2 \frac{1}{1+m^2} + \frac{a_0^2}{n_y^2} \gamma_B^2 \frac{v_{\Delta \text{от}}^4 h_{\text{от}}^2}{4g^2 h^2} \frac{m}{1+m^2}} F^2. \quad (3.69)$$

Удерживающая сила $N_{\text{уд}}$ создается вертикальным к откосу компонентом веса элемента грунта в воде, а также его силами трения и структурного сцепления и выражается таким образом:

$$N_{\text{уд}} = \gamma_1 W f \frac{m}{\sqrt{1+m^2}} + c_p F. \quad (3.70)$$

Приравняв силы, сдвигающие и удерживающие элемент грунта на откосе, определяемые соответственно по зависимостям (3.69) и (3.70), получаем уравнение предельного равновесия, которое после возведения его левой и правой части в квадрат будет иметь вид:

$$\begin{aligned} & \gamma_1^2 W^2 \frac{1}{1+m^2} + \frac{a_0^2}{n_y^2} \gamma_B^2 \frac{v_{\Delta \text{от}}^4 h_{\text{от}}^2}{4g^2 h^2} \frac{m}{1+m^2} F^2 = \\ & = \gamma_1^2 W^2 f^2 \frac{m^2}{1+m^2} + c_p^2 F^2 + 2\gamma_1 W f \frac{m}{\sqrt{1+m^2}} c_p F. \end{aligned} \quad (3.71)$$

Умножив обе части этого уравнения на дробь $\frac{1+m^2}{m^2 F^2}$, принимая

$W/F = d$, $\sqrt{1+(1/m^2)} = 1$, выразив удельный вес через плотность, и после соответствующих преобразований решив его относительно скорости v_{Δ} , получим формулу для определения допустимой донной скорости $v'_{\Delta \text{ доп}}$ из условия устойчивости элемента грунта на откосе к размыву русловым потоком (при $m > 1/f$):

$$v'_{\Delta \text{ доп}} = a_{\Delta} \left(\frac{g\rho_1 dn_y h}{\rho_B h_{\text{от}}} \right)^{0.5} \left[f^2 - \frac{1}{m^2} + \frac{c_p}{g\rho_1 d} \left(2f + \frac{c_p}{g\rho_1 d} \right) \right]^{0.25}, \quad (3.72)$$

где $a_{\Delta} = \sqrt{2/a_0}$.

Принимая степенной закон распределения скоростей по глубине, выразим донную скорость из уравнения (3.72) через среднюю на вертикали по зависимости (3.63). Тогда, полагая $\Delta = \beta d$, а также учитывая, что в практических расчетах удобнее пользоваться средней по сечению скоростью v , выражаемой через гидравлический радиус R , получим следующую формулу для допустимой средней скорости $v'_{\text{доп}}$ из условия устойчивости откоса к размыву русловым потоком:

$$v'_{\text{доп}} = a \left(\frac{R}{d} \right)^x \left(\frac{g\rho_1 dn_y h}{\rho_B h_{\text{от}}} \right)^{0.5} \left[f - \frac{1}{m^2} + \frac{c_p}{g\rho_1 d} \left(2f + \frac{c_p}{g\rho_1 d} \right) \right]^{0.25}, \quad (3.73)$$

где коэффициент $a = a_{\Delta} / (1+x) \beta^x$ и показатель степени x устанавливаются опытным путем для расчетных стадий движения наносов (их значения приводятся ниже).

Наиболее неустойчивой к размыву является нижняя часть откоса, расположенная у его подошвы, для которой можно определить скорость $v'_{\text{доп}}$, принимая в (3.73) $h_{\text{от}} = h$.

Рассматривая аналогичным образом действие сдвигающих и удерживающих сил на элемент грунта в верхнем слое дна, получаем уравнение его предельного равновесия в следующем виде:

$$\sqrt{\frac{1}{n_y^2} \gamma_B^2 \frac{v_{\Delta \text{от}}^4}{4g^2} F^2 + \gamma_1^2 w^2 \sin^2 \alpha_0} = \gamma_1 w \cos \alpha_0 f + c_p F. \quad (3.74)$$

Учитывая, что в земляных руслах угол α_0 наклона дна к горизонту величина очень малая, его влиянием на расхождение силы веса грунта можно пренебречь и принять $\sin \alpha_0 = 0$, а $\cos \alpha_0 = 1$. Тогда после соответствующих преобразований получим следующие формулы для определения допускаемых для дна донной $v_{\Delta \text{доп}}$ и средней $v_{\text{доп}}$ скоростей потока:

$$v_{\Delta \text{доп}} = a_{\Delta} \sqrt{\frac{n_y}{\rho_B} P_s} \quad ; \quad (3.75)$$

$$v_{\text{доп}} = a \left(\frac{R}{d} \right)^x \sqrt{\frac{n_y}{\rho_B} P_s} \quad , \quad (3.76)$$

где P_s – показатель прочности (размывоустойчивости) грунта, Па; определяется по формуле (1.6), т. е. допускаемая скорость связана со всеми основными характеристиками грунта;

ρ_B – плотность воды, кг/м³.

d – расчетный диаметр грунта, м, который принимают в однородных грунтах (коэффициент неоднородности $\eta = d_{85} / d_{10} \leq 4$) равным среднему диаметру, т. е. $d = d_{50}$, в неоднородных грунтах ($\eta > 4$) $d = d_{85}$ – диаметр крупной фракции, образующей естественную отмытку;

n_y – коэффициент условий работы, который принимается при мутности потока $S < 0,1$ кг/м³ $n_y = 1$, а при $S \geq 0,1$ кг/м³ $n_y = 1 + 2S$.

На основании статистической обработки данных лабораторных опытов, выполненных под руководством А. Ф. Печкурова [78, 79] с

грунтами различной крупности, от $d_{\min} = 0,012$ мм до $d_{\max} = 19$ мм, нами найдены следующие значения коэффициента a и показателя x : $a = 2,06$, $x = 0,167$ – для стадии начала влечения отдельных зерен грунта; $a = 3,18$, $x = 0,14$ – для стадии начала образования гряд и $a = 5,96$, $x = 0,10$ – для стадии начала взвешивания грунта. Значения коэффициента a_{Δ} в формулах (3.72) и (3.75) для определения допускаемой донной скорости в указанных стадиях соответственно равны 2,27; 3,63; 6,76.

Скорость, которая соответствует стадии начала влечения грунта на дне, называют неразмывающей $v_{\text{н. доп}}$, формула для ее определения с учетом найденных значений a и x будет иметь вид

$$v_{\text{н. доп}} = 2,06 \left(\frac{R}{d} \right)^{0,167} \sqrt{\frac{n_y}{\rho_B} P_s}, \quad (3.77)$$

а соответственно допускаемая донная скорость по уравнению (3.63), принимая в нем для этой стадии (по Гончарову) $\Delta = 0,7d$,

$$v_{\text{н. доп}} = 2,27 \sqrt{\frac{n_y}{\rho_B} P_s}. \quad (3.78)$$

Относительное среднее арифметическое отклонение значений $v_{\text{н. доп}}$, рассчитанных по формуле (3.77), от упомянутых выше опытных данных составило $M = 0,55$ %, а относительное среднее квадратическое отклонение $\sigma = 8,8$ % (82 опыта). Для двух других характерных стадий наносов эти отклонения составили соответственно – для начала грядообразования $M = 0,77$ %, и $\sigma = 9,6$ % (59 опытов) а начала взвешивания грунта $M = 0,62$ %, и $\sigma = 8,1$ % (38 опытов).

Значения неразмывающей допускаемой скорости для откосов с коэффициентами заложения $m = 2$ и 3 в среднем на 10–20 % ниже, чем неразмывающие для дна. При этом различие между ними уменьшается с увеличением крупности грунтов и коэффициента m , что хорошо согласуется с решением М. А. Михалева [55].

Сравнение результатов расчета неразмывающихся скоростей для дна по формуле (3.77) и формулам других авторов при гидравлическом радиусе $R = 1$ м приведено на рис. 3.5, а сравнение их с опытными данными, полученными в грунтовой лотке, показано на рис. 3.6.

Наилучшее совпадение в опытными данными дает предложенная нами зависимость (3.77). Удовлетворительную сходимость показали также формулы Ц. Е. Мирхулавы, В. С. Кнороза и И. И. Леви. Отклонение допускаемой скорости по некоторым формулам во многом объясняется тем, что в них не учитываются физико-механические характеристики грунтов, которые использовались в опытах авторами этих формул. Так, неучет коэффициента внутреннего трения грунта f , который возрастает с увеличением крупности частиц и может достигать для сортированного гравия и щебня единицы, приводит к заниженной величине допускаемой неразмывающей скорости для крупнозернистых материалов, рассчитываемой по многим существующим формулам (см. рис. 3.6).

Формула (3.76) допускаемой скорости для стадии взвешивания грунта дает близкие значения с рассчитанными по формуле К. И. Россинского [88], а для стадии начала грядобразования – с формулой С. К. Ревяшко [82].

В табл. 3.1–3.3 приведены значения допускаемой скорости для дна в зависимости от среднего диаметра d и показателя прочности грунта P_s (при $n_y = 1$) для трех характерных стадий движения наносов.

Удовлетворительное совпадение значений допускаемых скоростей, рассчитанных по предлагаемым формулам, с опытными данными, а также полный учет в этих зависимостях основных физических и физико-механических характеристик грунтов, применение в них степенного закона распределения скоростей, более достоверно отражающего этот процесс в различных стадиях движения наносов, позволяют нам рекомендовать полученные формулы для оценки устойчивости к размыву дна и откосов каналов.

Устойчивость откосов может быть обеспечена или путем назначения в русле неразмывающихся для них допускаемых скоростей, или их креплением. При этом если в русле созданы неразмывающие для дна средние скорости, то достаточно более капитально закрепить от

размыва нижнюю, наиболее неустойчивую часть откоса, до точки, отстоящей на глубину $h_{от}$ от уреза воды, а в верхней части предусмотреть ее защиту от поверхностной эрозии и действия фильтрационного потока [61, 72]. Высоту $h_{от}$ нетрудно определить из условия равенства допускаемых придонных скоростей для откоса и дна соответственно по формулам (3.72) и (3.75).

$$h_{от} = \frac{g\rho_1 d h \sqrt{f^2 - \frac{1}{m^2} + \frac{c_p}{g\rho_1 d} \left(2f + \frac{c_p}{g\rho_1 d} \right)}}{g\rho_1 d f + c_p}. \quad (3.79)$$

Для несвязных грунтов, для которых можно принять $c_p = 0$, эта формула упрощается

$$h_{от} = h \sqrt{1 - \frac{1}{m^2 f^2}}. \quad (3.79, a)$$

Высота крепления откоса будет: $h_k = h - h_{от}$.

Таблица 3.1. Допускаемые средние скорости потока для дна в начале влечения зерен грунта (м/с)

d , мм	P_s , Па	R , м					
		0,5	1	2	3	4	5
0,1	1	0,27	0,30	0,34	0,36	0,38	0,40
	1,2	0,29	0,33	0,37	0,40	0,42	0,43
	1,4	0,32	0,36	0,40	0,43	0,45	0,47
0,2	1,2	0,26	0,30	0,33	0,36	0,37	0,39
	1,6	0,30	0,34	0,38	0,4	0,43	0,45
	2	0,34	0,38	0,43	0,46	0,48	0,50
0,3	1,5	0,27	0,31	0,35	0,37	0,39	0,4
	2	0,32	0,36	0,40	0,43	0,45	0,47
	2,5	0,36	0,40	0,45	0,48	0,5	0,52
0,5	2,6	0,33	0,37	0,42	0,45	0,47	0,49
	3,1	0,36	0,41	0,46	0,49	0,51	0,53
	3,6	0,39	0,44	0,50	0,53	0,55	0,58
1	6	0,45	0,51	0,57	0,61	0,64	0,66
	7	0,49	0,55	0,61	0,66	0,69	0,71
	8	0,52	0,58	0,66	0,7	0,74	0,76
2	12	0,57	0,64	0,72	0,77	0,8	0,83
	14	0,61	0,69	0,77	0,83	0,87	0,9
	16	0,66	0,74	0,83	0,88	0,93	0,96
3	20	0,68	0,77	0,86	0,92	0,97	1,01
	25	0,77	0,86	0,96	1,03	1,08	1,12
	30	0,83	0,94	1,06	1,13	1,19	1,23
5	35	0,83	0,93	1,05	1,12	1,18	1,22
	40	0,89	1,0	1,12	1,2	1,26	1,31
	45	0,94	1,06	1,19	1,27	1,33	1,39
10	80	1,12	1,26	1,41	1,51	1,58	1,64
	90	1,19	1,33	1,50	1,60	1,68	1,74
	100	1,25	1,41	1,58	1,69	1,78	1,84
20	150	1,37	1,53	1,72	1,84	1,93	2,01
	175	1,48	1,66	1,86	2,0	2,09	2,17
	200	1,58	1,77	1,99	2,13	2,23	2,32

Таблица 3.2. Допускаемые средние скорости потока для дна в стадии начала грядообразования (м/с)

d , мм	P_s , Па	R , м					
		0,5	1	2	3	4	5
0,1	1	0,33	0,37	0,40	0,43	0,44	0,46
	1,2	0,36	0,40	0,44	0,47	0,49	0,50
	1,4	0,39	0,43	0,48	0,50	0,52	0,54
0,2	1,2	0,33	0,36	0,40	0,42	0,44	0,45
	1,6	0,38	0,42	0,46	0,49	0,51	0,53
	2	0,43	0,47	0,52	0,55	0,57	0,59
0,3	1,5	0,35	0,38	0,42	0,45	0,47	0,48
	2	0,40	0,44	0,49	0,52	0,54	0,55
	2,5	0,45	0,49	0,55	0,58	0,60	0,62
0,5	2,6	0,43	0,47	0,52	0,55	0,57	0,59
	3,1	0,47	0,51	0,57	0,60	0,62	0,64
	3,6	0,50	0,55	0,61	0,64	0,67	0,69
1	6	0,59	0,65	0,71	0,76	0,79	0,81
	7	0,64	0,70	0,77	0,82	0,85	0,88
	8	0,68	0,75	0,82	0,87	0,91	0,94
2	12	0,75	0,83	0,92	0,97	1,01	1,04
	14	0,82	0,90	0,99	1,05	1,09	1,13
	16	0,87	0,96	1,06	1,12	1,17	1,20
3	20	0,92	1,01	1,12	1,18	1,23	1,27
	25	1,03	1,13	1,25	1,32	1,38	1,42
	30	1,13	1,24	1,37	1,45	1,51	1,56
5	35	1,13	1,25	1,38	1,46	1,52	1,56
	40	1,21	1,34	1,47	1,56	1,62	1,67
	45	1,29	1,42	1,56	1,65	1,72	1,77
10	80	1,56	1,71	1,89	2,00	2,08	2,15
	90	1,65	1,82	2,00	2,12	2,21	2,28
	100	1,74	1,92	2,11	2,23	2,33	2,40
20	150	1,93	2,13	2,35	2,48	2,59	2,67
	175	2,09	2,30	2,53	2,68	2,79	2,88
	200	2,23	2,46	2,71	2,87	2,99	3,08

Таблица 3.3. Допускаемые средние скорости потока для дна в стадии начала взвешивания грунта (м/с)

d , мм	P_s , Па	R , м					
		0,5	1	2	3	4	5
0,1	1	0,44	0,47	0,51	0,53	0,54	0,56
	1,2	0,48	0,52	0,56	0,58	0,60	0,61
	1,4	0,52	0,56	0,60	0,63	0,64	0,66
0,2	1,2	0,45	0,48	0,52	0,54	0,56	0,57
	1,6	0,52	0,56	0,60	0,62	0,64	0,66
	2	0,58	0,62	0,67	0,70	0,72	0,73
0,3	1,5	0,48	0,52	0,56	0,58	0,60	0,61
	2	0,56	0,60	0,64	0,67	0,69	0,70
	2,5	0,63	0,67	0,72	0,75	0,77	0,79
0,5	2,6	0,61	0,65	0,70	0,73	0,75	0,76
	3,1	0,66	0,71	0,76	0,79	0,82	0,83
	3,6	0,71	0,76	0,82	0,85	0,88	0,90
1	6	0,86	0,92	0,99	1,03	1,06	1,08
	7	0,93	0,99	1,07	1,11	1,14	1,17
	8	0,99	1,06	1,14	1,19	1,22	1,25
2	12	1,13	1,22	1,30	1,36	1,40	1,43
	14	1,22	1,31	1,41	1,47	1,51	1,54
	16	1,31	1,40	1,50	1,57	1,61	1,65
3	20	1,41	1,51	1,61	1,68	1,73	1,77
	25	1,57	1,68	1,81	1,88	1,94	1,98
	30	1,72	1,85	1,98	2,06	2,12	2,17
5	35	1,77	1,89	2,03	2,11	2,18	2,22
	40	1,89	2,02	2,17	2,26	2,33	2,38
	45	2,00	2,15	2,30	2,40	2,47	2,52
10	80	2,49	2,67	2,86	2,98	3,07	3,14
	90	2,64	2,83	3,04	3,16	3,26	3,33
	100	2,79	2,99	3,20	3,33	3,43	3,51
20	150	3,18	3,41	3,66	3,81	3,92	4,01
	175	3,44	3,69	3,95	4,12	4,24	4,33
	200	3,68	3,94	4,22	4,40	4,53	4,63

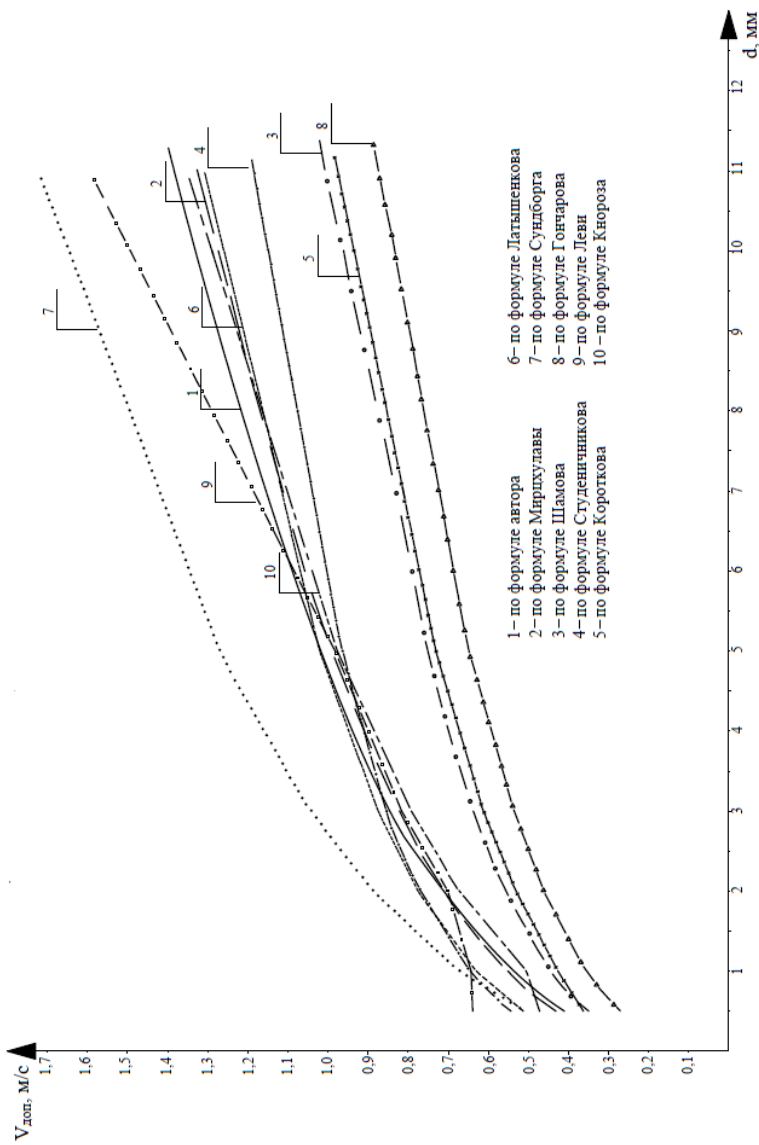


Рис. 3.5. Сравнение расчетных значений допускаемых скоростей по различным формулам при $R = 1$ м

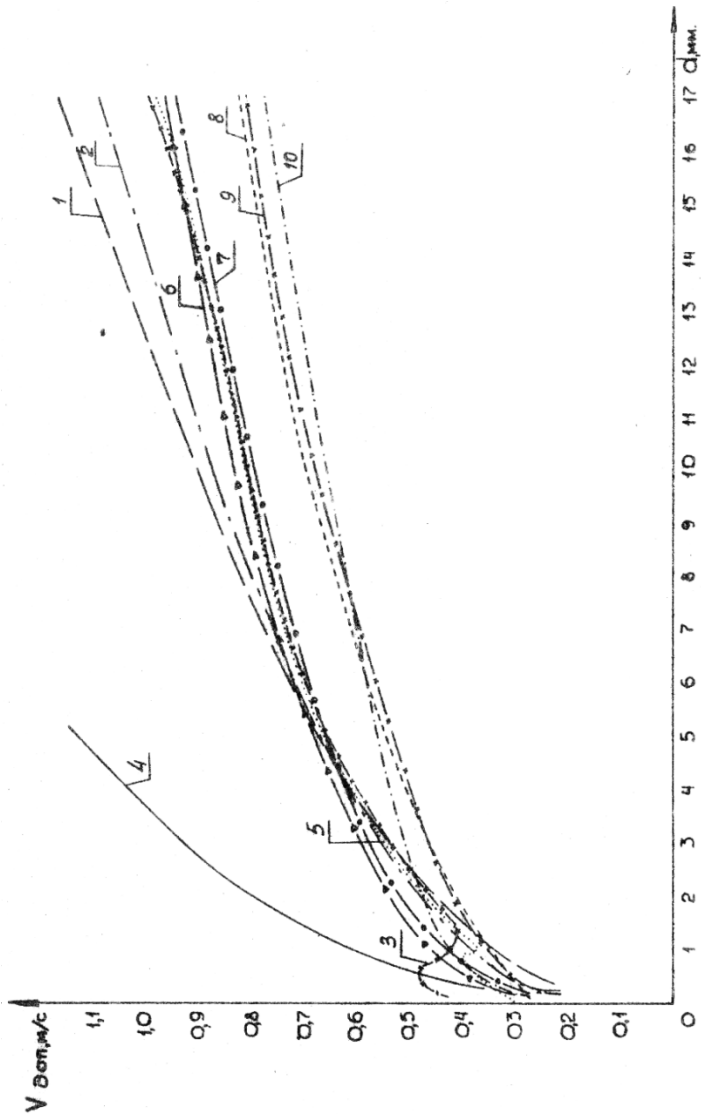


Рис. 3.6. Опытные и расчетные значения допускаемых неразмывающих скоростей:
 1 – опытные данные; 2 – по формуле автора; 3 – Леви; 4 – Сундборга; 5 – Кнороза;
 6 – Мирцхулавы; 7 – Латышенкова; 8 – Короткова; 9 – Шамова; 10 – Студеничкикова

3.5. Определение незаиляющей скорости

Для обеспечения устойчивости и надежной работы каналов необходимо принимать такое расчетное значение средней скорости потока, при котором в канале не будет происходить ни размыв, ни заиление, т. е.

$$v_{\text{нез}} \leq v \leq v_{\text{доп}} ,$$

где $v_{\text{нез}}$ – незаиляющая скорость;

$v_{\text{доп}}$ – допускаемая неразмывающая скорость.

Под допускаемой неразмывающей средней скоростью понимается наибольшее значение средней скорости движения воды, при которой поток не может вызвать недопустимого для нормальной эксплуатации размыва русла. Для определения допускаемых на размыв скоростей рекомендуется использовать разработанные автором формулы (3.73), (3.76), которые учитывают все основные физические и физико-механические свойства грунта и позволяют отдельно оценивать устойчивость к размыву дна и откосов русла в различных характерных стадиях движения наносов.

За незаиляющую скорость принимается наименьшее значение средней скорости движения воды, при которой поток способен транспортировать без осаждения находящиеся в нем наносы.

Проверка незаиляемости канала осуществляется по транспортирующей способности потока или по незаиляющей средней скорости воды в русле. Незаиляющая скорость $v_{\text{нез}}$ соответствует состоянию, когда мутность потока S равна его транспортирующей способности, т. е. тому количеству взвешенных наносов, содержащихся в единице объема воды, которое поток способен транспортировать в условиях равновесия процессов размыва и осаждения. Транспортирующая способность обычно выражается через среднюю мутность или расход взвешенных наносов. Если площадь поперечного сечения потока увеличивается, а скорость соответственно падает, то транспортирующая способность уменьшается, и наносы начинают оседать – происходит наращивание дна и заиление русла. Если же скорости увеличиваются по длине участка реки, то будет наблюдаться обратное явление – размыв дна и откосов.

Существующие формулы для определения транспортирующей способности потока и, соответственно, незаиляющей скорости, дают результаты, резко различающиеся между собой, иногда в несколько раз [29, 32, 67]. Некоторые из них, в том числе приведенные в ТКП [52], не имеют физического смысла, так как являются функцией только гидравлического радиуса или расхода воды и не учитывают скорость течения воды в русле и концентрацию взвешенных наносов в потоке (мутность воды). Даже для абсолютно чистой воды такие формулы дают те же результаты, что и при большой мутности потока. Бессмысленной является формула (К3) в ТКП [52] для определения гидравлической крупности наносов, где единственным параметром, якобы влияющим на скорость падения частицы, является гидравлический радиус. В действительности основной характеристикой, определяющей эту скорость, является ее диаметр и, соответственно, масса [34, 87, 110].

Ранее в работе [59] нами был дан анализ транспортирующей способности потока на основе большого экспериментального материала собственных исследований и данных, полученных другими авторами. Показана связь между критерием насыщения потока наносами v^3 / gRu , предложенным М. А. Великановым, и транспортирующей способностью потока. Однако приведенная в этой работе методика расчета наносов не получила практического применения из-за ее трудоемкости и необходимости определения ряда параметров по графикам. Принимая за основу установленную взаимосвязь между критерием М. А. Великанова и транспортирующей способностью потока и аппроксимируя графики осредненными значениями параметров, автором получена удобная для практического применения формула для определения транспортирующей способности потока S , кг/м³:

$$S = \frac{v^3 (\rho_s - \rho_b) \cdot 10^{-3}}{\alpha \eta R g u}. \quad (3.80)$$

Соответственно, величину незаиляющей скорости $v_{нез}$, м/с, при которой не будет происходить осаждение взвешенных наносов, рекомендуется определять по формуле

$$v_{\text{нез}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \eta S R g u}{(\rho_s - \rho_v) \cdot 10^{-3}}}, \quad (3.81)$$

где S – средневзвешенная мутность потока, кг/м^3 ;

η – коэффициент неоднородности взвешенных наносов, $\eta = d_{90} / d_{50}$ (d_{90} – диаметр частиц крупной фракции, которых содержится в составе наносов менее 90 % по массе, м; d_{50} – средний диаметр частиц наносов, м);

R – гидравлический радиус живого сечения, м;

u – гидравлическая крупность частиц средневзвешенного диаметра, м/с;

ρ_s, ρ_v – плотность соответственно частиц наносов и воды, кг/м^3 ;

g – ускорение свободного падения, м/с^2 ;

α – коэффициент, зависящий от характера осаждения наносов, принимается $\alpha = 4,0$ при $d = 0,1-2,5$ мм; $\alpha = 4,5$ при $d > 2,5$ мм и $\alpha = 3,5$ при $d < 0,1$ мм.

Если окажется, что $v < v_{\text{нез}}$, то будет происходить осаждение наносов и заиливание русла. Практически можно допустить превышение на 10 % незаиляющей скорости над средней скоростью потока, и незначительное осаждение крупной фракции ($> d_{90}$). Если $v < 1,1 v_{\text{нез}}$, то предусматривают увеличение уклона дна и соответственно средней скорости.

3.5.1. Гидравлическая крупность наносов

Взвешивание твердых частиц в речном потоке объясняется его турбулентным движением, обуславливающим наличие вертикальной составляющей скорости потока.

Для того чтобы оценить вертикальную составляющую скорости, необходимую для поддержания твердой частицы во взвешенном состоянии, исследуют процесс падения частицы в спокойной воде. Частица, опущенная в неподвижную воду, сначала падает равноускоренно, но затем, вследствие того, что сила сопротивления возрастает с увеличением скорости, а движущая сила (сила тяжести) постоянна, наступает момент, когда движущая сила и сила сопротивления уравновешиваются и движение становится равномерным.

Скорость равномерного падения частицы в спокойной воде называется гидравлической крупностью частицы.

Установлено, что гидравлическая крупность частицы u зависит от геометрических размеров, формы, плотности частицы и воды, температуры воды. Так, для ламинарного режима осаждения частиц диаметром $d \leq 0,05$ мм используют теоретическую зависимость Стокса [32, 95]

$$u = gd^2 (\rho_s - \rho_v) / (18\mu). \quad (3.82)$$

Для переходного режима осаждения частиц ($d = 0,1-2,0$ мм) применима эмпирическая формула А. В. Караушева [32]

$$u = (1,6 \theta - 0,16)(68d - 0,003) \left(\frac{\rho_s}{\rho_v} - 1 \right) k_t. \quad (3.83)$$

При турбулентном режиме осаждения частиц ($d > 2,0$ мм) используют формулу

$$u = k_{\text{турб}} \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_v)gd}{\rho_v}}. \quad (3.84)$$

В приведенных выше формулах (3.82)–(3.84) приняты следующие обозначения:

u – гидравлическая крупность наносов, м/с;

d – средний диаметр частиц, м;

ρ_s, ρ_v – плотность частиц наносов и воды, кг/м³;

g – ускорение свободного падения, м/с²;

μ – коэффициент динамической вязкости, зависящий от температуры воды, кг/(м·с);

θ – параметр формы частицы, равный по В. В. Романовскому:

$$\theta = d^2 / ab, \quad (3.85)$$

где d – диаметр равновеликого частице шара, равный при $\theta < 0,6$: $d = \frac{a+b+c}{3}$;

a, b, c – длина, ширина и высота (толщина) частицы;

$k_{\text{турб}}$ – коэффициент, зависящий от формы частиц, равный $k_{\text{турб}} = 2,4\theta - 0,7$. Для речных песчаных наносов, часто имеющих среднее значение $\theta = 0,8$, $k_{\text{турб}} = 1,22$;

k_t – поправочный температурный коэффициент, принимаемый для $d \leq 1,5$ мм по таблице 3.4.

Таблица 3.4. Температурные поправочные коэффициенты k_t

d , мм	Температура воды $t^{\circ}\text{C}$				
	0–2	3–7	8–12	13–17	18–22
2,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,50	0,92	0,94	0,97	1,00	1,04
1,00	0,83	0,87	0,93	1,00	1,07
0,50	0,74	0,81	0,90	1,00	1,11
0,20	0,69	0,77	0,88	1,00	1,13
0,10	0,67	0,76	0,87	1,00	1,14
$\leq 0,05$	0,66	0,75	0,87	1,00	1,14

Значения гидравлической крупности частицы средним диаметром d с учетом параметра ее формы θ при температуре воды $t = 15^{\circ}\text{C}$ приведены в таблице 3.5, составленной по данным исследований В. В. Романовского [12, 20]. Для другой температуры значения u из табл. 3.5 умножают на коэффициент k_t из табл. 3.4.

Частица, диаметром d находится во взвешенном состоянии, если вертикальная составляющая скорости течения u_z больше или равна гидравлической крупности этой частицы u , т. е. $u_z \geq u$; $u_z = 0,41u_*$ (u_* – динамическая скорость потока; $u_* = \sqrt{gRI}$).

Частица, диаметром d находится во взвешенном состоянии, если вертикальная составляющая скорости течения u_z больше или равна гидравлической крупности этой частицы u , т. е. $u_z \geq u$; $u_z = 0,41u_*$ (u_* – динамическая скорость потока; $u_* = \sqrt{gRI}$).

Таблица 3.5. Гидравлическая крупность частиц u (м / с)

Режим осаднения	d , мм	Параметр формы частиц θ				
		1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
<i>1</i>	2	3	4	5	6	7
Турбулентный	100,0	2,16	1,86	1,55	1,24	0,94
	80,0	1,94	1,66	1,39	1,12	0,84
	50,0	1,53	1,32	1,10	0,88	0,67
	30,0	1,18	1,02	0,85	0,68	0,52
	20,0	0,96	0,83	0,69	0,56	0,42
	15,0	0,84	0,72	0,60	0,48	0,37
	10,0	0,68	0,59	0,49	0,39	0,30
	7,0	0,57	0,49	0,41	0,33	0,25
	5,0	0,48	0,42	0,35	0,28	0,21
	4,0	0,43	0,37	0,31	0,25	0,19
	3,0	0,38	0,32	0,27	0,22	
	2,50	0,34	0,29	0,25		
	2,20	0,32	0,28			
2,0	0,31					
Переходный	3,00					0,16
	2,50				0,20	0,15
	2,20			0,23	0,18	0,14
	2,00		0,26	0,21	0,17	0,13
	1,80	0,27	0,23	0,20	0,16	0,13
	1,50	0,24	0,20	0,17	0,14	0,11
	1,20	0,19	0,17	0,14	0,12	0,10
	1,00	0,16	0,14	0,12	0,10	0,09
	0,80	0,13	0,11	0,10	0,08	0,07
	0,50	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05
	0,30	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03
	0,20	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
0,10	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	
Ламинарный	0,050			0,00195		
	0,040			0,00125		
	0,030			0,00070		
	0,020			0,00031		
	0,010			0,000078		
	0,005			0,000020		
	0,004			0,000012		
	0,002			0,0000031		

3.6. Пример гидравлического расчета канала

Таблица 3.6. Исходные данные для проектирования канала

Заданный расход воды Q , м ³ /с	8
Уклон канала i	0,0003
Грунт	среднезернистый песок
Диаметр частиц грунта, м	$d_{50} = 0,00050$; $d_{85} = 0,00066$; $d_{90} = 0,00068$; $d_{10} = 0,00018$
Плотность частиц грунта ρ_s , кг/м ³	2650
Коэффициент внутреннего трения грунта f	0,64
Расчетное структурное сцепление грунта c_p , Па	0,20
Коэффициент пористости грунта n_s	0,38
Коэффициент заложения откосов m (табл. 3.3)	2,0
Коэффициент шероховатости n (табл. 3.1)	0,024
Заданная глубина канала h , м	1,5
Заданная ширина по дну b , м	2,0

3.6.1. Расчет канала гидравлически наивыгоднейшего профиля

Поперечное сечение русла гидравлически наивыгоднейшего профиля характеризуется максимально возможной скоростью v , а следовательно минимальной площадью живого сечения ω .

При трапецеидальном сечении для этого профиля должно соблюдаться соотношение $\beta_{г.н.}$ между шириной по дну b и глубиной h , определяемое по формуле (2.41):

$$\beta_{г.н.} = 2\left(\sqrt{1+2^2}\right) - 2,0 = 0,472 .$$

По формуле (2.43) определяем глубину канала h гидравлически наивыгоднейшего профиля. Предварительно находим показатель степени y в формуле (2.9) Н. Н. Павловского: $y = 1,3\sqrt{0,024} = 0,20$.

Подставляя полученное значение u в формулу (2.43), получаем:

$$h = \frac{(8 \cdot 0,024)^{\frac{1}{2,5+0,2}}}{0,5^{\frac{0,5+0,2}{2,5+0,2}} \cdot (0,472 + 2)^{\frac{1}{2,5+0,2}} \cdot 0,0003^{\frac{0,5}{2,5+0,2}}} = 2,09 \text{ м.}$$

Определяем ширину русла по дну

$$b = \beta_{г.н.} h = 0,472 \cdot 2,09 = 0,986 \text{ м.}$$

Вычисляем площадь живого сечения по формуле (2.34)

$$\omega = (0,986 + 2 \cdot 2,09) \cdot 2,09 = 10,8 \text{ м}^2.$$

Вычисляем смоченный периметр русла по (2.38)

$$\begin{aligned} \chi &= b + 2h\sqrt{1+m^2} = b_{ср} + hm_0; \\ \chi &= 0,986 + 2 \cdot 2,09\sqrt{1+2^2} = 10,33 \text{ м.} \end{aligned}$$

Определяем среднюю скорость по (2.4)

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{8}{10,8} = 0,74 \text{ м/с.}$$

Для проверки правильности расчетов определяем скорость v по формуле Шези (2.5), значения скорости по обеим формулам должны совпадать. Предварительно определяем скоростной коэффициент C по формуле (2.9) Н. Н. Павловского:

$$C = \frac{1}{0,024} \cdot 1,045^{0,2} = 42,04 \text{ м}^{0,5}/\text{с},$$

где гидравлический радиус $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{10,8}{10,33} = 1,045$ м или

$$R = 0,5 h = 0,5 \cdot 2,09 = 1,045 \text{ м};$$

$$v = 42,04 \sqrt{1,045 \cdot 0,0003} = 0,74 \text{ м/с}.$$

Значения скорости по формулам (2.4) и (2.5) совпадают, значит, расчет гидравлически наиболее выгодного профиля канала выполнен верно.

3.6.2. Определение допустимой (неразрывающей) скорости

Для обеспечения устойчивости канала расчетная скорость в русле должна быть $v \leq v_{\text{доп}}$. Если окажется, что $v > v_{\text{доп}}$ то потребуются укрепление канала.

Скорость $v_{\text{доп}}$ для дна канала определяем по формуле (3.76) автора. Предварительно определяем показатель прочности грунта P_s , Па, по формуле (1.6):

$$P_s = 9,81 \cdot (2650 - 1000)(1 - 0,38) \cdot 0,0005 \cdot 0,64 + 0,20 = 3,41 \text{ Па}.$$

Выберем для допустимой скорости расчетную стадию движения наносов, при $Q = 5-20 \text{ м}^3/\text{с}$ принимается стадия начала грядобразования, для которой $a = 3,18$; $x = 0,14$. Тогда

$$v_{\text{доп}} = 3,18 \cdot \left(\frac{1,045}{0,0005} \right)^{0,14} \sqrt{\frac{3,41}{1000}} = 0,54 \text{ м/с}.$$

Поскольку для обеспечения устойчивости русла условие $v \leq v_{\text{доп}}$ ($0,74 \text{ м/с} > 0,54 \text{ м/с}$) не соблюдается, то в нашем случае устойчивость русла не обеспечена и требуется укрепление дна и откосов канала. Расчет допустимой скорости для откосов по формуле (3.73) требуется в том случае, когда допустимая скорость для дна больше фактической.

3.6.3. Определение незаиляющей скорости

Минимально допускаемую (незаиляющую) скорость течения воды в канале $v_{\text{нез}}$ определяют по формуле (3.81) автора. В расчетах принимается взвешенная фракция с диаметром частиц 0,5 $d_{50} = 0,00025$ м, а мутность потока в канале $S = 0,10$ кг/м³. Гидравлическую крупность наносов принимаем по таблице 3.5 при параметре формы частиц $\theta = 0,8$ (температура воды 15 °С) $u = 0,025$ м/с. Коэффициент неоднородности $\eta = \frac{d_{90}}{d_{50}} = \frac{0,00068}{0,0005} = 1,36$. Коэффициент $\alpha = 4,0$.

$$v_{\text{нез}} = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 1,36 \cdot 0,1 \cdot 1,045 \cdot 9,8 \cdot 0,025}{(2650 - 1000) \cdot 10^{-3}}} = 0,44 \text{ м/с.}$$

Так как $v > v_{\text{нез}}$ (0,74 м/с > 0,44 м/с), то осаждение наносов не будет.

3.6.4. Гидравлический расчет канала при заданной глубине русла $h = 1,6$ м

$$K_0 = \frac{8}{\sqrt{0,0003}} = 461,9 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$m_0 = 2\sqrt{1+2^2} - 2 = 2,472;$$

$$R_{\text{г.н.}} = \left(\frac{461,9 \cdot 0,024}{4 \cdot 2,472} \right)^{\frac{1}{2,5+0,20}} = 1,043 \text{ м};$$

$$b = \frac{461,9 \cdot 0,024}{1,6 \cdot 1,043^{0,5+0,20}} - 2,0 \cdot 1,6 = 3,53 \text{ м.}$$

Определяем среднюю ширину сечения b_{cp} по формуле (2.35) и гидравлический радиус R по формуле (2.39)

$$b_{cp} = 3,53 + 2,0 \cdot 1,6 = 6,73 \text{ м};$$

$$R = \frac{6,73 \cdot 1,6}{3,53 + 2 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{1 + 2^2}} = 1,008 \text{ м}.$$

Ширину русла b корректируем путем умножения полученного значения по (2.48) на отношение $R_{г.н.} / R$

$$b = 3,53 \cdot \frac{1,043}{1,008} = 3,65 \text{ м}.$$

Затем с уточненным значением b определяем площадь живого сечения ω по формуле (2.34)

$$\omega = (b + mh)h = b_{cp}h ;$$

$$\omega = (3,65 + 2,0 \cdot 1,6) \cdot 1,6 = 10,96 \text{ м}^2 .$$

Рассчитываем скорость по формуле (2.4)

$$v = 8 / 10,96 = 0,73 \text{ м/с}.$$

Для проверки определяем скорость по формуле (2.5) Шези. Предварительно уточняем гидравлический радиус по (2.39) и скоростной коэффициент по (2.9)

$$R = \frac{10,96}{3,65 + 2 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{1 + 2^2}} = 1,014 \text{ м},$$

$$C = \frac{1}{0,024} \cdot 1,014^{0,20} = 41,79 \text{ м}^{0,5}/\text{с},$$

$$v = 41,79 \sqrt{1,014 \cdot 0,0003} = 0,73 \text{ м/с}.$$

Значения скорости по формулам (2.4) и (2.5) совпадают, значит, гидравлический расчет выполнен верно.

При решении задачи графо-аналитическим способом используют графики, по которым для принятого коэффициента заложения откоса m находят значение β при известном отношении $\frac{h}{R_{г.н.}}$. По значению β определяют искомую ширину по дну $b = \beta h$.

При известных b и h рассчитывают площадь сечения ω и среднюю скорость $v = \frac{Q}{\omega}$. В нашем случае $\frac{h}{R_{г.н.}} = 1,6 / 1,043 = 1,53$. По графикам (рис. 2.3) находим $\beta = 2,38$. Тогда ширина $b = 3,65$ м. Отметим, что аналитический метод является более точным.

Тогда ширина $b = 3,65$ м. Отметим, что аналитический метод является более точным.

Аналогично приведенной выше методике (см. п. 3.6.2 и 3.6.3) определяем допускаемые неразмывающую и незаилающую скорости, сравниваем их со средней фактической скоростью течения воды и оцениваем устойчивость русла.

Рассчитаем допускаемую скорость течения воды в канале по формуле (3.76)

$$v_{\text{доп}} = 3,18 \cdot \left(\frac{1,014}{0,0005} \right)^{0,14} \sqrt{\frac{3,41}{1000}} = 0,539 \text{ м/с}.$$

Фактическая средняя скорость больше допускаемой, значит для обеспечения устойчивости русла необходимо его крепление.

Рассчитаем незаилающую скорость течения воды в канале по формуле (3.81)

$$v_{\text{нез}} = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 1,36 \cdot 0,1 \cdot 1,014 \cdot 9,81 \cdot 0,025}{(2650 - 1000) \cdot 10^{-3}}} = 0,43 \text{ м/с.}$$

Поскольку фактическая средняя скорость больше незаилающей, то осаждения наносов не будет.

3.6.5. Гидравлический расчет канала при заданной ширине русла $b = 2,0$ м

В том случае, когда задана ширина канала по дну b , то глубину русла h определяют по формуле (2.49). Рассчитаем глубину канала $h_{г.н}$ при заданном $b = 2,0$ м для приведенных выше исходных данных:

$$h = \frac{-2 + \sqrt{2^2 + \frac{4 \cdot 2 \cdot 461,9 \cdot 0,024}{1,043^{0,5+0,2}}}}{2 \cdot 2} = 1,82 \text{ м.}$$

Затем аналогично п. 3.6.4 определяем гидравлический радиус R , площадь сечения ω и другие необходимые параметры. Рассчитываем фактическую и допускаемые на размыв и заиление скорости и оцениваем устойчивость русла.

3.7. Гидравлико-морфометрический метод расчета динамически устойчивых русел

Наблюдения за русловыми процессами в песчаных руслах отрегулированных рек-водоприемников показали, что при наличии уклонов, превышающих допустимые на размыв, их переформирование идет в направлении увеличения заданной ширины B и уменьшения средней глубины H_c (см. рис. 1.3). При определенных значениях B и H_c русловой процесс затухает и русло стабилизируется, принимая динамически устойчивое состояние. При этом имеет место лишь незначительное колебание параметров русла в течение года вокруг средних значений вследствие изменчивости русловых мезоформ по сезонам года при прохождении различных расходов воды. Параметры динамически

устойчивого русла можно определять по гидравлико-морфометрическому методу, основанному на использовании морфометрических зависимостей. Если рассчитанные по этому методу глубины позволяют обеспечить уровненный режим в реке, необходимый для нормального функционирования мелиоративной системы, то такой путь создания устойчивого русла будет наиболее простым и дешевым.

Для определения параметров динамически устойчивого русла рядом авторов предложены морфометрические зависимости. Приведем наиболее известные, которые в дальнейшем будут использоваться нами для сравнительной оценки натуральных измерений:

1. М. А. Великанов [15]

$$B = 3,4 \left(\frac{Q}{\sqrt{gI}} \right)^{2/5}; \quad H_c = 0,073 \left[\frac{Q \left(\frac{\rho_s - \rho_B}{\rho_B} g d \right)^{1/6}}{(gI)^{2/3}} \right]^{3/8}. \quad (3.86)$$

2. В. А. Знаменский [28]

$$B = 0,124 \frac{Q^{0,5}}{gI d^{0,25}}; \quad H_c = a \frac{Q^{0,25}}{(gI d)^{0,125}}. \quad (3.87)$$

3. П. А. Шатберашвили [106]

$$B = 0,177 \frac{Q^{0,475}}{I^{0,238} d^{0,165}}; \quad H_c = a \frac{Q^{0,316} \cdot d^{0,189}}{I^{0,158}}. \quad (3.88)$$

4. С. К. Ревяшко [82]

$$B = 0,9 \frac{Q^{4/7} (gI)^{1/7}}{\left(\frac{\rho_s - \rho_B}{\rho_B} g d_p + 12,6 \frac{c_c g}{\rho_B} \right)^{3/7}}; \quad (3.89)$$

$$H_c = 0,19 \frac{Q^{2/7} \left(\frac{\rho_s - \rho_B}{\rho_B} g d_p + 12,6 \frac{c_c g}{\rho_B} \right)^{2/7}}{(gI)^{3/7}}. \quad (3.90)$$

5. В. С. Алтунин [6]

$$B = d_B \frac{Q^{0,45}}{(gI)^{0,22} d_{cp}^{0,11}}; \quad H_c = a_H \frac{Q^{0,33} d_{cp}^{0,17}}{(gI)^{0,17}}, \quad (3.91)$$

где в формулах (3.86)–(3.91): d , d_{cp} – средняя крупность донных отложений, м; d_p – расчетный диаметр зерен грунта, меньше которого в мехсоставе содержится 55 % по массе, м; c_c – структурное сцепление грунта в воде, т/м²; a – коэффициент, зависящий от крупности грунта, для песков $a = 0,128$, для мелкозернистых грунтов $a = 0,064$; a_B , a_H – кинетико-морфометрические параметры, характеризующие устойчивое русло: для песчаных участков крупных каналов (типа Каракумского) $a_B = 0,05$, $a_H = 0,22$; для песчаных русел регулированных рек Беларуси $a_B = 0,51$; $a_H = 0,82$.

Анализ существующих морфометрических зависимостей показывает, что при их выводе не было уделено достаточного внимания свойствам грунтов, слагающих ложе русла, а в некоторых (Ю. Г. Иваненко и И. И. Классен, Л. Б. Левановский, В. И. Антроповский и др.) они вообще не учитываются. Поэтому такие зависимости дают весьма приближенные значения параметров устойчивого русла и применены только для тех видов грунтов, для которых они получены. В другой группе зависимостей (М. А. Великанов, В. А. Знаменский, П. А. Шатберашвили, С. А. Аннаев и Х. Аидов, К. Ф. Артомонов и А. Н. Крошкин, А. А. Будагов, В. А. Скрыльников и др.) учитывается только крупность донных отложений, что также недостаточно для оценки сопротивляемости грунта размыву, так как наряду с крупностью они характеризуются силами внутреннего трения, структурного сцепления и пористостью.

В формулах (3.89), (3.90) С. К. Ревяшко учитывается структурное сцепление грунта c_c (определяется по методике А. Ф. Печкуро-

ва), которое, однако, принято им для песчаных грунтов, не содержащих глинистых частиц, постоянным $c_c = 0,2 \cdot 10^{-5}$ т/м², что не согласуется с опытными данными [79]. Предложенный в этих формулах учет структурного сцепления (при его действительных значениях) приводит к его сильно завышенному влиянию.

Расчетные зависимости параметров устойчивых русел, проходящих в связных грунтах, предложены П. А. Шатберашвили, М. М. Селяметовым, Т. А. Алиевым и др.

Зависимости П. А. Шатберашвили [106] имеют вид:

$$B = 3,9 Q^{0,75} I^{0,5} (d + 0,0135c_p)^{-0,875}; \quad (3.92)$$

$$H_c = 2,2 Q^{0,50} (Id)^{0,333} (d + 0,0135c_p)^{-0,585}, \quad (3.93)$$

где d – средний диаметр агрегатов (отрывающихся отдельностей), м; принимается равным 0,003–0,004 м; c_p – сцепление грунта в состоянии полного водонасыщения, т/м².

Особенностью ряда существующих морфометрических зависимостей является то, что они получены исходя из некоторого постоянного, осредненного, характерного для обследованных водотоков значения скоростного коэффициента C (например, у С. К. Ревяшко $C = 42$ м^{0,5}/с; у Ю. Б. Иваненко и И. И. Классена при $B / H_c = 45$ – 55 $C = 34,5$ м^{0,5}/с; у Л. В. Левановского $C = 20$ – 25 м^{0,5}/с). Поэтому они более достоверно описывают параметры тех устойчивых русел, которые после переформирования имеют гидравлические сопротивления, близкие к тем или иным изученным аналогам.

Нами ставится цель получить морфометрические зависимости для расчета параметров устойчивого русла с более полным учетом основных физических и физико-механических свойств грунта, слагающего ложе, а также гидравлических характеристик руслоформирующего потока и сопротивления самого русла.

На основе большого эмпирического материала многими исследователями (В. Г. Глушков, С. Т. Алтунин, Ю. А. Ибад-Заде, Н. А. Ржаницын, В. С. Алтунин и автор) установлено, что для устойчивого профиля рек существует определенное соотношение между шириной русла по верху B и его средней глубиной H_c .

Причем это соотношение B / H_c (назовем его морфометрическим параметром русла) зависит как от гидравлических характеристик потока, так и от свойств грунта, слагающего ложе, и возрастает со снижением его размывоустойчивости и увеличением размывающей силы потока. Анализ ряда формул, выражающих отношение ширины русла к его глубине и натурные наблюдения показывают, что оно пропорционально некоторой величине, представляющей критерий подвижности дна f_d и, следовательно, обратно пропорционально критерию устойчивости русла η_y [62].

Нами получены выражения (3.35) и (3.39) для критериев устойчивости русла (откосов и дна) с учетом его гидравлических характеристик и физико-механических свойств грунта. Принимая во внимание, что в стабилизированном состоянии русла принимает профиль, близкий к равноустойчивому, в качестве расчетного прием выражение (3.39) для критерия устойчивости дна, полагая для относительно широких русел коэффициент $\Psi_1 = 1$, и заменяя H на H_c

$$\eta_y = \frac{\gamma_1 df + c_p}{\gamma_b H_c I} = \frac{P_s}{g \rho_b H_c I} . \quad (3.94)$$

Многолетние натурные наблюдения, проведенные нами на регулированных реках Лани, Ясельде, Бобрике, Орессе, Свислочи, Морочи и др., показатели, что действительно участки с меньшими значениями критерия устойчивости η_y имеют большие отношения B / H_c . Это позволило нам записать обратно пропорциональную связь между B / H_c и η_y :

$$B / H_c = \lambda_c \frac{\gamma_b H_c I}{\gamma_1 df + c_p} = \lambda_c \frac{g \rho_b H_c I}{P_s} , \quad (3.95)$$

где λ_c – коэффициент пропорциональности, называемый нами в дальнейшем коэффициентом стабилизации русла; диаметр грунта d может приниматься равным d_{85} (меньше которого имеется зерен в мехсоставе 85 % по массе) или d_{50} (средний диаметр), однако каждому из этих диаметров соответствует свое значение коэффициента λ_c .

Для широких русел ($B / H_c \geq 10$) гидравлический радиус практически равен средней глубине H_c , т. е. $R = H_c$. Тогда по уравнению неразрывности потока руслоформирующий расход Q , при прохождении которого скорости течения воды достигают максимальных значений, будет

$$Q = v\omega = BH_c v. \quad (3.96)$$

Учитывая, что при руслоформирующих потоках имеет место квадратичный закон сопротивления, определяем среднюю скорость потока по формуле Шези, тогда

$$Q = CBH_c^{1.5} I^{0.5}. \quad (3.97)$$

Решая совместно уравнения (3.95) и (3.97) вначале относительно H_c , а затем относительно B , после преобразований получаем морфометрические зависимости:

$$B = I^{1/7} \left(\frac{Q}{C} \right)^{4/7} \left(\frac{g\rho_B \lambda_c}{P_s} \right)^{3/7}; \quad (3.98)$$

$$H_c = \frac{1}{I^{3/7}} \left(\frac{QP_s}{g\rho_B \lambda_c C} \right)^{2/7}; \quad (3.99)$$

$$\frac{B}{H_c} = I^{4/7} \left(\frac{Q}{C} \right)^{2/7} \left(\frac{g\rho_B \lambda_c}{P_s} \right)^{5/7}. \quad (3.100)$$

В этих зависимостях сохраняется принцип размерностей. Для самоформирующихся (незакрепленных) русел рек и каналов в песчано-гравелистых грунтах скоростной коэффициент C может быть приближенно определен по формуле (2.19).

Влияние уклона I в формулах (3.98) и (3.99) таково, что с его увеличением средняя глубина H_c существенно уменьшается, а ширина по верху B несколько увеличивается. Влияние уклона на глу-

бину с его возрастанием здесь однозначно как из условия увеличения пропускной способности, так и снижения устойчивости русла (оба этих условия адекватны уменьшению глубины). Напротив, на ширину русла уклон влияет неоднозначно. Исходя из расчета пропускной способности, увеличение его должно привести к уменьшению ширины. Однако в самоформирующемся русле это приводит к снижению критерия устойчивости и, следовательно, в процессе стабилизации будет увеличиваться параметр B/H_c , что и обуславливает некоторое увеличение ширины русла в формуле (3.98) с возрастанием уклона. Отмеченная выше закономерность хорошо подтверждается натурными исследованиями [60, 62] и лабораторными опытами [54, 75, 79] на модельных песчаных руслах.

Среднее значение коэффициента стабилизации русла λ_c найдено нами в результате обследования стабилизированных участков регулированных (канализированных) русел рек-водоприемников с расходом воды $Q = 20 \dots 100 \text{ м}^3/\text{с}$, проложенных в песчаных грунтах: $\lambda_c = 7,6$ при использовании в качестве расчетного диаметра $d = d_{85}$ (крупная фракция), а в однородных грунтах $\lambda_c = 5,0$ при $d = d_{50}$ (средняя крупность частиц). Точность расчета морфометрических характеристик устойчивых русел в неоднородных грунтах выше на 2–5 % при использовании в качестве расчетного диаметра $d = d_{85}$.

По опытным данным [28] и приближенно принятым характеристикам грунтов [16, 78] для больших естественных рек (Ока, Кама, Дон, Днепр, Припять, Сож и др.) с руслоформирующими расходами воды 1000–9000 $\text{м}^3/\text{с}$ получено среднее значения $\lambda_c = 17,5$ (при $d = d_{50}$). Отмечается возрастание значений коэффициента λ_c с увеличением расхода Q .

Для каналов, проложенных в мелкозернистых песчаных грунтах в южной зоне СНГ, по данным [1, 6], рассчитанные значения λ_c получаются несколько больше тех, которые найдены для регулированных рек-водоприемников Беларуси. Так, для канала Шават на участке с $Q = 40,5 \text{ м}^3/\text{с}$, $I = 0,000126$, $d_{50} = 0,15 \text{ мм}$ – $\lambda_c = 7,53$; для Каракумского канала на динамически устойчивых участках в мелкозернистых песках с $Q = 179 \text{ м}^3/\text{с}$, $I = 0,000048$ – $\lambda_c = 13$.

Коэффициент стабилизации русла λ_c – это интегральная характеристика, учитывающая целый ряд факторов для гидрологически однородной группы водотоков. Величина этого коэффициента зави-

сит от соотношения между критерием устойчивости η_y и русловым параметром B / H_c , который в свою очередь формируется под влиянием различных факторов, объединенных общими признаками для данной группы водотоков. Так, для регулированных рекводоприемников – это прежде всего прямолинейность русел, подобие гидрологического режима, условий руслоформирования и характера его изменчивости по сезонам года при прохождении паводковых (в том числе руслоформирующих) и меженных расходов. Характерным признаком обследованных водотоков, для которых найдено расчетное значение λ_c , является также естественное покрытие прибрежной зоны (бровок русла) травяной растительностью, закрепляющей верхнюю зону откосов и повышающей сопротивляемость русла размыву. Именно этим коэффициентом, хотя бы косвенно, учитывается фактор, который обычными методами расчета учету не поддается, и поэтому часто профили откосов в натуре не соответствуют решениям, получаемым из задач предельного статического равновесия.

Для русел сложного сечения, у которых искусственная, периодически затапливаемая пойма не покрыта растительностью и при этом сложена песчаными, мелкозернистыми грунтами, в среднем $\lambda_c = 16$ для $d = d_{85}$ (по данным обработки материалов исследований, проведенных В.Н. Карнауховым [33, 34] в русле сложного сечения р. Лани и на крупномасштабных (М 1:10) гидравлических размываемых моделях). Между тем, крепление бровки меженного русла одерновкой или гидропосевом трав соответственно уменьшает величину коэффициента для русла сложного сечения до значения $\lambda_c = 10$ (при $d = d_{85}$), а наличие в прибрежной полосе древесно-кустарниковой растительности, укрепляющей своими корнями на большую глубину приоткосный массив, уменьшает коэффициент λ_c до 4–5. Само собой разумеется, что принятие иного расчетного значения руслоформирующего расхода также изменит величину λ_c . Однако любая иная величина расчетного расхода будет менее обоснованной и повлечет за собой большие отклонения от опытных натуральных данных. Расход Q , проходящий в бровках русла, как отмечают многие исследователи [79, 85 и др.], обладает максимальной размывающей способностью и принятие его руслоформирующим наиболее правомерно.

Интересно отметить, что коэффициент стабилизации русла λ_c , определяемый из уравнения (3.95)

$$\lambda_c = \frac{B(\gamma_1 df + c_p)}{H_c^2 I g \rho_B}, \quad (3.101)$$

отличается от известного показателя Y (3.13) устойчивости русел рек, предложенного Н. А. Ржанициным [85], только более полным учетом свойств грунтов.

В практических расчетах скоростной коэффициент C выражают как функцию коэффициента шероховатости n и гидравлического радиуса (для широких русел глубины H_c). По Н. Н. Павловскому

$$C = \frac{1}{n} R^y = \frac{1}{n} H_c^y. \quad (3.102)$$

Представим морфометрические зависимости устойчивого русла в другом виде – непосредственно через коэффициент шероховатости n .

Подставляя в уравнение (3.97) значение C по формуле (3.102), получим уравнение расхода воды в виде:

$$Q = B H_c^{y+1,5} I^{0,5} \frac{1}{n}. \quad (3.103)$$

Решая уравнения (3.95) и (3.103) относительно H_c , соответственно получим:

$$H_c^2 = \frac{B P_s}{\lambda_c g \rho_B I}; \quad (3.104)$$

$$H_c^2 = \frac{Q n^{\frac{2}{y+1,5}}}{B I^{0,5}}. \quad (3.105)$$

Приравнивая (3.104) и (3.105) и решая полученное равенство относительно B , находим морфометрическую зависимость для ширины устойчивого русла

$$B = I^{\frac{y+0,5}{y+3,5}} (Qn)^{\frac{2}{y+3,5}} \left(\frac{\lambda_c g \rho_B}{P_s} \right)^{\frac{y+1,5}{y+3,5}}. \quad (3.106)$$

Решая вначале уравнения (3.104) и (3.105) относительно B , а затем полученное уравнение относительно H_c , находим зависимость для средней глубины устойчивого русла

$$H_c = \frac{1}{I^{\frac{1,5}{y+3,5}}} \left(\frac{Qn P_s}{\lambda_c g \rho_B} \right)^{\frac{1}{y+3,5}}. \quad (3.107)$$

Из выражений (3.106) и (3.107) морфометрический параметр B / H_c будет

$$B / H_c = I^{\frac{y+2}{y+3,5}} (Qn)^{\frac{1}{y+3,5}} \left(\frac{\lambda_c g \rho_B}{P_s} \right)^{\frac{y+1,5}{y+3,5}}. \quad (3.108)$$

Натурные измерения на реках показали, что опытные значения коэффициента шероховатости n по формуле Павловского ближе всего соответствуют значениям, рассчитанным по степенной формуле Форхгеймера, т. е. при $y = 0,2$. Поэтому в практических расчетах с достаточной точностью можно определять значения степеней в приведенных выше формулах (3.106)–(3.108), задаваясь значением $y = 0,2$. Тогда расчетные морфометрические зависимости примут вид:

$$B = I^{0,189} (Qn)^{0,540} \left(\frac{\lambda_c g \rho_B}{P_s} \right)^{0,460}; \quad (3.109)$$

$$H_c = \frac{1}{I^{0,405}} \left(\frac{QnP_s}{\lambda_c g \rho_B} \right)^{0,270} ; \quad (3.110)$$

$$B / H_c = I^{0,594} (Qn)^{0,270} \left(\frac{\lambda_c g \rho_B}{P_s} \right)^{0,730} . \quad (3.111)$$

Коэффициент шероховатости n в этих формулах можно принимать по табл. 2.1. или определять по (2.24).

Параметры (ширина и средняя глубина) устойчивых русел отрегулированных рек-водоприемников, рассчитанные по предлагаемым морфометрическим зависимостям, показали удовлетворительную сходимость с измеренными параметрами динамически устойчивых русел регулированных рек-водоприемников республики и могут быть рекомендованы к практическому применению. Относительные среднеквадратические отклонения расчетных значений по нашей формуле от опытных данных составили 4–8 % [60]. По формулам других авторов (3.86)–(3.91) эти отклонения составили 11–34 % для средней глубины и 15–70 % для ширины русла. Большие отклонения расчетных величин от измеренных получились для русел больших естественных рек, что объясняется отсутствием надежных данных по свойствам грунтов на рассматриваемых участках, приближенностью оценки гидравлического сопротивления русел и неравномерностью движения воды в естественных водотоках. Поэтому данные по естественным рекам следует рассматривать как предварительные.

Русло с параметрами B и H_c , рассчитанными по приведенным выше морфометрическим зависимостям, будет находиться в динамически устойчивом состоянии и обеспечивать пропускную способность для заданного максимального расхода Q . В таблицах 3.7 и 3.8 приведены значения параметров B и H_c устойчивого русла при различных значениях показателя прочности $P_s = \rho_1 df + c_p$ песчаных несвязных и слабосвязных грунтов и произведения Qn для ряда значений уклона I руслоформирующего потока.

Уклон $I_{\text{дин}}$ и скорость $v_{\text{дин}}$ руслоформирующего потока в руслах динамического равновесия будет

$$I_{\text{дин}} = \frac{B}{H_c^2} \cdot \frac{P_s}{\lambda_c g \rho_B} ; \quad (3.112)$$

$$v_{\text{дин}} = C \sqrt{\frac{B}{H_c} \cdot \frac{P_s}{\lambda_c g \rho_s}} ; \quad (3.113)$$

$$v_{\text{дин}} = \frac{1}{n H_c^{0,3}} \sqrt{\frac{B P_s}{\lambda_c g \rho_B}} . \quad (3.114)$$

или выражая эти величины через заданный расход Q и скоростной коэффициент C

$$I_{\text{дин}} = \left(\frac{B}{H_c} \right)^{1,75} \cdot \left(\frac{C}{Q} \right)^{0,5} \left(\frac{P_s}{\lambda_c g \rho_B} \right)^{1,25} ; \quad (3.115)$$

$$v_{\text{дин}} = \frac{B^{0,875} C^{1,25}}{H_c^{0,375} Q^{0,25}} \cdot \left(\frac{P_s}{\lambda_c g \rho_B} \right)^{0,625} . \quad (3.116)$$

Если расчетные морфометрические параметры русла из-за большой ширины и малой глубины не обеспечивают самотечного отвода воды из системы, то принимают глубину, требуемую из условий сопряжения сети в вертикальной плоскости, а для предохранения проектного сечения от размыва русло крепят.

Следует отметить, что морфометрические зависимости для расчета динамически устойчивых русел регулируемых рек можно получить также, рассматривая пропорциональную связь между параметром B / H_c и отношением фактической скорости руслоформирующего потока к допускаемой неразмывающей, т. е. $B / H_c = \lambda_{\text{ст}} v / v_{\text{н.доп}}$, определяя значения $v_{\text{н.доп}}$ по предложенной нами формуле (3.77).

Такие зависимости повышают точность расчета для русел с относительно небольшими отношениями B/H_c .

В наши зависимости (3.98)–(3.111) уклон I входит в явном виде и, следовательно, при проектировании нового русла регулируемой путем спрямления реки или водопроводящего канала можно задаваться его значением в соответствии с топографическими условиями местности и затем, зная расход и расчетные характеристики грунта, определять параметры B , H_c устойчивого русла (задачи, которые чаще всего решаются при проектировании водотоков мелиоративных систем). Однако при такой постановке задачи возникает вопрос об отыскании значения максимального уклона, который можно допускать при использовании морфометрических зависимостей такого вида. За максимально допустимый уклон, очевидно, можно принимать такой, при котором русло достигает предельного динамического равновесия и с превышением его приходит в состояние плановой неустойчивости, т. е. в русле будет начинаться процесс меандрирования.

Авторы [1, 6] считают, что такому состоянию соответствует скорость воды, примерно в 1,8–2,0 раза превышающая допускаемую размывающую $v_{н.доп.}$. Рядом исследователей найдены соотношения между скоростями потока, соответствующими различным стадиям его формирования.

Так, В. С. Алтунин [6], обобщая опытные данные В. Н. Гончарова, В. С. Кнороза и собственные натурные наблюдения, отмечает, что русло находится в статически устойчивом состоянии при соблюдении условия

$$v_{ст} < 1,4 v_{н.доп.}, \quad (3.117)$$

а в динамически устойчивом состоянии при

$$1,4 v_{н.доп.} \leq v_{дин.} < 1,8 v_{ст}; \quad (3.118)$$

вступает в предельно динамическое состояние при $v_{дин.} \approx 1,8 v_{н.доп.}$ и теряет свою плановую устойчивость при

$$v_{дин.} > 1,8 v_{н.доп.}, \quad (3.119)$$

где $u_{н.доп.}$ – допускаемая неразмывающая скорость потока.

Обоснованным критерием предельной плановой устойчивости русла является максимально допускаемая в данных грунтовых условиях величина морфометрического параметра $(B/H_c)_{доп}$ [6, 30, 106]

$$B/H_c \leq \left(\frac{B}{H_c} \right)_{доп} . \quad (3.120)$$

B/H_c определяется по зависимостям (3.100), (3.108) или приближенно по (3.111).

В. С. Алтунин получил теоретический критерий предельной плановой устойчивости русла, сложенного размываемым грунтом, в следующем виде:

$$\left(\frac{B}{H_c} \right)_{доп} = \frac{2\pi CM}{3R_m g} \left(1 - \frac{M\sqrt{g}}{x_p C^2} \right)^{0,5}, \quad (3.121)$$

где R_m – функция, определяемая гидравлическими характеристиками потока воды и принимаемая на основе анализа результатов натуральных исследований равной 6–8;

M – параметр Буссинеска (обычно равен 22–24 м^{0,5}/с);

x_p – кинематический параметр (показатель степени в формуле для построения эпюры скоростей).

Для динамически устойчивых каналов, сложенных мелкопесчаными грунтами, при $M = 23$ м^{0,5}/с, $g = 9,8$ м/с², $x_p = 1/6$, $C \geq 40$ м^{0,5}/с

и $R_m = 7$ м из выражения (3.121) В. С. Алтунин получил $\frac{B}{H_c} \leq 24$,

что подтверждается его натурными и лабораторными исследованиями и практически совпадает с нашими данными, полученными в натуральных условиях, где предельное значение отношения B/H_c в таких грунтах достигало 25.

Таблица 3.7. Ширина B , м, динамически устойчивого русла

$I \cdot 10^3$	P_{st} , Па	Qn , м ³ /с							
		0,25	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	10,0
0,1	1,0	14,6	21,2	30,8	44,8	55,8	65,2	73,6	107
	2,0	10,6	15,4	22,4	32,6	40,6	47,4	53,5	77,8
	3,0	8,80	12,8	18,6	27,1	33,7	39,3	44,4	64,5
	4,0	7,71	11,2	16,3	23,7	29,5	34,5	38,9	56,5
	5,0	6,96	10,1	14,7	21,4	26,6	31,1	35,1	51,0
	6,0	6,40	9,30	13,5	19,7	24,5	28,6	32,3	46,9
0,2	1,0	16,6	24,2	35,2	51,1	63,6	74,3	83,8	122
	2,0	12,1	17,6	25,6	37,2	46,3	54,0	61,0	88,6
	3,0	10,0	14,6	21,2	30,8	38,4	44,8	50,6	73,6
	4,0	8,79	12,8	18,6	27,0	33,6	39,3	44,3	64,4
	5,0	7,93	11,5	16,8	24,4	30,4	35,4	40,0	58,1
	6,0	7,30	10,6	15,4	22,4	27,9	32,6	36,8	53,5
0,3	1,0	18,0	26,1	38,0	55,2	68,7	80,2	90,5	132
	2,0	13,1	19,0	27,6	40,1	49,9	58,3	65,8	95,7
	3,0	10,8	15,8	22,9	33,3	41,4	48,4	54,6	79,4
	4,0	9,49	13,8	20,1	29,2	36,3	42,4	47,8	69,6
	5,0	8,56	12,4	18,1	26,3	32,7	38,3	43,2	62,8
	6,0	7,88	11,4	16,6	24,2	30,1	35,2	39,7	57,7
0,4	1,0	19,0	27,6	40,1	58,3	72,5	84,7	95,6	139
	2,0	13,8	20,0	29,1	42,4	52,7	61,6	69,4	101
	3,0	11,4	16,6	24,2	35,2	43,7	51,1	57,7	83,8
	4,0	10,0	14,6	21,2	30,8	38,3	44,8	50,5	73,4
	5,0	9,04	13,2	19,1	27,8	34,6	40,4	45,6	66,3
	6,0	8,32	12,1	17,6	25,6	31,8	37,2	41,9	61,0
0,5	1,0	19,8	28,8	41,8	60,8	75,7	88,4	114	145
	2,0	14,4	20,9	30,4	44,2	55,0	64,2	82,6	105
	3,0	11,9	17,4	25,2	36,7	45,6	53,3	68,6	87,4
	4,0	10,4	15,2	22,1	32,1	40,0	46,7	60,0	76,6
	5,0	9,43	13,7	19,9	29,0	36,1	42,2	54,2	69,1
	6,0	8,67	12,6	18,3	26,7	33,1	38,8	49,8	63,6
1,0	1,0	22,6	32,8	47,7	69,3	86,3	101	145	165
	2,0	16,4	23,8	34,6	50,4	62,7	73,2	105	120
	3,0	13,6	19,8	28,8	41,8	52,0	60,8	87,4	99,7
	4,0	11,9	17,3	25,2	36,6	45,6	53,2	76,6	87,3
	5,0	10,8	15,6	22,7	33,0	41,1	48,0	69,1	78,8
	6,0	9,89	14,4	20,9	30,4	37,8	44,2	63,6	72,5

Таблица 3.8. Глубина H_c , м, динамически устойчивого русла

$\Gamma \cdot 10^3$	P_{s^*} Па	Qn , м ³ /с							
		0,25	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	10,0
0,1	1,0	1,38	1,66	2,01	2,42	2,70	2,92	3,10	3,73
	2,0	1,66	2,01	2,42	2,92	3,25	3,52	3,73	4,50
	3,0	1,86	2,24	2,70	3,25	3,63	3,92	4,17	5,02
	4,0	2,01	2,42	2,92	3,52	3,92	4,24	4,50	5,43
	5,0	2,13	2,57	3,10	3,73	4,17	4,50	4,78	5,77
	6,0	2,24	2,70	3,25	3,92	4,38	4,73	5,02	6,06
0,2	1,0	1,04	1,26	1,51	1,83	2,04	2,20	2,34	2,82
	2,0	1,26	1,51	1,83	2,20	2,46	2,66	2,82	3,40
	3,0	1,40	1,69	2,04	2,46	2,74	2,96	3,15	3,80
	4,0	1,51	1,83	2,20	2,66	2,96	3,20	3,4	4,10
	5,0	1,61	1,94	2,34	2,82	3,15	3,40	3,61	4,36
	6,0	1,69	2,04	2,46	2,96	3,31	3,60	3,79	4,58
0,3	1,0	0,88	1,07	1,28	1,55	1,73	1,87	1,98	2,39
	2,0	1,07	1,29	1,55	1,87	2,09	2,25	2,39	2,89
	3,0	1,19	1,43	1,73	2,09	2,33	2,51	2,67	3,22
	4,0	1,29	1,55	1,87	2,25	2,51	2,72	2,89	3,48
	5,0	1,37	1,65	1,99	2,39	2,67	2,89	3,07	3,69
	6,0	1,43	1,73	2,09	2,51	2,81	3,03	3,22	3,88
0,4	1,0	0,79	0,95	1,14	1,38	1,54	1,66	1,77	2,13
	2,0	0,95	1,14	1,38	1,66	1,86	2,01	2,13	2,57
	3,0	1,06	1,28	1,54	1,86	2,07	2,24	2,38	2,87
	4,0	1,14	1,38	1,66	2,01	2,24	2,42	2,57	3,10
	5,0	1,21	1,47	1,77	2,13	2,38	2,57	2,73	3,29
	6,0	1,28	1,54	1,86	2,24	2,50	2,70	2,87	3,46
0,5	1,0	0,72	0,87	1,05	1,26	1,41	1,52	1,61	1,95
	2,0	0,87	1,05	1,26	1,52	1,70	1,83	1,95	2,35
	3,0	0,97	1,17	1,41	1,69	1,90	2,04	2,17	2,62
	4,0	1,05	1,26	1,52	1,83	2,04	2,21	2,35	2,83
	5,0	1,11	1,34	1,61	1,95	2,17	2,35	2,49	3,01
	6,0	1,17	1,41	1,70	2,04	2,28	2,47	2,62	3,16
1,0	1,0	0,54	0,65	0,79	0,95	1,06	1,15	1,22	1,47
	2,0	0,65	0,79	0,95	1,15	1,28	1,38	1,47	1,77
	3,0	0,73	0,88	1,06	1,28	1,43	1,54	1,64	1,98
	4,0	0,79	0,95	1,15	1,38	1,54	1,67	1,77	2,14
	5,0	0,84	1,01	1,22	1,47	1,64	1,77	1,88	2,27
	6,0	0,88	1,06	1,28	1,54	1,72	1,86	1,98	2,38

Таким образом, критерий плавной устойчивости, выраженный в виде максимально допустимого руслового параметра $\left(\frac{B}{H_c}\right)_{\text{доп}}$, позволяет судить о направленности руслового процесса и условия возникновения макроформ в регулируемых реках и водопроводящих каналах.

Параметр B/H_c как критерий плановой устойчивости русла используют и другие авторы. Так, И. Ф. Карасев [30] предлагает этот критерий в виде

$$\left(\frac{B}{H_c}\right)_{\text{доп}} \sqrt{\lambda} \leq 4,5, \quad (3.122)$$

где λ – коэффициент гидравлического трения.

Предельное значение $\left(\frac{B}{H_c}\right)_{\text{доп}}$, при котором русло начинает терять свою устойчивость в плане, П. А. Шатберашвили [106] рекомендует определять из выражения

$$\left(\frac{B}{H_c}\right)_{\text{доп}} \sqrt{\lambda Fr} \leq 0,45. \quad (3.123)$$

Анализ критерия (3.123) и сравнение его с натурными данными показали, что в нем числовой параметр 0,45 подобран таким образом, что в качестве средней скорости для определения числа Фруда (Fr) следует принимать допустимую неразмывающую скорость $U_{\text{н.доп}}$.

Так, при скоростном коэффициенте $C = 40 \frac{\text{м}^{0,5}}{\text{с}}$, средней глубине

$H_c = 2,5$ м (значения H_c такого порядка часто имеют место в мелиоративных водотоках) и средней допустимой неразмывающей скорости для мелкозернистого песка $U_{\text{н.доп}} = 0,4$ м/с получаем:

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} = \frac{8 \cdot 9,81}{40^2} = 0,049; \quad Fr = \frac{v_{д.н.}^2}{gH_c} = \frac{0,4^2}{9,81 \cdot 2,5} = 0,0065;$$

$$\left(\frac{B}{H_c} \right)_{доп} = \frac{0,45}{\sqrt{\lambda Fr}} = \frac{0,45}{\sqrt{0,049 \cdot 0,0065}} = 25,$$

что хорошо согласуется с расчетом по приведенному выше критерию (3.121) плановой устойчивости В. С. Алтунина и с данными наших натуральных наблюдений.

Преобразуем критерий (3.123) Шатберашвили к более удобному виду, подставляя в него значения $\lambda = 8g / C^2$ и $Fr = \frac{v_{д.н.}^2}{gH_c}$ и решая

его относительно $\left(\frac{B}{H_c} \right)_{доп}$:

$$\left(\frac{B}{H_c} \right)_{доп} = \frac{0,16 \cdot C \sqrt{H_c}}{v_{н.доп.}} . \quad (3.124)$$

При указанных выше данных определим по формуле (3.124) его значение:

$$\left(\frac{B}{H_c} \right)_{доп} = \frac{0,16 \cdot 40 \sqrt{2,5}}{0,40} = 25 .$$

Формулой (3.124) удобно пользоваться в практических расчетах. Поэтому учитывая ее обоснованность и хорошее совпадение с натурными наблюдениями, формулу можно рекомендовать для оценки предельной плановой устойчивости русла при выполнении расчетов по предложенным нами морфометрическим зависимостям.

Отметим, что Т. Г. Войнич-Сяноженцким, Н. Б. Кереселидзе, И. А. Шеренковым разработаны теоретические критериальные

условия плановой устойчивости потока и соответственно береговой линии русла. Однако решения ими получены в сложном виде и хотя представляют несомненный теоретический интерес, благодаря строгому подходу к выводу критериальных условий, но в практических расчетах их применение затруднительно.

3.8. Форма поперечного сечения и радиус закругления русла

Форму поперечного сечения русла назначают в соответствии с грунтовыми условиями, его максимальной глубиной H , а также величиной расчетного расхода Q . Мелиоративные каналы, проложенные в однослойных грунтах с расходом воды в русле $Q \leq 10 \text{ м}^3/\text{с}$ и глубиной $H \leq 2,5 \text{ м}$, выполняют, как правило, с трапецеидальным поперечным сечением (рис. 3.7, а). Коэффициент заложения откосов назначают по расчету на устойчивость к размыву русловым потоком и оплыванию под действием фильтрационного давления грунтовых вод и сравнивают его со значением m в табл. 2.3. Если по расчету значение m получается больше, чем приведено в табл. 2.3, то принимают его табличное значение, а откосы крепят.

Магистральные каналы и регулируемые русла малых рек с расчетным максимальным расходом воды $Q = 10\text{--}25 \text{ м}^3/\text{с}$ и глубиной $H < 3,5 \text{ м}$ проектируют с трапецеидальным поперечным сечением тогда, когда они проходят в крупнозернистых или гравелистых или же в средне- и мелкозернистых песках, у которых имеется крупная фракция $d \geq 1\text{--}2 \text{ мм}$ не менее 15 % по массе; в мелкозернистых и пылеватых песчаных грунтах при таких расходах чаще всего создают русла параболического (рис. 3.7, б) или косинусоидального (рис. 3.7, в) профиля и близкого к нему полигонального (рис. 3.7, г). Руслу, которое проходит в слоистых грунтах, придают полигональный или комбинированный (в верхней части откосов трапецеидальный, в нижней – параболический) профиль (рис. 3.7, з). Каждому слою грунта соответствует свой коэффициент m заложения откоса или параметр параболы, определяемый по расчету. Если коэффициент m назначают исходя из характеристик наиболее неустойчивого слоя грунта или откосы крепят, то им можно придавать одинаковое заложение по всей высоте.

Русла крупных водопроводящих каналов и регулируемых рек-водоприемников с расходом воды $Q \geq 25\text{--}100 \text{ м}^3/\text{с}$ и глубиной

$H > 2,5$ м проектируют, как правило, параболического сечения с горизонтальной донной вставкой (рис. 3.7, δ).

Текущие ординаты (значения ширины ветви b_1 при соответствующих глубинах h) параболы с началом координат в ее вершине (рис. 3.7, δ) находят из уравнения

$$b_1 = \sqrt{2ph}, \quad (3.125)$$

где p – параметр параболы, который определяется из условия устойчивости откоса в верхней точке параболы. Так как в этой точке про-

изводная $\frac{dh}{db_1} = \frac{1}{m}$, а из (3.125) $\frac{dh}{db_1} = \frac{b_1}{p} = \sqrt{\frac{2h}{p}}$, то при $h = H$

$$p = 2Hm_{\Pi}^2, \quad (3.126)$$

где m_{Π} – коэффициент заложения откоса в верхней точке параболы, определяемый из условия

$$m_{\Pi} \geq \frac{1}{f + \frac{c_p}{\gamma_1 d}}, \quad (3.127)$$

для несвязных грунтов (удельное сцепление $c_p = 0$) $m_{\Pi} \geq \frac{1}{f}$.

С учетом значения p по (3.126) уравнение параболы при минимально допустимом значении m будет

$$b_1 \geq \frac{2}{f + \frac{c_p}{\gamma_1 d}} \sqrt{Hh}; \quad (3.128)$$

при $c_p = 0$
$$b_1 = \frac{2}{f} \sqrt{Hh} \quad (3.128, a)$$

Максимальную глубину русла H при известных параметрах B и H_c и площади поперечного сечения $\omega = B H_c$ (B и H_c находят по морфометрическим зависимостям) определяют по формуле (при $B \geq 5,33 m_n H_c$):

$$H = \frac{B - \sqrt{B^2 - \frac{16}{3} m_n \omega}}{\frac{8}{3} m_n} \quad \text{или} \quad H = \frac{B - \sqrt{B(B - 5,33 m_n H_c)}}{2,67 m_n}, \quad (3.129)$$

при $B < 5,33 m_n H_c$ приближенно принимают $H = 1,33 H_c$.

Задаваясь рядом значений h в пределах от 0 до H , получим по (3.128) или (3.128, а) соответствующие им значения B_1 , изменяющиеся от 0 до b_1 (см. рис. 3.7, д). Длина донной ставки $b = B - 2 B_1$.

Площадь параболического сечения с донной вставкой, определяемая по формуле

$$\omega = H \left(\frac{4}{3} B_1 + b \right), \quad (3.130)$$

равна площади, получаемой по морфометрическим зависимостям, т. е. $\omega = B H_c$.

Средняя глубина

$$H_c = H \left(1 - \frac{1,33 m_n H}{B} \right). \quad (3.131)$$

При $B \leq 2 B_1$ проектируется поперечное сечение трапецидальной или полигональной формы. Но если при этом грунтовые и гидравлические условия неадекватны созданию трапецидального профиля, то сечение строят по параболе с параметром $p = B^2 / 8H$ (здесь $H = 1,5 H_c$), т. е. по каноническому уравнению

$$b_1 = \frac{B}{2} \sqrt{\frac{h}{H}} \quad (3.132)$$

или по косинусоиде, близкой к форме параболы.

Уравнение косинусоиды с началом координат, отстоящим от уреза воды на расстоянии b_1 (рис. 3.7, *e*), для несвязных грунтов по Лейну – Чоу [102]) имеет вид

$$h = H \cos\left(\frac{f}{H} b_1\right), \quad (3.133)$$

где угол под знаком косинуса измеряется в радианах и преобразуется в градусы путем умножения на величину $180/\pi$, т. е. на 57,3.

Ширина B'_1 определяется из (3.133) при $h_0 = 0$, т. е. $B'_1 = H\pi / 2f$.

Радиус поворота русла принимается для гидравлически нерасчитываемых каналов $r \geq 2,5 B$; для гидравлически рассчитываемых при максимальных расходах Q_{\max} до $5 \text{ м}^3/\text{с}$ принимают $r \geq 5 B$, а при $Q_{\max} > 5 \text{ м}^3/\text{с}$ – определяют по формулам А. Ф. Печкурова из условий продольной и поперечной устойчивости русла на повороте [78, 79].

Допускаемый радиус русла на повороте при действии скоростей, создаваемых поперечным уклоном, А. Ф. Печкуров предлагает определять приближенно

$$r = 100 R^{1,5}, \quad (3.134)$$

Радиус закругления русла из условия его поперечной устойчивости можно определить, приравнявая поперечные касательные напряжения и показатель размывоустойчивости грунта.

Выражая τ_n по формуле (3.18) и P_s по (1.6), получаем уравнение

$$\gamma_v R I_{\text{п}} = \gamma_1 df + c_p. \quad (3.135)$$

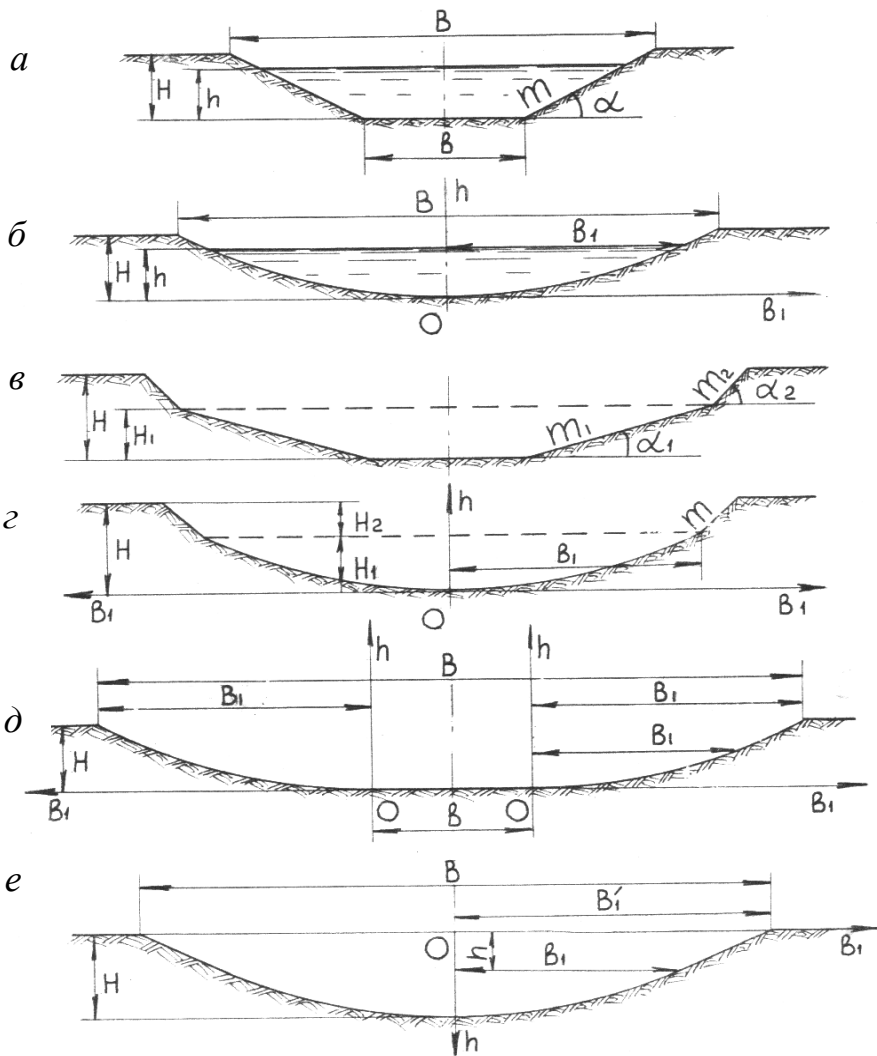


Рис. 3.7. Поперечные профили русла:

- a* – трапецидальный; *б* – параболический; *в* – полигональный;
г – комбинированный; *д* – параболический с донной вставкой;
е – косинусоидальный

Подставляя значение поперечного уклона на закругление I_n по формуле И. Л. Розовского

$$I_n = \frac{\alpha v^2}{gr}, \quad (3.136)$$

в уравнение (3.135) и решая его относительно радиуса r , находим

$$r = \frac{\rho_b \alpha v^2 R}{g \rho_1 df + c_p}, \quad \text{или} \quad r = \frac{\rho_b \alpha v^2 R}{P_s}. \quad (3.137)$$

Для естественных рек и крупных каналов можно принимать в формуле (3.137) $R = H_c$.

Фактический радиус поворота русла может быть несколько уменьшен, если допустить некоторый размыв его на закруглении. Так, А. Ф. Печуров [79] считает, что на реках можно допускать размыв до 15 % и определять радиус r из условия продольной устойчивости русла по формуле

$$r = 50 R \sqrt[3]{0,5B}. \quad (3.138)$$

Близкие к этим значениям радиуса рекомендует величины r для рек П. А. Шатберашвили.

Если фактическое значение r принимается меньше расчетного, то предусматривают крепление русла на повороте. Радиус r закругления русел с креплениями назначают из условия безотжимного плавного течения воды на повороте: $r \geq 2,5 B$ [79].

Пример. Определить параметры динамически устойчивого русла регулируемой р. Орессы (ПК 419) при следующих исходных данных: $Q = 78 \text{ м}^3/\text{с}$; $I = 0,00012$; $n = 0,026$; $\rho_b = 1000 \text{ кг/м}^3$; песчаный грунт $d_{50} = 0,00018 \text{ м}$; $d_{85} = 0,00031 \text{ м}$; $f = 0,60$; $c_p = 0,10 \text{ Па}$; $\rho_1 = 1010 \text{ кг/м}^3$.

1. Определяем по морфометрическим зависимостям (3.109) и (3.110) соответственно ширину на верху B и среднюю глубину H_c русла, предварительно рассчитав показатель прочности грунта P_s по формуле (1.6):

$$P_s = \gamma_1 df + c_p = 9,81 \cdot 1010 \cdot 0,60 \cdot 0,00031 + 0,1 = 1,94 \text{ Па.}$$

Принимая $\lambda_c = 7,6$ (при $d = d_{85}$), получим:

$$B = 0,00012^{0,189} (78 \cdot 0,026)^{0,540} \left(\frac{7,6 \cdot 9,81 \cdot 1000}{1,94} \right)^{0,460} = 34,2 \text{ м;}$$

$$H_c = \frac{1}{0,00012^{0,405}} \left(\frac{78 \cdot 0,026 \cdot 1,94}{7,6 \cdot 9,81 \cdot 1000} \right)^{0,270} = 2,71 \text{ м;}$$

$$B / H_c = 12,6.$$

2. Находим площадь поперечного сечения:

$$\omega = BH_c = 34,2 \cdot 2,71 = 92,7 \text{ м}^2$$

и среднюю скорость:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{78}{92,7} = 0,84 \text{ м/с.}$$

3. Проверяем соблюдение условий, при которых русло находится в динамически устойчивом состоянии, $v \leq 1,8 v_{\text{неp}}$ и $B / H_c \leq (B / H_c)_{\text{доп}}$. Предварительно определяем неразмывающую скорость $v_{\text{неp}}$, которая соответствует стадии начала влечения грунта на дне по формуле (3.77) (для которой значения $a = 2,06$; $x = 0,17$), принимая $R = H_c$:

$$v_{\text{неp}} = 2,06 \cdot \left(\frac{2,71}{0,00018} \right)^{0,17} \sqrt{\frac{1 \cdot 1,94}{1000}} = 0,47 \text{ м/с,}$$

а максимально допускаемую в данных грунтовых условиях величину руслового параметра $\left(\frac{B}{H_c} \right)_{\text{доп}}$ по формуле (3.124):

$$\left(\frac{B}{H_c}\right)_{\text{доп}} = \frac{0,16 \cdot C \sqrt{H_c}}{v_{\text{нер}}} \quad (\text{при } C = (1/n) \cdot H_c^{0,2} = \frac{1}{0,026} \cdot 2,71^{0,2} = 46,9 \text{ м}^{0,5}/\text{с});$$

$$\left(\frac{B}{H_c}\right)_{\text{доп}} = \frac{0,16 \cdot 46,9 \sqrt{2,71}}{0,47} = 26.$$

Проверяем условия, при которых русло находится в динамически устойчивом состоянии: $v = 0,84 < 1,8 \cdot 0,47 = 0,85$ м/с; $B/H_c = 12,6 < (B/H_c)_{\text{доп}} = 26$, т. е. указанные условия соблюдаются.

4. Определяем максимальную глубину русла H по (3.129) и параметр параболы p по (3.126). Предварительно рассчитаем коэффициент заложения откоса в верхней точке параболы по (3.127):

$$m_{\text{п}} = \frac{1}{0,60 + \frac{0,1}{9,81 \cdot 1000 \cdot 0,00031}} = 1,58;$$

$$H = \frac{34,2 - \sqrt{34,2^2 - 5,33 \cdot 1,58 \cdot 92,7}}{2,67 \cdot 1,58} = 3,44 \text{ м};$$

$$p = 2 \cdot 3,44 \cdot 1,58^2 = 17,2.$$

По уравнению (3.128) строим левую и правую ветви параболы, а затем находим величину донной вставки b (см. рис. 3.7, д).

$$\text{При } h = H \quad B_1 = 2m_{\text{п}}H = 2 \cdot 1,58 \cdot 3,44 = 10,9 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда } b = B - 2B_1 = 34,2 - 2 \cdot 10,9 = 12,4 \text{ м.}$$

3.9. Динамическая устойчивость русел судоходных водотоков

Русла судоходных водотоков формируются под воздействием водного потока и судовых волн, оказывающих разрушительное действие на откосы, что может вызвать не только заиливание русла продуктами размыва, но и создать угрозу прибрежным строениям, речным портам и причалам [18].

Основными судоходными реками в Беларуси являются: р. Западная Двина, р. Неман, р. Днепр, р. Сож, р. Припять, а также р. Западный Буг.

Северные районы Беларуси охватывает бассейн реки Западная Двина, площадь которого превышает 33 тыс. км². Русло р. Западная Двина шириной 120–300 м и берегами высотой 10–40 м характеризуется большим количеством песчаных островов, перекатов и деформаций берегов (рис. 3.8).

На всем протяжении река судоходна. В настоящее время введение в строй каскада гидроузлов Витебской ГЭС, Полоцкой ГЭС и проектируемой Бешенковичской ГЭС с судоходными шлюзами обеспечат в ближайшей перспективе развитие интенсивного судоходства.

Судоходным является практически весь Днепр, на нем много речных пристаней и 2 порта – в г. Могилеве и г. Речица. Судоходен также приток Днепра – река Сож. Берега обеих рек сложены преимущественно несвязными грунтами песчаной фракции, которые перемещаясь под действием руслового потока, образуют гряды, перекаты, косы и др. образования. Имеет место и развитие абразионно-эрозионных процессов. Высота береговых склонов до 5–7 м.

Река Припять на всей территории Беларуси является судоходной. На ней расположены порты «Пинск» и «Мозырь», а также многочисленные речные пристани. Эрозионным процессам подвержены как правый, так и левый берега. Средняя высота эрозионных берегов достигает 5–7 м над уровнем уреза воды. Такая же картина наблюдается на участке реки у г. Туров (рис. 3.9).

Учитывая значительные деформации берегов судоходных рек, является важным оценка динамической устойчивости водотоков и прогнозирование возникновения возможных деформаций для принятия технических и организационных мер по их предупреждению.

Приведенные выше формулы для определения критерия устойчивости русел рек-водоприемников и η_v их параметров (ширины по верху B и средней H_c требуют для судоходных водотоков дополнительного учета влияния на формирование русел деформаций откосов под воздействием судовых волн. Для приближенной оценки этого фактора введем коэффициент β_c , зависящий от высоты судовых волн h_v , воздействующих на откосы.



Рис. 3.8. Р. Западная Двина на деформированном участке,
8 км выше г. Витебск (фото В. Е. Левкевича)



Рис. 3.9. Деформация берега судоходного русла р. Припяти
(в районе г. Туров)

Значение этого коэффициента может быть принято равным

$$\beta_c = 1 + 0,7 h_B^2, \quad (3.139)$$

где h_B – расчетная высота судовой волны у берега водотока может быть определена по формуле [5]

$$h_B = \frac{1,6 v_c^2}{g (1-k)^{2,5}} \sqrt{\frac{\delta h_{oc}}{l_c}}, \quad (3.140)$$

где v – скорость движения судна, м/с;

δ – коэффициент полноты водоизмещения судна;

h_{oc}, l_c – соответственно осадка и длина судна, м;

k – коэффициент стеснения живого сечения русла, $k = \frac{\Omega}{\omega}$ (Ω –

подводная площадь поперечного сечения судна, м²;

ω – площадь живого сечения русла, м²);

g – ускорение свободного падения, м/с².

Тогда с учетом коэффициента β_c критерий устойчивости русла η_y судоходного водотока можно представить в следующем виде:

$$\eta_y = \frac{P_s}{\beta_c g \rho_B H_c I}, \quad (3.141)$$

где I – уклон руслоформирующего потока;

ρ_B – плотность воды, кг / м³;

P_s – показатель прочности грунта, Па, определяемый по формуле (1.6):

$$P_s = g \rho_1 df + c_p.$$

Обратно пропорциональную связь между критерием устойчивости русла η_y и отношением B / H_c , для судоходных рек, с учетом коэффициента β_c , можно представить в следующем виде

$$\frac{B}{H_c} = \lambda_c \frac{\beta_c g \rho_B H_c I}{P_s}, \quad (3.142)$$

где λ_c – коэффициентом стабилизации русла.

Руслоформирующий расход $Q = \nu \omega = \nu B H_c$. Определяя скорость потока ν по формуле Шези и скоростной коэффициент C по формуле Павловского $C = \frac{1}{n} H_c^y$, получим

$$Q = C B H_c^{1,5} I^{0,5} = B H_c^{y+1,5} I^{0,5} \frac{1}{n}, \quad (3.143)$$

где n – коэффициент шероховатости русла;

y – показатель степени, равный $y = 1,5\sqrt{n}$ при $R < 1\text{ м}$;

$y = 1,3\sqrt{n}$ при $R > 1\text{ м}$ или принимаемый приближенно $y = 0,2$.

Решая совместно уравнения (3.142) и (3.143) вначале относительно H_c , а затем относительно B , после преобразований получаем морфометрические зависимости для ширины B и средней глубины H_c устойчивого русла судоходного водотока

$$B = I^{\frac{y+0,5}{y+3,5}} (Qn)^{\frac{2}{y+3,5}} \left(\frac{\beta_c \lambda_c g \rho_B}{P_s} \right)^{\frac{y+1,5}{y+3,5}}; \quad (3.144)$$

$$H_c = \frac{1}{I^{\frac{1,5}{y+3,5}}} \left(\frac{Qn P_s}{\beta_c \lambda_c g \rho_B} \right)^{\frac{1}{y+3,5}}. \quad (3.145)$$

Из выражений (3.144) и (3.145) морфометрический параметр B/H_c будет

$$\frac{B}{H_c} = I^{\frac{y+2}{y+3,5}} (Qn)^{\frac{1}{y+3,5}} \left(\frac{\beta_c \lambda_c g \rho_B}{P_s} \right)^{\frac{y+1,5}{y+3,5}}. \quad (3.146)$$

Для судоходных рек Беларуси получено среднее значения произведения $\lambda_c \beta_c = 17,5$. Значения коэффициента λ_c изменяются в пределах 13–16 и несколько возрастают с увеличением расхода Q . Значение коэффициента β_c может быть принято по (3.139).

Русло с параметрами B и H_c , рассчитанными по приведенным выше морфометрическим зависимостям, будет находиться в динамически устойчивом состоянии. Если расчетные морфометрические параметры русла из-за большой ширины и малой глубины не обеспечивают глубину, требуемую для обеспечения условий судоходства, то для предохранения откосов от разрушения водным потоком и действием волн русло крепят.

Для предотвращения разрушения откосов водным потоком и действием волн обычно в качестве креплений применяют каменную наброску или железобетонные плиты. Расчет устойчивости креплений в условиях действия судовых волн можно производить по излагаемой ниже методике.

Исходя из теории предельного равновесия, нами [70] получен критерий устойчивости откоса Π_1 при воздействии волн в следующем виде

$$\Pi_1 = \frac{\rho'_1 (mf - 1)d}{h + ah_b f \sqrt{1 + m^2}}, \quad (3.147)$$

где $\rho'_1 = \rho_s / \rho_v$ – относительная плотность грунта;

h – глубина потока на поверхности откоса при откате волны, м;

a – коэффициент взвешивающего волнового давления, возникающего при откате судовой волны, принимают $a = 0,60$ для сплошного крепления [5] и $a = 0,6(1 - n_s)$ для зернистых материалов [70];

h_b – высота расчетной судовой волны, м, по (3.140);

m – коэффициент заложения откоса.

Данный критерий может быть использован для получения формул для расчета устойчивости креплений. Принимая в полученном критерии (3.147) для каменной наброски $\rho'_1 = \rho_k / \rho_v$ (ρ_k – плотность камня, кг/м³) и решая этот критерий относительно диаметра камня D , м, в условиях предельного равновесия ($\Pi_1 = 1$), получим (с учетом коэффициента запаса K_s)

$$D = K_3 \frac{h + 0,6(1 - n_s)h_B f \sqrt{1 + m^2}}{(\rho_K / \rho_B)(mf - 1)}, \quad (3.148)$$

где K_3 – коэффициент запаса, учитывающий неравномерность распределения каменной наброски по откосу, $K_3 = 1,20$ для каменной наброски из несортированного материала; $K_3 = 1,0$ для каменного мощения;

h – средняя глубина воды на поверхности откоса при откате волн, может быть принята $h = (0,3-0,5) h_B$;

n_s – пористость материала наброски;

f – коэффициент трения каменной наброски по слою обратного фильтра из щебня $f = 0,9-1,0$; из гравия $f = 0,8-0,9$.

При использовании в качестве крепления железобетонных плит влиянием влекущей силы потока на поверхности плит можно пренебречь, т. е. принять $h = 0$. Учитывая, что для сплошного крепления значение коэффициента a в формуле (3.147) $a = 0,60$, зависимость для определения толщины плит δ_n будет иметь вид

$$\delta_n = K_3 \frac{0,6h_B f \sqrt{1 + m^2}}{(\rho_K / \rho_B)(mf - 1)}, \quad (3.149)$$

где K_3 – коэффициент запаса, для сборных плит принимают $K_3 = 1,10$, а для монолитных плит – $K_3 = 1,0$.

Основное крепление откосов устраивается в зоне интенсивного волнового воздействия, нижнее облегченное крепление – в зоне возможного размыва грунтов основания откоса течением воды и потоком обтекания при движении судов. Его граница выбирается конструктивно, исходя из особенностей берега. Верхнюю границу основного крепления откосного типа принимают на уровне расчетной высоты наката волны. Облегченное крепление выше действия судовых волн обычно выполняют в виде одерновки, посева трав, крупнозернистой наброски.

Глава 4. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ В УСЛОВИЯХ ФИЛЬТРАЦИИ ГРУНТОВЫХ ВОД

4.1. Формирование откосов под воздействием фильтрационного потока

Откосы в зоне высачивания грунтовых вод подвержены действию фильтрационных сил, которые создают дополнительные сдвигающие усилия, вызывающие нарушения устойчивости: оплывание поверхностных разуплотненных водонасыщенных грунтовых масс, а в определенных гидрогеологических условиях при наличии высоких гидравлических градиентов – фильтрационный выпор объемов грунта. Как показали натурные наблюдения, оплывание (нарушение местной устойчивости откоса) протекает особенно интенсивно в несвязных мелкозернистых и пылеватых песчаных и малосвязных супесчаных грунтах. Такие грунты в больших объемах оплывают и сносятся с откосов, что приводит со временем к потере их общей устойчивости. Расположенные над плоскостью выклинивания фильтрационного потока грунтовые массы, теряя упор, постепенно оползают, принимая пологую поверхность. При этом русло заиляется, а его запроектированные геометрические параметры изменяются, в связи с чем пропускная способность каналов уменьшается.

Наблюдения за формированием песчаных откосов в лабораторных условиях проводились на крупномасштабных моделях на русловой площадке длиной 13,5 м, шириной 3,5 м и высотой 2,2 м и в грунтовом лотке длиной 8 м, шириной 1 м и высотой 2,2 м (рис. 4.1), а также в малом лотке размером 2,6 × 0,32 × 0,6 м. Откосам придавались различные коэффициенты заложения от $m = 1,0$ до $m = 4,0$ с расположением их на водоупоре и проницаемом грунте. При исследовании устойчивости откосов в условиях установившейся фильтрации уровни воды в верхнем и нижнем бьефах выдерживались постоянными до стабилизации участка высачивания и расхода фильтрационных вод, который измерялся объемным способом.

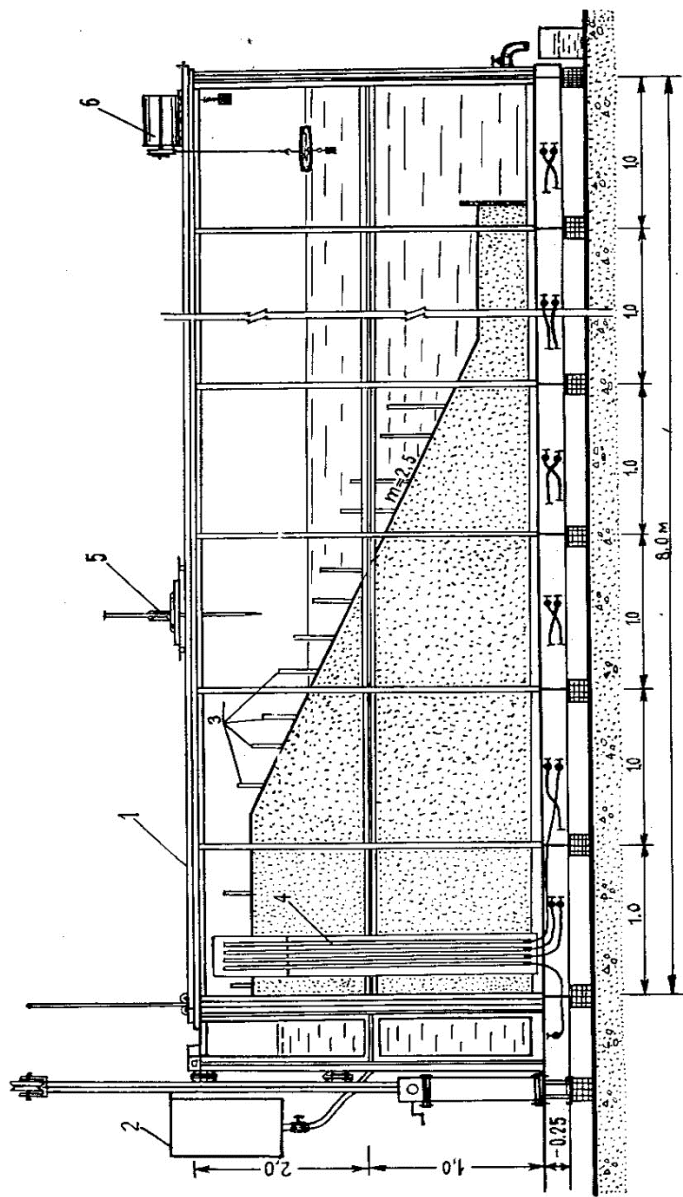


Рис. 4.1. Грунтовый лоток для исследования устойчивости откосов в условиях фильтрации грунтовых вод

При испытании откосов в условиях неустановившейся фильтрации обеспечивалась с помощью регулирующего устройства заданная скорость снижения уровня воды в нижнем бьефе, которая регистрировалась в процессе опыта самописцем типа «Валдай». Положение кривой депрессии фиксировалось путем одновременного измерения уровня грунтовых вод в скважинах (перфорированные по всей длине латунные трубки диаметром 1,5 см с фильтром из стеклоткани) электрическими контактными датчиками с точностью ± 1 мм. Контрольные измерения потерь напора производились по пьезометрам, выведенным на специальный стенд.

В опытах использовались песчаные грунты различной крупности (преимущественно средне- и мелкозернистые). Деформация откоса измерялась спиценмасштабами, а в ряде опытов путем нивелировки его поверхности и конуса выноса по разбивочной сетке прямоугольников 0,25 м длиной и 0,1 м шириной. В зависимости от целей опытов откосы испытывались без крепления или с пригрузкой их крупнозернистыми (фильтрующими) материалами: гравием, щебнем, пористым бетоном.

Проведенные исследования показали, что можно выделить две основные стадии формирования откоса под влиянием фильтрационного потока. На первой стадии процесс оплывания грунта и уполаживания откоса происходит быстро до некоторого промежуточного заложения с коэффициентом m_0 , отвечающем предельному равновесию насыщенного водой грунта. Затем начинается вторая, более длительная стадия – эрозионное действие поверхностного потока за счет высачивающейся через откос воды. Эта стадия характеризуется постепенным сносом мелких частиц к основанию откоса и дельнейшем его уполаживанием. В нижней части откос становится более пологим, чем в верхней (рис. 4.2). Этот процесс может длиться в условиях установившейся фильтрации несколько суток. В мелкозернистых, сравнительно однородных грунтах коэффициент m заложения откоса может увеличиваться в 2–3 раза по сравнению с коэффициентом m_0 . Замечено, что поток стекает равномерно по всей поверхности песчаного откоса при высоте высачивания $h_b' < 0,10\text{--}0,15$ м. С ее увеличением ($h_b > h_b'$) он начинает собираться в отдельные ручейки, при этом отношение χ ширины откоса к общей ширине ручейков примерно равно h_b / h_b' .

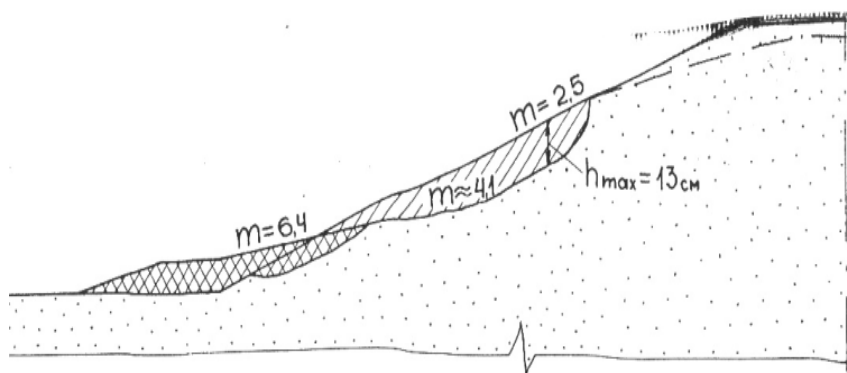


Рис. 4.2. Характер деформации песчаного откоса при длительном высачивании грунтовых вод (напор $H = 1,2$ м)

Иная картина формирования откоса наблюдается в крупнозернистых, а также средне- и мелкозернистых песках, в которых содержится крупная фракция $d \geq 1-2$ мм не менее 10–15 % по массе. В таких грунтах на поверхности откоса образуется естественная отмостка из крупных частиц, которая препятствует дальнейшему сносу грунта и приостанавливает процесс уполаживания откоса. В результате коэффициент его заложения остается близким к первоначально установленному m_0 . При этом деформации фильтрующего откоса в процессе образования самоотмостки из крупной фракции (естественного наклонного дренажа) на поверхности незначительны. Они захватывают только верхний слой грунта толщиной 5–10 см и вызывают уполаживание откоса, находящегося в первоначальном предельном равновесии, не более чем на 10 %, т. е. коэффициент m в его нижней части может достигнуть $1,1 m_0$. Следовательно, проектируя земляное сооружение в таких грунтах, коэффициент m можно задавать практически равным m_0 (определяется по приведенной ниже формуле (4.50) при входящем в нее параметре $a_2 = 0$). Если нет других факторов (в частности, размывающего действия русловых или поверхностных вод), вызывающих разрушение естественной отмостки, то для защиты откосов от фильтрационных сил в таких случаях устройство искусственного наклонного дренажа не требуется.

Каналы осушительно-увлажнительных и польдерных систем в зоне действия водорегулирующих сооружений и насосных станций рабо-

тают в условиях переменного уровня воды в русле. При сбросе ее через водовыпуски подпорных сооружений или при откачке насосными станциями на откосах образуется зона высачивания грунтовых вод. В этой зоне возникает гидродинамическое давление неустановившегося фильтрационного потока, которое нарушает местную устойчивость незакрепленного откоса, если скорость снижения уровня воды в русле (бьефе сооружения) превышает максимально допустимую. При этом может происходить интенсивная деформация откосов, характерная для описанной выше первой стадии их формирования; вторая стадия в этих случаях проявляется лишь частично, так как деформация откосов затухает по мере снижения уровня кривой депрессии грунтовых вод. Напротив, при медленном сбросе воды из канала (бьефа) кривая депрессии синхронно следует за снижающимся уровнем воды, высота h_v будет меньше допустимой $h_{в.д}$ и откосы не деформируются [58].

Таким образом, чтобы обеспечить устойчивость незакрепленных откосов канала, работающего в переменном режиме, необходимо снижать уровни воды таким образом, чтобы высота высачивания грунтовых вод на откосы не превышала допустимую $h'_{в.д}$ в условиях неустановившейся фильтрации, т. е. со скоростью ниже максимально допустимой. Если заданный режим работы сооружения или насосной станции не позволяет выдерживать допустимую скорость снижения уровня воды, откосы необходимо крепить.

Откосы, сложенные анизотропными по водонепроницаемости слоистыми грунтами, работают в условиях напорной фильтрации. В минеральных водоносных слоях, зажатых между водонепроницаемыми пластами, гидравлические градиенты грунтового потока достигают значительных величин и вызывают фильтрационное взвешивание или выпор частиц минеральной водонепроницаемой прослойки. При слабой водопроводящей способности фильтрующих линз, сложенных илистыми или супесчаными грунтами, последние при нарушении их структуры гидродинамическим давлением разуплотняются, теряют свою связность и ведут себя подобно вязкой тяжелой жидкости, приобретая свойства пльвунов [79, 93]. Процесс разжижения и «вытекания» пльвунных грунтов в канал особенно усугубляется при синклинальном (падение пластов в сторону склона) залегания слоев массива. В таких случаях на крепление действует гидростатическое давление разжиженного грунта (суспензий), которое примерно в 2 раза больше гидростатического

давления воды. Чтобы погасить его действие непроницаемым креплением, оно должно быть выполнено по типу массивной подпорной стенки либо уложено на мощный слой обратного фильтра. Более рационально в таких случаях устройство пористых бетонных плит с упорами и разгрузочного приоткосного дренажа, закладываемого в водоносных прослойках грунтовой толщи откоса [57].

4.2. Определение высоты высачивания грунтовых вод на откос

Высота высачивания h_b грунтовых вод на откос является важным расчетным параметром, необходимым для оценки местной устойчивости откосов каналов и земляных сооружений, а также проектирования их фильтрующих креплений.

При отсутствии воды в нижнем бьефе (русле канала) для определения значения h_b часто используют простую зависимость следующего вида [104, 108]:

$$h_b = \frac{H^2}{2L_0} (\alpha_1 m + 0,5), \quad (4.1)$$

где $\alpha_1 = 1,0$ по Михайлову (для откосов на водоупоре);

$\alpha_1 = 1,1$ по Чугаеву (при любом заглублении водоупора);

$\alpha_1 = 1,2$ по Нумерову (при бесконечной глубине его залегания).

Откосы мелиоративных каналов и дамб обвалования подстилаются преимущественно водопроницаемыми грунтами конечной глубины. При этом в русле канала (нижнем бьефе) имеется вода. Для расчетов по такой схеме (рис. 4.3, а) применяются формулы: (4.2) Р. Р. Чугаева [104], (4.3)–(4.7) В. М. Шестакова [108], (4.14)–(4.17) А. Я. Олейника [76].

Формула Р. Р. Чугаева

$$h_b = 1,2 \left[A + \sqrt{A^2 + 0,4\bar{q}h_0} \right], \quad (4.2)$$

где $A = 0,5 \left[m\bar{q} - \left(1 + \frac{0,4}{m} \right) h_0 \right]$.

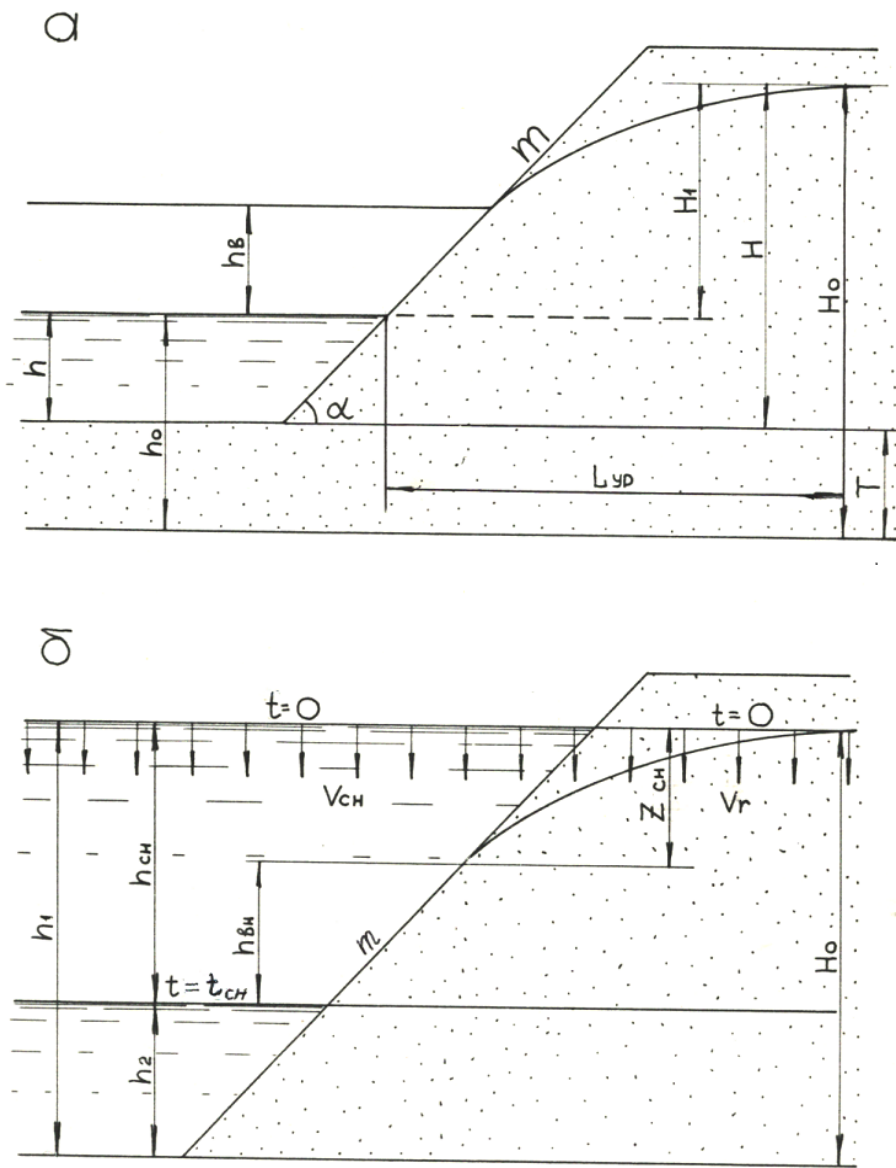


Рис. 4.3. Схема высачивания на откос фильтрационного потока:
 а – установившегося; б – не установившегося

Формулы В. М. Шестакова:

а) при $T/H < m$

$$h_b = \left[a + \sqrt{a^2 + 0,45T(\bar{q} - \frac{h}{m})} \right], \quad (4.3)$$

где $a = 0,5 \left[m\bar{q} - h - T \left(1 + \frac{0,45}{m} + 0,45 \frac{T}{L_{yp}} \right) \right];$

б) при $T/H \geq m; h > 0$

$$h_b = \frac{\sqrt{a^2 + \frac{2mI}{2m+1} \cdot \frac{h}{H}} - a}{2} H, \quad (4.4)$$

где $a = \left(1 + \frac{0,3}{m} \right) \frac{h}{H} - (0,6m + 0,25)I; I = \frac{H-h}{L_{yp}};$

при $h = 0$

$$h_b = (0,6m + 0,25)HI_0, \quad (4.5)$$

где $I_0 = \frac{H}{L_p};$

в) при $T = 0; h \neq 0$

$$h_b = 0,5a + \sqrt{0,25a^2 + \frac{m}{m+1}h\bar{q}}, \quad (4.6)$$

где $a = (m + 0,5)\bar{q} - h \left[1 + \frac{m}{2(m + 0,5)^2} \right];$

г) при $T = 0$; $h = 0$

$$h_b = \frac{L}{m-0,5} - \sqrt{\left(\frac{L}{m-0,5}\right)^2 - H^2 \frac{m+0,5}{m-0,5}}. \quad (4.7)$$

Обозначение геометрических параметров см. на рис. 4.3, a ; h_0 – глубина воды в русле (м), отсчитывается от водоупора, т. е. $h_0 = h + T$.

Значение расхода грунтовых вод $\bar{q} = q / k$ в приведенных выше формулах определяют по зависимости Дюпюи

$$\bar{q} = \frac{H_0^2 - h_0^2}{2L_0}, \quad (4.8)$$

где $L_0 = L_{yp} + \Delta L = L_{yp} + \alpha_{\phi} H_0$, (4.9)

L_{yp} – расстояние от вертикального сечения с максимальным напором грунтовых вод до уреза воды, м;

α_{ϕ} , ΔL – соответственно коэффициент и удлинение пути фильтрации (м) в связи с потерями напора во входном сечении и несовершенством земляного сооружения по степени вскрытия пласта; значения коэффициента α_{ϕ} определяют по графикам Нумерова (рис. 4.4); для земляных перемычек с вертикальным верховым откосом ($m_b = 0$) и каналов значения α_{ϕ} и ΔL можно приближенно определить по формулам:

$$\alpha_{\phi} = 0,134 \frac{T}{H_0}; \Delta L = 0,134T \text{ при } \frac{T}{H_0} \leq 0,5; \quad (4.10)$$

$$\alpha_{\phi} = 0,63 \frac{T}{H_0} - 0,25; \Delta L = 0,63T - 0,25H_0 \text{ при } \frac{T}{H_0} > 0,5, \quad (4.11)$$

а для земляных сооружений с коэффициентом заложения верхового откоса $m_b = 1,5-2$ $\alpha_{\phi} = 0,35$; при $m_b > 2$ $\alpha_{\phi} = 0,40$.

В формулах (4.3)–(4.8) В. М. Шестаков принимает $L_p = L_0 = L_{yp}$ при $m_b = 0$, а при $m_b > 0$ предлагает учитывать влияние верхового

клина удлинением пути фильтрации на величину ΔL , определяемую по формуле (4.12) Г. К. Михайлова

$$\Delta L = \frac{H+T}{2 + \frac{1}{m_b}}, \quad (4.12)$$

и принимать за расчетную длину фильтрационного потока значение

$$L_p = L_0 = L + \Delta L. \quad (4.13)$$

Формулы А. Я. Олейника:

при $T = 0; h = 0$,

$$h_{B1} = 1,4 (m+0,1) \bar{q}; \quad (4.14)$$

при $T = 0, h \neq 0$,

$$h_{B2} = h_{B1} \left(1 - \frac{h}{0,1Hm + 2h} \right); \quad (4.15)$$

при $T \neq 0, h = 0$,

$$h_{B3} = h_{B1} \cdot \eta, \quad (4.16)$$

где $\eta = f\left(\frac{T}{H_1}\right)$ определяют по графику (рис. 4.5);

$$T \neq 0, h \neq 0, \quad h_{B4} = h_{B3} - \frac{h}{2}, \text{ если } \frac{h}{H_1} \leq 0,1m; \quad (4.17)$$

$$h_{B4} = 0,05H, \text{ если } \frac{h}{H_1} > 0,1m \text{ и } \frac{L}{H_1} \geq 3+m.$$

Для оценки достоверности приведенных выше формул (4.1)–(4.17) для определения высоты высачивания грунтовых вод на откос и рекомендуемой нами формулы (4.30) использовались опытные данные, полученные автором и другими исследователями в результате проведения опытов в грунтовом лотке, на русловой площадке и в натуральных условиях [60].

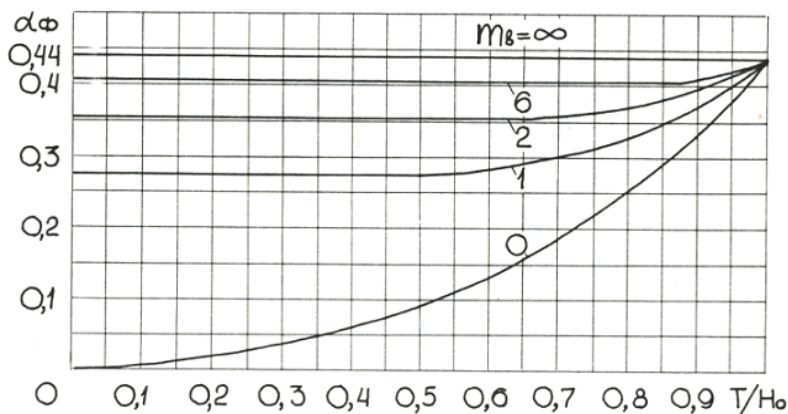


Рис. 4.4. График для определения коэффициента α_ϕ (по Нумерову)

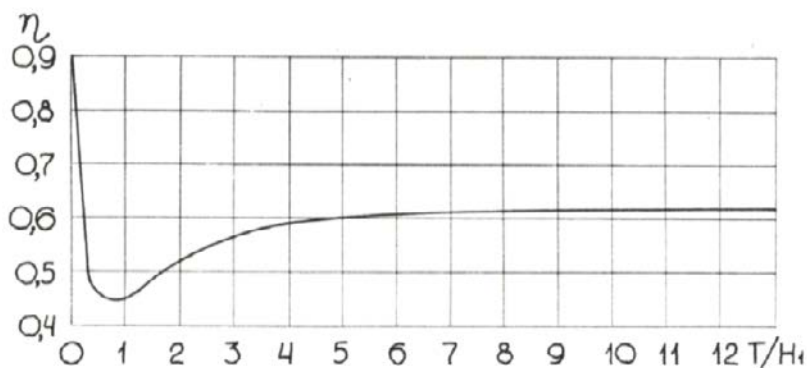


Рис. 4.5. График функции $f\left(\frac{T}{H_1}\right)$ (по Олейнику)

Анализ приведенных формул показывает, что результаты расчетов по ним значительно различаются между собой и с опытными данными, особенно с уменьшением расстояния L_{yp} (рис. 4.6). Между тем на мелиоративных каналах расчетная схема фильтрации грунтовых вод определяется наиболее невыгодными условиями работы откосов, когда вода скапливается на поверхности массива непосредственно за кавальерами (на расстоянии, примерно равном двум-трем глубинам русла) или в приоткосных бороздах-собирателях и формирует в этих условиях относительно небольшие пути фильтрации; тогда

$$L_{yp} \approx mH_1 + 2,5H_k, \quad (4.18)$$

где H_k – глубина канала, м.

При небольших глубинах залегания водоупора, $T < 0,4mH_1$ ($H_1 = H - h$ – действующий напор) формулы Шестакова дают заниженные в 1,5–2 раза расчетные значения h_b ; на 10–25 % в этих условиях дает занижение и формула Чугаева (рис. 4.6). Ближе к опытными данным получаются результаты расчета по формулам Олейника. Иная картина наблюдается при больших глубинах T фильтрующих грунтов, что весьма характерно для Белорусского Полесья и других зон Беларуси, где T достигает 40–60 м и более. В этих условиях формула Чугаева дает значительные (в 3–4 раза) завышения h_b . Объясняется это тем, что только в активной зоне фильтрации через водопроницаемое основание, ограниченное определенной расчетной глубиной T_p , имеет место влияния фильтрационного расхода через эту зону на величину h_b . Поэтому практическое применение этих формул требует более обоснованного ограничения величины T расчетным значением, чем принято Чугаевым $T_p = 0,5L$.

Удовлетворительную сходимость с опытными данными показала формула (4.19) А. Н. Беяева

$$h_b = A + \sqrt{A^2 + (\alpha_T m + 0,5) \bar{q} \alpha_m h}, \quad (4.19)$$

где $A = 0,5 [(\alpha_T m + 0,5) \bar{q} - (1 + \alpha_m) h]$;

\bar{q} – приведенный фильтрационный расход, по Дюпюи,

$$\bar{q} = \frac{H^2 - h^2}{2L_p}; \quad (4.20)$$

где H – напор верхнего бьефа над подошвой плотины (дном канала) в расчетном входном сечении, м; h – напор нижнего бьефа (глубина воды в канале), м; L_p – расчетный путь фильтрации, м, определяемый из выражения

$$L_p = L_0 + \Delta L_B, \quad (4.21)$$

в котором

$$L_0 = B + m_B (H_k - H) + m (H_k - h), \quad (4.22)$$

$$\Delta L_B = \frac{m_B}{2m_B + 1} H; \quad (4.23)$$

для канала расчетное входное сечение принимается вертикальным ($m_B = 0$) и $\Delta L_B = 0$, а в формуле (4.22) член $m_B (H_k - H) = 0$;

B – горизонтальное расстояние от сечения с напором H до бровки откоса плотины (канала), м;

H_k – высота плотины (глубина канала), м;

α_T – коэффициент, учитывающий влияние проницаемого основания (в зависимости от заглубления водоупора T) на высоту высачивания, определяемый по формуле

$$\alpha_T = 1 + 0,2 \sqrt{\frac{2T_p}{L}}; \quad (4.24)$$

где T_p – расчетное заглубление водоупора от подошвы плотины (дна канала), определяемое для активной зоны фильтрации: $T_a = 0,5L$; $T_p = T$ при $0 \leq T < T_a$; $T_p = T_a = 0,5L$ при $T_a \leq T \leq \infty$;

L – горизонтальное расстояние от сечения с напором H до пересечения откоса с основанием плотины (дном канала), м;

α_m – коэффициент, учитывающий влияние крутизны откоса на высоту высачивания, определяемый по зависимости В. М. Шестакова

$$\alpha_m = \frac{m}{2(m+0,5)^2}. \quad (4.25)$$

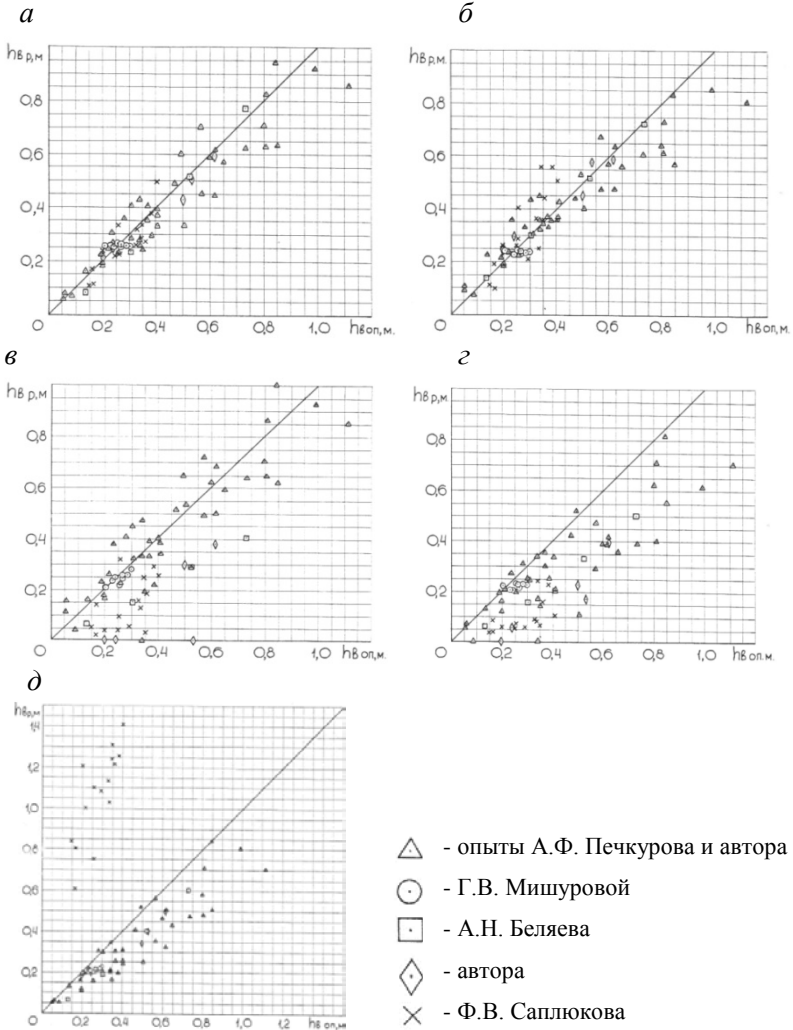


Рис. 4.6. Сравнение расчетных и опытных значений h_B :
а – формула автора; *б* – А. Н. Беляева; *в* – А. Я. Олейника;
г – Н. В. Шестакова; *д* – Р. Р. Чугаева

Используя метод определения расхода через низовой откос пофрагментным суммированием, нами получена расчетная зависимость (4.30), которая позволяет более точно определять высоту высачивания в однослойных грунтах при $m \geq 1$, различной протяженности пути фильтрации, глубине залегания водоупора и наличии воды в русле (нижнем бьефе).

Приведенные расходы \bar{q}_1 и \bar{q}_2 через I и II фрагменты, расположенные соответственно выше уровня воды в канале и в подводной зоне (см. рис. 4.3, а), определяли по зависимостям (4.26) и (4.27) Г. К. Михайлова (см. в [108]), который показал, что при $m > 1$ граничная линия равного напора, проходящая через точку высачивания, аппроксимируется в приоткосном клине прямой с коэффициентом заложения 0,5:

$$\bar{q}_1 = \frac{h_b}{m + 0,5} ; \quad (4.26)$$

$$\bar{q}_2 = \frac{h_b h}{(m + 0,5)h_b + \frac{mh}{2m + 1}} . \quad (4.27)$$

Расход \bar{q}_3 через III фрагмент (водопроницаемое основание) определяли по преобразованной В. М. Шестаковым зависимости Н. Н. Павловского

$$\bar{q}_3 = \frac{h_b T}{m(h_b + h) + 0,45T} . \quad (4.28)$$

В результате суммирования расходов через отдельные фрагменты функциональная связь между полным фильтрационным расходом и высотой высачивания выражена следующим уравнением:

$$h_b \left[\frac{1}{m + 0,5} \left(1 + \frac{h}{h_b + \frac{m}{2(m + 0,5)^2} h} \right) + \frac{T}{m(h_b + h) + 0,45T} \right] = \bar{q} . \quad (4.29)$$

После соответствующих преобразований уравнения (4.29) и незначительных аппроксимаций в процессе его решения и умножения конечного выражения на опытный коэффициент $\alpha_{\text{оп}} = 1,15$ (найден в результате обработки данных опытов на физических моделях и натуральных объектах) получена расчетная формула для определения высоты высачивания грунтовых вод на откос в следующем виде:

$$h_{\text{в}} = 1,15 \left(A + \sqrt{A^2 + \frac{mh_0}{2m+1} \bar{q}} \right), \quad (4.30)$$

где $A = 0,5 \left[(m + 0,5) \bar{q} - \frac{m+1,5}{m+1} h_0 \right]$;

\bar{q} – приведенный расход грунтовых вод, определяемый по формуле (4.8).

На основании опытных данных, полученных на физических моделях и в натуральных условиях [60] установлено, что для определения входящих в формулу (4.30) параметров, а также величин \bar{q} , ΔL , $\alpha_{\text{ф}}$ по вспомогательным формулам (4.8)–(4.11) при глубине залегания водоупора $T > 0,4mH_1$ следует принимать расчетное значение этой глубины $T_{\text{р}} = 0,4mH_1$; для каналов при такой глубине $T = T_{\text{р}}$ можно принимать (с погрешностью до 3 %) $L_0 = L_{\text{ур}}$.

Сравнительный анализ опытных и расчетных значений высоты высачивания грунтовых вод на откос по приведенным выше формулам дан в работе [60] и приведен на рис. 4.6.

Относительное среднее арифметическое отклонение M значений по предлагаемой формуле (4.30) от экспериментальных данных при общей выборке $n = 76$ из лабораторных ($n = 57$) и натуральных ($n = 19$) опытов [60] составило $M = -2,8$ %; относительное среднее квадратическое отклонение $\sigma = 17,9$ %.

При $T = 0$ и $h = 0$ (откос на водоупоре, воды в бьефе или русле нет) формула (4.30) принимает вид (4.1), отличаясь от последней лишь коэффициентом 1,15. Опытные данные показывают, что формула (4.1) дает результаты, заниженные на 10–20 %. То же отмечает А. Я. Олейник [76].

Обоснованный характер связи между высотой высачивания и влияющими на ее величину параметрами, а также удовлетворительное

совпадение результатов расчета по предлагаемой формуле с данными опытов, проведенных в лаборатории в грунтовых лотках и русловой площадке на крупномасштабных моделях откосов, а также с натурными измерениями, позволяют нам рекомендовать полученную зависимость (4.30) для практических расчетов участка высачивания грунтовых вод при проектировании земляных дамб и каналов в однородных грунтах при установившемся и плавно изменяющемся режиме фильтрации. Для каналов, где расчетное значение $L_{\text{гр}}$ принимают по формуле (4.18), высоту $h_{\text{в}}$ можно определять по графикам (рис. 4.7).

Для нешироких осушительных каналов, водопроницаемое основание которых имеет небольшую мощность T , А. Я. Олейник предлагает учитывать влияние ширины канала по дну b на высоту высачивания $h_{\text{в.к}}$ грунтовых вод на откос, увеличивая значение $h_{\text{в}}$ путем

умножения его на коэффициент $\beta = f \left[\frac{b + m(h_0 + h)}{T} \right]$, который

определяется по графику. При значении выражения $\left[\frac{b + m(h_0 + h)}{T} \right] > 1,2$ $\beta = 1$, т. е. расчетной является высота высачивания $h_{\text{в}}$ (как для земляной плотины или широкого канала).

В практических расчетах влияние b на $h_{\text{в.к}}$ следует, очевидно, учитывать только в тех случаях, если ширина канала по дну меньше активной зоны фильтрации $T_a = 0,4mH_1$ в водопроницаемом основании, т. е. $b < 0,4mH_1$.

При этом до получения более достоверных данных по этому учету предлагается (при $T \geq T_a$ и $T_a > b \geq 0,25T_a$) приближенно увеличивать значения $h_{\text{в}}$, получаемые по формуле (4.30), путем умножения их на коэффициент

$$\beta = \left(\frac{0,4mH_1}{b} \right)^{0,2}. \quad (4.31)$$

Высоту высачивания на откосы нестационарного фильтрационного лотка, возникающего в результате снижения уровня воды в русле (нижнем бьефе) при откачке воды насосными станциями, сбросе через водорегулирующие сооружения и т. п. рекомендуется определять по разработанной нами методике.

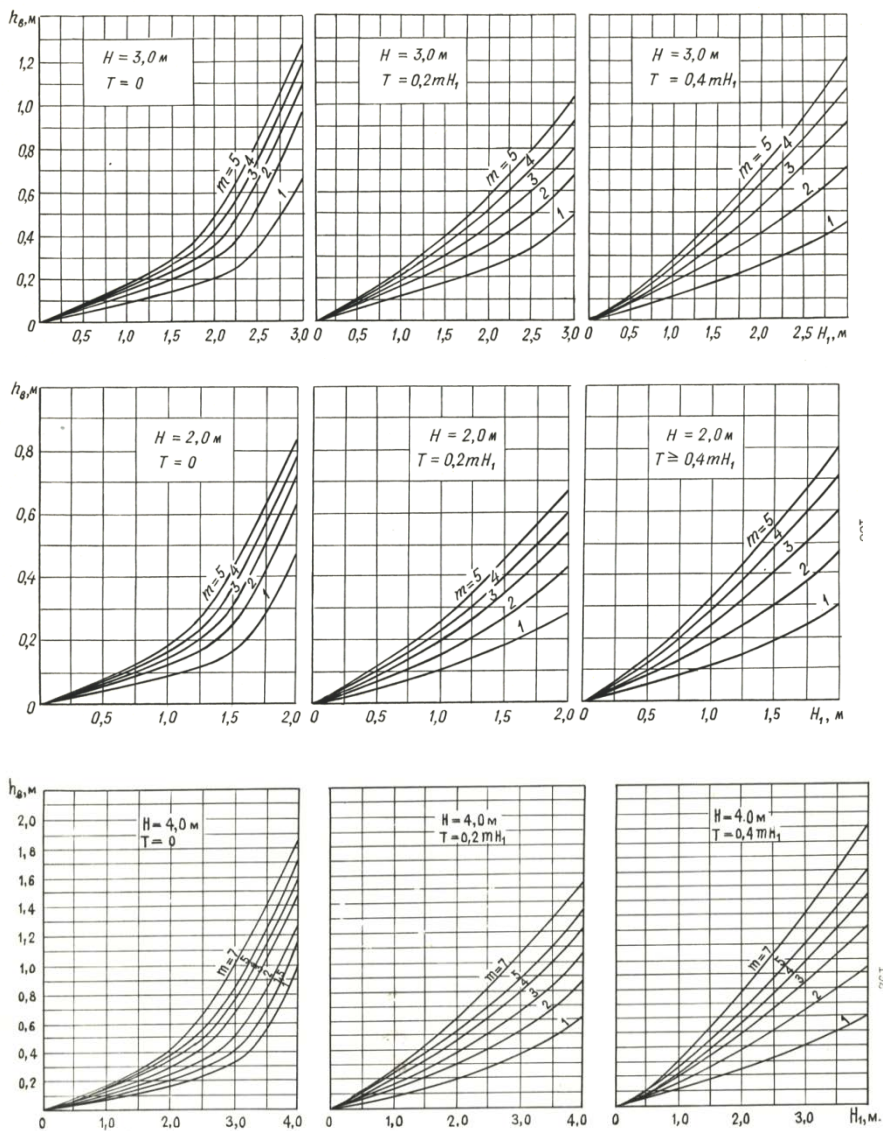


Рис. 4.7. Номограмма для определения высоты высачивания h_B грунтовых вод на откос

В качестве исходного используем дифференциальное уравнение Буссинеска, линеаризованное по способу Н. Н. Веригина [16]

$$\frac{kh_s}{\mu} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial h}{\partial t} . \quad (4.32)$$

Средняя глубина h_s аппроксимируется выражением

$$h_s = \frac{h_1 + 2h_2}{3} , \quad (4.33)$$

где h_1 и h_2 – глубина воды в русле соответственно до и после снижения (см. рис. 4.3, б).

Задача рассматривается нами при следующих условиях: в начальный момент времени русловые и грунтовые воды находятся на одном уровне (при $t = 0$ $h_1 = z_1$); уровень воды в русле за рассматриваемый промежуток времени t снижается с постоянной скоростью $v_{\text{сн}}$, т. е. $h_{\text{сн}} = h_1 - h_2 = tv_{\text{сн}}$; t – время снижения горизонта воды в нижнем бьефе (русле).

В результате преобразования зависимости, выведенной Н. Н. Веригиным при решении уравнения (4.32), получим (с учетом коэффициента заложения откоса $m > 1$) следующую формулу для расчетного приведенного расхода воды через откос при неустановившейся фильтрации:

$$\frac{q_{\text{н}}}{k} = \bar{q}_{\text{н}} = (h_1 + h_2) \sqrt{\frac{\mu h_{\text{сн}} v_{\text{сн}}}{\pi k h_s m}} , \quad (4.34)$$

где μ – водоотдача грунта; для минеральных грунтов определяется по формуле Г. Д. Эркина ($v_{\text{сн}}$ и k в м/ч, $h_{\text{сн}}$ в м)

$$\mu = 0,275\sqrt{k} \cdot \sqrt[3]{h_{\text{сн}}} , \quad (4.35)$$

а для торфяных грунтов – по формуле А. И. Ивицкого

$$\mu = 0,384k^{3/8}h^{3/4} . \quad (4.36)$$

Опыты В. М. Шестакова на приборе ЭГДА показали, что в любой момент времени связь между расходом и высотой высачивания в условиях неустановившейся фильтрации примерно такая же, как и при установившейся. Следовательно, такую связь можно выразить одной из существующих функций: $\bar{q} = \varphi(h_b, h_2, m)$. В качестве такой функции используем наше уравнение (4.30), заменяя в нем h_0 на h_2 и \bar{q} на \bar{q}_H и принимая для неустановившегося режима соответствующее ему значение коэффициента $\alpha_{оп} = 1$. Тогда получим формулу для определения высоты высачивания в условиях неустановившейся фильтрации

$$h_{в.н} = A + \sqrt{A^2 + \frac{mh_2}{2m+1}\bar{q}_H} , \quad (4.37)$$

где
$$A = 0,5 \left[(m+0,5)\bar{q}_H - \frac{m+1,5}{m+1}h_2 \right] .$$

Если в данное уравнение подставить \bar{q}_H , определяемое по формуле (4.34), то получим величину высоты высачивания $h_{в.н}$ на откос неустановившегося фильтрационного потока для любого заданного снижения воды в русле $h_{сн}$, т. е. в любой момент времени t .

В том случае, если первоначальный горизонт грунтовых вод превышает уровень воды в русле или нижнем бьефе ($z_1 > h_1$), то необходимо вначале рассчитать высоту высачивания грунтовых вод при установившейся фильтрации h_b , подставляя в уравнение (4.30) значение глубины воды в русле (нижнем бьефе) h_1 до начала снижения и величину расхода по формуле (4.8). Затем определить высоту высачивания $h_{в.н}$ неустановившегося фильтрационного потока, образующегося во время снижения уровня воды в русле (нижнем бьефе), подставляя в (4.37) глубину h_2 и \bar{q}_H по формуле (4.34). Суммарное значение $h_{в.н} + h_b$ даст нам действительную величину высоты высачивания.

4.3. Расчет местной устойчивости откосов в зоне выхода грунтового потока

В практике проектирования земляных сооружений широкое распространение получили методы расчета общей устойчивости откосов в предположении сдвига грунта в приоткосном массиве по возможной поверхности обрушения, которая принимается плоской или чаще всего круглоцилиндрической [12, 16, 104]. Основные практические способы оценки их устойчивости основаны на модели отвердевших отсеков обрушения при заданных очертаниях поверхностей сдвига. Развитию этих способов посвятили свои труды многие ученые: Н. М. Герсевич, Г. Крей, К. Терцаги, Д. Тейлор, Р. Р. Чугаев, Н. Н. Маслов и др. Для некоторых простых случаев получены численные решения на основе разработанных В. В. Соколовским дифференциальных уравнений предельного равновесия сыпучей среды.

Откосы мелиоративных каналов разрушаются главным образом из-за потери местной устойчивости, обусловленной деформациями отдельных зон откоса, находящихся под воздействием грунтовых вод. Проверка общей устойчивости таких откосов требуется только в том случае, если их высота составляет более 4–5 м [104].

Зона высачивания грунтовых вод является наиболее неустойчивой частью откоса, где он испытывает действие фильтрационных сил. Процесс его разрушения в этой зоне обусловлен сложным взаимодействием скелета грунта с фильтрационным и поверхностным потоком и особенно интенсивно протекает в несвязных и малосвязных неустойчивых грунтах. Рядом ученых (М. Е. Кнорре, И. Ф. Володько, Н. Н. Масловым, М. М. В. Р. Кульбахом, В. М. Шестаковым [198, 109], А. Ф. Печкуровым [78, 79], Ю. А. Соболевским [93], Р. Р. Чугаевым [104] и др.) проводилась оценка местной устойчивости откосов при действии фильтрационного потока. Г. И. Покровский впервые учел (дополнительно) и силы поверхностных вод, предположив, что они движутся по откосу сплошным потоком в условиях турбулентного режима. Для определения коэффициента запаса местной устойчивости откоса у его подошвы (при наличии водоупора в основании) им предложена следующая зависимость:

$$k_3 = \frac{(\rho_1' \operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha) \operatorname{tg} \varphi}{\rho_1' + 1 + A}, \quad (4.38)$$

где A – величина, отражающая влияние поверхностного потока.

Вводя ряд коэффициентов, требующих, очевидно, экспериментального обоснования, и пытаюсь раскрыть их через эмпирические зависимости М. А. Великанова и Н. М. Быкова для неразмывающих скоростей в русле, Б. И. Покровский приходит к следующему выражению для параметра A

$$A = 8,81 \rho_1' g^{-0,4} q^{0,8} d^{-0,2} (15d + 0,006)^{-1} (\sin \alpha)^{-0,4} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.38, a)$$

где q – удельный расход воды через промежуток высачивания, $\text{м}^2/\text{с}$;

$\rho_1' = \rho_1 / \rho_{\text{в}}$ – относительная плотность грунта, взвешенного водой;

α – угол наклона откоса к горизонту;

φ – угол внутреннего трения грунта в воде.

Хотя выражение (4.38, а) имеет вид не весьма удобный для практического использования, тем не менее оно дает ощутимые результаты только при относительно высоких значениях удельного расхода. Объясняется это, видимо, тем, что характер движения воды и сами неразмывающие скорости на откосе, где глубина поверхностного потока соизмерима с выступами шероховатости (диаметром частиц грунта) существенно отличается от принятых в формуле допускаемых скоростей течения воды в руслах.

Дальнейшим развитием этого вопроса были исследования, проведенные В. М. Шестаковым и Н. А. Кузнецовой [109], которые изучали устойчивость фильтрующих песчаных откосов при ламинарном и турбулентном режимах движения воды, при этом переходный режим оценивался числами $Re = 250-500$. За расчетный был принят градиент фильтрационного потока в точке высачивания $J_0 = \sin \alpha$, что сделано в сторону некоторого уменьшения гидродинамических сил. На основании опытов сделан вывод, что поток стекает равномерно по всей поверхности откоса в мелко- и среднезернистых песках при высоте промежутка высачивания $h_{\text{в}} < 5-15$ см. С увеличением $h_{\text{в}}$ поток начинает собираться в отдельные ручейки,

при этом отношение ширины откоса к общей ширине ручейков оказалось равным примерно 3–5 для мелкозернистых песков и 5–7 для крупнозернистых. Окончательное решение по определению уклона устойчивого откоса при турбулентном режиме потока получено в довольно сложном виде с необходимостью определения ряда промежуточных значений по графикам. Более простое выражение для определения коэффициента заложения откоса получено ими при ламинарном режиме движения поверхностных вод

$$m = \frac{\rho_1 + \rho_v \left(1 + \frac{h_p}{d} \right)}{\rho_1 f}, \quad (4.39)$$

где h_p – расчетная глубина поверхностного потока, которую определяют по формуле:

$$h_p = 0,04 \sqrt[3]{\chi q m}, \quad (4.39, a)$$

или приближенно принимают $h_p = d_{90}$, т. е. равной диаметру частиц крупной фракции грунта на поверхности откоса.

Простые, но очень приближенные формулы (4.40) и (4.41) для определения коэффициента заложения откоса в зоне высачивания грунтовых вод предложили М. М. Гришин и Н. Н. Маслов

$$m = \frac{2}{f}; \quad (4.40)$$

$$m = \frac{\rho_1 + 1}{\rho_1 f}. \quad (4.41)$$

В этих формулах не учитывается влияние высоты участка высачивания и действия поверхностного потока.

А. Ф. Печуров [78, 79] изучал формирование откосов в условиях продолжительного действия фильтрационного и поверхностного потоков и предпринял попытку учесть влияние фактора времени на

их устойчивость. Для практических расчетов фильтрующих длительное время откосов им предложена следующая зависимость, в которой учитываются основные физико-механические свойства грунта, в том числе структурное (молекулярное и цементационное) сцепление между частицами грунта в воде:

$$m = \frac{\frac{\rho_s}{\rho_b} + (\varepsilon - 1) + (\varepsilon + 1) \frac{h_p}{d_{90}}}{\left[\frac{\rho_s}{\rho_b} - (\varepsilon + 1) \right] f + \frac{c_c}{\rho_b d_{90}} \sqrt{1 + \frac{1}{m^2}}}, \quad (4.42)$$

глубину h_p допускается принимать равной d_{90} .

Интересные решения задач устойчивости фильтрующих откосов при различных направлениях фильтрационного потока получены Ю. А. Соболевским [93] исходя из теории предельного напряженного состояния грунтов. Им построены равноустойчивые контуры таких откосов и предложены мероприятия по повышению их устойчивости.

Имеются также рекомендации по определению статической устойчивости откосов осушительных каналов на основе анализа напряженного состояния приоткосного массива. Однако для практического использования такого метода необходимо знать характер распределения фильтрационных сил (напорной функции) в приоткосной зоне в зависимости от положения кривой депрессии грунтовых вод, мощности водопроницаемого основания, глубины воды в русле и других факторов, что рекомендуется определять методом ЭГДА, а характер самой напорной функции – сложным аналитическим решением. Учитывая многообразие грунтовых и гидрогеологических условий по трассе канала, такой подход к оценке устойчивости откосов практически трудно осуществим. Результаты расчетов дают криволинейные контуры, которые трудно выполнять по условиям производства работ. Поэтому в практике более удобны методы расчета, полученные на основе предельного равновесия элемента на откосе с учетом физических и физико-механических характеристик грунта и приближенной оценки влияния фильтрационных сил на устойчивость откоса, что позволяет получить осредненные значения коэффициента его заложения.

Рассмотрим предельное равновесие откоса при действии фильтрационной силы и поверхностного потока, формируемого грунтовыми водами. Согласно принятому в практике учету гидродинамических сил грунтового потока [102, 104], удельную фильтрационную силу f_{ϕ} направляют по касательной к линии тока и принимают равной произведению удельного веса воды $\gamma_{\text{в}}$ на гидравлический градиент $J_{\text{в}}$:

$$f_{\phi} = \gamma_{\text{в}} J_{\text{в}} . \quad (4.43)$$

Вертикальные силы тяжести $\gamma_{\text{с}}$ и взвешивания $W_{\text{в}}$ для удобства складывают, получая удельный вес грунта, взвешенного водой $\gamma_{\text{л}}$:

$$\gamma_{\text{л}} = \gamma_{\text{с}} - W_{\text{в}} = \gamma_{\text{с}} - (1 - n) \gamma_{\text{в}} = (\gamma_{\text{с}} - \gamma_{\text{в}}) (1 - n). \quad (4.44)$$

В общем случае f_{ϕ} составляет с нормалью к откосу угол β (рис. 4.8, а). Согласно теории фильтрации [16, 104, 109] выходные градиенты напора определяются отношением:

$$J_{\text{в}} = \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} . \quad (4.45)$$

Градиенты в точке высачивания, где свободная поверхность грунтовых вод подходит по касательной к откосу $J_{\text{в}} = \sin \alpha$, а в подошве незатопленного откоса, располагаемого на водоупоре $J_{\text{в}} = \text{tg} \alpha$.

Для подтопленного откоса распределение выходных градиентов на участке высачивания В. М. Шестаков выражает зависимостью

$$J_{\text{в}} = \left(\frac{h_{\text{в}}}{Z} \right)^n \sin \alpha, \quad n = 0,25 \frac{h}{h + h_{\text{в}}} , \quad (4.46)$$

где Z – ордината расчетной точки;

h – глубина воды перед откосом;

$h_{\text{в}}$ – высота высачивания грунтовых вод на откос.

Следует отметить, что применение этой зависимости требует определенных ограничений. Так, при $Z = 0$ $J_{\text{в}} = \infty$, а при $h = 0$ степень $n = 0$ и $J_{\text{в}} = \sin \alpha$ для любых значений Z , что не соответствует действительности.

Действие на элемент грунта поверхностного потока можно выразить касательным напряжением τ

$$\tau = \gamma_b h_p i, \quad (4.47)$$

где i – гидравлический уклон поверхностного потока,

h_p – расчетная глубина потока, м.

Проектируя все силы, действующие на элемент грунта объемом W , на касательную к поверхности откоса (рис. 4.8, a), получаем условие его предельного равновесия в виде:

$$\begin{aligned} W\gamma_1 \sin \alpha + W\gamma_b \sin \alpha + F\gamma_b h_p \sin \alpha = \\ = W(\gamma_1 \cos \alpha - \gamma_b \sin \alpha \operatorname{ctg} \beta) \operatorname{tg} \varphi + Fc_p, \end{aligned} \quad (4.48)$$

где F – площадь проекции элемента грунта на поверхность откоса.

После некоторых преобразований уравнение (4.48) приводится к виду

$$\frac{\gamma_1}{\gamma_b} + 1 + \frac{h_p}{d} - \frac{\gamma_1}{\gamma_b} fm + f \operatorname{ctg} \beta - \frac{c_p}{d\gamma_b} \sqrt{1+m^2} = 0, \quad (4.49)$$

где d – расчетный диаметр частиц грунта на поверхности откоса; для песчаных грунтов $d = d_{90}$ (диаметр крупной фракции по А. Ф. Печурову [79]), для связных – размер отрывающихся отдельных частей $d = 3-4$ мм (по Ц. Е. Мирцхулава [53]).

Из уравнения (4.49), полагая $\sqrt{1 + \frac{1}{m^2}} \approx 1$, получаем значение коэффициента заложения откоса в зоне высачивания грунтовых вод

$$m = \frac{\gamma_1' + 1 + \frac{h_p}{d} + f \operatorname{ctg} \beta}{\gamma_1' f + \frac{c_p}{d\gamma_0}}, \quad (4.50)$$

где $\gamma_1' = \frac{\gamma_1}{\gamma_0}$ – относительный удельный вес грунта в воде.

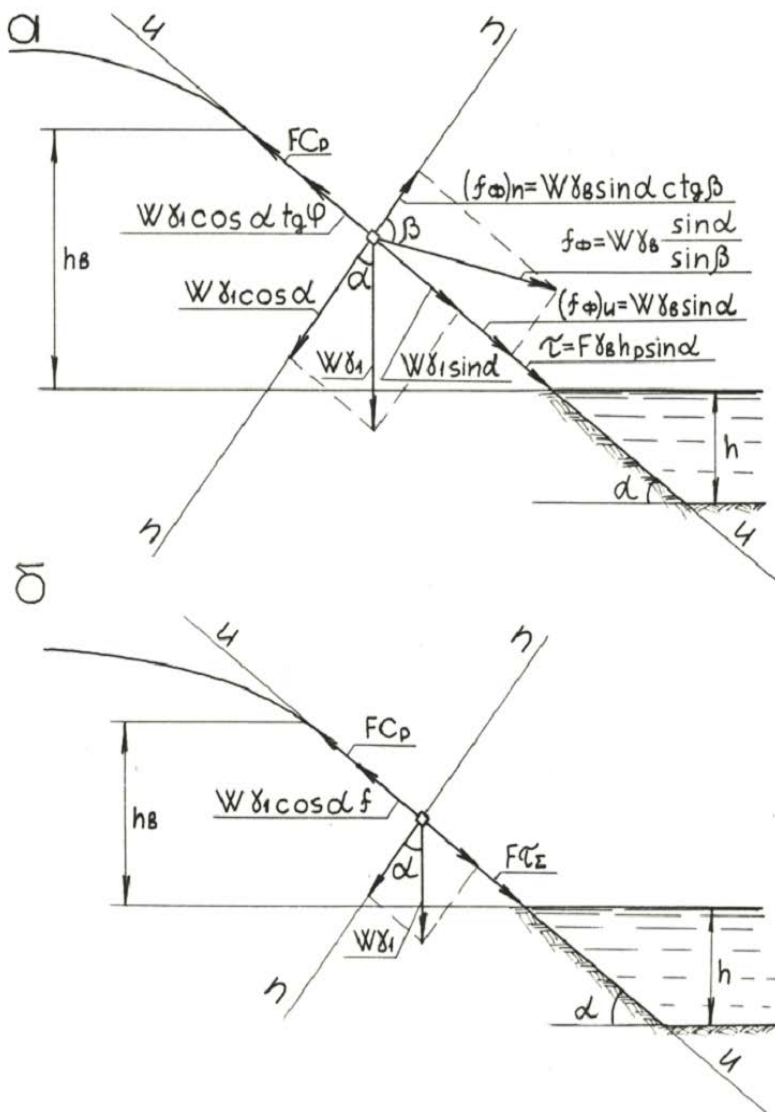


Рис. 4.8. Расчетные схемы действия сил на откос в зоне высачивания грунтовых вод: а – к выводу теоретической зависимости (4.56); б – к выводу полуэмпирических формул (4.66) и (4.67)

Из формулы (4.50) получаем, что в несвязных грунтах ($c_p = 0$) при $h_p = 0$ и $\beta = 90^\circ$ ($J_b = \sin\alpha$) коэффициент заложения откоса будет $m = \frac{\dot{\gamma}_1 + 1}{\dot{\gamma}_1 f}$, а при $\dot{\gamma}_1 = 1$ $m = \frac{2}{f}$, т. е. получаем известное выражение

(4.41) Н. Н. Маслова, а также формулу (4.40) М. М. Гришина, который отмечает, что за счет действия фильтрационного потока откос улопачивается в 2 раза. Однако, как видно из вышеизложенного, такое положение откос принимает только в начальный период его формирования и в частном случае, когда фильтрационный поток направлен параллельно откосу, сложенному несвязным грунтом, а влияние поверхностного потока на формирование откоса не учитывается.

Характер изменения значений угла β по высоте зоны высачивания можно установить путем электрогидродинамического моделирования и затем рассчитать криволинейный (полигональный) контур равноустойчивого откоса. Однако как уже отмечалось, на практике удобнее задавать откосу некоторое среднее одинаковое по всей высоте заложение. Опыты показывают, что расчетный градиент осредненного фильтрационного потока в нижней наиболее неустойчивой зоне откоса ближе всего соответствует значению $J_b = \text{tg } \alpha = \frac{1}{m}$ ($\beta = 90^\circ - \alpha$) [61, 79].

Расчетную глубину h_p потока, создаваемого профильтровавшей грунтовой водой, определим, исходя из уравнения неразрывности потока, принимая за h_p такую глубину, при которой размыв откоса стабилизируется, а скорости на нем v_n достигают значений, не сдвигающих частицы грунта:

$$h_p = \frac{q}{v_n}, \quad (4.51)$$

где q – удельный расход, приходящийся на единицу протяженности откоса, $\text{м}^2/\text{с}$, который равен

$$q = kJ_b \int_Z^{h_b} dZ = kJ_b (h_b - Z). \quad (4.52)$$

Расход воды достигает максимального значения к урезу воды, где $Z = 0$, и тогда, принимая $J_B = 1 / m$,

$$q = kJ_B h_B = \frac{kh_B}{m}. \quad (4.53)$$

Учитывая, что глубина поверхностного потока, концентрирующаяся в ручейках, образующихся на откосе, будет в χ' раз больше, чем при его равномерном распределении по поверхности откоса, расчетная глубина будет

$$h_p = \frac{\chi' kh_B}{m v_H}, \quad (4.54)$$

где коэффициент χ' неравномерности стекания воды по откосу можно выразить отношением $\chi' = h_B / h_B'$ (h_B' – высота высачивания, при которой наступает переход от сплошного стекания потока по откосу к образованию отдельных ручейков; для мелко- и среднезернистых песков можно принимать $h_B' = 0,1$ м, для крупнозернистых $h_B' = 0,15$ м).

Для определения значений скорости v_H на песчаных фильтрующих откосах получена следующая экспериментальная формула:

$$v_H = 2,4 \sqrt{gd_{90}f}. \quad (4.55)$$

Подставляя значение h_p из формулы (4.54) и значение угла $\beta = 90^\circ - \alpha$ (при расчетной величине градиента $J_B = 1 / m$) в уравнение (4.50) и выражая удельный вес через плотность ($\gamma = \rho g$), после преобразований получаем расчетную формулу (4.56), по которой можно определять как коэффициент m заложения откоса, формирующегося в условиях продолжительного высачивания грунтовых вод и эрозионного действия поверхностного потока ($a_2 \neq 0$), так и первоначальный коэффициент m_0 фильтрующего откоса без учета действия поверхностного потока, принимая параметр a_2 , учитывающий это действие, равным нулю ($a_2 = 0$):

$$m = \frac{(\rho_1' + 1) + \sqrt{(\rho_1' + 1)^2 + 4a_1(a_2 + f)}}{2a_1}, \quad (4.56)$$

где $\rho_1' = \frac{\rho_1}{\rho_B}$; $a_1 = \rho_1' f + \frac{c_p}{g\rho_B d_{90}}$; $a_2 = \frac{\chi' k h_B}{d_{90} v_H}$;

v_H – «несдвигающая» скорость течения воды на поверхности фильтрующего откоса, м/с, определяется по зависимости (4.55).

В песчаных грунтах, для которых $\rho_1' = 1$ и $c_p = 0$, при $a_2 = 0$

$$m_0 = \frac{1 + \sqrt{1 + f^2}}{f}; \quad (4.57)$$

в частном случае, когда $\rho_1' = 1$, $f = 0,66$, получаем $m_0 = \frac{2,2}{f}$, т.

е. значение коэффициента m_0 , рекомендуемое приближенно А. Ф. Печкуровым [78].

Коэффициенты заложения откоса, рассчитанные по теоретической формуле (4.56), и формулам других авторов и их сравнение с опытными данными приведены в табл. 4.1.

Как видно из этой таблицы, откосы в песчаных (особенно мелкозернистых) грунтах под воздействием фильтрационных сил грунтовых вод и эрозии поверхностного потока сильно уползают. Практически во избежание большого объема земляных работ, отчуждения территории и по условиям эксплуатации откосы не рекомендуется уползать более чем до значений m , приведенных в табл. 2.3, составленной нами исходя из опыта проектирования и эксплуатации мелиоративных каналов, а также с учетом нормативных документов.

Задаваясь по табл. 2.3 максимальным для откосов мелиоративных каналов значением коэффициента m , необходимо знать, какую для него в данных грунтовых условиях можно допустить высоту высачивания $h_{в.д}$. Если максимальная величина $h_{в}$ превышает допустимое значение $h_{в.д}$ для данного грунта и принятого коэффициента

m , то необходимо уполаживать откос до устойчивого положения (что, как правило, нецелесообразно) или чаще всего предусматривать фильтрующие крепления, параметры которых также зависят от величины h_b .

Допустимая высота высачивания грунтовых вод на откос $h_{в.д}$ устанавливается обычно опытным путем. Попытаемся получить аналитическую полуэмпирическую зависимость для ее определения. Учитывая, что суммарное касательное напряжение, создаваемое фильтрационным и поверхностным грунтовым потоком τ_z , пропорционально высоте высачивания грунтовых вод h_b и гидравлическому градиенту $i = \sin \alpha$, выразим его значение следующей зависимостью:

$$\tau_z = a\gamma_b h_b \cdot \sin \alpha, \quad (4.58)$$

где a – коэффициент пропорциональности (безразмерный);
 α – угол наклона откоса к горизонту.

Таблица 4.1. Сравнение измеренных $m_{изм}$ и расчетных m_p значений коэффициента заложения откоса в зоне выхода грунтового потока

Номер опыта (соответствует номерам в табл. 4.4)	$m_{изм}$	Значения m_p по формулам				
		автора ($a \neq 0$)	А. Ф. Печурова [89]	М. М. Гришина [32]	В. М. Шестакова [133]	Н. Н. Маслова, Кнорре [125]
1	5,00	6,16	6,45	3,33	5,04	3,35
2	7,00	7,15	6,44	3,33	3,90	3,35
3	3,22	3,43	4,39	2,80	4,98	2,65
4	4,70	4,23	5,90	3,28	4,98	3,31
5	3,69	3,37	4,76	3,08	4,72	3,13
6	3,00	3,88	6,01	3,33	4,97	3,32
7	3,75	4,01	6,01	3,33	4,97	3,32
8	6,67	3,98	5,23	3,51		3,48
9	5,25	3,57	5,33	3,51	5,19	3,48
10	3,52	3,37	5,33	3,51	5,19	3,48
11	2,50	$h_B = h'_B$		3,51	5,19	3,48
12	6,20	7,35	4,80	3,17	4,46	3,02
13	4,80	5,55	4,80	3,17	4,46	3,02
14	3,30	3,76	4,36	3,12	4,44	3,00
15	3,30	3,40	4,47	3,12	4,37	2,95
16	5,20	4,98	5,53	3,12	4,69	3,12
17	3,90	4,02	4,72	3,33	4,89	3,28
18	2,10	$h_B < h'_B$		3,22		3,23
19	4,10	4,69	4,40	3,17	4,53	3,06
20	5,00	4,53	5,68	3,17	4,67	3,13
21	6,40	6,13	5,72	3,17	4,84	3,21
22	7,00	6,57	4,82	2,94	4,32	2,90
23	3,30	3,34	5,10	3,03	4,43	2,97
24	4,30	4,20	4,77	2,90	4,22	2,81

Окончание табл. 4.1

Номер опыта (соответствует номерам в табл. 4.4)	$m_{изм}$	Значения m_p по формулам				
		автора ($a \neq 0$)	А. Ф. Печкурова [89]	М. М. Гришина [32]	В. М. Шестакова [133]	Н. Н. Маслова, Кнорре [125]
25	6,60	5,73	4,51	3,45	5,26	3,49
26	7,05	4,97	4,12	3,45	5,28	3,50
27	8,00	6,61	4,88	3,03	4,38	2,95
28	6,60	5,43	4,76	2,99	4,31	2,91
29	5,10	6,22	4,62	3,03	4,40	2,96
30	5,60	5,97	5,10	3,12	4,61	3,09
31	4,00	3,73	5,63	3,22	4,84	3,23
32	2,30	$h_B = h'_B$		3,39		3,41
33	2,74	3,74	6,50	3,39	5,12	3,41
34	3,50	3,39	5,23	3,51	5,20	3,48
35	6,20	3,85	5,23	3,51	5,20	3,48
Относительное среднеарифметическое отклонение, %		-1,9	14,40	-22,6	5,40	-22,2
Относительное среднеквадратическое отклонение, %		18	42,9	37,1	34,7	38,5

Тогда уравнение предельного равновесия элемента грунта на откосе (см. рис. 4.8, б) объемом W запишется в виде

$$W\gamma_1 \sin \alpha + a\gamma_b h_b \sin \alpha F = W\gamma_1 \cos \alpha f + c_p F = 0, \quad (4.59)$$

где F – площадь проекции элемента грунта на поверхность откоса, m^2 .

После преобразования и допущения $\sqrt{1 + \frac{1}{m^2}} \approx 1$ получаем:

$$\gamma_1 d + a\gamma_B h_B = m(\gamma_1 df + c_p), \quad (4.60)$$

откуда

$$m = \frac{\gamma_1 d + a\gamma_B h_B}{\gamma_1 df + c_p}. \quad (4.61)$$

При $c_p = 0$ (несвязные грунты)

$$m = \frac{1}{f} + a \frac{\gamma_B}{\gamma_1 f} \cdot \frac{h_B}{d}, \quad (4.62)$$

где d принимается для песчаных грунтов на откосе равным d_{90} , м.

В условиях предельного равновесия откоса $h_B = h_{B,д}$, поэтому из уравнения (4.60) можно определить значение $h_{B,д}$:

$$h_{B,д} = \frac{\gamma_1 d (mf - 1) + mc_p}{a\gamma_B}. \quad (4.63)$$

При $c_p = 0$

$$h_{B,д} = \frac{\gamma_1}{a\gamma_B} d (mf - 1). \quad (4.64)$$

Значения коэффициентов a и a' находим на основании обобщенных экспериментальных данных (табл. 4.2), полученных нами и другими исследователями в грунтовых лотках, на русловой площадке и в натурных условиях при наблюдении за формированием откосов при воздействии на них фильтрационного потока. Для этого представим зависимость (4.61) в следующем виде:

$$m = \frac{1}{f + \frac{c_p}{\gamma_1 d_{90}}} + a \frac{\gamma_B h_B}{\gamma_1 d_{90} f + c_p}. \quad (4.65)$$

Зависимость (4.65) графически изображается прямой с угловым коэффициентом $a = \operatorname{tg} \alpha$ (α – угол наклона прямой). Построим график прямой (рис. 4.9) на основании опытных значений m и

$$S = \frac{g\rho_B h_B}{g\rho_1 d_{90} f + c_p}$$

бу наименьших квадратов показала, что можно принять коэффициент

$$a = \frac{m}{S} = 0,002 \quad (\text{полагая } c_p = 0, \text{ для данных грунтов } a' = 0,00178).$$

Таким образом, расчетная полуэмпирическая зависимость для определения коэффициента заложения откоса в песчаных грунтах в зоне выхода грунтового потока имеет вид

$$m = \frac{g\rho_1 d_{90} + 0,002 g\rho_B h_B}{g\rho_1 d_{90} f + c_p}, \quad (4.66)$$

а формула для определения допустимой высоты высачивания грунтовых вод

$$h_{\text{в.д}} = \frac{500 \left[g\rho_1 d_{90} (mf - 1) + mc_p \right]}{g\rho_B}. \quad (4.67)$$

При отсутствии непосредственных измерений $h_{\text{в}}$, что обычно имеет место на стадии проектирования, оценку местной устойчивости фильтрующего откоса (при $h_{\text{в}} \geq h_{\text{в}}'$) производят по теоретической формуле (4.56) в такой последовательности:

- устанавливают коэффициент m_0 заложения откоса в первоначальном предельном равновесии без учета эрозионного действия поверхностного потока, т. е. принимают в формуле (4.56) параметр $a_2 = 0$, или приближенно по формуле (4.57);

- определяют по зависимости (4.30) высоту $h_{\text{в}}$ высачивания грунтовых вод на откос с коэффициентом заложения m_0 ;

- уточняют значение коэффициента m по формуле (4.56) с учетом действия поверхностного потока, образующегося на откосе высачивающейся грунтовой водой, подставляя в эту формулу численное значение a_2 с расчетной высотой $h_{\text{в}}$.

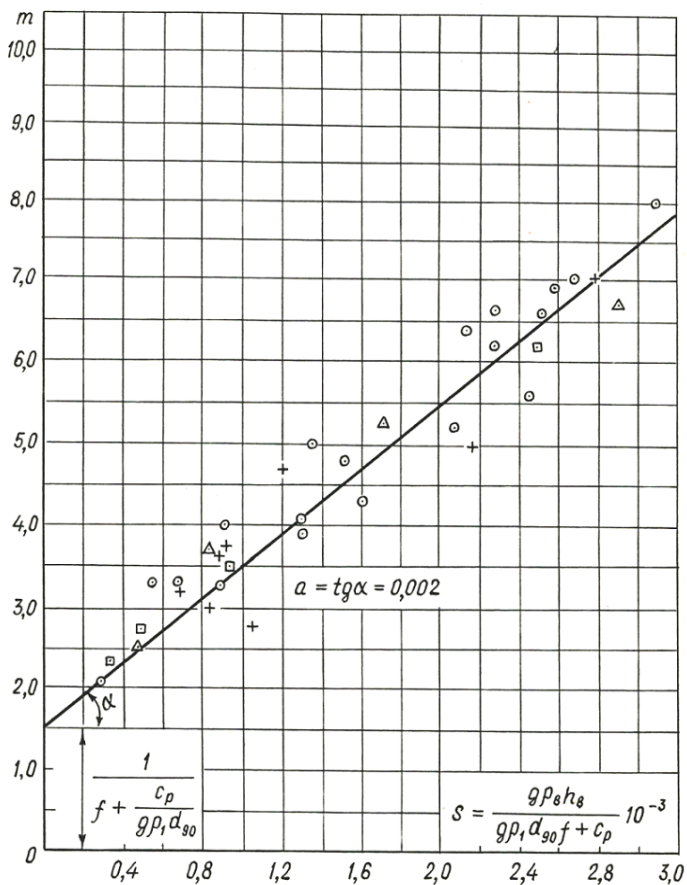


Рис. 4.9. Экспериментальная зависимость $m = f\left(\frac{9\rho_8 h_8}{9\rho_1 d_{90} f + c_p}\right)$

Опытные данные, приведенные в табл. 4.2, получены на песчаных откосах, формирующихся при указанных высотах высачивания h_b в условиях длительного воздействия установившегося фильтрационного потока.

Таблица 4.2. Опытные значения коэффициента заложения откоса в зоне высачивания грунтовых вод

Номер опыта	Место проведения опытов	ПК, берег	Плотность частиц грунта ρ_p , кг/м ³	Коэффициент пористости e	Плотность грунта, взвешенного водой ρ_1 , кг/м ³	Коэффициент внутреннего трения грунта в во-де, f	Сцепление грунта в во-де c_p , Па	Диаметр зерен грунта d_{90} , м	Высота высачивания, h_b , м	$\frac{f + \frac{c_p}{d_{90}}}{1}$	$\frac{\rho_{p, d_{90} + c_p}}{\rho_{h_b}} \cdot 10^{-3}$	Средний измеренный коэффициент
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Русловая площадка	Модель откоса	2670	0,69	988	0,6	0,12	0,53	0,7	1,61	2,15	5
2	»	»	2670	0,69	988	0,6	0,12	0,53	0,9	1,61	2,76	7
3	»	»	2680	0,52	1105	0,715	0,12	1	0,55	1,25	0,686	3,22
4	Грунтовые лотки	»	2660	0,69	982	0,61	0,22	0,45	0,35	1,51	1,2	4,7
5	»	»	2625	0,68	967	0,65	0,29	0,225	0,15	1,28	0,882	3,69
6	»	»	2665	0,65	1009	0,6	0,12	0,4	0,21	1,59	0,827	3
7	»	»	2665	0,65	1009	0,6	0,12	0,4	0,2	1,59	0,906	3,75

Продолжение табл. 4.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
8	Грунтовой лугок	»	2630	0,6	1019	0,57	0,26	0,32	0,615	1,54	2,9	6,67
9	»	»	2630	0,6	1019	0,57	0,26	0,32	0,365	1,54	1,72	6,25
10	»	»	2630	0,6	1019	0,57	0,26	0,32	0,175	1,54	0,83	3,52
11	»	»	2630	0,6	1019	0,57	0,26	0,32	0,1	1,54	0,472	2,5
12	р. Оресса	0+30, П	2650	0,49	1107	0,63	0,03	0,62	0,99	1,57	2,27	6,2
13	»	0+30, Л	2650	0,49	1107	0,63	0,03	0,6	0,64	1,57	1,52	4,8
14	»	1+30, П	2670	0,54	1084	0,64	0,24	0,44	0,3	1,42	0,89	3,3
15	»	9, Л	2660	0,49	1114	0,64	0,12	0,39	0,2	1,48	0,68	3,3
16	»	20, Л	2600	0,6	1000	0,64	0,06	0,35	0,48	1,51	2,07	5,2
17	»	34, Л	2650	0,6	1031	0,6	0,28	0,36	0,34	1,42	1,3	3,9
18	р. Оресса	37+50, П	2650	0,65	1000	0,62	0,09	0,37	0,07	1,54	0,29	2,1
19	»	39, Л	2660	0,54	1078	0,63	0,24	0,41	0,4	1,43	1,29	4,1
20	»	40+38, Л	2650	0,6	1031	0,63	0,12	0,41	0,38	1,5	1,35	5
21	»	41, Л	2640	0,68	976	0,63	0,12	0,3	0,43	1,46	2,14	6,4
22	»	42, Л	2650	0,6	1031	0,63	0,12	0,3	0,76	1,37	3,36	7
23	»	42+67, П	2620	0,56	1038	0,66	0,06	0,39	0,15	1,47	0,545	3,3
24	»	42+67, Л	2630	0,56	1045	0,69	0,06	0,29	0,35	1,4	1,61	4,3
25	»	43, Л	2620	0,66	976	0,58	0,28	0,2	0,38	1,3	2,52	6,6
26	»	48, П	2620	0,67	970	0,58	0,28	0,16	0,34	1,22	2,67	7,06
27	р. Морочь	0+0,5	2670	0,58	1057	0,66	0,12	0,42	96	1,43	3,1	8
28	»	0+0,5	2650	0,56	1058	0,67	0,12	0,44	0,75	1,42	2,28	6,6
29	»	0+20	2660	0,58	1051	0,66	0,16	0,42	0,81	1,41	2,59	5,9

Окончание табл. 4.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
30	»	0+43	2650	0,61	1025	0,64	0,17	0,4	0,7	1,44	2,46	5,6
31	»	2	2640	0,64	1000	0,62	0,14	0,39	0,24	1,5	0,923	4
32	Малый грунтовый лоток	Модель откоса	2670	0,69	988	0,59	0,12	0,5	0,1	1,63	0,329	2,3
33	То же	»	2670	0,69	988	0,59	0,12	0,5	0,15	1,63	0,494	2,74
34	Большой грунтовый лоток	»	2630	0,6	1019	0,57	0,26	0,32	0,2	1,54	0,943	3,5
35	То же	»	2630	0,6	1019	0,57	0,26	0,32	0,53	1,54	2,5	6,2

Расчетное значение коэффициента устойчивого фильтрующего откоса без крепления назначается в соответствии с гидрологическим режимом работы канала или сооружения. Так, если после начальной стадии формирования откоса параметры грунтового потока изменяются таким образом, что напор H_1 уменьшается и эрозионные процессы поверхностным потоком не развиваются, то за расчетный может быть принят коэффициент заложения $m = m_0$. Такой же расчетный коэффициент принимается и в тех случаях, когда грунты крупнозернистые ($d \geq 1-2$ мм) или содержат указанную крупную фракцию в количестве не менее 10–15 % по массе, а также тогда, когда откосы предварительно, до начала высачивания грунтовых вод с расчетным уровнем, закреплены растительным грунтом, дерном, крупнозернистой пригрузкой.

Если найденное по расчету значение коэффициента m превышает приведенное в табл. 4.3, то принимают его меньшую величину (не выше, чем в таблице), а затем определяют по формуле (4.30) высоту h_b , по которой проектируют параметры фильтрующего крепления, обеспечивающего устойчивость откоса с принятым m , по методике, излагаемой в главе 5.

Для определения коэффициента m заложения песчаного откоса, устойчивого в зоне продолжительного высачивания грунтового потока, можно использовать простую полуэмпирическую зависимость (4.66), проверенную на опытных данных (см. табл. 4.2), при коэффициенте внутреннего трения грунта в воде $f = 0,55-0,72$ и диаметре крупной фракции грунта $d_{90} = 0,00015-0,001$ м. Порядок расчета следующий:

1) задаются некоторым значением m ; в первом приближении это значение для откосов каналов можно определить по формуле (4.66), используя ориентировочные данные: $h_b = 0,25H$ (H – глубина русла);

2) по формуле (4.30) или для каналов по графикам (см. рис. 4.7) уточняют значение высоты высачивания h_b грунтовых вод на откос, соответствующее принятому m ;

3) по формуле (4.67) определяют допустимую высоту высачивания $h_{в.д}$ для принятого m и заданных свойств грунта;

4) сравнивают значения h_b по (4.30) и $h_{в.д}$ по (4.67).

Если окажется, что $h_{в.д} \geq h_b$, то при заданном коэффициенте m откос будет устойчив. Если же $h_{в.д} < h_b$, то задаются большим значе-

нием m и расчет повторяют в таком порядке до тех пор, пока не сравняются значения $h_{в}$ и $h_{в.д.}$. Практически шаг Δm изменения m принимают равным $\Delta m = 0,25$. При использовании для расчетов ЭВМ уравнения (4.30) и (4.67) приравнивают и получают значение m устойчивого откоса при $h_{в} = h_{в.д.}$

Преимуществом формулы (4.56) является то, что по ней можно определять значения коэффициента m_0 заложения откоса, формирующегося в начальной стадии только под действием фильтрационного давления, а также коэффициента m при длительном воздействии на откос установившегося фильтрационного и поверхностного потоков.

Для оценки местной устойчивости откосов в условиях продолжительной фильтрации грунтовых вод в пределах изученных свойств песчаных грунтов проще использовать полуэмпирическую формулу (4.66), которая в диапазоне этих свойств показывает хорошую сходимость с опытными данными (см. табл. 4.2). За пределами ее применимости, а также при необходимости получения значения m_0 или отдельно m_0 и m следует пользоваться теоретической зависимостью (4.56), которая дает достоверные данные при высоте высачивания $h_{в} > h_{в}'$.

4.4. Допускаемая скорость снижения уровня воды в русле из условия местной устойчивости фильтрующих откосов

В осушительных каналах, предназначенных для одностороннего сброса излишней воды, неустановившееся, плавно изменяющееся движение руслового потока наблюдается только в период весенних, летне-осенних и ливневых паводков. Такие паводки проходят обычно в течение нескольких дней (при наличии подпора со стороны водоприемника – недель) и, следовательно, сам процесс снижения уровней воды, хотя и вызывает гидродинамические силы, идет здесь более плавно, чем в осушительно-увлажнительных и водопроводящих каналах в зоне действия насосных станций и водорегулирующих сооружений, где он может определяться часами, а в отдельных случаях и минутами. Поэтому при расчете устойчивости фильтрующих откосов гидрологический режим обычных осушительных каналов можно приближенно рассматривать как установившейся. Режим работы шлюзованных и водоподводящих каналов

у насосных станций более правильно считать неустановившимся. Эти особенности работы каналов в переменном режиме требуют специального подхода к оценке устойчивости их откосов, которая обеспечивает в том случае, если скорость снижения $v_{\text{сн}}$ уровня воды в русле (в нижнем бьефе) не будет превышать максимально допустимую скорость снижения $v_{\text{сн}}$, а высота высачивания $h_{\text{в.н}}$ грунтовых вод на откос в условиях неустановившейся фильтрации – допустимую высоту $h_{\text{в.д}}$.

Теоретически решение такой задачи сводится к установлению функциональной связи между высотой высачивания $h_{\text{в.н}}$ грунтовых вод на откос при неустановившемся режиме фильтрации и скоростью снижения $v_{\text{сн}}$ уровня воды в русле или бьефе (см. рис. 4.3, б). Разработки в этом направлении или не доведены до численного решения, или достоверны в ограниченных пределах и поэтому не всегда применимы для оценки режима работы мелиоративных каналов. Так, В. М. Шестаковым получена указанная выше связь исходя из дифференциального уравнения Буссинеска:

$$h_{\text{в.н}} = \left(\frac{\sqrt{0,9h_2 + 4AB} - 0,95\sqrt{h_2}}{2A} \right)^2, \quad (4.68)$$

где $A = 0,75 + 2mh_2 \left(\frac{m}{\sqrt{\pi at}} - \frac{m^2 v_{\text{сн}}}{4a} \right) - \frac{m^2}{4at} (H_0^2 - h_2^2)$;

$$B = (H_0^2 - h_2^2) \left(\frac{m}{\sqrt{\pi at}} - \frac{m^2 v_{\text{сн}}}{4a} \right) + m \frac{q_0}{k} ;$$

$a = \frac{kh_{\text{ср}}}{\mu}$ – коэффициент урвннепроводности; μ – активная пористость (водоотдача) грунта в долях единицы;

$h_{\text{ср}} = \frac{h_1 + h_2}{2}$ – средняя глубина снижения уровня воды;

h_1, h_2 – глубина воды в бьефе сооружения или русле соответственно до и после снижения;

k – коэффициент фильтрации грунта.

При исходном одинаковом уровне русловых и грунтовых вод можно принять $H_0 = h_1$, $q_0 = 0$.

Однако, эта зависимость рекомендуется к применению только при $h_{в.н} / h_2 \leq 10$ и значениях критерия

$$k_{кр} = \frac{m^2 v_{сн} \mu (h_1 - h_2)}{k (h_2 + h_1)} < 0,25. \quad (4.69)$$

В режиме работы мелиоративных каналов, где часто глубина снижения $h_{сн} = 0,3-0,8$ м, и особенно в мелкозернистых и пылеватых песках с относительно малыми значениями коэффициента фильтрации $k = 0,2-5$ м/сут, случаи, когда $k_{кр} < 0,25$, встречаются редко и практически не всегда можно воспользоваться этими формулами. При $k_{кр} > 0,25$ решение получено в очень сложном виде (с необходимостью использования функций Гаусса-Крампа).

Р. Р. Чугаев [104] полагает, что при снижении уровня воды в бьефе ($h_{сн}$) учитывать фактор снижения уровня грунтовых вод в теле откоса ($z_{сн}$) следует только тогда, когда величина $z_{сн} \geq 0,1 h_{сн}$; при $z_{сн} < 0,1 h_{сн}$ местную устойчивость откосов следует рассматривать в условиях быстрого (мгновенного) снижения горизонта воды в бьефе, т. е. теоретически при $v_{сн} = \infty$. В таких же условиях, без учета влияния скорости снижения уровня воды в русле на высоту высачивания грунтовых вод, рассмотрена задача местной устойчивости откосов Н. М. Кризским.

Величину снижения горизонта грунтовых вод в приоткосной зоне $z_{сн}$ за время t Р. Р. Чугаев предлагает определять по следующей простой зависимости:

$$z_{сн} = v_r t = \frac{k}{n_s} J_{ср} t, \quad (4.70)$$

где $J_{ср}$ – гидравлический уклон неустановившегося грунтового потока (средний за время t);

v_r – действительная скорость движения воды в порах грунта.

Однако Р. Р. Чугаев не дает методики определения гидравлического уклона J_{cp} , а лишь отмечает, что он не может быть больше единицы. Фактически же $J_{cp} \approx 0,35 \dots 0,10$ и менее. Очевидно, что при таком большом колебании рекомендуемых значений J_{cp} трудно получить достоверные величины снижения горизонта грунтовых вод.

В. М. Шестаков показал, что средний уклон депрессии неустановившегося фильтрационного потока J_{cp} зависит от соотношений минимального и максимального уровня воды в бьефе $\delta' = h_2 / h_1$, а также от скорости снижения этого уровня v_{ch} , коэффициента фильтрации k и активной пористости грунта μ : $i = \mu v_{ch} / k$. Для $\delta' > 0,2$ и $i = 0,05-0,5$ им построены графики (рис. 4.10) для определения J_{cp} при коэффициенте заложения откоса $m = 2-3$.

Из рис. 4.3, б видно, что высоту высачивания грунтовых вод в момент достижения русловым потоком заданного уровня снижения можно получить как разницу $h_{в.н} = h_{ch} - z_{ch}$.

Подставляя сюда значение z_{ch} из формулы (4.70) и выражая время $t = h_{ch} / v_{ch}$, получаем приближенную формулу для определения $h_{в.н}$ при неустановившемся движении грунтовых вод

$$h_{в.н} = h_{ch} \left(1 - \frac{k J_{cp}}{n_s v_{ch}} \right), \quad (4.71)$$

где J_{cp} определяется по графикам Шестакова (рис. 4.10).

Заменяя в уравнении (4.71) величину $h_{в.н}$ на допустимую высоту высачивания неустановившегося потока $h'_{в.д}$ и решая его относительно v_{ch} , получаем следующее выражение для определения максимально допустимой скорости снижения уровня воды в русле канала или бьефе сооружения

$$v_{ch.д} = \frac{h_{ch} k J_{cp}}{n_s (h_{ch} - h'_{в.д})}. \quad (4.72)$$

Более точной является формула (4.37) для определения высоты высачивания $h_{в.н}$ неустановившегося потока, полученная нами.

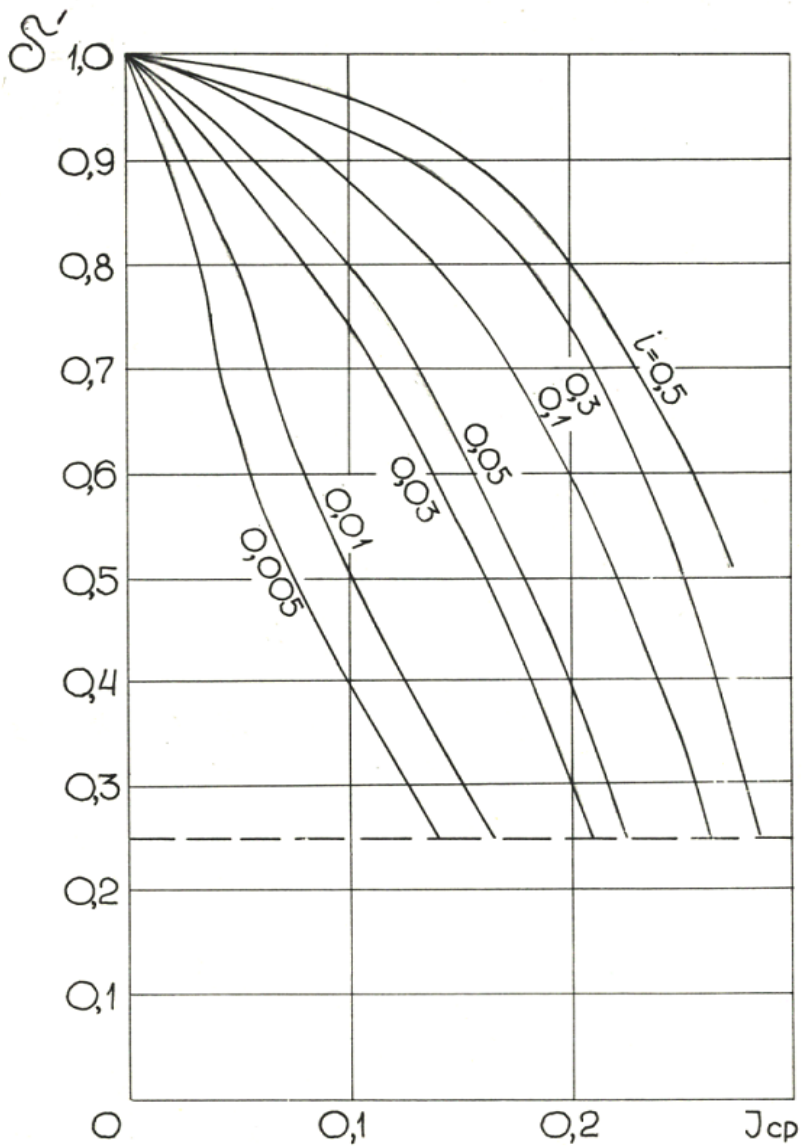


Рис. 4.10. График для определения уклона депрессии неустановившегося грунтового потока (по Шестакову)

Для проверки приведенных выше формул по определению высоты высачивания на откос неустановившегося фильтрационного потока при снижении уровня воды в бьефе автором проведены опыты в грунтовом лотке (см. рис. 4.1) на откосе высотой 2 м, сложенном мелкозернистым песчаным грунтом со следующими характеристиками: коэффициент фильтрации $k = 1,43$ м/сут (0,06 м/ч); коэффициент внутреннего трения грунта в воде $f = 0,57$; расчетный диаметр $d_{90} = 0,32$ мм; пористость $n_s = 0,375$; коэффициент пористости $\varepsilon = 0,60$; плотность частиц $\rho_s = 2630$ кг/м³; структурное сцепление при разрыве в воде $c_p = 0,26$ Па. Откосу придавались различные коэффициенты заложения: $m = 1,1; 1,45; 2,0; 2,7$ и для сохранения его в стабильном состоянии он пригружался слоем мелкого гравия. Положение кривой депрессии фиксировалось путем одновременного измерения уровня грунтовых вод в скважинах (диаметром 1,5 см) электрическими контактными датчиками и пьезометрами. Опытные данные и расчетные значения высоты $h_{в.н}$ приведены в табл. 4.3.

Отклонения значений $h_{в.н}$, рассчитанных по формуле (4.37), от измеренных составили 10–25 % (в сторону завышения при $h_{сн} > 0,5$ м), а по зависимости (4.71) – в 1,2–1,5 раза при $h_{сн} \leq 0,15$ м и в 3–4 раза при $h_{сн} \geq 0,5$ м; формула (4.68) показала занижение $h_{в.н}$ по сравнению с опытными данными в среднем в 2–2,5 раза. Поэтому в качестве исходной формулы для определения допустимой скорости снижения уровня воды $v_{сн.д}$ исходя из местной устойчивости откосов использована как более точная (при $h_{в.н} < h_{сн}$) зависимость (4.37).

Таблица 4.3. Опытные и расчетные значения высоты высачивания неустойчившегося грунтового потока на откос

№ п/п	Коэф. откоса m	Линейные параметры, м				$t, \text{ч}$	$v_{\text{сн}}, \text{м/ч}$	μ	$\bar{q}_{\text{н}}, \text{М}$	$h_{\text{в,н}}$ (опыт), м	Значения $h_{\text{в,н}}$ (м) по формулам		
		H_0	h_1	h_2	$h_{\text{сн}}$						Автора (4.37)	Чугаева (4.71)	Шестакова (4.68)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1,1	1,40	1,40	1,09	0,31	5,9	0,05	0,0445	0,132	0,046	0,043	0,220	0,016
2	1,1	1,40	1,40	1,0	0,39	7,4	0,05	0,0484	0,152	0,05	0,050	0,240	0,023
3	1,1	1,40	1,40	0,9	0,50	9,9	0,05	0,053	0,178	0,061	0,062	0,276	0,031
4	1,45	1,36	1,36	0,66	0,70	7,0	0,10	0,058	0,26	0,11	0,153	0,431	0,109
5	1,45	1,36	1,36	0,86	0,50	5,0	0,10	0,052	0,214	0,08	0,099	0,356	0,068
6	2,05	1,40	1,40	0,66	0,74	5,0	0,15	0,060	0,288	0,25	0,261	0,574	0,184
7	2,05	1,40	1,40	0,91	0,49	5,0	0,10	0,052	0,183	0,09	0,098	0,349	0,086
8	2,05	1,50	1,50	0,76	0,74	4,9	0,15	0,060	0,296	0,19	0,221	0,550	0,160
9	2,05	1,41	1,41	0,81	0,60	4,0	0,15	0,0568	0,261	0,19	0,162	0,453	0,133
10	2,56	1,20	1,20	0,75	0,45	3,0	0,15	0,0516	0,188	0,11	0,115	0,344	0,090
11	2,56	1,20	1,20	0,70	0,50	3,3	0,15	0,053	0,197	0,11	0,134	0,378	0,106
12	2,7	1,90	0,54	0,39	0,15	0,25	0,60	0,0357	0,110	0,10	0,100	0,142	0,043
13	2,7	1,90	0,39	0,12	0,27	0,64	0,42	0,0434	0,110	0,27	0,239	0,244	0,106
14	2,7	1,70	0,77	0,62	0,15	0,18	0,86	0,0357	0,162	0,13	0,133	0,144	0,046
15	2,7	1,70	0,62	0,47	0,15	0,18	0,83	0,0357	0,142	0,13	0,133	0,144	0,048
16	2,7	1,70	0,47	0,32	0,15	0,30	0,50	0,0357	0,0948	0,13	0,087	0,140	0,042
Относительное среднеарифметическое отклонение, %											3,2	188	-34
Относительное среднеквадратическое отклонение, %											17,1	343	43,5

Заменяя в формуле (4.37) величину $h_{в.н}$ на допустимую высоту высачивания $h'_{в.д}$ неустановившегося фильтрационного потока и решая ее совместно с уравнением (4.34) относительно $v_{сн}$, получим следующее выражение для определения максимально допустимой скорости снижения воды в русле канала или бьефе сооружения:

$$v_{сн.д} = \frac{4\pi m(m+0,5)^2 k (h_1 + 2h_2) h_{в.д}'^2}{3\mu (h_{сн} - h_{в.д}') (h_1 + h_2)^2} \times \left[\frac{m+1,5}{m+1} h_2 \left(\frac{m+1,5}{m+1} h_2 + 2h_{в.д}' \right) + h_{в.д}'^2 \right] \times \left\{ 4h_{в.д}' (m+0,5)^2 \left[h_{в.д}' (m+0,5)^2 + mh_2 \right] + m^2 h_2^2 \right\} \quad (4.73)$$

Для конкретных коэффициентов заложения откосов, обычно принимаемых при проектировании каналов осушительно-увлажнительных систем в песчаных грунтах, формула (4.73) упрощается:

при $m = 2,0$

$$v_{сн.д} = \frac{52,3k (h_1 + 2h_2) h_{в.д}'^2 \left[1,17h_2 (1,17h_2 + 2h_{в.д}') + h_{в.д}'^2 \right]}{\mu (h_{сн} - h_{в.д}') (h_1 + h_2)^2 \left[25h_{в.д}' (6,25h_{в.д}' + 2h_2) + 4h_2^2 \right]}; \quad (4.74)$$

при $m = 2,5$

$$v_{сн.д} = \frac{94,2k (h_1 + 2h_2) h_{в.д}'^2 \left[1,14h_2 (1,14h_2 + 2h_{в.д}') + h_{в.д}'^2 \right]}{\mu (h_{сн} - h_{в.д}') (h_1 + h_2)^2 \left[36h_{в.д}' (9h_{в.д}' + 2,5h_2) + 6,25h_2^2 \right]}; \quad (4.75)$$

при $m = 3,0$

$$v_{сн.д} = \frac{94,2k (h_1 + 2h_2) h_{в.д}'^2 \left[1,125h_2 (1,125h_2 + 2h_{в.д}') + h_{в.д}'^2 \right]}{\mu (h_{сн} - h_{в.д}') (h_1 + h_2)^2 \left[49h_{в.д}' (12,25h_{в.д}' + 3h_2) + 9h_2^2 \right]}. \quad (4.76)$$

Для практических расчетов (более достоверных при $h_{\text{сн}} \leq 1$ м) можно использовать формулу (4.77), которая является аппроксимацией зависимости (4.73) при условии, что после снижения уровня воды в русле глубина h_2 в нем остается не менее 0,5 м,

$$v_{\text{сн.д}} = \frac{6kmh_{\text{в.д}}'^2}{\mu(h_{\text{сн}} - h_{\text{в.д}}')(m + 0,5)^2 h_{\text{сн}}} \quad (4.77)$$

Для определения $v_{\text{сн.д}}$ в этих формулах неизвестной величиной является допустимая высота высачивания $h_{\text{в.д}}'$ грунтовых вод на откос неустановившегося фильтрационного потока.

Полуэмпирическая зависимость (4.67) выведена на основании опытных данных, полученных на откосах, формирующихся при указанных в табл. 4.4 значениях высоты высачивания $h_{\text{в}}$ в условиях длительного воздействия установившегося фильтрационного потока. Максимальные значения $h_{\text{в.н}}$ при неустановившейся фильтрации в период достижения заданного снижения уровня воды в русле канала или бьефе сооружения обуславливают начальную деформацию откоса под действием гидродинамического давления фильтрационного потока. Затем зона высачивания грунтовых вод постепенно снижается и эрозионное действие поверхностного потока во времени ослабевает. Однако аналитического учета этого действия на откос при неустановившейся фильтрации с учетом постепенного снижения $h_{\text{в.н}}$ пока не найдено. Поэтому в практических расчетах допустимую высоту высачивания грунтовых вод на откос с переменным уровнем воды в бьефе или русле рекомендуется определять (с некоторым запасом) по формуле (4.67), увеличивая значения $h_{\text{в.д}}$ в 1,2 раза, т. е.

$$h_{\text{в.д}}' = \frac{600 \left[g\rho_1 d_{90} (mf - 1) + mc_p \right]}{g\rho_{\text{в}}} \quad (4.78)$$

По зависимости (4.77) построены графики (рис. 4.11) при $k / \mu = 1$ для $m = 2; 2,5$ и 3. Действительное значение допустимой скорости $v_{\text{сн.д}}$ получают путем умножения безразмерной ординаты $v'_{\text{сн.д}}$ на от-

ношение k / μ . Из графиков видно, что увеличение глубины $h_{\text{сн}}$ существенно сказывается на уменьшении $v'_{\text{сн.д}}$. Поэтому снижение уровня воды небольшими ступенями повышает устойчивость откосов и может осуществляться с большими скоростями $v_{\text{сн}}$. При $h_{\text{сн}} < h'_{\text{в.д}}$ скорость снижения $v_{\text{сн}}$ может быть сколь угодно большой, так как при этом местная устойчивость откосов не будет нарушена.

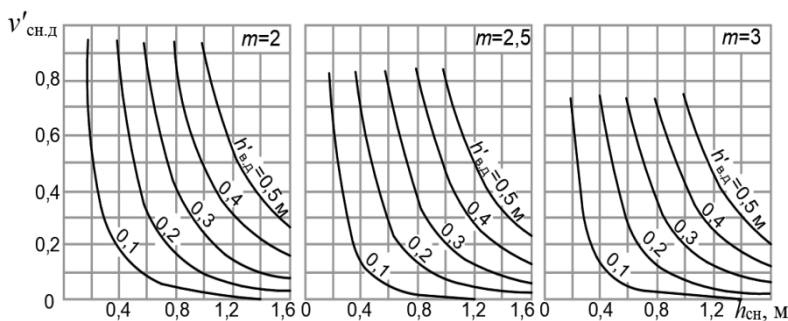


Рис. 4.11. Графики для определения безразмерной величины допустимой скорости снижения $v'_{\text{сн.д}}$ уровня воды в русле (бьефе) при $k / \mu = 1$

Фактическую скорость снижения уровня воды во время ее откачки у насосной станции измеряют непосредственно в русле или определяют по формулам А. П. Русецкого [64].

Устойчивость незакрепленных откосов будет обеспечена тогда, когда фактическая скорость снижения $v_{\text{сн}}$ уровня воды в канале, рассчитанная по формулам или непосредственно измеренная у сооружения, не будет превышать допускаемую $v_{\text{сн.д}}$, т. е. при $v_{\text{сн}} \leq v_{\text{сн.д}}$.

Пример расчета. Определить допустимую скорость снижения уровня воды в канале из условия устойчивости откосов, сложенных мелкозернистым песчаным грунтом со следующими характеристиками: крупность зерен $d_{50} = 0,0002$ м, $d_{90} = 0,0004$ м; коэффициент внутреннего трения грунта в воде $f = 0,60$; удельное структурное сцепление грунта при разрыве в воде $c_p = 0,21$ Па; плотность частиц $\rho_s = 1000$ кг/м³; коэффициент пористости $\varepsilon = 0,65$; коэффициент фильтрации $K = 0,125$ м/ч (3 м/сут); коэффициент заложения откоса

$m = 2,5$; глубина воды в канале до снижения $h_1 = 2,0$ м, после снижения $h_2 = 1,4$ м, т. е. $h_{\text{сн}} = 0,6$ м.

Определяем коэффициент водотдачи грунта по формуле (4.35):

$$\mu = 0,275 \cdot 0,125^{0,5} \cdot 0,6^{0,333} = 0,082.$$

Плотность взвешенного водой грунта:

$$\rho_1 = \frac{\rho_s - \rho_v}{1 + \varepsilon} = \frac{2650 - 1000}{1 + 0,65} = 1000 \text{ кг/м}^3.$$

Находим допустимую высоту высачивания грунтовых вод на откосе по формуле (4.78):

$$h'_{\text{в.д}} = \frac{600 \left[9,81 \cdot 1000 \cdot 0,0004 \cdot (2,5 \cdot 0,60 - 1) + 2,5 \cdot 0,21 \right]}{9,81 \cdot 1000} = 0,152 \text{ м}$$

и допустимую скорость снижения уровня воды в русле для $m = 2,5$ по формуле (4.77):

$$v_{\text{сн.д}} = \frac{6 \cdot 0,125 \cdot 2,5 \cdot 0,152^2}{0,082 \cdot (0,6 - 0,152) \cdot (2,5 + 0,5)^2 \cdot 0,6} = 0,22 \text{ м/ч.}$$

При скорости снижения уровня воды в канале $v_{\text{сн}} > v_{\text{сн.д}} = 0,22$ м/ч потребуется крепление откосов.

Фактическую скорость снижения $v_{\text{сн}}$ (м/с) уровня воды во время ее откачки у насосной станции можно определить по формулам А. П. Русецкого [64, 80].

Устойчивость незакрепленных откосов будет обеспечена тогда, когда фактическая скорость снижения $v_{\text{сн}}$ уровня воды в канале, рассчитанная по формулам или непосредственно измеренная у сооружения, не будет превышать допустимую $v_{\text{сн.д}}$, т. е. при $v_{\text{сн}} \leq v_{\text{сн.д}}$.

Глава 5. МЕТОДИКА РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ КРЕПЛЕНИЙ ИЗ ФИЛЬТРУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ

5.1. Определение толщины дренирующей пригрузки (наброски) откосов

Чтобы предохранить поверхностный слой откоса от сдвига при оплывании, дренирующая пригрузка должна иметь определенную толщину, соответствующую данным грунтовым и гидродинамическим условиям. Она повышает устойчивость откоса, оказывая на него механический и фильтрационный эффект: механический – за счет собственного веса, так как обладает лучшими физико-механическими характеристиками по сравнению с водонасыщенным грунтом, снижая опасное напряженное состояние в неустойчивом слое откоса, и фильтрационный – в результате резкого снижения выходных градиентов грунтового потока. В самом же слое пригрузки фильтрационное давление практически можно не учитывать. По данным Д. Тейлора (при соблюдении условия К. Терцаги о минимально необходимой водопроницаемости фильтра $D_{15}/d_{15} > 4 - 5$), максимально возможная фильтрационная сила на единицу объема в фильтре составляет примерно 1/16...1/25 от величины фильтрационной силы в грунте.

Существующие методы расчета дренирующей пригрузки откосов дают значительные расхождения между собой и отклонения от опытных данных. Теоретические решения Ю. А. Соболевского, В. Р. Кульбаха и др. не доведены до практического применения и пока могут служить лишь для качественного анализа явления. Р. Р. Чугаев теоретически рассчитал толщину крупнозернистого покрытия для откоса при резком снижении горизонта воды в бьефе. Им получена формула для определения слоя пригрузки в следующем виде:

$$\delta = \delta_1 \frac{\rho_1 f \cos [\alpha + (\Theta_0)_{\text{cp}}] - K_3 \sin [\alpha + (\Theta_0)_{\text{cp}}]}{\rho_n K_3 \sin \alpha - f \cos \alpha}, \quad (5.1)$$

где δ_1 – толщина слоя, в пределах которого грунт может быть неустойчив; выбирается с таким расчетом, чтобы его граничная, параллельная откосу, линия составляла с эквипотенциалью $(\Phi)_{ур}$, входящей в точку уреза воды, угол внутреннего трения грунта φ ; $(\Theta_0)_{ср}$ – среднее (в пределах слоя толщиной δ_1) значение угла Θ_0 между горизонталью и упомянутой эквипотенциалью; $\rho_{п}$ – плотность крупнозернистого покрытия, находящегося частично во взвешенном состоянии и частично над водой:

$$\rho_{п} = \frac{(\rho_{п})_{взв} + (\rho_{п})_{сух}}{2}.$$

В связи со сложностью определения величины δ_1 и $(\Theta_0)_{ср}$ для практического применения Чугаевым построен график $\frac{\rho_{п}}{\rho_1} \cdot \frac{\delta}{h_в} = f(\alpha, \varphi)$, по которому можно определять значения δ ($h_в$ – высота высачивания грунтовых вод на откос).

По формуле (5.1) получена величина пригрузки δ , необходимая для обеспечения устойчивости поверхностного слоя δ_1 на сдвиг вместе с очагом возможного выпора в его нижней части. Такой характер деформаций может иметь место, вероятнее всего, на откосах дамб водохранилищ и крупных водоемов, где пригрузка уложена лишь в зоне переменного уровня воды на более пологой части откоса и как бы нависает над нижней, более крутой его частью. Для такой схемы работы откосов получено также решение Н. М. Кризским. На откосах милиоративных каналов, преимущественно глубиной не более 2–3,5 м, пригрузка отсыпается до их основания. Закрепленному откосу достаточно обладать необходимым сопротивлением сдвигу поверхностного слоя, который, как показали опыты, в условиях безнапорной фильтрации в несвязных и слабосвязных грунтах происходит по плоской или несколько криволинейной поверхности скольжения, начинающейся в массиве откоса, на некотором удалении от точки высачивания, и проходящей к его подошве. Поэтому форма (5.1) Чугаева, хотя и сохраняет общую закономерность распределения

пригрузки на откосах в зависимости от их заложения, высоты высачивания и коэффициента внутреннего трения грунта, но в наших условиях дает результаты, завышенные в 5–10 раз по сравнению с опытными данными.

Меньшие отклонения (в 1,5–2,5 раза) дает формула (5.2) В. М. Шестакова, полученная им из условия предельного равновесия призмы обрушения по вероятной, наиболее опасной плоскости скольжения

$$\delta = \frac{\bar{\alpha} h_b \rho_1}{\rho_n}, \quad (5.2)$$

$$\text{где } \bar{\alpha} = \frac{m \operatorname{tg} \varphi - \frac{\beta \operatorname{tg} \varphi}{m} - \frac{\cos^2 \varphi \operatorname{tg} \varphi \frac{\beta}{m} (1-\beta)}{(1-\sqrt{z})^2} - \beta - 1 - \frac{\cos^2 \varphi (1-\beta)}{(1+\sqrt{z})^2}}{2 \left[\frac{\beta}{(1-\beta)} - \frac{\cos^2 \varphi}{(1+\sqrt{z})^2} \right] - 2 \operatorname{tg} \varphi \left[\frac{m}{(1-\beta)} - \frac{\cos^2 \varphi \frac{\beta}{m}}{(1-\sqrt{z})^2} \right]}$$

δ – толщина слоя пригрузки;

m – коэффициент заложения откоса;

φ – угол внутреннего трения грунта;

z – параметр, учитывающий активное давление грунта на призму обрушения. Для практических расчетов В. М. Шестаковым составлены графики $\bar{\alpha} = f(m \operatorname{tg} \varphi)$.

А. Ф. Печкуров [79] предложил определять толщину слоя фильтрующей пригрузки (m) по формуле

$$\delta = \frac{P_b}{\rho_n I_k [L]}, \quad (5.3)$$

где P_b – масса погруженного в воду фильтрующего крепления, кг; определяется по зависимости

$$P_B = \left(\frac{2l_k H}{\sqrt{1+m^2}} - \frac{l_k^2}{1+m^2} \right) P_0 \cdot \exp \left\{ B \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho_B} + \varepsilon - 1 \right) - \left(\frac{\rho_s}{\rho_B} \varepsilon - 1 \right) \operatorname{tg} \varphi m - \frac{c_c (\varepsilon + 1) \sqrt{1+m^2}}{g \rho_B d} \right] \right\} \quad (5.4)$$

где P_0 – пригрузка откоса при $m = 2,2 \operatorname{ctg} \varphi$; $P_0 = 1,7 \text{ кг/м}^2$;

l_k – ширина полосы крепления откоса, м;

ρ_B – плотность материала крепления в воде, кг/м^3 ;

c_c – структурное сцепление грунта в воде, Па;

$[L]$ – единица линейной размерности, м;

B – опытный параметр, при $h_b \leq 0,5 \text{ м}$ равный 2,5.

Формула (5.3) достоверна в условиях, близких к опытным, т. е. при $h_b \leq 0,5 \text{ м}$.

Нами поставлена задача – получить зависимость для расчета дренирующей пригрузки откосов, которая учитывала бы действие фильтрационных сил в зоне высачивания грунтовых вод и давала приемлемые результаты применительно к устойчивости откосов мелиоративных каналов при различной высоте высачивания и коэффициенте их заложения.

При выводе уравнения используем приближенную расчетную модель с углом наклона откоса меньше угла естественного откоса пригрузки (рис. 5.1).

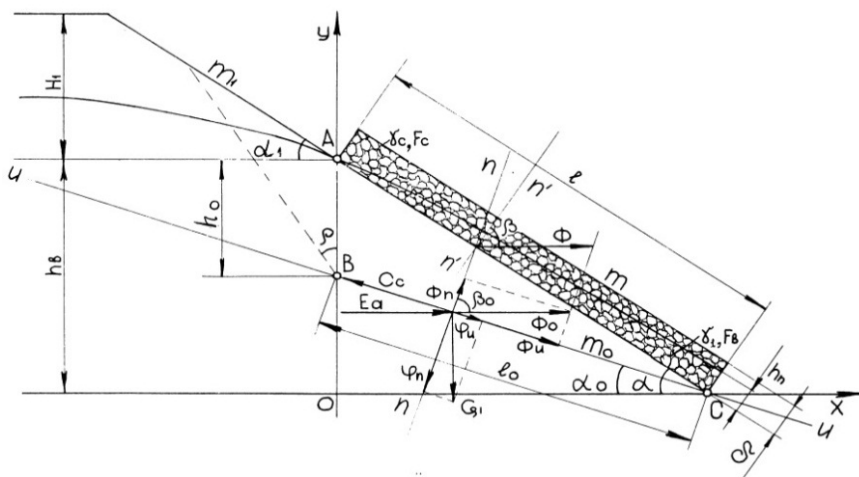


Рис. 5.1. Схема к расчету дренирующей пригрузки откосов

Нами установлено (см. главу 4), что незакрепленный фильтрующий откос принимает предельное равновесие в начальный период обрушения (без учета дальнейшей эрозии поверхностным потоком) при среднем коэффициенте заложения m_0 , определяемом по предложенной нами формуле (4.56) при $a_2 = 0$ или приближенно – по (4.57). Сохранение устойчивости более крутого откоса с коэффициентом заложения m требует определенной массы дренирующей пригрузки, которая должна противостоять суммарному воздействию на откос всех сил со стороны грунтовой призмы ABC (сил тяжести, трения, взвешивания, фильтрации, активного давления выше расположенного грунта).

Проектируя все сдвигающие и удерживающие силы на направление незакрепленного откоса m_0 (условную плоскость сдвига), выводим уравнение предельного равновесия, из которого можно определить искомую массу P или толщину δ дренирующей пригрузки откосов из несвязных грунтов.

Определим силы, действующие на единице протяженности откоса (см. рис. 5.1):

1. Сила тяжести, образуемая массой взвешенного водой грунта в призме ABC,

$$G_1 = \gamma_1 F_\Delta = \frac{1}{2} \gamma_1 h_b^2 m \left(1 - \frac{m}{m_0} \right), \quad (5.5)$$

где площадь призмы

$$F_\Delta = \frac{1}{2} h_b^2 m \left(1 - \frac{m}{m_0} \right).$$

2. Фильтрационная сила

$$\Phi = \gamma_b I_b F_\Delta = \frac{1}{2} \gamma_b h_b^2 m \left(1 - \frac{m}{m_0} \right) \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \beta}, \quad (5.6)$$

где I_b – гидравлический градиент грунтового потока в зоне выхода его на закрепленный откос;

β – угол, который составляет фильтрационная сила с нормалью к откосу.

Составляющие фильтрационной силы:

$$\Phi_{\text{п}} = F_\Delta \gamma_b \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \cos \beta_0 = F_\Delta \gamma_b \frac{\cos \beta_0}{\sin \beta} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+m^2}}; \quad (5.7)$$

$$\Phi_{\text{у}} = F_\Delta \gamma_b \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \cos(90^\circ - \beta_0) = F_\Delta \gamma_b \frac{\sin \beta_0}{\sin \beta} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+m^2}}. \quad (5.8)$$

3. Сила, создаваемая на откосе массой фильтрующей пригрузки,

$$P = \gamma_{\text{п}} \delta l = \gamma_{\text{п}} \delta h_b \sqrt{1+m^2}, \quad (5.9)$$

где $\gamma_{\text{п}}$ – удельный вес материала пригрузки на откосе.

В связи с фильтрационным эффектом гидродинамическое давление в самом слое пригрузки не учитываем.

4. Активное давление грунта на вертикальную плоскость АВ

$$E_a = 0,5h_b^2 \left(1 - \frac{m}{m_0}\right)^2 (\gamma_n \lambda_a - \gamma_b V_c \lambda_0), \quad (5.10)$$

где λ_a, λ_0 – коэффициенты активного давления грунта, которые определяются по формулам:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha_1)}{\cos \alpha_1}}\right]^2}; \quad (5.11)$$

$$\lambda_0 = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (5.12)$$

где $V_c = 1 - n_s$.

Удельный вес фильтрующей пригрузки $\gamma_{\text{п}}$, находящейся в зоне высачивания частично во взвешенном водой и частично сухом состоянии, определим из условия, что высачившаяся через откос вода должна стекать в русло внутри слоя пригрузки.

Максимальная глубина потока $h_{\text{п}}$, стекающего по откосу с уклоном $i_0 = 1/m$ внутри пригрузки,

$$h_{\text{п}} = m \frac{q}{K_{\phi}} = m \frac{K}{K_{\phi}} I_b h_b, \quad (5.13)$$

где K, K_{ϕ} – коэффициенты фильтрации соответственно грунта и фильтрующей пригрузки.

Из рис. 5.1 видно, что

$$\gamma_{\text{п}} = \frac{\gamma_1 F_b + \gamma_c F_c}{F}, \quad (5.14)$$

где γ_1 , γ_c – удельный вес пригрузки соответственно во взвешенном и сухом состоянии;

Площадь пригрузки, взвешенной водой,

$$F_B = 0,5h_B^2 \sqrt{1+m^2} \frac{K}{K_\phi} \cdot I_B m. \quad (5.15)$$

Площадь сухой части пригрузки

$$F_c = F - F_B = h_B \sqrt{1+m^2} \left(\delta - 0,5h_B \frac{K}{K_\phi} \cdot I_B m \right). \quad (5.16)$$

Подставляя значения F_B и F_c из (5.15) и (5.16) в (5.14), после преобразования получим

$$\gamma_{II} = (1-n_s) \left(\gamma_y - 0,5\gamma_B \frac{h_B}{\delta} \cdot \frac{K}{K_\phi} \cdot \frac{m}{\sqrt{1+m^2} \sin\beta} \right), \quad (5.17)$$

где γ_y – удельный вес частиц материала пригрузки.

Значения угла β , определяющего направление действия гидродинамического давления, изменяются по высоте высачивания, уменьшаясь по мере удаления от точки выхода кривой депрессии на откос. Из рис. 5.1 видно, что уменьшение угла β влечет за собой увеличение гидродинамического давления и, следовательно, некоторое увеличение толщины пригрузки к низу откоса. Точную картину изменения поля фильтрационных сил можно установить путем электрогидродинамического моделирования. Для практических целей, как показывают опыты, в расчетах можно принять осредненный фильтрационный поток с горизонтальным направлением фильтрационной силы ($\beta = 90^\circ - \alpha$; $I_B = 1/m$). Тогда, суммируя проекции всех сил на направление откоса в предельном равновесии, после преобразования получим расчетную формулу для определения толщины фильтрующей пригрузки, которая учитывает основные физические и физико-механические характеристики защищаемого

грунта и материала пригрузки, высоту высачивания грунтовых вод на откос и коэффициент его заложения:

$$\delta = 0,5h_B \left\{ \frac{m_0 - m}{\rho(f_{\Pi} m_0 - 1) m_0 \sqrt{1 + m^2}} \left[\rho_1 m (1 - m_0 f) + \rho_B (m_0 + f) + (m_0 - m) \left(1 + \frac{f}{m_0} \right) (\rho_{\Pi} \lambda_a - \rho_B V_C \lambda_0) \right] + \frac{\rho_B K}{\rho_y K_{\Phi}} \right\}. \quad (5.18)$$

Полученное по формуле значение δ умножают на коэффициент запаса K_3 , учитывающий неравномерность распределения пригрузки по откосу, $K_3 = 1 + 0,2 \sqrt{h_{кр}}$ ($h_{кр}$ – высота крепления, м).

Конструктивно толщину пригрузки назначают не менее 0,1 м и принимают $\delta \geq 3D$ во избежание вымыва грунта через межзерновые полости материала пригрузки (D – средний диаметр материала пригрузки).

Коэффициент трения пригрузки в контактном с откосом слое f_{Π} можно принимать равным коэффициенту внутреннего трения крупнозернистого материала пригрузки, т. е. 0,9–1,0 только для оценки опытов на лабораторных моделях, когда хорошо отсортированный материал отсыпается по тщательно спланированному откосу до начала его водонасыщения. В производственных условиях материал пригрузки отсыпается при высачивании грунтовых вод. При этом нижний слой пригрузки частично погружается во взвешенный водой грунт откоса и поэтому коэффициент f_{Π} в этом слое уменьшается. В практических расчетах, как показывают производственные опыты, можно принимать среднее значение $f_{\Pi} = 0,7$ для крупнозернистой пригрузки из гравия, $f_{\Pi} = 0,8$ – для щебня и $f_{\Pi} = 0,9$ – для пористого бетона.

Начальный коэффициент заложения незакрепленного откоса определяют по нашей формуле (5.19), получаемой из зависимости (4.56) при $a_2 = 0$:

$$m_0 = \frac{(\rho_1' + 1) + \sqrt{(\rho_1' + 1)^2 + 4f^2 \rho_1'}}{2f\rho_1'}, \quad (5.19)$$

или при $\rho_1' = 1$, приближенно по (4.57).

Незакрепленный откос с коэффициентом заложения $m \geq m_0$ сохраняет свое равновесие при воздействии сил фильтрации в начальный период и для защиты его от эрозионного действия поверхностного слоя требуется крупнозернистая пригрузка некоторой толщины δ_0 .

Значение δ_0 получим из (5.18) при $m = m_0$

$$\delta_0 = 0,5h_b \frac{\rho_b K}{\rho_y K_\phi}. \quad (5.20)$$

Массу фильтрующей пригрузки в сухом состоянии P_c на единицу площади откоса легко определить по формуле

$$P_c = \rho_c \delta, \quad (5.21)$$

где ρ_c – плотность пригрузки в сухом состоянии.

Высота высачивания h_b над расчетным горизонтом воды определяется по нашим формулам (4.30) или (4.37).

По формуле (5.18) нами составлены графики $\delta / h_b = f(m)$ (рис. 5.2) при соотношении коэффициента фильтрации грунта и фильтрующего крепления $K / K_\phi = 0,10$ для пригрузки из сыпучего крупнозернистого материала с плотность $\rho_c = 1600 \text{ кг/м}^3$ и одинаковым по всей высоте заложения откоса ($m = m_1$), что чаще всего проектируют. Чтобы получить значение δ , снятую из графика безразмерную ординату δ_1 / h_b умножают на расчетную высоту высачивания h_b и на коэффициент запаса K_3 .

На рис. 5.3 представлен график $\delta_1 \rho_c / h_b = f(m)$, с помощью которого легко определить толщину фильтрующей пригрузки с любой плотностью ρ_c и соотношением K / K_ϕ . Расчет производится в следующем порядке. По графикам при заданных m и f находят значение ординаты $\delta_1 \rho_c / h_b$, которое делят на фактическую плотность крупнозернистого материала ρ_c и умножают на h_b , получая толщину слоя пригрузки δ_1 , необходимую для защиты откоса от действия фильтрационного давления. Затем вычисляют по формуле

(5.20) дополнительный слой пригрузки δ_0 , предохраняющий откос от поверхностного потока. Расчетное значение δ получают как сумму $\delta = K_3 (\delta_1 + \delta_0)$.

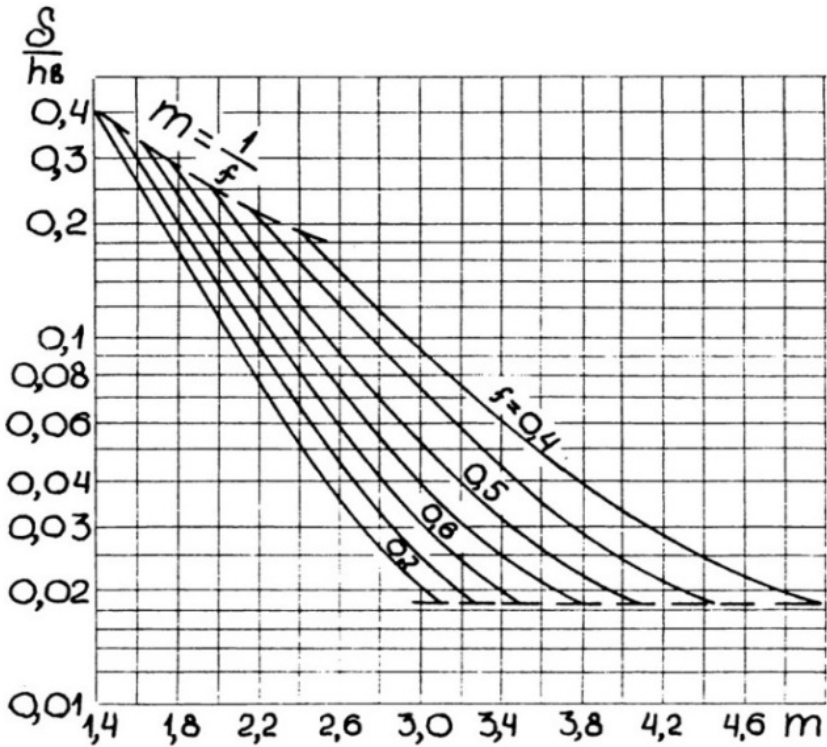


Рис. 5.2. График для определения толщины дренирующей пригрузки откоса

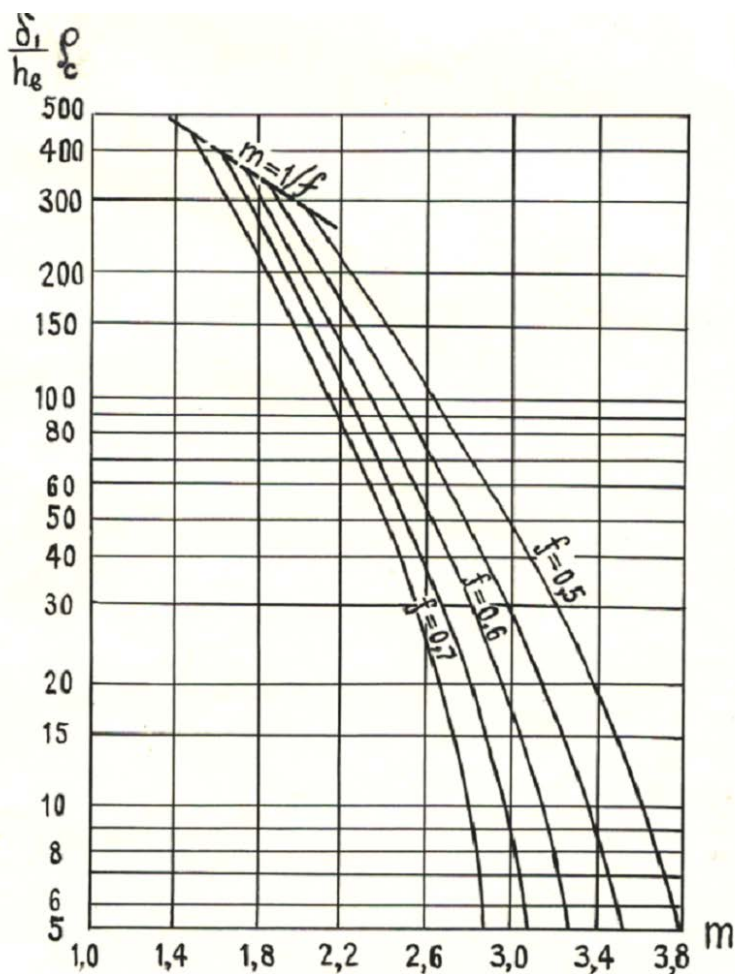


Рис. 5.3. График для определения составляющей δ_1 фильтрующей пригрузки

Значения δ , рассчитанные по формуле (5.18), хорошо совпадают с опытными данными, полученными при испытании откосов с дренирующими пригрузками в грунтовых лотках и на русловой площадке (см. рис. 5.4).

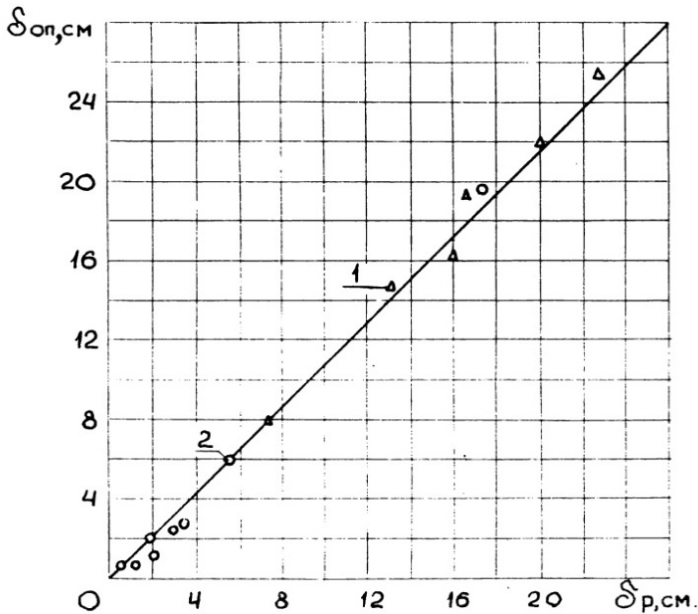


Рис. 5.4. Сопоставление расчетных (δ_p) и опытных ($\delta_{оп}$) значений толщины дренирующей пригрузки: 1 – опыты А.Ф. Печкурова; 2 – автора

Для коэффициента заложения откоса, находящегося в пределах $1/f \leq m \leq 1,7/f$, значения необходимой толщины δ пригрузки песчаного откоса в зоне высачивания грунтовых вод можно приближенно определять по следующей простой формуле, являющейся аппроксимацией точной формулы (5.18) при обычно назначаемом отношении $K/K_\phi = 0,10$:

$$\delta = 0,024 fh_b \exp[3(2 - mf)]. \quad (5.22)$$

Учитывая, что конструктивно толщина пригрузки обычно назначается не менее 0,1 м и сама отсыпка ее с точно заданной толщиной в производственных условиях трудно выполнима, а также то, что отношение коэффициентов фильтрации грунта и материала приг-

рузки K/K_ϕ в обычно назначаемых пределах мало влияет на толщину δ , для практических расчетов вполне приемлема (в указанных выше пределах изменения коэффициента m) формула (5.22).

Пример. Определить толщину фильтрующей пригрузки песчаного откоса при следующих данных: коэффициент заложения откоса $m = 2$; коэффициент внутреннего трения грунта в воде $f = 0,6$; высота высачивания $h_b = 0,8$ м. Коэффициент запаса $K_3 = 1 + 0,2\sqrt{0,8} = 1,18$. Так как значение коэффициента m находится в указанных выше пределах: $1/f \leq m \leq 1,7/f$ ($1,67 < m < 2,83$), то по формуле (5.22) имеем:

$$\delta = 1,18 \cdot 0,024 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2,72^{3(2-2 \cdot 0,6)} = 0,15 \text{ м.}$$

5.2. Расчет крупности зерен материала пригрузки (наброски)

Крупность зерен материала пригрузки (наброски) определяют исходя из условия недопущения подвижки его отдельных зерен под действием руслового потока. Средний диаметр D_{50} крупнозернистого материала, соответствующий указанному условию, для защиты дна русла от размыва можно определять по двум методам: исходя из допускаемых неразмывающих скоростей для дна и откосов или критериев устойчивости для них.

Крупность зерен пригрузки (наброски) можно рассчитывать, используя приведенные выше формулы (3.76) и (3.73) для допускаемых скоростей соответственно для дна и откосов, решая их относительно диаметра, принимая при этом скорость $v = v_{\text{дно}}$, т. е. соответствующей стадии начала влечения отдельных зерен грунта ($a = 2,06$; $x = 0,167$).

Для крепления дна, принимая $c_p = 0$; $n_y = 1$, получаем из зависимости (3.77) формулу для определения среднего диаметра материала пригрузки $D_{\text{дн}}$ (с учетом коэффициента запаса K_3)

$$D_{\text{дн}} = \frac{K_3 v^3}{8,74 R^{0,5} (g \rho_1 f_{\text{п}} / \rho_b)^{1,5}}, \quad (5.23)$$

где v – скорость течения воды, м/с;

R – гидравлический радиус, м;

ρ_1 – плотность грунта с учетом взвешивания его водой, кг/м³,
определяется по формуле (1.7);

ρ_v – плотность воды, кг/м³;

g – ускорение силы тяжести, м/с²;

f_n – коэффициент внутреннего трения крупнозернистого материала в воде, принимается равным 0,80 для гравия; 0,9 для мелкого щебня; 0,7 для гравийно-песчаных смесей; $f_n = 1$ для каменной наброски и крупных сортированных фракций щебня;

K_3 – коэффициент запаса, учитывающий неравномерность распределения наброски по дну водотока, принимают равным $K_3 = 1,15$.

Коэффициент a и показатель степени x учитывают характер гидравлических сопротивлений и структуру потока, их значения принимают в зависимости от стадии движения наносов:

$a = 2,06$; $x = 0,167$ для стадии начала влечения отдельных зерен грунта;

$a = 3,16$; $x = 0,14$ для стадии начала образования гряд;

$a = 5,96$; $x = 0,10$ для начала взвешивания грунта.

Из зависимости (3.73) получена формула (5.24) для определения расчетного диаметра D материала пригрузки (наброски) откосов, для которой за расчетную принимается стадия начала влечения отдельных частиц ($a = 2,06$; $x = 0,167$)

$$D = \frac{K_3 v^3}{8,74 R^{0,5} (g \rho_1 / \rho_v)^{1,5} (f_n^2 - 1 / m^2)^{0,75}}, \quad (5.24)$$

где v – скорость течения воды, м / с;

K_3 – коэффициент запаса, учитывающий неравномерность распределения наброски на откосе, принимаемый равным $1 + 0,25 \sqrt{h_{кр}}$ ($h_{кр}$ – высота крепления, м), но не менее 1,15.

Содержание частиц с расчетным диаметром D должно быть в наброске не менее 50 % по массе, а ее толщина не менее $3D$.

Если в качестве крепления откосов применяют бетонные решетчатые плиты, использованные автомобильные покрышки и другие

подобные конструкции с открытыми ячейками, которые укладываются на поверхности откоса с заполнением ячеек крупнозернистыми материалами, то в этом случае диаметр наброски можно рассчитывать для стадии начала взвешивания грунта, а не для стадии начала влечения отдельных частиц.

Формула (3.76) для определения допускаемой скорости для стадии начала взвешивания несвязного грунта имеет вид:

$$v_{\text{доп}} = 5,96 \left(\frac{R}{d} \right)^{0,1} \left(\frac{g\rho_1 d}{\rho_B} \right)^{0,5} \left[f^2 - \frac{1}{m^2} \right]^{0,25}. \quad (5.25)$$

Тогда формула для расчета диаметра частиц наброски, которая укладывается внутрь решетчатых плит или автомобильных покрышек, принимает вид:

$$D = \frac{K_3 v^{2,5}}{86,72 R^{0,25} (g\rho_1/\rho_B)^{1,25} (f^2 - 1/m^2)^{0,625}}. \quad (5.26)$$

Для данного вида крепления диаметр камня, щебня или гравия получается значительно меньше, чем для крупнозернистого материала, укладываемого по откосу без применения таких конструкций креплений. В таких креплениях, как правило, не требуется крупный сортированный камень, а может быть использован обычный гравий или щебень, что снижает стоимость креплений.

Крупность зерен наброски может определяться также на основе критериев устойчивости дна и откосов водотока. А. Ф. Печуров [79] предлагает определять средний диаметр материала наброски по формуле (приводится в преобразованном виде):

$$D_{50} = \frac{HI}{f_d - I}, \quad (5.27)$$

где коэффициент подвижности дна f_d принимается для начала влечения зерен наброски равным 0,09.

Анализ расчетов по приведенной формуле показывает, что она дает удовлетворительные результаты для оценки устойчивости материала на дне русла при сравнительно небольших величинах уклона $I \leq 0,0005$. При больших уклонах расчеты по этой формуле показывают завышенные значения диаметра D_{50} . Кроме того (5.27) неприменима для оценки устойчивости к размыву материала пригрузки на откосе, где эта устойчивость непосредственно зависит от коэффициента заложения откоса и характера распределения по нему касательных напряжений, создаваемых русловым потоком.

Расчет крупности частиц каменной наброски М. А. Михалев [56] увязывает с распределением касательных напряжений по откосу, а также с коэффициентом гидравлического сопротивления на откосе, который он выражает через абсолютную шероховатость. Такой подход позволил ему получить зависимости, по которым можно рассчитывать крупность зерен наброски для различных зон откоса. Для средней части откоса получена следующая расчетная зависимость:

$$\frac{D}{H} = 1,1 \frac{\text{Fr}}{K_1} \frac{\rho_b}{\rho_s - \rho_b} \left(\frac{D}{H} \right)^{0,39} \left(\frac{b}{2H} + \frac{m}{2} \right)^{-0,32} \times \left[2 \left(1 - \frac{z}{Hm} \right) \frac{\sqrt{1+m^2}}{m} + \frac{2,41}{m} \left(\frac{z}{Hm} \right)^{0,8} - \frac{1,34}{m} \right], \quad (5.28)$$

где Fr – число Фруда; $\text{Fr} = v^2 / gH$; $K_1 = \sqrt{1 - m_0^2 / m^2}$;
 $m_0 = 1 / \text{tg}\varphi$;

z – абсцисса средней точки на поверхности откоса, отсчитываемая от плоскости пересечения откоса и дна русла, м.

Крупность частиц наброски на дне русла им предлагается рассчитывать по зависимости

$$\left(\frac{D}{H} \right)^{0,61} = 1,1 \text{Fr} \frac{\rho_b}{\rho_s - \rho_b} \left(\frac{b}{2H} + \frac{m}{2} \right)^{0,15} \text{ при } \frac{b}{2H} > 0; \frac{B}{2H} > 2m . \quad (5.29)$$

Для упрощения расчетов в работе [56] приводятся графики.

Решение М. А. Михалева представляет несомненный интерес с точки зрения возможности дифференцированного учета изменения капитальности крепления по высоте откоса в соответствии с распределением по откосу касательных напряжений, но трудно осуществимо в практическом применении. Кроме того, сравнение расчетов, выполненных по указанной методике, с опытными данными показывает, что она дает завышенные значения среднего диаметра частиц наброски, особенно для дна.

Для расчета крупности зерен пригрузки (наброски) русла можно получить простые формулы путем преобразования предложенных нами зависимостей (3.37) и (3.39) для определения критериев устойчивости к размыву соответственно откосов и дна русла, решая их относительно диаметра D_{50} :

Для откоса

$$D_{50} = \frac{\eta_{\text{доп}} \Psi H \rho_{\text{в}}}{\rho_1 \sqrt{f_{\text{п}}^2 - \frac{1}{m^2}}} . \quad (5.30)$$

Для дна

$$D_{50} = \frac{\eta_{\text{кр}} \Psi_1 H \rho_{\text{в}}}{\rho_1 f_{\text{п}}} , \quad (5.31)$$

где Ψ , Ψ_1 – коэффициенты, определяемые соответственно по формулам (3.21) и (3.22); в практических расчетах в формулах (3.35)–(3.38) можно принимать приближенно $\Psi H = R$; $\Psi_1 H = R$ (R – гидравлический радиус); значения $f_{\text{п}}$ принимают такими же, как в пояснениях к формуле (5.23).

Среднее значение $\eta_{\text{кр}}$ и $\eta_{\text{доп}}$ для начала влечения отдельных зерен крупнозернистого материала получено на основании опытных данных равным 12.

Нетрудно видеть, что диаметр D_{50} материала пригрузки можно рассчитывать по приведенным формулам и на другие стадии подвижности материала, например, на стадию начала образования донных гряд, принимая соответствующие значения критерия устойчивости. При этом очевидно, что крупность зерен будет получаться ниже, чем

для принятой расчетной стадии. Однако рассчитывать устойчивость в русле крупнозернистого материала крепления на стадию, характеризующуюся интенсивным его движением на дне и откосах, не допустимо. Для обеспечения устойчивости пригрузки в русле на такой стадии потребуется отсыпка слоем очень большой толщины, позволяющей потоку формировать на дне и откосах гряды и рифели и при этом сохранять проектные размеры, что ни по технико-экономическим соображениям, ни по показателям устойчивости и пропускной способности русла неприемлемо. И только если в качестве крепления откосов применяют ячеистые конструкции или использованные автомобильные покрышки, заполненные крупнозернистыми материалами, то диаметр наброски можно рассчитывать для стадии начала взвешивания грунта.

Для определения крупности зерен пригрузки откосов и дна русел в узле их соединения необходимо полученное соответственно по формулам (5.30) или (5.31) значение диаметра D_{50} умножить на коэффициент K_n , учитывающий влияние неравномерности потоков и дополнительного гидродинамического давления на элементы русла, возникающего при соединении (соударении) потоков [83]. Для русел, которые соединяются под прямым углом, значение этого коэффициента можно определять по формуле

$$K_n = 1 + \frac{0,5Q_B v_B}{Q_n v_n}, \quad (5.32)$$

где Q_B, v_B – расход, скорость потока во впадающем русле; Q_n, v_n – то же, в принимающем русле.

Из формулы (5.32) видно, что этот коэффициент принимает максимально возможное значение $K_n = 1,5$ тогда, когда мощность потоков (произведение $Q v$ в принимающем и впадающем руслах будет одинаковой. При соединении потоков под углом меньше 90° значения K_n по (5.32) получаются с небольшим запасом. Опыты, произведенные В. Ф. Бубновым и автором на модели соединения потоков на русловой площадке, показали, что пригрузка, отсыпанная на откосы с крупностью зерен, рассчитанной по зависимости (5.30) и увеличенной в соответствии с (5.32) в K_n раз, обеспечила устойчивость откосов.

Устойчивость слоя пригрузки и грунта откоса к контактному размыву фильтрационным потоком проверяют по Шестакову из условия $D_{10} / d_{50} < 20$ (D_{10} – диаметр мелкой фракции пригрузки, меньше которого содержится в материале 10 % частиц по массе, м). Из условия некольматируемости принимают $D_{50} / d_{85} \leq 15$; при $D_{50} / d_{85} > 15$ под пригрузку устраивают фильтр из геотекстиля или сыпучих материалов.

В случае применения в качестве материала пригрузки гравийно-песчаной смеси необходимо, чтобы содержание крупнозернистой фракции расчетного диаметра D_{50} составляло в ней не менее 50 % по массе. Коэффициент f_{Π} для такой смеси определяют опытным путем или приближенно назначают $f_{\Pi} = 0,70$.

5.3. Активное давление грунта и фильтрационного потока на крепление, работающее как водопроницаемая подпорная стенка

В расчетах устойчивости водопроницаемых конструкций креплений, устраиваемых по типу подпорной стенки (блоки из пористого бетона, фильтрующие плиты с упорами, перфорированная пластмассовая лента с опорными элементами и др.), необходимо знать активное давление грунта E_a и гидродинамическое давление Φ фильтрационного потока на крепление. Методика расчета фильтрующих подпорных конструкций в литературе не приводится. В теории сыпучей среды известен ряд методов определения активного давления грунта на водонепроницаемые подпорные стенки. В инженерных расчетах таких стенок при плоской наклонной поверхности засыпки чаще всего используют аналитическое выражение (5.33) [16, 100] (более точный метод В. В. Соколовского имеет численное решение только для горизонтальной поверхности засыпки)

$$E_a = \frac{\gamma h_k^2}{2} \lambda_a, \quad (5.33)$$

где E_a – активное давление грунта, Па;

γ – удельный вес грунта засыпки, Н / м³;
 h_k – высота стенки крепления, м;
 λ_a – коэффициент активного давления грунта, определяемый по приведенным ниже формулам:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \sin(\varphi - \alpha_1)}{\cos(\beta + \varphi_0) \cos(\beta - \alpha_1)}} \right]^2 \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \varphi_0)}, \quad (5.34)$$

где φ_0 – угол трения по стенке; остальные обозначения приведены на рис. 5.5, причем угол β принимают отрицательным при наклоне стенки в сторону засыпки.

При гладкой поверхности стенки и водонасыщенных грунтах обычно полагают $\varphi_0 = 0$. Тогда формула (5.34) принимает вид

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_0 \cdot \sin(\varphi - \alpha_1)}{\cos \beta \cdot \cos(\beta - \alpha_1)}} \right]^2 \cos^3 \beta}. \quad (5.35)$$

Для вертикальной стенки ($\beta = 0$)

$$\lambda_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha_1)}{\cos \alpha_1}} \right]^2}. \quad (5.36)$$

Если откос, сложенный несвязным грунтом, выше вертикального крепления находится в предельном равновесии при $\alpha_1 = \varphi$, то

$$\lambda_a = \cos^2 \varphi. \quad (5.37)$$

Из формулы (5.36) нетрудно видеть, что при $\alpha_1 = 0$

При $\beta = 0$ $\lambda_1 = \lambda_0$ по формуле (5.38).

Рассмотрим работу водопроницаемой подпорной стенки в качестве крепления откоса мелиоративного канала. За расчетную примем такую схему (см. рис. 5.5), когда линия высачивания грунтовых вод совпадает с верхней гранью крепления. Кривую депрессии осредним прямой с уклоном $I_\Phi = H_1 / L_1 = \text{tg} \alpha_2$.

В силу водопроницаемости (более высокой, чем у грунта) фильтрующее крепление не создает подпора грунтовым водам и не испытывает гидростатического давления. Таким образом, суммарное давление на водопроницаемую стенку будет состоять из активного давления грунта естественной влажности выше поверхности депрессии (в расчетах принимаем невыгодный случай, когда грунт находится в насыщенном состоянии от дождевых осадков и имеет удельный вес γ_n) и взвешенного водой грунта ниже поверхности и гидродинамического давления грунтового потока Φ в призме обрушения. Выражая влияние гидродинамического взвешивания по аналогии с формулой (5.39) и учитывая, что $\gamma_n = \gamma + \gamma_b n_s$, получим

$$E = \frac{\gamma_n h_k^2}{2} \lambda_a - \frac{\gamma_b h_k^2}{2} (V_c \lambda_1 + n_s \lambda_1) + \Phi. \quad (5.41)$$

Определяя удельную фильтрационную силу по формуле $f_\Phi = \gamma_b I_\Phi$ и суммируя выражение в скобках, имеем

$$E = \frac{h_k^2}{2} (\gamma_n \lambda_a - \gamma_b \lambda_1) + \gamma_b I_\Phi \omega', \quad (5.42)$$

$$\text{где } \lambda_1 = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha_2)}{\cos \beta \cdot \cos(\beta - \alpha_2)}} \right]^2 \cos^3 \beta}; \quad (5.43)$$

ω' – площадь зоны грунта, взвешенного водой (ниже кривой депрессии) в призме обрушения.

Из рис. 5.5 видно, что $\omega' = \omega'_{ABC} + \omega'_{ACD}$, т. е.

$$\omega' = \frac{h_k^2}{2} \left[\operatorname{tg}(\beta + \rho^\circ) - \operatorname{tg}\beta + \frac{\sin^2 \rho^\circ \cdot \sin \alpha_2}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\rho^\circ + \beta) \cdot \cos(\alpha_2 + \rho^\circ + \beta)} \right], \quad (5.44)$$

где ρ° – угол, образуемый плоскостью сдвига с задней гранью стенки.

Максимальное значение угла ρ° определяется из выражения

$$\operatorname{tg} \rho^\circ = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{A}{\operatorname{tg}\varphi} \right)} = -f + \sqrt{(1 + f^2) \left(1 + \frac{A}{f} \right)}, \quad (5.45)$$

$$\text{где } A = \operatorname{tg}\beta + \frac{(H_1 m_1 - H_1 \operatorname{tg}\beta) H_1}{(h_k + H_1)^2} = \operatorname{tg}\beta + \frac{H_1^2 (m_1 - \operatorname{tg}\beta)}{H^2} \quad (5.46)$$

Для вертикальной стенки ($\beta = 0$)

$$A = \frac{m_1 H_1^2}{H^2}. \quad (5.47)$$

Осредненный гидравлический градиент I_Φ можно представить приближенно следующим образом:

$$I_\Phi = \frac{H_1}{L_1} \approx \frac{2h_k}{H(1, 1m_1 + 0,5)}. \quad (5.48)$$

Упростим (5.43) и (5.44), полагая $\alpha_2 = 0$ на том основании, что уменьшение активного давления за счет учета взвешивания грунта в призме ACD примерно равно гидродинамическому давлению в этой призме. Тогда

$$\omega' = \frac{h_k^2}{2} \left[\operatorname{tg}(\beta + \rho^\circ) - \operatorname{tg}\beta \right]. \quad (5.49)$$

Коэффициент λ_1 (при $\alpha_2 = 0$) определяется по формуле (5.40) или (5.38), если $\beta = 0$.

Принимая I_Φ по (5.48) и ω' по (5.49), окончательно получим

$$\Phi = \frac{\gamma_B h_k^3}{H(1,1m_1 + 0,5) \cos^2 \beta (\operatorname{ctg} \rho^\circ - \operatorname{tg} \beta)}, \quad (5.50)$$

где $\operatorname{ctg} \rho^\circ$ определяется по формуле (5.45).

Для вертикальной подпорной стенки ($\beta = 0$)

$$\Phi = \frac{\gamma_B h_k^3}{H(1,1m_1 + 0,5)} \left[-f + \sqrt{(1+f^2) \left(1 + \frac{m_1 H_1^2}{f H^2} \right)} \right]. \quad (5.51)$$

Расчеты показывают, что для конструкций креплений меженного русла (высотой 0,2–0,4 м) величины Φ и $\frac{\gamma_B h_k^2}{2} n_s \lambda_1$ в (5.41) численно примерно одинаковы и для практических расчетов интенсивности давления q можно использовать следующую простую зависимость:

$$q = h_k (\gamma_H \lambda_a - \gamma_B V_c \lambda_1), \quad (5.52)$$

где λ_a определяют по (5.34) или (5.35), а λ_1 – по (5.40) или (5.43).

Для облегчения практических расчетов нами составлены по формуле (5.35) графики (рис.5.6) $\lambda_a = f(\varphi)$ при $\alpha_1 = 20 \dots 35^\circ$ ($m_1 = 1,43 \dots 2,75$).

Для грунтов, обладающих связностью ($c_c \neq 0$), уменьшение интенсивности бокового давления грунта за счет сил сцепления можно определить по формуле А. Како

$$q_{\text{сц}} = -\frac{c_c}{f} \left[1 - \lambda_a \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \alpha_1)} \right]. \quad (5.53)$$

Суммарная интенсивность давления на стенку при наличии сил трения и сцепления равна

$$q = h_k (\gamma_H \lambda_a - \gamma_B V_c \lambda_1) - \frac{c_c}{f} \left[1 - \lambda_a \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \alpha_1)} \right]. \quad (5.54)$$

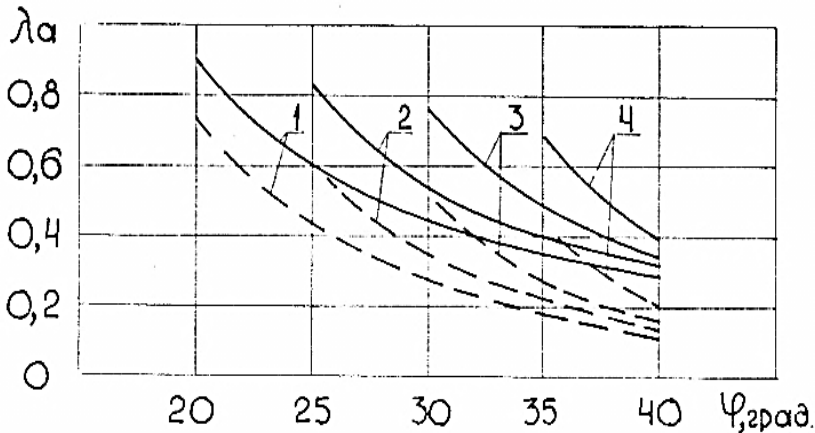


Рис. 5.6. График для определения коэффициента активного давления грунта: 1 - $\alpha_1 = 20^\circ$; 2 - $\alpha_1 = 25^\circ$; 3 - $\alpha_1 = 30^\circ$; 4 - $\alpha_1 = 35^\circ$; — $\beta = 0^\circ$; - - $\beta = 20^\circ$

Полное активное давление грунта равно площади эпюры интенсивности давления (рис. 5.5)

$$E_a = \frac{1}{2} h_k q. \quad (5.55)$$

Приведенная выше методика определения активного давления грунта на водопроницаемые подпорные стенки может использоваться для расчета устойчивости креплений нижней зоны откосов осушительных каналов, выполненных по типу подпорной стенки ($\alpha \leq \phi_0$), таких как плетневая стенка, конструкции из перфорированной пластмассовой ленты, пористого бетона и др. При $\alpha > \phi_0$ водонепроницаемое крепление работает как фильтрующая пригрузки и ее расчет производят по методике, излагаемой в п. 5.1.

Глава 6. СПОСОБЫ И КОНСТРУКЦИИ КРЕПЛЕНИЙ РУСЕЛ РЕК И КАНАЛОВ

6.1. Классификация типов креплений и общие принципы их проектирования

Способы и конструкции креплений регулируемых русел рек и мелиоративных каналов выбирают в соответствии с характером и величиной действующих на откосы сил, грунтовыми и гидравлическими условиями и возможностью использования доступных материалов и средств механизации для их изготовления и устройства.

Наибольшее распространение получили крепления из местных материалов: плетневые стенки, фашины (хворостяные канаты), одерновка, а также наброска (пригрузка) из камня, щебня и гравия. Бетонные крепления применяются в основном для крепления гидросооружений и на ответственных неустойчивых участках водотоков. На мелиоративных каналах с шириной по дну $b \leq 1$ м чаще всего применяют следующую схему крепления: подошву откоса крепят плетневой, фашиной или бетонной подпорной стенкой на высоту 0,2–0,4 м, выше – дерном или крупнозернистыми материалами, а верхнюю часть – залужением (рис. 6.1).

Однако такие крепления имеют ряд недостатков: процессы их изготовления и устройства слабо механизированы и требуют больших затрат ручного труда; прочность и особенно долговечность недостаточны, в связи с чем стоимость их, отнесенная к первому году службы сооружения, высокая. Перспективны способы и конструкции для крепления нижней части откосов с применением фильтрующего и обычного бетона, крупнозернистых, полимерных, стекловолоконистых и биохимических материалов; для крепления верхней, сухой, периодически затапливаемой зоны откосов – гидропосев многолетних трав с одновременным внесением удобрений, пленкообразующих и мульчирующих материалов. Эффективность крепления фильтрующих откосов повышается при устройстве приоткосного дренажа.

Классификация креплений в зависимости от применяемых материалов и их назначение приведена в табл. 6.1.

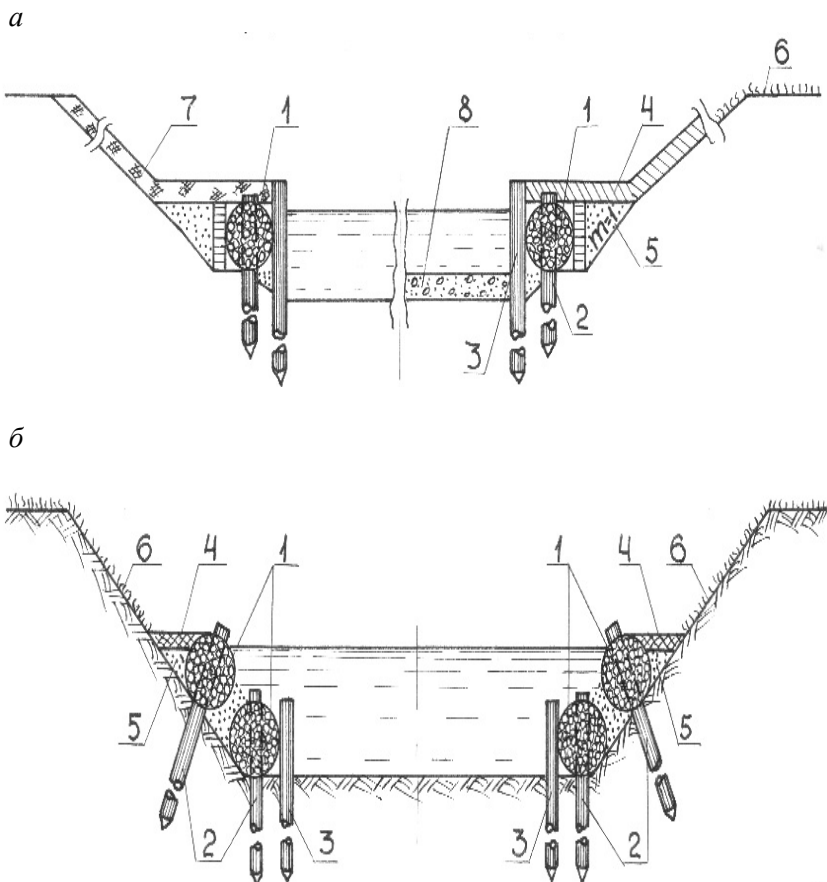


Рис. 6.1. Крепление каналов фашинами: *а* – однорядное крепление фашинами; *б* – двухрядное; 1 – хворостяной канат; 2, 3 – колья; 4 – дерн; 5 – засыпка из растительного грунта; 6 – залужение; 7 – дернокрошка; 8 – фильтрующий материал

При действии на откос комплекса сил одна и та же конструкция крепления может одновременно выполнять несколько функций. Например, плиты из пористого бетона предохраняют откосы от оплывания при воздействии фильтрационного давления и защищают от размыва русловым и поверхностным потоком.

Таблица 6.1. Классификация креплений каналов

Вид креплений в зависимости от применяемых материалов	Тип, конструкция креплений	Назначение креплений
Биологические и биохимические	Одерновка, залужение откосов (гидропосев с нанесением пленкообразующих веществ), пригрузка растительным грунтом или торфокрошкой, дерново-травяные ковры и др.	Предупреждают развитие эрозии откосов при воздействии поверхностных вод атмосферных факторов. Защищают периодически затопляемую зону от размыва паводковыми водами при скоростях $v = 1,0-1,5$ м/с. Повышают устойчивость к действию безнапорного грунтового потока
Древесно-хворостяные	Плетневые стенки, фашины (хворостяные канаты), жердевые и дощатые щиты, тюфяки и др.	Предохраняют русло от размыва и оплывания
Каменные	Каменная наброска или отмостка, пригрузка из гравия, щебня или цементированных грунтовых агрегатов и др.	Защищает русло от размыва водным потоком при скоростях, не превышающих допустимые для данной крупности частиц, а также откосы от оплывания при воздействии фильтрационного потока
Бетонные и железобетонные	Плиты, упорные блоки, лотки различной конструкции из плотного (на слое фильтра) или пористого(фильтрующего) бетона и др.	Защищают откосы от размыва и оплывания при высоких скоростях воды в русле и фильтрационном давлении, а также от разрушения волнами
Полимерные и стекловолокнистые	Фильтрующие ткани с пригрузочными карманами, ленты пластмассовые перфорированные и др.	Защищают откосы от оплывания и размыва

В разных странах для крепления откосов каналов и берегов рек широкое распространение получили бетонные покрытия. Асфальто-бетонные покрытия широко применяют в странах с мягким климатом (Франция, США, Северная Америка и др.), а также в южных районах России. Во Франции на креплении крупных каналов используют гибкие битумные армированные маты, которые с помощью специального кранового приспособления укладывают сразу по всему сечению русла. Для армирования матов используют синтетические волокна.

Во многих странах для крепления откосов применяют новые полимерные рулонные материалы и синтетические вяжущие. В Нидерландах, Великобритании, США, и Франции для защиты откосов применяют гибкие тюфяки, изготавливаемые из связанного синтетическими смолами волокна, и покрытие битумом с наполнителями. В ФРГ для предохранения откосов от водной эрозии используют синтетические полотна, коллекторы крепят пластмассовой лентой с перфорацией. В США для облицовки внутрихозяйственных каналов применяют пленки из полиэтилена, винилов, каучуков.

Во Франции применяют для крепления откосов каналов и дамб синтетическую ткань «бидим», в США, Голландии и ФРГ – нейлоново-бетонные, а в Японии – нейлоново-песчаные маты. В одном случае оболочки из нейлоновой ткани играют роль формы для последующего бетонирования, а в другом – сеток, необходимых для формирования элементов крепления и предохранения материала – заполнителя от выноса водой.

В России полимерные материалы широко применяют для создания противofильтрационных одежд и крепления в ирригационном строительстве. Начато их опытно-производственное использование и на осушительных системах Беларуси.

При проектировании креплений каналов соблюдают следующие общие положения. Более капитальные типы креплений: железобетонные (решетчатые, ячеистые, пористые, ребристые) плиты, лотки, заборные и дренирующие стенки, каменную наброску предназначают для подводной части откоса и зоны высачивания грунтовых вод, где русло подвергается наибольшим деформациям под воздействием наземного и грунтового потока. В сухой, периодически затопливаемой во время паводков зоне откоса при скорости воды в

русле $v < 1,2-1,5$ м/с достаточно залужения многолетними травами с внесением необходимого количества удобрений и обогащением растительным грунтом. Эффективен здесь гидропосев с нанесением на поверхность откоса мульчирующих и пленкообразующих веществ, предохраняющих его от водной и ветровой эрозии.

Чтобы уменьшить высоту и капитальность креплений, приоткосную полосу русла при грунтово-напорном и интенсивном грунтово-питании (высота высачивания $h_b \geq 0,5$ м) дренируют, благодаря чему уменьшают зону высачивания грунтовых вод и создаваемое ими гидродинамическое давление.

В устойчивых грунтах, не подвергающихся оплыванию при наличии естественной отмостки из крупнозернистой фракции $d \geq 1-2$ мм, в количестве 10–15 % по массе, коэффициент закрепленного откоса устанавливают $m = (1-1,2)$ стгф, в неустойчивых мелкозернистых пльвунных грунтах и в местах интенсивного высачивания грунтовых вод ($h_b \geq 0,5$ м) откосы закрепляют фильтрующими материалами с коэффициентом заложения $m = (1,2-1,7)$ стгф, а при устройстве приоткосного дренажа $m = 1,2$ стгф.

В связанных минеральных грунтах коэффициент m принимают в зависимости от величины сцепления грунта и глубины канала обычно в пределах 1,25–1,75, а в торфяных грунтах принимают $m = 1,25-2,0$, в зависимости от степени разложения торфа и глубины русла (см. табл. 2.3).

При скорости паводковых вод в русле менее 1,2–1,5 м/с высоту конструкции крепления осушительных каналов h_k определяют как сумму глубины русла до уровня меженных вод 50 %-й повторяемости h_m и расчетной высоты высачивания грунтовых вод над этим уровнем h_b , с учетом запаса 0,1 м: $h_k = h_m + h_b + 0,1$ м. Выше откосы залужают. При $v > 1,2-1,5$ м/с крепят все сечения русла. На закруглении более тщательно укрепляют вогнутый берег. Длину участков крепления в узлах слияния потоков определяют расчетом (см. п. 2.3).

Поверхностный сток воды в русло с прилегающей территории упорядочивают. Для этого от бровки русла создают поперечные уклоны; вдоль бровок каналов, на расстоянии не менее 1,5 м от них, проектируют борозды-собиратели, из которых воду в канал выпускают через закрепленные приемные воронки или дрены.

При интенсивном высачивании грунтовых вод и размывающем действии руслового потока в водонасыщенных мелкозернистых песчаных и плывунных грунтах, а также при слоистом залегании грунтов для крепления каналов применяют конструкции (плиты, дренарующие подпорные стенки, лотки) из фильтрующего (пористого) бетона.

В однослойных песчаных грунтах допускается пригрузка откосов сыпучими крупнозернистыми материалами (щебнем, гравием, галькой), толщину слоя которых и их крупность устанавливается расчетом (см. главу 5). Если крупность применяемых материалов ниже расчетной, их отсыпают в «карманы» из фильтрующих стекловолоконистых или синтетических тканей.

Для крепления донной траншеи, по которой пропускают меженный русловой поток, применяют плетневые и заборные стенки, хворостяные канаты, а также дренарующие конструкции из пористого бетона или перфорированной пластмассовой ленты.

6.2. Крепления из местных материалов

Стремление снизить стоимость работ по креплению каналов и избежать использования дефицитных строительных материалов побуждает проектные и строительные организации использовать для этих целей местные материалы, которые находятся непосредственно на строительном объекте или вблизи него. Чаще всего используют древесно-хворостяные материалы. Из них выполняют крепления в виде плетневой стенки или фашин и хворостяных канатов. Фашины в зависимости от применяемого хвороста изготавливают длиной 2,5–6 м и через 0,5–1 м прикрепляют к основанию откоса кольями (рис. 6.1).

Фашины могут использоваться также для устройства тюфяков, которые применяют для защиты откосов крупных каналов, берегов рек и водоемов от размыва русловым потоком и волнами. Фашинные тюфяки прочнее обычных хворостяных канатов и выдерживают большие скорости течения воды – до 1,5–1,8 м/с.

Положительной стороной фашинных и плетневых креплений является то, что для их изготовления используют местные хворостяные материалы, обладающие гибкостью и способностью прорастания. Однако такие крепления имеют и существенные недостатки.

Они недолговечны, так как быстро (через 4–5 лет) разрушаются от гниения, большую часть года находясь в условиях переменной влажности. Работы по их изготовлению и устройству слабо механизированы. В связи с указанными недостатками плетневых и фашинных креплений объем креплений из них постепенно снижается по мере разработки и внедрения индустриальных, поддающихся механизации, более долговечных типов креплений.

Широко распространенным способом крепления пологих откосов в надводной, периодически затапливаемой паводковыми водами зоне является одерновка. Дёрн, уложенный на откосы в благоприятных для приживания период (весна и первая половина лета), создает в поверхностном слое грунта развитую корневую системы, которой скрепляет его и обеспечивает надежную защиту от эрозионного действия поверхностных, стекающих по откосу вод, а также от размыва русловым потоком при скорости воды в русле до 1,5 м/с. Одновременно повышается (а во многих случаях является достаточной) устойчивость откосов к действию фильтрационного давления. Однако одерновка имеет и недостатки – высокую трудоемкость устройства, низкий уровень механизации. Чтобы механизировать процессы создания биологического крепления откосов, для их покрытия стали применять дернокрошку и травяные ковры.

Прогрессивным способом механизации процесса одерновки является гиропосев, позволяющий при необходимости вместе с водой и семенами вносить на откосы необходимые питательные, мульчирующие и пленкообразующие вещества. Внесение на откосы пленкообразующих веществ (битумной эмульсии, латексов, мездрового клея и др.) в сочетании с другими компонентами с предварительным покрытием откосов растительным грунтом предохраняет их поверхность от размыва при скорости воды в русле до 1,2 м/с. Особенно эффективно это для глубоких каналов ($H \geq 2,5$ м), где ввиду большой длины откоса увеличивается опасность смыва семян и растительного грунта дождевым потоком. Расход чистого битума составляет: для периодически затапливаемых откосов 0,5–0,7 кг/м², для предохранения откосов от дождевой и ветровой эрозии – 0,3–0,4 кг/м²; латексов – 0,06–0,08 кг/м². Концентрация и вид применяемых пленкообразующих материалов зависят от температуры воздуха и влажности укрепляемого грунта. Машины и механизмы для подготовки откосов к залужению и для гиропосева трав описаны в работе [90].

6.3. Конструкции из пористого (фильтрующего) бетона и крупнозернистых материалов

Наиболее эффективными типами креплений откосов в зоне выхода грунтового потока являются конструкции из фильтрующих материалов: пористого или перфорированного бетона, крупнозернистой пригрузки. Крепления из таких материалов не создают подпора грунтовых вод и обеспечивают свободный выход их в русло. На осушительно-увлажнительных системах они не препятствуют поступлению воды из русла в грунтовый массив при подаче воды на увлажнение.

Исследования автора показали, что в условиях интенсивного высачивания грунтовых вод и размывающего действия руслового потока в водонасыщенных мелкозернистых песчаных грунтах, а также при слоистом их залегании наиболее эффективным типом крепления каналов являются плиты и лотки из фильтрующего (пористого) бетона. В однородных по залеганию песчаных и супесчаных грунтах можно ограничиться пригрузкой откосов крупнозернистыми материалами, толщину и крупность зерен которой определяют расчетом (см. главу 5). Если крупность материала соответствует заданному уклону и скорости руслового потока, то его отсыпают по поверхности откоса, а если нет, то в карманы из фильтрующих стекловолоконистых или синтетических тканей. В условиях интенсивного высачивания грунтовых и грунтово-напорных вод ($h_{в} \geq 0,5$ м) и при наличии водоносных линз рационально устройство приоткосного (берегового) дренажа, который перехватывает грунтовый поток, значительно снижает его гидродинамическое давление и капитальность самих креплений. Для крепления нижней части откосов, находящейся под воздействием фильтрационного потока, и донной траншеи для пропуска меженного руслового потока с большими скоростями, эффективно применение лотков и дреназирующей подпорной стенки из пористого бетона.

Нами разработано крепление откосов открытых водотоков пористыми бетонными плитами (рис. 6.2), особенностью которых является то, что их укладывают на откос без обратного фильтра, так как они сами являются дренажной пригрузкой. Применяют их при наличии фильтрационного давления грунтовых вод и размывающего действия руслового потока преимущественно в песчаных и супесчаных грун-

тах. Для унификации элементов креплений каналов плиты из пористого бетона изготавливают со следующими типоразмерами в плане: $0,5 \times 1$; 1×2 и $1,5 \times 3$ м. Толщину плит $\delta_{\text{п}}$ принимают чаще всего $0,1$ м. Коэффициент m заложения откоса, на который укладывают плиты, должен иметь значение не менее определяемого по графикам (рис. 5.2 или 5.3) при заданной толщине плиты $\delta_{\text{п}}$ и расчетной высоте высачивания грунтовых вод $h_{\text{в}}$, которую определяют в соответствии с методикой, приведенной в главе 4.

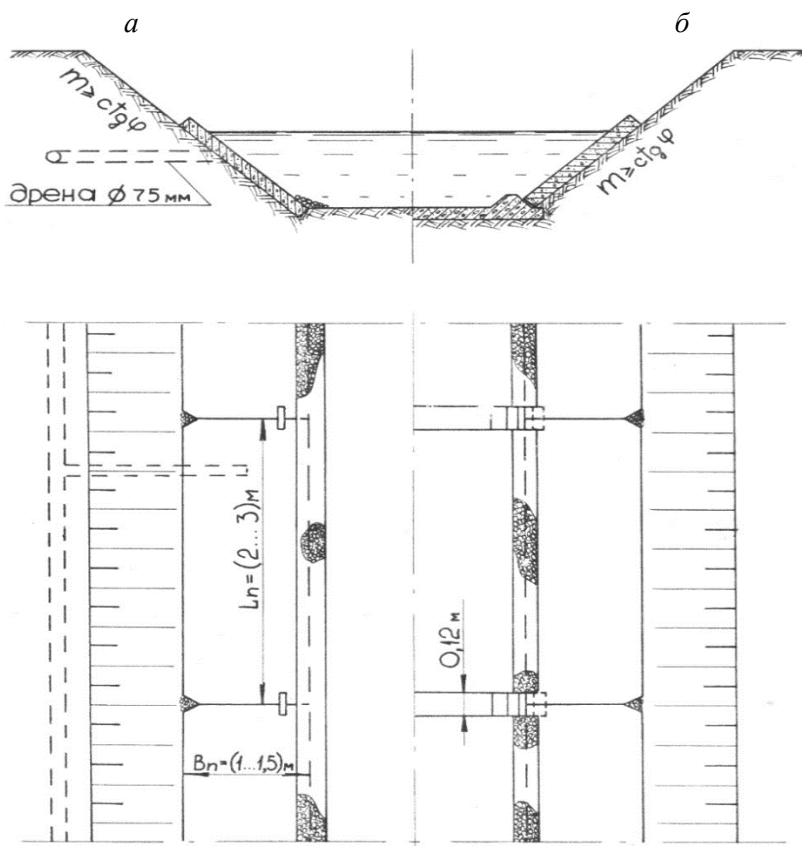


Рис. 6.2. Крепление откосов плитами из пористого бетона:
 а – заглубление в дно канала; б – установка плит на поперечные упоры

Пористый бетон – материал для изготовления фильтрующих крепление каналов, состоит из сортированных заполнителей определенной крупности, высокомарочных цементов, оптимального количества воды и добавок, повышающих долговечность бетона. В качестве заполнителя следует применять фракции мелкозернистого гранитного щебня, отсортированного гравия или гравийного песка с диаметром зерен в пределах от 1,0 до 20 мм (лучше 5–10 мм) и коэффициентом разнозернистости $\eta_{\text{зап}} = D_{60} / D_{10} \leq 3$. Бетон более крупного и более мелкого состава мало приемлем: первый из-за величины пор, через которые может просеиваться и промываться мелкий грунт, а второй – из-за низкой водопропускной способности и прочности.

Марочная прочность бетона при сжатии должна быть 10–15 МПа (10–12,5 МПа для плит размером 2×1 м и менее; 12,5–15 МПа – более 2×1 м), что достигается при количестве дозируемого цемента $M 42,5$: 230–300 кг/м³ бетона.

Оптимальное водоцементное отношение (В/Ц) для чистых фракционных заполнителей цемента назначают по графикам (рис. 6.3). Если в заполнителях имеются мелкозернистые примеси в виде песка или щебеночного отсева, это требует увеличения В/Ц, что устанавливается опытным путем. Приведенные графики получены по данным лабораторных испытаний образцов. В производственных условиях они корректируется в соответствии с принятой заводской технологией изготовления.

Водопроницаемость пористого бетона и его защитные свойства определяются гранулометрическим составом заполнителя и количеством дозируемого вяжущего. Водопропускная способность пористого бетона и просыпаемость через него песка изучены на образцах с различными зерновыми и номинальными составами бетона на гравии и щебне. В результате опытов установлены оптимальные значения междуслойного коэффициента $M = D_{50} / d_{50}$ (отношение средней крупности заполнителя бетона к средней крупности грунта) в пределах 5...28. Пористый бетон имеет высокий коэффициент фильтрации – 100...1000 м/сут (рис.6.4) и открытую пористость – 18–35 %. Для обеспечения свободного выхода грунтовых вод в русло в период эксплуатации креплений коэффициент фильтрации пористого бетона должен не менее чем в 10 раз превышать коэффициент

фильтрации дренируемого грунта. Линейный закон фильтрации, характерный для ламинарного режима, в пористом бетоне (в пределах изученных нами заполнителей) не сохраняется (рис. 6.5) и только на мелком заполнителе он близок к линейному.

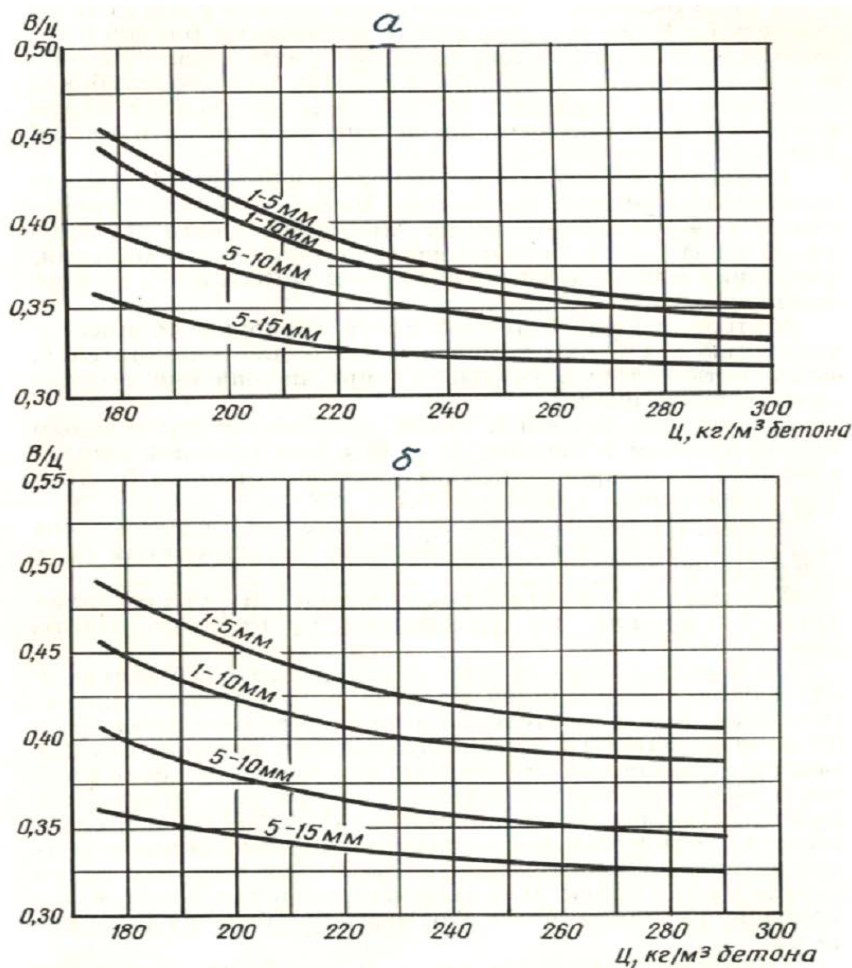


Рис. 6.3. Водоцементное отношение в зависимости от количества дозируемого цемента: а – для гравия; б – для щебня

Наиболее крупный диаметр зерен заполнителя при изготовлении пористых плит допускается не более $1/4$ толщины плиты. Прочность пористого бетона при изгибе составляет около $1/4$ прочности при его сжатии.

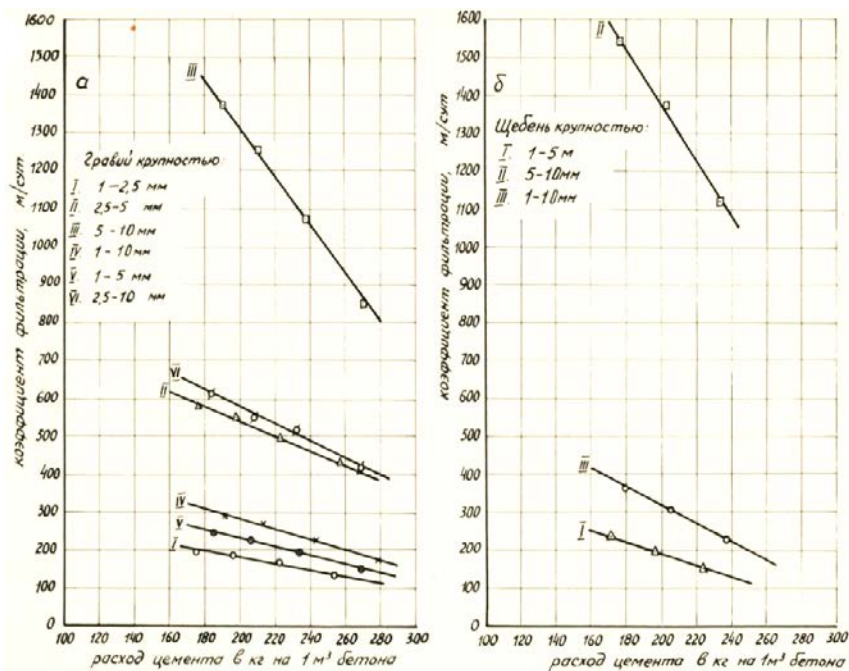


Рис. 6.4. Коэффициент фильтрации пористого бетона в зависимости от дозировки цемента: а – на гравийном заполнителе; б – на щебеночном

Опыты показали, что пористый бетон выдерживает не менее 50 циклов попеременного замораживания и размораживания в полупогруженном в воде состоянии при потере прочности в пределах 10–25 %, либо примерно 100 циклов по стандартной методике испытания на морозостойкость гидротехнического бетона. Это соответствует примерно 25–50 годам службы сооружений (на основании существующего соотношения между лабораторной методикой и натурными условиями работы конструкций). Производственные испытания креплений из пористого бетона в течение 20–30 лет на объектах мелиоративного строительства Беларуси подтверждают их долговеч-

ность. Следует отметить, что и при потере в период эксплуатации цементирующей связности между частицами крупнозернистого заполнителя плиты выполняют функцию фильтрующей пригрузки, защищающей откос от действия фильтрационного потока.

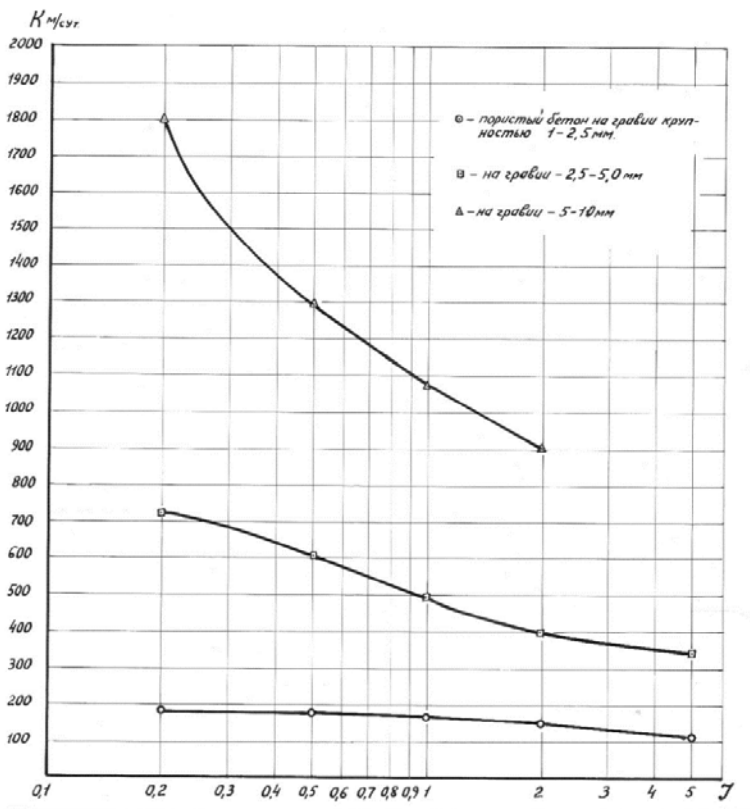


Рис. 6.5. Влияние гидравлического градиента на коэффициент фильтрации пористого бетона

Для создания мелкозернистой структуры цементного камня и увеличения морозостойкости бетона в бетонную смесь желательно вводить с водой химические добавки ГКЖ-Ю (ГКЖ-II) в количестве 0,1–0,2 % к массе цемента, ГКЖ-94 – 0,2 % или комбинированную добавку из хлористого кальция CaCl_2 – 2 % и сульфатно – спиртовой барды ССБ – 0,2 %. Ускорителями твердения служит хлористый

кальций – 1–3 % или сульфат натрия – 2–3 %. Воздухововлекающей добавкой является абиетат натрия – 0,005–0,02 % от массы цемента.

Армируют плиты армосеткой с диаметром стержней 5–6 мм, принимая коэффициент армирования $\mu_a = 0,15–0,25$ %.

Плиты изготавливают в заводских условиях по существующей технологии. На производственных полигонах и стройплощадках строительных мелиоративных организаций рекомендуется пакетный способ их изготовления с постоянным наращиванием пакета до 6–8 шт. Опалубкой служат обычные разборные деревянные или металлические рамки, а разделительным слоем – вощеная бумага. Уплотняют бетонную смесь с помощью виброратки, установленного на раме бетоноукладчика (рис. 6.6). Двукратное вибрирование производится течение 30–45 с при обычной амплитуде 0,35 мм.

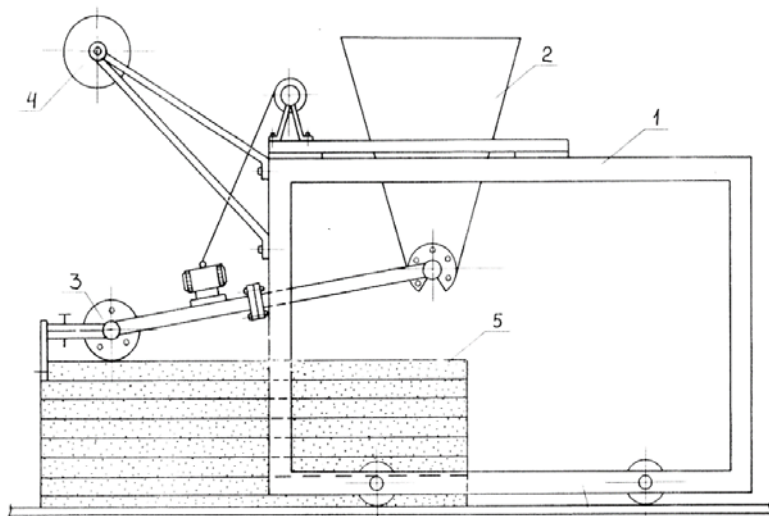


Рис. 6.6. Схема изготовления пористых плит с применением виброратки:
1 – бетоноукладчик; 2 – бункер; 3 – виброратка; 4 – барабан с изолирующим материалом; 5 – пакет формируемых плит

Пористые плиты перевозят обычно пакетами и раскладывают вдоль канала. Затем с помощью кранового оборудования укладывают на выровненный откос. Нижнее ребро плит заглубляют в дно русла на 0,1 м, а при слабом основании, разуплотненном фильтрационным потоком,

устанавливают на поперечные упоры (если ширина дна $b \leq 2$ м), или на продольные и вертикальные (при $b > 2$ м). Арматурные выпуски в углах скрепляет между собой на откосе с помощью проволочной скрутки или сварки. Швы заделывают цементным раствором или засыпают гравийным песком (мелким щебнем) с соответствующей утрамбовкой. При интенсивном высачивании грунтовых вод через водоносные пласты у подошвы откоса выполняют дренажную гравийную (щебеночную) присыпку полосой 0,15...0,20 м, которая предотвращает подмыв плит сконцентрированным фильтрационным потоком. Высоту крепления откосов назначают на 0,1 м выше расчетной зоны высачивания грунтового потока. На осушительно-увлажнительных каналах откосы выше плит пригружают крупнозернистым материалом на глубину зоны интенсивного колебания уровня. Верхнюю, периодически смачиваемую часть откоса, закрепляют биологическими методами.

В лабораторных условиях (в грунтовом лотке) нами испытано также крепление откосов решетчатыми плитами из перфорированного и ячеистого бетона. Однако производственного применения в Беларуси такие плиты не получили. В Германии на объектах гидромелиоративного строительства широко применяют решетчатые плиты с квадратными ячейками размером 5×5 см, разработанные автором совместно с сотрудниками Научно-исследовательского Центра плодородия почв в Мюнхенберге [57] (рис. 6.7). Решетчатые плиты, во избежание вымыва грунта фильтрационным потоком, укладывают на слой фильтрующего геотекстиля или заполняют ячейки крупнозернистым материалом.

В неустойчивых, легко размываемых и плавунных грунтах при высоких размывающих скоростях в русле целесообразно межженный поток сосредотачивать в лотках. Свободный выход грунтовых вод достигается применением в качестве материала лотков из пористого бетона или изготовлением их перфорированными (ячеистыми) из обычного бетона. Лотки из пористого бетона укладывают непосредственно в русло канала без предварительной фильтрующей подготовки. В мелкозернистых грунтах перфорированные и ячеистые лотки следует укладывать на слой защитного фильтрующего материала.

Нами испытана конструкция лотка из пористого бетона полукруглого очертания, выполняемая с фильтрационными открылками в обосновании (рис. 6.8) или без них в зависимости от вида питания и степени разуплотнения дна канала. Открылки в 1,5–2 раза повышают устойчивость лотка к выпору в разжиженных плавун-

ных грунтах благодаря пригрузке над открытыми, пассивному давлению грунта и понижению кривой депрессии, которое они создают, выполняя роль откосного дренажа.

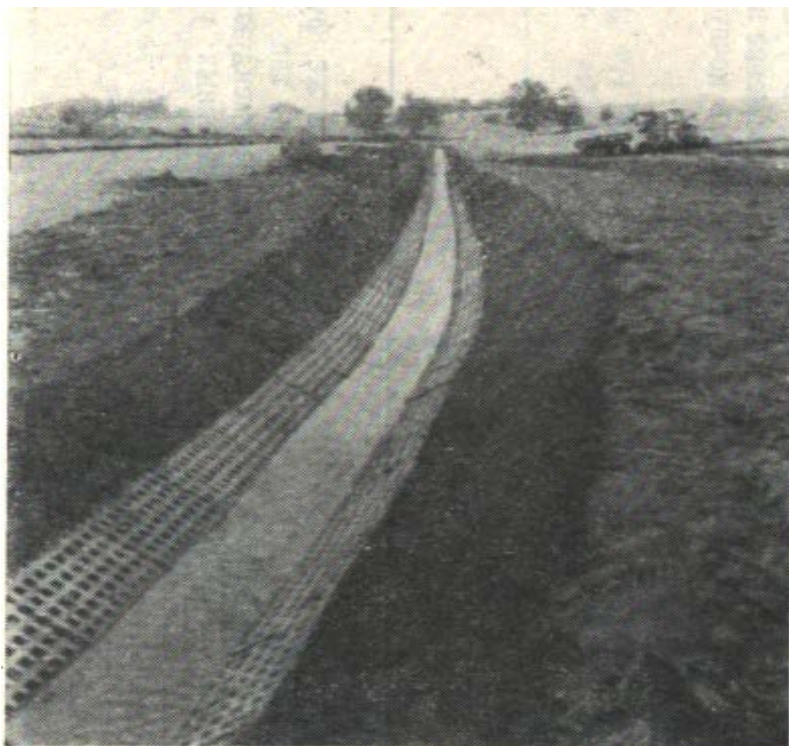
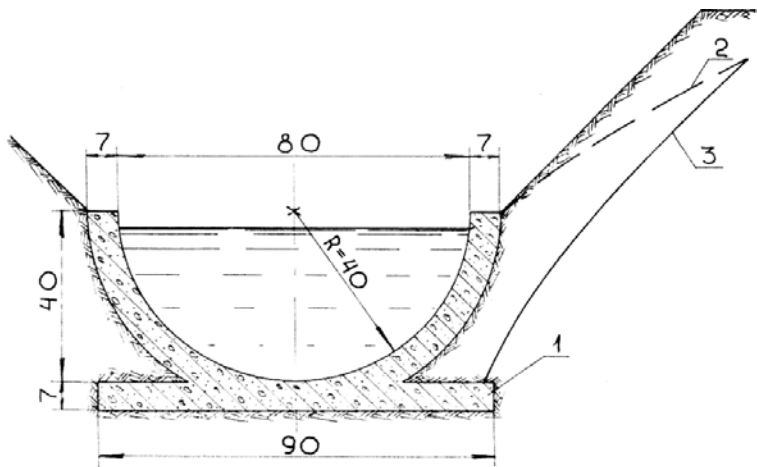


Рис. 6.7. Крепление канала решетчатыми бетонными плитами

Укладку лотков производят с помощью кранового оборудования впритык друг другу, скрепляя в торцах с помощью монтажных петель. Стыки защищают фильтрующими крупнозернистыми или стекловолокнистыми материалами. Пазуху между стенкой лотка и откосом канала засыпают местным песчаном или растительным грунтом при применении пористобетонных и гравийно-песчаной смесью или щебнем при перфорированных и ячеистых лотках. Выше лотков откосы крепят в зависимости от скорости потока крупнозернистыми материалами, бетонными элементами или биохимическими методами.

a



б

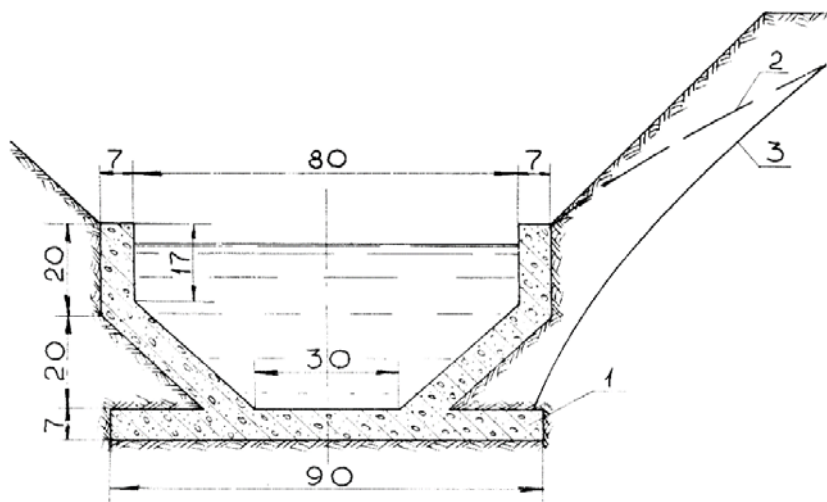


Рис. 6.8. Лотки из пористого бетона с водопроницаемыми открылками:
a – полуциркулярный профиль; *б* – пятигранный профиль (1 – водопроницаемые открылки; 2 – положение кривой депрессии при отсутствии открылков; 3 – то же при их наличии)

Пригрузку из крупнозернистых материалов (щебня, гравия, гальки, грунтовых агрегатов, искусственно укрепленных вяжущими ве-

ществами) применяют для крепления откосов в подводной части и зоне высачивания грунтовых вод (рис. 6.9) на осушительно-увлажнительных каналах глубиной $H = 1,5-3,0$ м в песчаных, супесчаных и легких суглинистых грунтах. При наличии размывающих скоростей в русле крупнозернистыми материалами пригружают также и дно канала. Средняя крупность зерен D_{50} пригрузки из условия недопущения подвижки отдельных зерен русловым потоком и необходимая толщина пригрузки δ из условия защиты откоса от действия грунтового потока определяются по методикам, излагаемым в главе 5. Укладка пригрузки производится на хорошо спланированный откос с равномерным слоем или слоем, несколько увеличивающимся к подошве откоса, что часто достигается естественным сдвигом частиц книзу в процессе отсыпки.

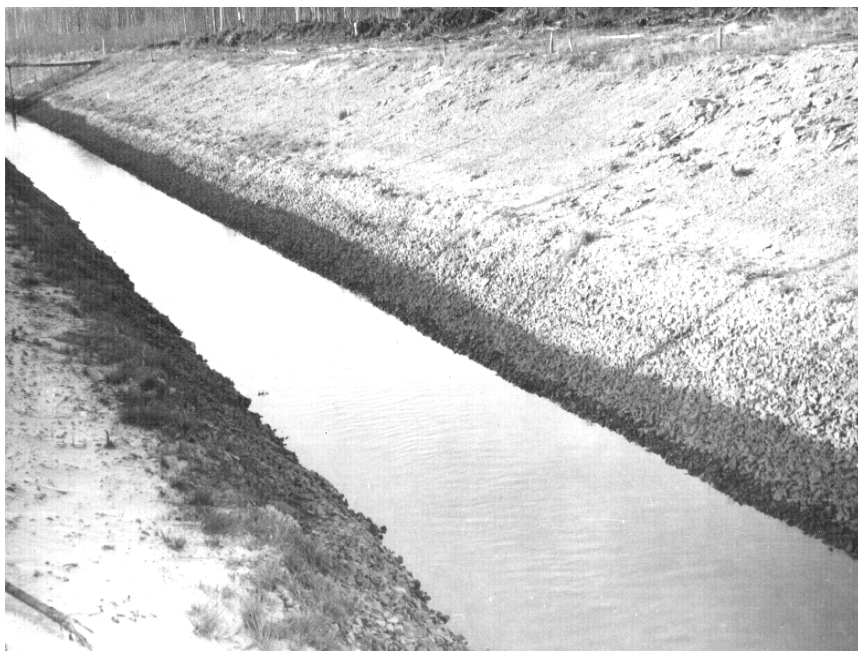


Рис. 6.9. Крепление откосов канала Б-1 щебнем
(Полесская опытная мелиоративная станция Брестской области)

Проектируя систематический или выборочный дренаж, в необходимых случаях предусматривают закладку первой длины по береге канала в качестве приоткосной (береговой).

Для крепления откосов и дна крупных каналов, берегов рек и водохранилищ, при больших скоростях воды и ветровых или судовых волнах применяют каменную наброску. Так, в Беларуси каменной наброской (включая каменное мощение) ежегодно закрепляется до 25 км русел рек и берегов водохранилищ. Каменные наброски бывают однослойными, двухслойными (чаще всего) и реже трехслойными. Первый слой отсыпают из более мелкого камня, щебня или гравия, а верхние слои – из более крупного. При такой отсыпке предупреждается вымыв грунта из-под каменной наброски и высокая сопротивляемость ее размыву русловым и волновым потоками. Крупность камня и толщину плит, устойчивых к действию волн, можно определять по нашей методике, излагаемой в разделе 6.7.

Достоинства каменной наброски заключается в том, что она не боится местных деформаций грунта (пучение, просадка и т. п.), свободно отсыпается на подводные части сооружения, при частичном разрушении легко восстанавливается. Недостатками являются возможность повреждения ее льдом, а также дефицит каменных материалов в ряде районов республики.

6.4. Крепления из полимерных и стекловолоконных материалов

Трудоемкость и недостаточная долговечность креплений из местных материалов (фашин, хворостяных канатов, плетневой стенки), а также относительно высокая стоимость конструкций из бетона, железобетона, каменной наброски вызвали необходимость применения для этих целей новых полимерных и стекловолоконных материалов. Автором разработаны и испытаны в производственных условиях следующие типы креплений с применением новых материалов: крепление из перфорированной пластмассовой ленты, фильтрующие стекловолоконные и синтетические ткани с пригрузочными карманами (рис. 6.10), конструкции дискретного и комбинированного типов с использованием геотекстителей и пористого материала из полиэтилена (полиэтиленхолста).

В каналах водопроводящей и регулирующей сети ($H = 1,0\text{--}2,5$ м, $b = 0,4\text{--}1$ м) обычно закрепляют подошву откосов на высоту $0,2\text{--}0,4$ м плетневой, фашинной или жердевой стенкой, создавая тем самым донную траншею для пропуска меженных вод. Устройство таких креплений весьма трудоемко, плохо поддается механизации и сопряжено с большими затратами ручного труда. Наши исследования показали, что в таких каналах, предложенных песках, супесях и суглинках и имеющих скорости течения воды в русле до $2,5$ м/с, можно достичь значительного снижения ручного труда и увеличить темпы устройства креплений в $5\text{--}10$ раз путем применения конструкций из перфорированной пластмассовой ленты (рис. 6.11).

Перфорированную ленту изготавливают толщиной $0,2$ м и шириной $0,18\text{--}0,30$ м из морозостойких полимерных материалов: полиэтилена любой плотности (ПВП, ПСД, ПНП) с модулем упругости $E_0 \geq 200$ МПа (инертные наполнители – мел, сажи, метасиликат кальция до $15\text{--}30$ % по объему); ударопрочного стабилизированного поливинилхлорида УПВХ; сополимера этилена с пропиленом (СЭП) низкого и среднего давления; ударопрочного полистирола.

К особым свойствам рекомендуемых пластмасс относится их старение (повышение жесткости и хрупкости) под влиянием атмосферных условий, особенно при прямом солнечном облучении; ползучесть и релаксации даже при нормальной температуре. Учет этих факторов требует значительного снижения исходных показателей прочности и упругости материалов при назначении сопротивления растяжению R_p и модуля упругости E_p . Величину R_p пластмассовых лент для крепления каналов принимают как часть от минимального значения предела текучести при растяжении σ_T , т. е. $R_p = K_E \sigma_T$, где K_E – суммарный коэффициент длительного сопротивления материала, учитывающий изменение его свойств по времени – ползучесть и релаксацию, а также старение под влиянием метеорологических условий при расчетном сроке службы крепления. Для относительно жестких материалов с начальным модулем упругости $E_0 \leq 1000$ МПа $K_E = 0,20\text{--}0,25$; для гибких пластиков ($E_0 \leq 1000$ МПа) $K_E = 0,25\text{--}0,35$.

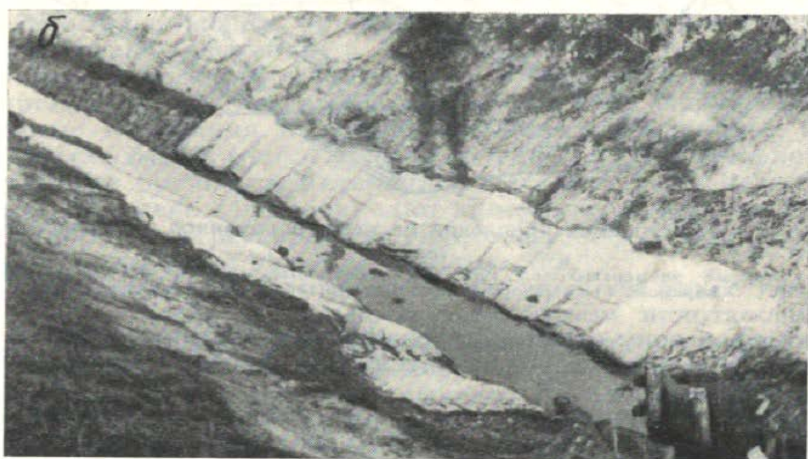
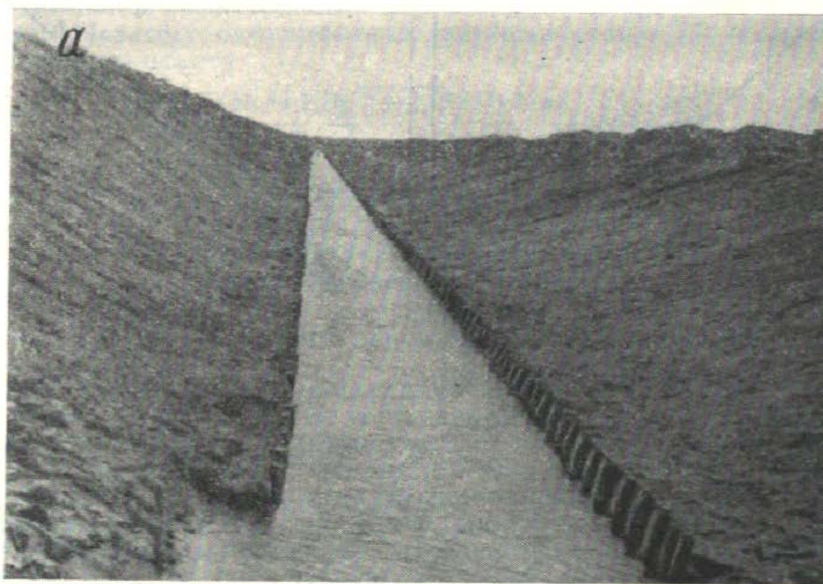


Рис. 6.10. Крепление каналов синтетическими материалами:
a – перфорированной пластмассовой лентой; *б* – фильтрующей
тканью с пригрузочными карманами

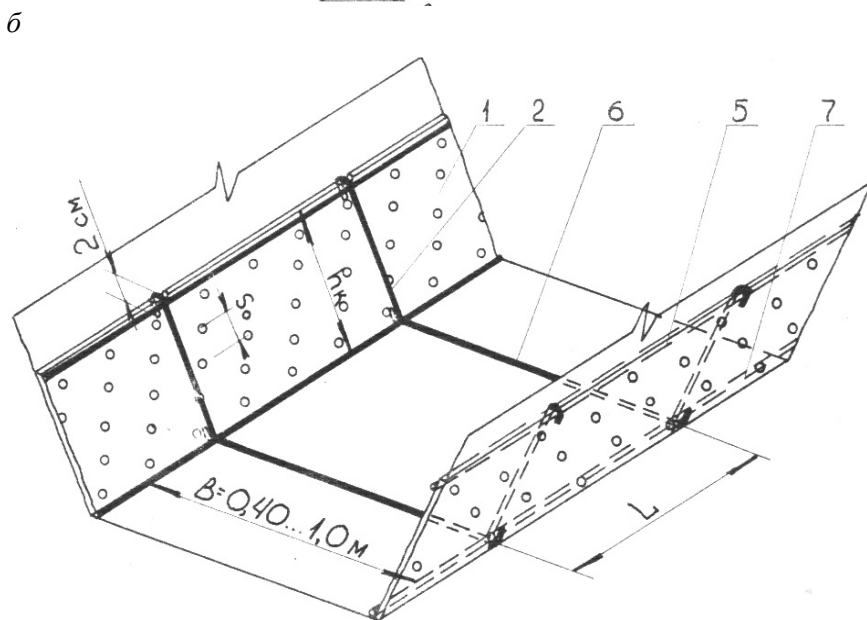
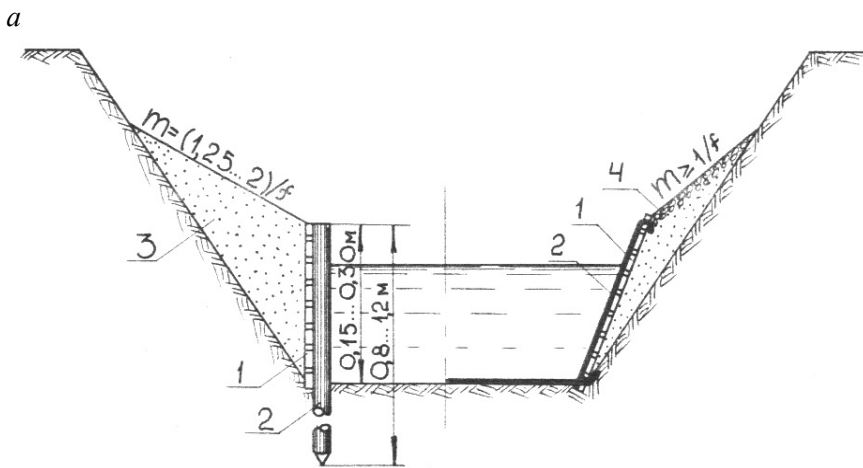


Рис. 6.11. Крепление из перфорированной пластмассовой ленты:
a – опорные элементы (колья или железобетонные сваи); *б* – арматурные
 каркасы; 1 – перфорированная лента; 2 – опорные стойки; 3 – засыпка из
 растительного грунта; 4 – крупнозернистый материал; 5, 6, 7 – стержни каркаса

Конструкцию крепления выполняется следующим образом. На дне русла канала через определенное расстояние устанавливают опорные элементы, выполненные в виде легких сварных арматурных каркасов (рис. 6.11, б), или забивают в основание откоса (с помощью пневматического молота или других приспособлений) вертикально или с небольшим уклоном в сторону откоса (угол $\beta = 10\text{--}20^\circ$) железобетонные свайки (рис. 6.11, а) на глубину 0,6–1 м в зависимости от степени разуплотнения дна. Перфорированную ленту закладывают за опорные стойки арматурных каркасов и в местах выемок в верхней и нижней кромках заделывают ее под отгибы опорных стоек. К железобетонным свайкам ленту прикрепляются с помощью арматурных выпусков, а к деревянным кольям – гвоздями. Нижнюю часть ленты заглубляют на 5 см в дно русла.

При размывающих придонных скоростях в русле дно пригружают крупнозернистыми материалами расчетной крупности или укладывают на него перфорированную пластмассовую ленту, заделывая ее под поперечные элементы опорных каркасов и формируя таким образом в данной траншее трапециевидный пластмассовый лоток. Для этих целей в Германии используют параболические лотки, которые в устойчивых грунтах укладывают непосредственно в русло канала, запуская их верхние открьлки в тело откоса, а в плавунных грунтах при наличии гидродинамического давления грунтового потока крепят к откосу с помощью колец или свай.

Если полоса высачивания грунтовых вод выходит над креплением, то откосы выше ленты пригружают фильтрующими крупнозернистыми материалами (гравием, щебнем, гравийно-песчаной смесью) или предусматривают одерновку. Пространство между лентой и откосом (пазухи) засыпают местным грунтом, если диаметр перфорационных отверстий D_0 не превышает допустимого, и крупнозернистым материалом, растительным грунтом или обкладывают стеклофильтром – если D_0 больше допустимого.

Наиболее приемлемая форма отверстий по условиям сводообразования – круглая. В песчаных грунтах с коэффициентом неоднородности $\eta = d_{60} / d_{10} > 2$ принимают диаметр отверстий $D_0 \leq (4\text{--}5) d_{50}$ и при $\eta \leq 2$ $D_0 \leq (3\text{--}4) d_{50}$. Перфорация может иметь форму щелей с шириной $t = (2\text{--}3) d_{50}$ при $\eta > 2$ и $t = (1,5\text{--}2) d_{50}$ при $\eta \leq 2$ и длиной $(3\text{--}4) t$. С применением защитных материалов диаметр от-

верстий может быть увеличен до 6 мм. По конструктивным соображениям минимальный размер перфорации принимают 1 мм, а максимальный – 6 мм. Если при этом не выполняются вышеуказанные требования к D_0 и t , то предусматривают защитные фильтры.

Лента должна иметь такую минимальную скважность S , которая обеспечивает выход грунтовых вод в русло без значительного подпора и не снижает ее несущей способности. Эти условия соблюдаются при $S = 2-3 \%$ и соответственно отношение шага отверстий S_0 к их диаметру D_0 : $\frac{S_0}{D_0} = 5-6$ [60].

Долговечность пластмассовой ленты: по отношению к агрессивности воды не ограничивается; по отношению к атмосферному воздействию при стабилизации 2 %-м добавлением сажи – не менее 15–20 лет.

Устойчивость пластмассового крепления определяют исходя из прочности и допустимых деформаций ленты по первому и второму предельным состояниям соответственно по уравнениям (6.1) и (6.3)

$$R_{кр} \leq n_y K_0 K_p, \quad (6.1)$$

где $R_{кр}$ – максимальные эксплуатационные усилия в ленте при воздействии на нее расчетных нагрузок;

K_0 – коэффициент, учитывающий ослабление расчетного сечения за счет перфорации,

$$K_0 = 1 - \frac{D_0}{S_0}; \quad (6.2)$$

n_y – коэффициент условий работы;

$$b_0 \leq K_0 [b_0], \quad (6.3)$$

где b_0 – максимальный прогиб ленты, определяемый по нормативным нагрузкам; $[b_0]$ – предельное значение прогиба, устанавливаемое для данной конструкции.

Нагрузкой на водопроницаемое пластмассовое крепление подшвы откосов, которую необходимо учитывать, является активное давление водонасыщенного грунта интенсивностью q (см. рис. 5.5); нормативное значение ее определяется по (5.52). При оценке прочности крепления исходят из расчетной нагрузки q_p , которую получают умножением нормативной нагрузки q на коэффициент перегрузки $n' = 1,2$, т. е. $q_p = 1,2q$.

Водопроницаемое крепление не испытывает гидростатического давления грунтовых вод и в расчете его не учитывают.

Максимально допустимое расстояние – пролет L между опорными элементами, при котором прогиб b_0 ленты с заданной толщиной t не превышает допустимого $[b_0] = 0,02$ м по условиям нормальной эксплуатации конструкции, определяют по следующей формуле, полученной нами исходя из теории деформируемости упругих мембран [60]:

$$L \leq K_0 \sqrt[4]{\frac{[b_0]^3 E_p t}{\xi^3 q}}, \quad (6.4)$$

где t – толщина ленты;

$\xi = 0,36$ для мембраны, опертой по контуру;

$\xi = 0,70$ для мембраны с верхней свободной кромкой (в опорном каркасе отсутствует верхний продольный стержень).

Из условия прочности пролет L находят по формуле

$$L \leq \frac{2t}{q_p} \sqrt{\frac{6n_y^3 K_0^3 K_p^3}{E_p}}, \quad (6.5)$$

где $n_y = 0,75$.

За расчетное значение L выбирают меньшее из полученных по формулам (6.4) и (6.5).

Диаметр стержней каркаса принимают не менее 6 мм.

Расчеты показывают, что для обычных условий эксплуатации каналов при толщине ленты $t > 0,15$ см определяющим является

второе предельное состояние по допустимым деформациям. При этом расстояние (пролет) L между опорными элементами ленты обычно получается равным 0,25–0,50 м.

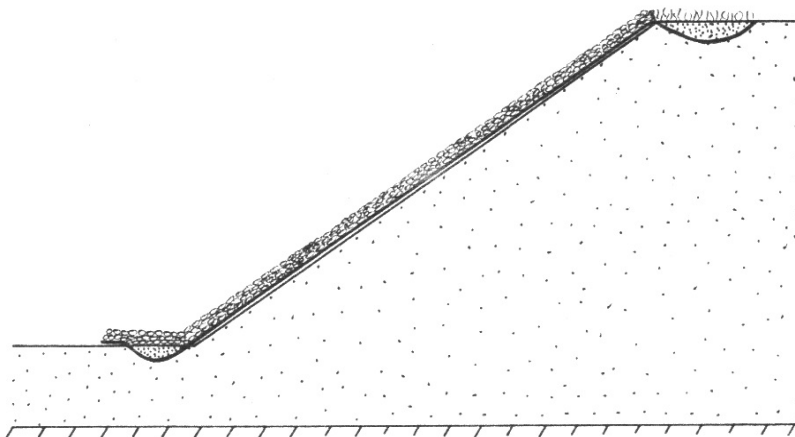
В ряде стран (Франция, Бельгия, Финляндия, ФРГ, США, Япония, и др.) фильтрующие стекловолоконистые и синтетические ткани (геотекстили) находят применение для поверхностного дренажа и равномерного распределения нагрузок на слабые деформируемые заболоченные грунты, а также для закрепления откосов земляных насыпей и водопроводящих каналов. Применение фильтрующих тканей для стабилизации откосов вызвано стремлением снизить стоимость и трудоемкость устройства крепления (по сравнению с конструкциями из железобетона и местных материалов).

В работе [60] приведены физические и физико – механические характеристики пластмасс и стекловолоконистых материалов, которые могут использоваться на креплении каналов.

В лаборатории механики жидкости и грунтов Гренобльского университета (Франция) с участием автора изучались различные способы закрепления водонасыщенных откосов синтетической фильтрующей тканью «бидим». Она выпускается фирмой Rhone-Poulenc-Textiles и представляет собой прочное войлочное полотно из произвольно расположенных полиэфирных волокон, скрепленных термическими каландрированием. Бидим выпускают в рулонах по 125–300 м, шириной 2–5 м с массой материала на единицу площади: 0,2; 0,3; 0,4 и 0,6 кг/м².

Лабораторные опыты проводились нами в грунтовом лотке на водонасыщенных откосах из однородного среднезернистого грунта с коэффициентом фильтрации 0,012 см/с. Откос закрепляли тканью с массой 0,3 кг/м², толщина ее 0,32 см, коэффициент фильтрации 0,59 см/с, минимальное сопротивление начатому размыву полоски шириной 1 см – 18 кг. В процессе опытов были испытаны различные схемы закрепления откосов тканью (свободная укладка, вертикальная заделка краев ткани в грунт у бровки и подошвы откоса, жесткая и послойная анкеровка, пригрузка крупнозернистыми материалами с заделкой краев ткани). Наиболее эффективными оказались две схемы: пригрузка ткани с анкеровкой ее краев (рис. 6.12, *а*) и послойная, глубокая анкеровка грунтового массива (рис. 6.12, *б*).

a



б

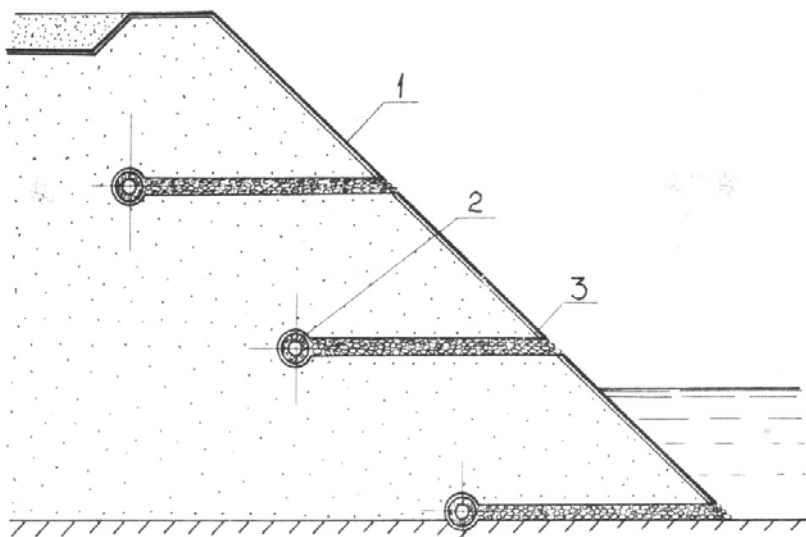


Рис. 6.12. Схемы крепления откосов фильтрующей тканью:
a – пригрузкой крупнозернистым материалом с заделкой ткани в грунт;
б – с анкерной приоткосными дренами; 1 – ткань; 2 – дрена; 3 – засыпка из фильтрующего материала

По второй схеме, предлагаемый для закрепления откосов возводимых земляных насыпи, фильтрующая ткань глубоко заделывается между слоями тела откоса в процессе производства работ и закрепляется обмоткой вокруг приоткосных дрена. Грунтовые воды, притекающие к продольным дренам 2, отводятся прослойками крупнозернистого материала, размещаемого между двумя слоями ткани элемента 3. Фильтрующая ткань, заанкерованная за приоткосные дрена и погруженная слоем грунта, прочно удерживает покрытие 1 на откосе и одновременно защищает сами дрена от заиливания.

В 1970 г. на земляной плотине Валькросс (район Тулона, Франция) сотрудники Гренобльского университета с участием автора построили с применением ткани «бидим» экспериментальные участки креплений верхового откоса (длина плотины по гребню 130 м, высота 16 м).

В работе [114] исследователи сообщают, что после шести лет службы сооружения прочностные свойства самой ткани под слоем каменной наброски сохранились, но зато ее водопроницаемость снизилась почти в 10 раз из-за кольматажа глинистыми частицами, хотя и осталась достаточно высокой (примерно в 100 раз выше чем у грунта). Ткань на участке откоса, не защищенном от прямого действия солнечных лучей и волнового давления, потеряла половину своего сопротивления растяжению уже через 2 года эксплуатации. Поэтому при использовании ткани для крепления откосов, а также в качестве фильтра, авторы [114] рекомендуют защищать ее от солнечного излучения и волнового воздействия.

Проведенные нами исследования показали, что для крепления откосов каналов, подверженных воздействию не только грунтовых вод, но и размыву русловым потоком, хорошо зарекомендовали себя конструкции, выполненные в виде сплошных или чередующихся карманов, загруженных крупнозернистым материалом. Чередующиеся карманы позволяют сэкономить часть ткани, но требуют правильного подхода к выбору их размеров.

Фильтрующие ткани с пригрузочными карманами могут применяться для крепления откосов осушительных и осушительной – увлажнительных каналов глубиной $H = 1,5–2,5$ м, проложенных в песчаных и супесчаных грунтах, при скоростях воды в русле $v \leq 2,0$ м/с. При интенсивном грунтово – напорном питании ($h_B > 0,5$ м) крепление лучше применять в сочетании с приоткосным

дренажом. Конструктивно крепление выполнено в виде чередующихся участков из фильтрующей стекловолокнутой или синтетической ткани и пригрузочных карманов из этой же ткани (рисунок 6.13, а) или с непрерывным размещением карманов (рисунок 6.13, б), заполненных крупнозернистым материалом (крупнозернистым песком, песчаной – гравийной смесью, щебнем и т. п.). Ткани должны обладать достаточной прочностью на разрыв $R_p > 1,5-2$ кг/см, устойчивостью к воздействию атмосферных факторов и гидрохимической среды.

Для нормальной работы крепления в несущих грунтах достаточно, чтобы водопроницаемость ткани и крупнозернистого заполнителя карманов была в 5–10 раз выше, чем грунта, и чтобы частицы скелета защищаемого грунта не проникали фильтр. При суффозионной структуре грунта наряду с указанными выше требованиями необходимо, чтобы мелкие частицы, вынос которых из грунта фильтрационным потоком является допустимым, не кольматировали открытые поры фильтрующей ткани и материала засыпки.

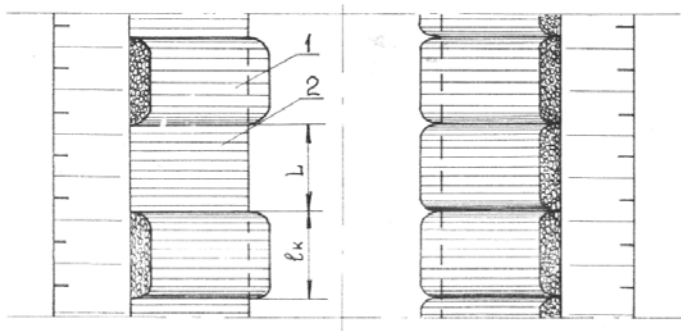
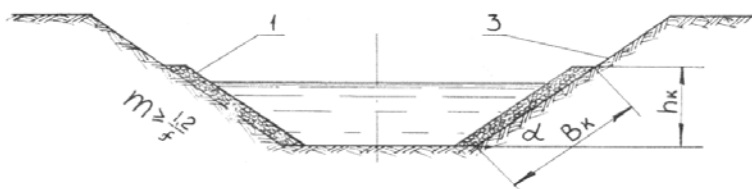
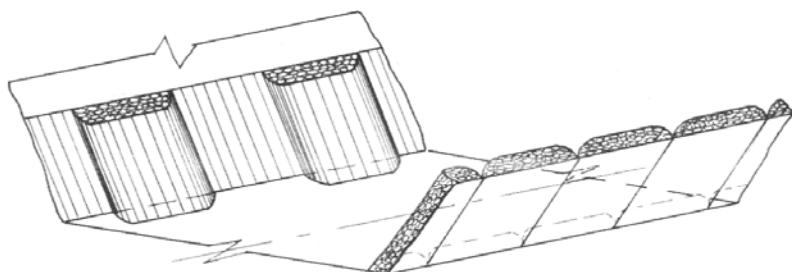
Опыт эксплуатации откосов каналов с использованием фильтрующих стеклотканей в течение 15 лет свидетельствует о хорошей стойкости стекломатериалов. Учитывая относительно небольшой опыт производственных испытаний, до получения более надежных данных, срок службы креплений из стекловолокнутой и синтетических материалах в расчетах долговечности при проектировании рекомендуется принимать до 15 лет.

Коэффициент фильтрации крупнозернистого заполнителя пригрузочных карманов определяют опытным путем или приближенно (при известном гранулометрическом составе) по экспериментальной зависимости М. Паввича:

$$K_{\phi} = \frac{4\phi_1}{v} \sqrt[3]{\eta} \frac{n_s^2}{(1-n_s)^2} d_{17}, \quad (6.6)$$

где ϕ_1 – коэффициент, учитывающий форму и шероховатость частиц; для гравия и песчано – гравелистых грунтов следует принимать $\phi_1=1,0$; для щебеночных материалов $\phi_1 = 0,35-0,40$; значение d_{17} подставляют в см и K_{ϕ} получают в см/с.

a



б

Рис. 6.13. Крепление откосов фильтрующей тканью с пригрузочными карманами: *a* – дискретное расположение карманов; *б* – сплошное (непрерывное) размещение карманов; 1 – карманы; 2 – ткань; 3 – залужение

Никаких требований к заполнителю карманов по крупности и сортированности не предъявляется, так как ткань надежно защищает его от размыва и кольматажа.

Расстояние L между чередующимися карманами (рис. 6.13, *a*) выбирают таким, чтобы фильтрующая ткань обладала достаточным сопротивлением суммарному воздействию сил в приоткосном массиве

$$L \leq \frac{2R_p n_y}{\gamma_c \delta K_3}, \quad (6.7)$$

где R_p – расчетная приведенное сопротивление ткани разрыву, кг/см; δ – толщина фильтрующий пригрузки (м), определяемая по методике, излагаемой в разделе 5.1;

$$n_y = 0,3; \quad K_3 = 1,1-1,2.$$

По условию деформативности межкарманных участков не следует принимать $L > 1,0$ м.

Ширину пригрузочных карманов l_k назначают из условия необходимой массы пригрузки по формуле

$$l_k \geq \frac{L}{\frac{a}{\delta} - 1}, \quad (6.8)$$

где a – толщина кармана, которую принимают $a = 0,05-0,1$ м при ширине канала по дну $b \leq 1$ м и $a = 0,10-0,20$ м при ширине канала по дну $b \geq 1$ м, но в обоих случаях $a \geq 1,25\delta$.

Из условий производства работ ширина карманов по обеим схемам должна быть не менее 0,4 и не более 1,0 м.

Толщину пригрузки в карманах с непрерывным размещением (рис. 6.13, б) принимают равной δ по (5.22).

Карманы заполняют на месте производства работ с использованием средств механизации (ленточные транспортеры).

6.5. Крепления дискретного и комбинированного типов

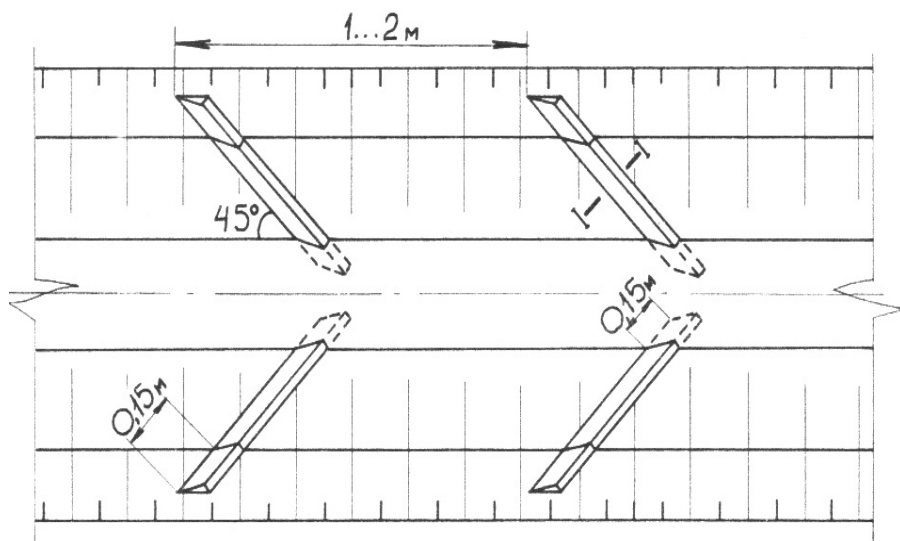
Для крупных каналов и канализируемых рек рационально применение креплений дискретного и комбинированного типов, которые в отличие от сплошной облицовки откосов выполняются из отдельных конструктивных элементов, укладываемых через определенное расстояние, между которыми поверхность откоса (в зависимости грунтовых и гидравлических условий) оставляют без всякого покрытия или защищают легкими и дешевыми материала-

ми. В качестве таких материалов могут применяться отечественные фильтрующие геотекстилы – «дорнит» и полиэтиленхолст.

Сложной проблемой является крепление неустойчивых русел рек-водоприемников и крупных водопроводящих каналов с попережными сечениями больших размеров. Из-за высокой стоимости предназначенных для этих целей железобетонных элементов (плит, блоков), каменной наброски и других капитальных конструкций такие водотоки часто оставляют без крепления. В результате водоприемники работают не всегда удовлетворительно и требуются большие эксплуатационные затраты на их восстановление. В связи с этим большое значение имеет разработка не дорогостоящих креплений русла в виде конструкций дискретного (прерывистого) или комбинированного типов. Особенностью дискретных конструкций является то, что они в отличие от сплошной облицовки откосов укладываются не по всей длине русла, а через определенное расстояние (рис. 6.14). Крепления дискретного типа выполняют двойную функцию: создают дополнительную ребристую шероховатость, снижая тем самым размывающее действие потока, и перераспределяют энергию потока между откосами и дном, отклоняя приоткосные струи ко дну и таким образом выравнивая степень устойчивости откоса и дна, т. е. образуя равноустойчивый профиль русла. Откосы между конструктивными элементами (железобетонными блоками, брусьями, гравийными зубьями и т. п.) оставляют в естественном состоянии без всякого покрытия.

В креплениях комбинированного типа поверхность откосов в промежутке между элементами покрывают менее капитальными материалами: стекловолокнистыми или синтетическими тканями, полиэтиленхолстом, гравийной или щебеночной отсыпкой и т. д. (рис. 6.15). Первый тип креплений можно применять в тех случаях, если скорость потока способна вызвать незначительные размывы в пространстве между конструктивными элементами крепления, ограничивающими базис эрозии в допустимых при эксплуатации водотока пределах. Такие случаи обычно имеют место в грунтах, в составе которых содержится крупнозернистая фракция $d \geq 1-2$ мм не менее 10–15 % по массе, образующая естественную отмостку, способную предохранить поверхность откоса от размыва.

a



б

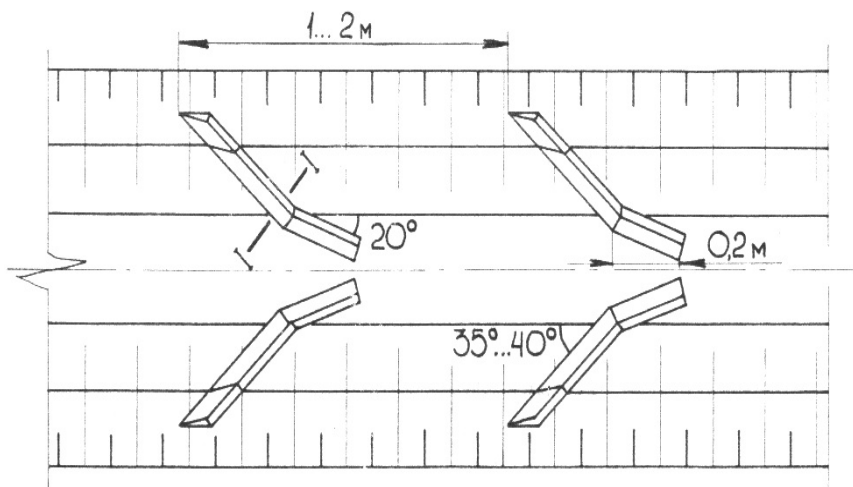


Рис. 6.14. Крепление дискретного типа:
a – наклонные балочки; *б* – «клюшки»

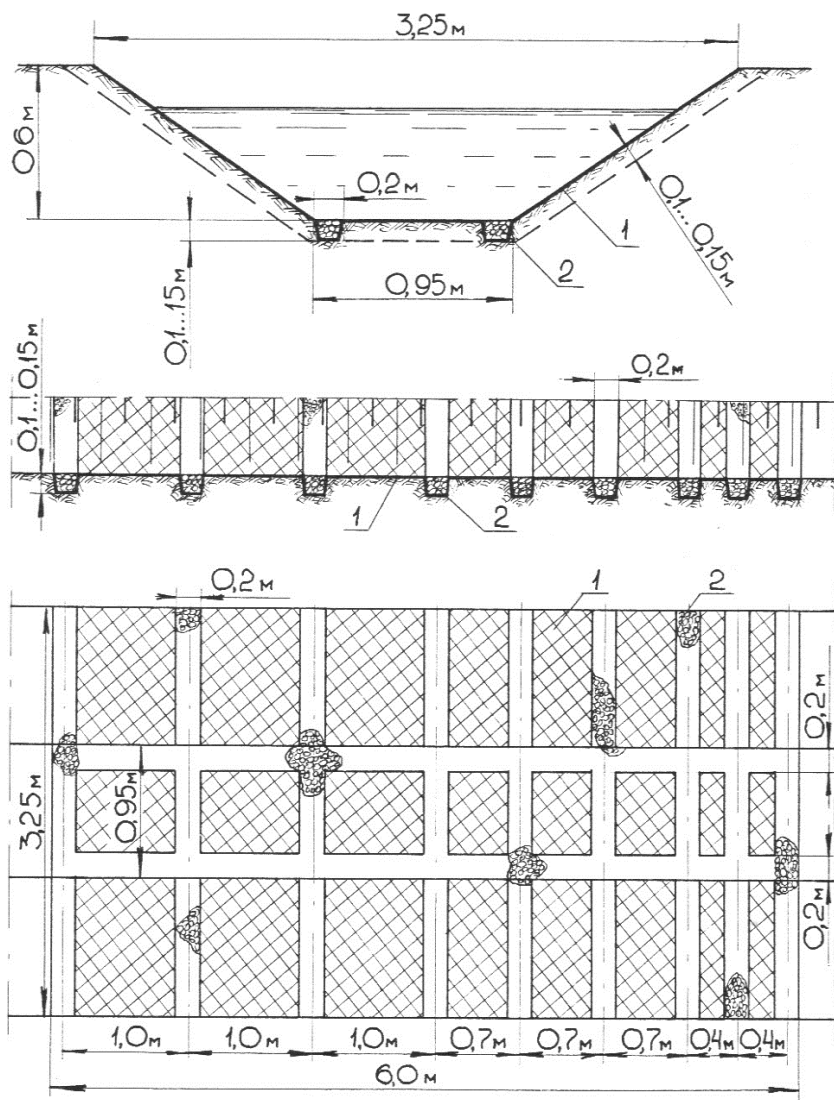


Рис. 6.15. Схема крепления на основе геотекстиля с заделкой его в поперечные и продольные канавки: 1 – геотекстиль; 2 – крупнозернистый сыпучий материал

При отсутствии крупной фракции устойчивость откосов между конструктивными элементами будет достаточной, если уклон водной поверхности будут превышать их допустимые для откоса значения $I_{\text{доп}}$ по формуле (3.38) не более, чем в 2 раза.

Второй тип креплений применяют при уклонах, значительно (более чем в 2 раза) превышающих допустимые. При этом в русле могут назначаться уклоны, при которых способны сохранять устойчивость те или иные материалы покрытия откосов. Для стекловолоконистых тканей и полиэтиленхолста эти уклоны могут в 4–5 раз превышать допустимые значения по формуле (3.38). Для сыпучих крупнозернистых материалов пригрузки откосов (щебня, гравия, гальки, камня) допускаемые скорости определяются по формуле (5.24).

В гидравлическом лотке размерами $20 \times 1,5 \times 1,5$ м на размываемой крупномасштабной (примерно М1:10) модели изучен ряд креплений дискретного типа с различным расположением конструктивных элементов по отношению к оси потока и различными расстояниями между ними. Проведенные в лотке опыты показали, что наиболее эффективными являются конструкции креплений, выполненные по типу «клюшки» (рис. 6.14, б) и в виде треугольных балочек, расположенных к потоку под углом $40\text{--}45^\circ$ (рис. 6.14, а).

Крепление комбинированного типа с защитой поверхности откоса геотекстилем «дорнит» испытаны нами на русловой площадке. Дорнит – прочный хорошо фильтрующий материал: предел прочности на разрыв $5,8$ кг/см; средний коэффициент фильтрации 200 м/сут.

Опытные конструкции креплений на основе геотекстилей испытывались на модельном канале, проложенном в средnezернистом песчаном грунте с крупностью зерен $d = 0,1\text{--}0,6$ мм, коэффициентом внутреннего трения $f = 0,70$; коэффициентом фильтрации $K_{\text{ф}} = 11$ м/сут; структурным сцеплением (по отрыву цементированной в воде пластинки) $c_p = 0,075$ Па; плотностью частиц $\rho_s = 2660$ кг/м³ и плотностью грунта $\rho = 1612$ кг/м³. Размеры канала: ширина по низу $b = 0,95$ м; ширина поверху $b = 3,35$ м; максимальная глубина $H = 0,6$ м; коэффициент заложения откосов $m = 2$.

На модельном канале испытаны различные опытные конструкции крепления с применением геотекстилей, из которых наибольший интерес представляют следующие три конструкции.

Первая конструкция выполняется из геотекстиля «дорнит» заделанного в поперечные и продольные вдоль подошвы откоса канавки, засыпанные гравийным материалом расчетной крупности (рис. 6.15). Были выбраны 3 различных расстояния между поперечными канавками: $l = 0,4$ м; $0,7$ и $1,0$ м. Наиболее рациональным оказалось расстояние $l = 0,7$ м; при $l = 1,0$ м наблюдалось некоторое пучение незакрепленной части геотекстиля. Крепление, выполненное по такой схеме, не претерпело деформации при средней скорости течения воды $v = 1,1$ м/с и глубине $h = 0,27$ м, что в натуральных условиях при расчетной глубине $H = 2$ м соответствует примерно допускаемой скорости $1,6$ м/с.

Технологически удобной в устройстве является конструкция крепления геотекстиля дренажными трубами, располагаемыми в специально выполненные канавки (рис. 6.16). Причем трубы могут заполняться местным грунтом любого гранулометрического состава. В тех случаях, когда откосы подвержены воздействию фильтрационного давления грунтовых вод, может найти применение крепление геотекстилей с заделкой его в продольные заглубленные в тело откоса канавки треугольного профиля. Эти канавки заполняются крупнозернистым фильтрующим материалом и таким образом играют роль приоткосного дренажа, снижающего кривую депрессии грунтовых вод и соответственное фильтрационное давление, что способствует повышению статической устойчивости откосов.

В гидравлическом лотке ПОМС испытано крепление с защитой поверхности откоса в промежутке между балочками новым фильтрующим материалом – полиэтиленхолстом. Особенностью таких конструкций с фильтрующим покрытием является то, что они наряду с защитой откосов от размыва предохраняет их оплывания под действием фильтрационного давления грунтового потока, которое имеет место при высачивании грунтовых вод. Однако в этом случае конструктивные элементы, пригружающие фильтрующую ткань или холст, должны иметь массу, приходящуюся на единицу площади откоса, не менее величины, определяемый по предложенной ранее формуле (5.21).

Для производственной проверки такой конструкции крепления на р. Поне Докшицкого района Витебской области был построен опытный участок. Крепление представляет собой покрытие из листового полиэтиленхолста размером $1,2 \times 1,0$ м, уложенного на откос шири-

ной 2,4 м с пригрузкой железобетонными балками $0,1 \times 0,1 \times 2,4$ м, уложенными через 1 м. Такое крепление предохраняет грунт от выпора фильтрационным давлением и от размыва русловым потоком, скорость которого на опытном участке достигла 1,1 м/с.

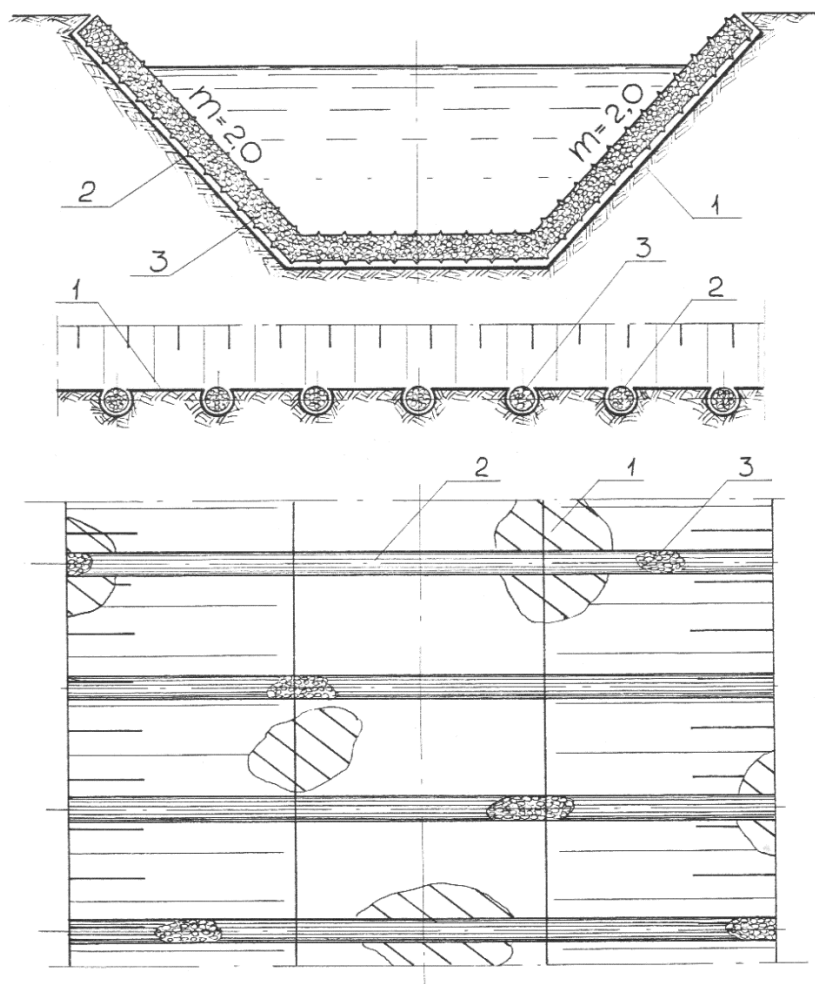


Рис. 6.16. Схема закрепления геотекстиля гофрированными трубами с наполнителем: 1 – геотекстиль; 2 – гофрированные трубы; 3 – наполнитель из гравийно-песчаной смеси

Таким образом, для крупных каналов и канализируемых рек могут найти применение крепления дискретного и комбинированного типов, которые в отличие от сплошной облицовки откосов выполняются из отдельных конструктивных элементов, укладываемых через определенное расстояние, между которыми поверхность откоса (в зависимости грунтовых и гидравлических условий) оставляют без всякого покрытия или защищают легкими и недорогими материалами. В качестве таких материалов могут применяться отечественные фильтрующие геотекстилы – «дорнит» и полиэтиленхолст.

6.6. Методика проектирования крепление каналов на основе эпюр распределения скоростей по ширине русла

Если скорости течения воды в русле превышают допускаемые, то устойчивость каналов к размыву русловым потоком обеспечивается путем их крепления. Существующая методика проектирования креплений исходя из средней по сечению скорости потока, как правило, требует одинакового типа крепления по всей высоте откоса, соответствующей пропуску расхода воды расчетной обеспеченности, что приводит к повышенной капитальности и стоимости креплений. Эта методика не отражает полную физическую картину воздействия руслового потока на откосы канала, так как фактическое разрушение откосов вызывают не средние по живому сечению, а средние на вертикали скорости, которые неодинаковы на различной глубине воды на откосе. Эпюры распределения в русле средних по вертикали скоростей показывают, что они имеют практически постоянные значения только по ширине дна, а по ширине откоса изменяются от максимальных значений у его подошвы до минимальных к урезу воды. При этом допускаемые скорости, напротив, по мере приближения к урезу воды несколько увеличиваются (рис. 6.17).

Все это дало возможность предложить более рациональную методику проектирования креплений откосов, позволяющую снижать капитальность креплений, назначая их типы дифференцированно по высоте откоса с учетом эпюр распределения по ширине русла средних на вертикалях и допускаемых скоростей [65].

Для построения эпюры допускаемых скоростей на откосе задаются различными значениями $h_{от}$ в формуле (3.73), выбрав шаг из-

менения ширины (например, через 0,2–0,3 м), и при каждом значении $h_{от}$ определяют по расчетным характеристикам грунта значения допускаемых скоростей в заданных точках откосы. На этих же вертикалях рассчитывают средние по глубине фактические скорости потока и затем строят эпюру распределения их по ширине откоса (рис. 6.17). По эпюре находят значение средней скорости на вертикали, которому соответствует допускаемая скорость для менее капитального типа крепления, назначаемого по откосу выше точки, из которой выходит данная вертикаль. По эпюре распределения по откосу допускаемых скоростей устанавливается точка на откосе, в которой допускаемая скорость равна средней на вертикали скорости потока, и соответственно участок откоса от этой точки до уреза воды, на котором крепление от размыва русловым потоком не потребуется. Обычно эта часть откоса закрепляется посевом трав, одерновкой или гравийной пригрузкой для предупреждения его разрушения стекающими по откосу поверхностными водами.

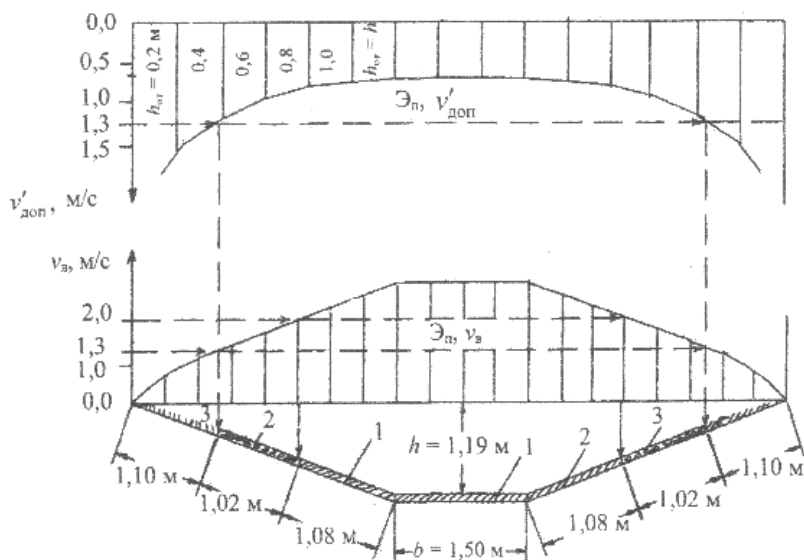


Рис. 6.17. Эпюры распределения средних на вертикалях $v_в$ и допускаемых $v'_{доп}$ скоростей в канале и его крепления:
 1 – плиты из пористого бетона; 2 – пригрузка из щебня; 3 – посев трав

Распределение средних по вертикали скоростей по ширине откоса можно определить по формуле

$$v_B = \frac{I^{0,5}}{n} h_{от}^{0,5+y} \cos^{0,5+y} \alpha, \quad (6.9)$$

где I – уклон руслового потока;

$h_{от}$ – глубина погружения рассматриваемой точки под урез воды, м;

y – показатель степени в формуле (2.7) Павловского для определения коэффициента Шези;

n – коэффициент шероховатости;

α – угол наклона откоса к горизонту.

Предлагаемая методика подбора типов креплений по эпюрам распределения скоростей в русле внедрена на трех опытно-производственных объектах мелиорации в Минской области. Проводящие каналы, крепления которых запроектированы и построены по данной методике, находятся в эксплуатации уже более 15 лет в устойчивом состоянии. Каналы на этих объектах проложены в песчаных грунтах, имеют большие уклон дна ($i = 0,0045-0,017$) и высокие скорости течения воды ($v = 1,7-2,7$ м/с). Для защиты их от размыва в проекте были предусмотрены крепления дна и откосов плитами из пористого (фильтрующего) бетона размерами $2 \times 2 \times 0,1$ и $1,5 \times 1 \times 0,1$ м в два – три ряда по высоте откоса. Применение новой методики позволило снизить капитальность креплений и оставить столько нижний ряд плит, а на отдельных участках – исключить их полностью. Вместо их использовали облегченные конструкции: пригрузку из щебня по слою геотекстиля «дорнит» или без него в зависимости от грунтовых условий, а в верхней зоне откосов – гидропосев трав, что дало значительный экономический эффект и при этом обеспечило надлежащую устойчивость каналов.

Практическое использование предлагаемой методики подбора креплений откосов по эпюрам распределения скоростей показано ниже на примере проектирования креплений канала «Городейка» на участке ПК 50 – 54 (объект – совхоз «Городейский» Несвижского района). Эпюры распределения скоростей по ширине русла приведены в для ПК 50 + 50 (рис. 6.17). Выбранный участок имеет боль-

шой продольный уклон $i = 0,0045$ и соответственно скорости истечения воды в русле $v > 2$ м/с, значительно превышающие допускаемые для дна $v_{\text{доп}} = 0,60$ м/с.

Параметры запроектированного канала на данном участке следующее: коэффициент заложения откоса $m = 2,5$; ширина под дну $b = 1,5$ м; расчетная глубина воды в русле $h = 1,19$ м; гидравлический радиус $R = 0,67$ м.

Грунт на откосах имеет следующие физико-механические характеристики: коэффициент внутреннего трения грунта в воде $f = 0,70$; удельное сцепление $c_p = 0,153$ Па. Крупность зерен грунта: средний диаметр $d_{50} = 0,88$ мм; диаметр крупной фракции $d_{85} = 3,3$ мм; диаметр мелкой фракции $d_{10} = 0,135$ мм. Показатель прочности грунта при $d = d_{50}$ $P_s = 6,19$ Па; при $d = d_{85}$ $P_s = 23,1$ Па – расчетное значение, так как грунт неоднородный (коэффициент $\eta_n > 4$).

Для грунта со дна русла: $f = 0,68$; $c_p = 0,30$ Па; $d_{50} = 0,195$ мм; $d_{85} = 1,2$ мм; $d_{10} = 0,075$ мм ; $P_s = 1,62$ Па при $d = d_{50}$ и расчетное значение $P_s = 8,40$ Па при $d = d_{85}$. Плотность грунта, взвешенного водой, $\rho_1 = 1013$ кг/м³; плотность воды $\rho_B = 1000$ кг/м³.

В результате применения данной методики первоначально запроектированные крепления канала плитами из пористого (фильтрующего) бетона в три ряда по откосу заменены на следующие типы креплений: нижняя часть откосов и дно - плиты из пористого бетона, средняя зона - пригрузка из щебня и верхняя зона откосов - гидропосев трав.

6.7. Методика расчета устойчивости креплений откосов земляных сооружений и судоходных водотоков в условиях воздействия ветровых волн

На многих реках Беларуси созданы русловые водохранилища, главным образом для целей энергетики, рекреации, орошения и обводнения [17, 46]. Верховые откосы земляных плотин подвержены разрушающему воздействию ветровых волн, возникающих в акватории водохранилищ. Смытый с откосов грунт вызывает заиление водохранилища и частично выносится через водосливные сооружения в нижний бьеф, нарушая русловой

режим реки. Откосы крупных судоходных рек, наряду с размывающим действием руслового потока, испытывают разрушающее действие судовых и ветровых волн.

Для предотвращения разрушения откосов судоходных водотоков и водохранилищ применяют различные типы креплений, среди которых наибольшее распространение получили каменная наброска и сборные (реже монолитные) железобетонные плиты [12, 16, 46]. Высокую эффективность показало крепление из гибких бетонных элементов. Такое крепление принимает очертание откоса даже при наличии местных деформаций. Часто применяют комбинированные крепления из гибких бетонных элементов и каменной наброски (рис. 6.18).



Рис. 6.18. Крепление откоса Днепровско-Бугского канала гибкими бетонными элементами и каменной наброской

При неполном учете сил в расчетах креплений, нарушении технологии устройства и режима их эксплуатации крепления разрушаются (рис. 6.19).



Водохранилище «Чигиринское»



Водохранилище «Лепельское»



Заславское водохранилище

Рис. 6.19. Характерные разрушения сборных и сборно-монолитных креплений откосов и берегов (фото В. Е. Левкевича)

В зоне интенсивного волнового воздействия располагают основное крепление, а ниже его облегченное. Верхней границей основного крепления обычно является отметка гребня плотины, а при его значительном возвышении над уровнем воды в верхнем бьефе – величина наката волны на откос. Нижняя граница основного крепления назначается на отметке, заглубленной под минимальный уровень верхнего бьефа на величину $2h_b$ (h_b – высота расчетной волны) [12, 16]. Расчетные параметры волн определяют в зависимости от скорости ветра, длины разгона волны, глубины водохранилища в соответствии с ТКП 45-3.04-170-2009.

Для определения диаметра камня наброски и толщины плит крепления откосов предложены различные экспериментальные зависимости [12, 16, 51]. Значения параметров креплений, определяемые по этим зависимостям, значительно различаются между собой и не всегда пригодны для малых водохранилищ Беларуси.

Необходимую массу камня M , кг, для крепления в виде наброски определяют по зависимости

$$M = \frac{0,025 \rho_k h_b^2 \lambda}{\left(\frac{\rho_k}{\rho_b} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^3}}, \quad (6.10)$$

где ρ_k, ρ_b – плотность соответственно камня и воды, кг / м³.

h_b, λ – высота и длина расчетной волны, м;

m – коэффициент заложения откоса;

Расчетный диаметр камня D , м, вычисляют по формуле

$$D = 3 \sqrt{\frac{M}{0,524 \rho_k}} \quad (6.11)$$

В составе наброски из несортированного камня должно быть по массе не менее 50 % камней с расчетным диаметром D . Толщина крепления наброской из несортированного камня $\delta \geq 3D$, а из сортированного $\delta \geq 2,5D$.

Толщину каменного мощения δ_m по слою щебеночной или гравийной подготовки определяют по формуле П. А. Шанкина

$$\delta_m = \frac{1,7 h_B \rho_B \sqrt{1+m^2}}{(\rho_K - \rho_B) m(m+2)} \quad (6.12)$$

Каменное мощение требует меньше камня для крепления, но применяется очень редко, так как требует больших затрат ручного труда для его устройства.

В справочнике [16] приводится формула (6.13) для определения расчетного размера камня D , м, приведенного к шару, для обеспечения устойчивости наброски из несортированного камня в условиях волнового воздействия на откосы с коэффициентом заложения m в пределах 2–5.

$$D = 1,5 c h_B \left(\frac{\sqrt[3]{m_{hB}}}{m} + 0,5 \right) \frac{m+1,8}{1,8m-1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_K - \gamma_a}, \quad (6.13)$$

где γ_a – удельный вес аэрированной воды, стекающей с наброски в конце отката волны, принимаемый равным 10 кН/м^3 ;

γ_K – удельный вес камня, кН/м^3 ; $\gamma_K = 26,5 \text{ кН/м}^3$;

c – гидравлический коэффициент сопротивления принимается равным 0,2 при диаметре камня более 0,15 м и высоте волны более 0,5 м;

m_{hB} – пологость расчетной волны, принимаемая для водохранилищ равной 7.

Толщину монолитных железобетонных плит δ_{II} рекомендуют [12] определять из условия их устойчивости по формуле П. А. Шанкина

$$\delta_{II} = k h_B \sqrt{\frac{\rho_B}{\rho_{II} - \rho_B} \frac{\lambda}{Bm}}, \quad (6.14)$$

где k – коэффициент, принимаемый 0,083 при открытых швах и 0,11 при закрытых швах;

ρ_n – плотность материала плиты, кг/м³;

B – длина плиты по нормали к урезу воды, м;

h_b, λ – высота и длина расчетной волны, м.

Следует отметить, что формула (6.14) для малых водохранилищ оказалась непригодной и дает реальные размеры плит только для крупных водохранилищ, где высота волны $h_b > 2$ м.

Толщину монолитной плиты δ_n , устойчивой к действию противодействия при откате волны, определяют по формуле

$$\delta_n = 0,07h_b \frac{\rho_n}{\rho_n - \rho_b} \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B}}, \quad (6.15)$$

Обозначения те же, что и в формуле (6.14).

Толщину сборных плит определяют по формуле В. С. Шайтана [12]

$$\delta_n = 0,6h_{b,cp}^2 \frac{B_{от}^{0,75} \rho_b}{B \cos \alpha (\rho_n - 0,3K_b \rho_b)}, \quad (6.16)$$

где $h_{b,cp}$ – средняя высота волны в расчетном шторме, м;

$B_{от} = B / h_{b,cp}$ – относительная длина ребра плиты, м;

B – длина ребра плиты, нормального урезу воды, м;

α – угол наклона откоса к горизонту; при заданном коэффициенте

заложения откоса $m \cos \alpha = \frac{m}{\sqrt{1 + m^2}}$;

K_b – коэффициент полноты погружения плиты в аэрированную водную среду, определяют в зависимости от отношения $B / h_{b,cp}$ по табл. 6.2.

Таблица 6.2. Значения коэффициента полноты погружения плиты

$B / h_{b,cp}$	1	1,2–1,5	2,2–2,8	3,5–4,3	5–6
K_b	1	0,75	0,67	0,60	0,50

Анализ существующих формул для расчета креплений показал, что является актуальной разработка новой, пригодной для водохранилищ различных размеров, методики расчета параметров креплений откосов.

Для получения формул для расчета устойчивости креплений откосов в виде каменной наброски и сборных железобетонных плит может использован полученный нами критерий устойчивости откоса Π_1 (3.147), в котором при воздействии ветровых волн коэффициент $a = 0,27$ для крепления плитами [5] и $a = 0,27(1 - n_s)$ для каменной наброски [70].

Принимая в полученном критерии (3.147) для каменной наброски $\rho'_1 = \rho_k / \rho_b$ (ρ_k – плотность камня, кг/м³) и решая этот критерий относительно диаметра камня D , м, в условиях предельного равновесия ($\Pi_1 = 1$), получим (с учетом коэффициента запаса K_3)

$$D = K_3 \frac{h + 0,27(1 - n_s)h_b f \sqrt{1 + m^2}}{(\rho_k / \rho_b)(mf - 1)}, \quad (6.17)$$

где K_3 – коэффициент запаса, учитывающий неравномерность распределения каменной наброски по откосу, $K_3 = 1,20$ для каменной наброски из несортированного материала; $K_3 = 1,0$ для каменного мощения;

h – средняя глубина воды на поверхности откоса при откате волны, может быть принята $h = 0,5 h_b$;

n_s – пористость материала наброски;

f – коэффициент трения каменной наброски по слою обратного фильтра из щебня ($f = 0,9-1,0$); из гравия ($f = 0,8-0,9$).

При использовании в качестве крепления железобетонных плит влиянием влекущей силы потока на их поверхности можно пренебречь, т. е. принять $h = 0$. Учитывая, что для крепления плитами $a = 0,27$ [5], формула для определения толщины плит δ_n будет иметь вид

$$\delta_n = K_3 \frac{0,27h_b f \sqrt{1 + m^2}}{(\rho_n / \rho_b)(mf - 1)}, \quad (6.18)$$

где K_3 – коэффициент запаса, для сборных плит $K_3 = 1,10$, для монолитных $K_3 = 1,0$.

В табл. 6.3 приведены результаты сравнения расчетов по существующим (6.11)–(6.16) и предлагаемым (6.17), (6.18) формулам при следующих данных: $h_b = 1$ м; $\lambda = 10$ м; $m = 3$; $B = 2$ м; $\rho_k = \rho_n = 2650$ кг/м³; $n_s = 0,38$; $f = 0,9$.

Таблица 6.3. Расчетные параметры креплений

Тип крепления, расчетный параметр, м	Значения параметров по формулам							
	(6.11)	(6.12)	(6.13)	(6.14)	(6.15)	(6.16)	(6.17)	(6.18)
Каменная наброска, диаметр камня D	0,32		0,23				0,26	
Каменное мощение, толщина δ_m		0,22					0,22	
Сборные ж/б плиты, толщина δ_n						0,16		0,17
Монолитные ж/б плиты, толщина δ_n				0,055	0,048			0,16

Из табл. 6.3 видно, что значения диаметра камня наброски, полученные по предлагаемой формуле (6.17), на 11,5 % выше значений расчета по зависимости (6.13), приведенной в справочнике [16], и на 23 % ниже значений, получаемых по формуле (6.11). Толщина каменного мощения по (6.17) совпадает со значением по формуле (6.12) П. А. Шанкина. Предлагаемая зависимость (6.18) для определения толщины сборных железобетонных плит показала удовлетворительное совпадение с формулой (6.16) В. С. Шайтана. Уравнение (6.14) П. А. Шанкина и зависимость (6.15) для определения толщины монолитных плит для крепления откосов плотин малых водохранилищ показали результаты, заниженные примерно в три раза.

Облегченное крепление, располагаемое ниже основного на глубине $H > 2h_b$, обычно выполняют в виде наброски из щебня, гравия или мелкого камня. Крупность материала облегченного крепления определяют из условия его устойчивости под воздействием придонных скоростей v_o , возникающих при волнении. Гидравлическое давление P_b , создаваемое на элемент наброски придонной скоростью при волнении, получено нами [70] в следующем виде

$$P_B = \frac{a_0 F \gamma_B v_d^2}{2g}, \quad (6.19)$$

где придонная скорость v_d может быть найдена по формуле [95]

$$v_d = \frac{\pi \overline{h_B n}}{\sqrt{\frac{\pi \overline{\lambda}}{g} \operatorname{sh} \frac{4\pi H}{\overline{\lambda}}}}. \quad (6.20)$$

С учетом сил взвешивания частиц водой и внутреннего трения материала наброски, а также косоподходящего ветрового волнения под углом θ к урезу воды суммарная сдвигающая сила N_{cd} получена в виде

$$N_{cd} = \sqrt{\gamma_1^2 W^2 \sin^2 \alpha + \frac{0,25(a_0 F \gamma_B \pi)^2 (h_B n)^4 \cos^2 \theta}{\overline{\lambda}^2 \operatorname{sh}^2 \frac{4\pi H}{\overline{\lambda}}}}. \quad (6.21)$$

Удерживающая сила $N_{уд}$ определяется формулой

$$N_{уд} = \gamma_1 W f \cos \alpha \cdot \cos \theta. \quad (6.22)$$

Приравняв удерживающую и сдвигающую силы и поделив их значения на произведение $F \cdot \sin \alpha \cdot \cos \theta$, получим уравнение предельного равновесия в следующем виде

$$\gamma_1 d f m = \sqrt{\frac{\gamma_1^2 d^2}{\cos^2 \theta} + \frac{0,25(a_0 \gamma_B \pi)^2 (h_B n)^4 (1+m^2)}{\lambda^2 \operatorname{sh}^2 \frac{4\pi H}{\lambda}}}. \quad (6.23)$$

$$\text{Обозначим } \frac{\gamma_1 d}{\cos \theta} = \xi_1; \quad \frac{0,5 a_0 \gamma_B \pi (h_B n)^2 \sqrt{1+m^2}}{\lambda \operatorname{sh} \frac{4\pi H}{\lambda}} = \xi_2. \quad (6.24)$$

Тогда критерий устойчивости откоса Π_2 в зоне устройства облегченного крепления (от $H = 2h_b$ до подошвы откоса) получим в следующем виде

$$\Pi_2 = \frac{\gamma_1 d f m}{\sqrt{\xi_1^2 + \xi_2^2}}. \quad (6.25)$$

Принимая в условиях предельного равновесия $\Pi_2 = 1$, получаем значение диаметра D материала наброски в зоне облегченного крепления

$$D = \frac{\sqrt{\xi_1^2 + \xi_2^2}}{\gamma_1 f m} \quad (6.26)$$

В приведенных выше формулах (6.19)–(6.26) приняты следующие обозначения:

γ_b, γ_1 – удельный вес воды и грунта во взвешенной водой состоянии, H/M^3 ;

W, F – объем элемента грунта и площадь его проекции на плоскость действия равнодействующей сдвигающей силы, $W / F = d$ (d – диаметр частицы грунта, м);

a_0 – коэффициент придонной скорости, по экспериментальным данным принимается равным 2,27 [12];

h_b, λ – высота и длина волны 50 %-й обеспеченности при шторме с расчетной скоростью ветра, м;

n – коэффициент, зависящий от крутизны волны λ / h_b [95]:

λ / h_b	8	10	15	20
n	0,6	0,7	0,75	0,80

α, m – угол наклона, коэффициент заложения откоса.

Полученные формулы для определения диаметра камня наброски и толщины железобетонных плит пригодны для водохранилищ различных размеров, в том числе малых водохранилищ Беларуси. Формулы учитывают основные нагрузки, создаваемые волновым потоком, и физико-механические свойства материала крепления. Они могут быть рекомендованы к практическому применению в проектных организациях.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Многолетние теоретические и экспериментальные исследования пропускной способности и устойчивости русел рек и каналов позволили автору монографии раскрыть механизм действия сил на дно и откосы русла, изучить характер и интенсивность их деформаций в различных грунтовых и гидравлических условиях и разработать более совершенные методики гидравлического расчета русел, оценки их устойчивости, а также эффективные способы и конструкции их креплений.

Основными причинами деформаций русел открытых водотоков являются воздействия на них русловых и фильтрационных вод. Процесс размыва русла в песчаных грунтах идет в направлении увеличения его ширины и уменьшения глубины до тех пор, пока не наступит динамическое равновесие между касательным напряжением потока и сопротивлением размыву поверхностного слоя грунта. Более интенсивно русловой процесс идет первые 1–2 года после прокопки русла и практически затухает через два цикла (8–10 лет) прохождения расчетных максимальных расходов.

Предупреждение размывов, вызываемых русловым потоком, достигается созданием в русле допускаемых уклонов и скоростей; приданием руслу надлежащих морфометрических параметров, при котором оно будет находиться в динамически устойчивом состоянии; применением соответствующих конструкций креплений.

В расчетах пропускной способности русел мелиоративных водотоков сложным аспектом является определение скоростного коэффициента C и коэффициента шероховатости n в формуле Шези. Существующие аналитические связи между коэффициентами C и n достаточно обоснованы. Однако сам коэффициент шероховатости n назначается по нормативным таблицам субъективно, исходя из предполагаемого состояния проектируемого русла. Это приводит часто к погрешностям в расчетах его пропускной способности и устойчивости. Чтобы избежать этих неточностей в определении коэффициента n , нами рекомендуется принимать его значения дифференцированно, в зависимости от расчетного периода и вида грунта (табл. 2.1).

Для определения коэффициента n в расчетах русел динамического равновесия, автором, на основе обобщения натуральных данных, предложена двучленная формула (2.24), в которой первый член от-

ражает влияние на гидравлические сопротивления диаметра грунта (так наз. зернистая шероховатость), а второй – русловых форм, обусловленных величиной критерия устойчивости.

Разработана новая методика расчета пропускной способности открытых водотоков. Предложена зависимость (2.43) для определения параметров сечения гидравлически наивыгоднейшего профиля русла каналов и формулы (2.48) и (2.49) для гидравлического расчета водотока при одном заданном размере поперечного сечения. Разработанный аналитический метод расчета пропускной способности каналов позволяет непосредственно по формулам определять размеры поперечного сечения русла и, тем самым, избежать трудоемкого процесса расчета каналов путем подбора графо-аналитическим способом.

Пропускную способность русел сложного сечения следует рассчитывать с учетом взаимодействия руслового и пойменного потоков в активных зонах их взаимного влияния, используя зависимость (2.44), в которой значения коэффициентов кинематического эффекта для руслового и пойменного фрагментов определяются по формулам (2.48) и (2.49). Скорости потоков в руслах сложного сечения, состоящих из руслового и пойменного одностороннего или симметричного двухстороннего фрагментов, можно определять непосредственно по уравнениям (2.51).

Используя принципиальные положения расчета русел сложного сечения, разработана зависимость (2.86) для расчета величины подъема уровня воды, вызываемого строительством дамб обвалования, и формула (2.87) для определения расстояния между дамбами.

В условиях установившегося неравномерного движения воды в русле сложного сечения расчет его пропускной способности производят путем решения системы преобразованных дифференциальных уравнений (2.79) Петрова для руслового и пойменного потоков с переменной массой, решаемых совместно с уравнением неразрывности.

Неустойчивые участки русел в зоне их соединения подлежат капитальному креплению. Общую длину L участка крепления противоположного впадающему потоку берега, подверженного наибольшим деформациям, рекомендуется определять по зависимости (2.69), а длину крепления других характерных участков, примыкающих к узлу слияния L_1, L_2, L_3, L_4 (рис. 2.2) принимать как часть длины L .

Для расчета устойчивости открытых водотоков автором предложены критерии устойчивости откосов (3.37) и дна (3.39), (3.41) русла, представляющие собой отношение показателя прочности грунта к удельной влекущей силе потока.

Разработаны формулы (3.73) и (3.76) для определения допускаемых скоростей течения воды, которые позволяют отдельно оценивать устойчивость к размыву откосов и дна русла. В качестве расчетной принята детерминистическая модель равновесия, в которой объектом воздействия является элемент грунта в его верхнем слое. Сопротивление грунта размыву выражено показателем прочности грунта (1.6), учитывающим все его основные физические и физико-механические характеристики. Для перехода от придонной к средней скорости принят степенной закон распределения скоростей по вертикали, более достоверно отражающий русловой процесс в различных стадиях движения наносов (начало влечения отдельных зерен грунта, грядообразование, взвешивание грунта). Предлагаемые формулы показали удовлетворительное совпадение рассчитанных и опытных значений допускаемых скоростей и могут быть рекомендованы для проектирования устойчивых к размыву каналов. На основе этих формул получены зависимости для определения диаметра частиц крупнозернистой пригрузки дна и откосов.

В процессе эксплуатации мелиоративных систем открытая сеть подвергается значительному заилению. Анализ баланса наносов показал, что 50–60 % от общего объема заиления составляют наносы, которые отлагаются на дне в результате размыва откосов русловым потоком. Остальная часть наносов поступает в русло в результате водной склоновой и ветровой эрозии.

Автором предложены формулы (3.80) и (3.81) для определения транспортирующей способности потока и, соответственно, незаиляющей скорости, в которых учитываются коэффициент неоднородности взвешенных наносов и характер гидравлического сопротивления при осаждении частиц различной крупности. Формулы показали удовлетворительное совпадение с данными натуральных наблюдений.

Благоприятным гидравлическим режимом в русле, способствующим сбалансированному обмену наносами и их транспортированию без образования локальных зон заиления, является такой режим, при котором обеспечивается одинаковая по всей длине или

несколько возрастающая вниз по течению транспортирующая способность потока. В принимающем водотоке она должна быть одинаковой или несколько выше, чем во впадающем. Скорости течения воды в руслах рек и каналов должны быть не менее значений, определяемых по формуле (3.81) для незаиляющей скорости.

Для расчета динамически устойчивых русел рек-водоприемников разработан гидравлично-морфометрический метод, который основан на применении новых морфометрических зависимостей (3.98)–(3.100) и (3.109)–(3.111), учитывающих закономерности развития руслового процесса в канализованных реках и позволяющих определять параметры русел динамического равновесия, обеспечивающие их заданную пропускную способность. В этом методе использован критерий подобия гидравлически однородных водотоков, выраженный инвариантом подобия – коэффициентом стабилизации русла λ_c , полученным путем многолетних натуральных наблюдений за формированием регулируемых рек-водоприемников.

Откосы каналов в зоне выхода грунтового потока подвергаются действию фильтрационных сил, которые вызывают нарушение их местной устойчивости – оплывание и оползни поверхностных слоев грунта. Для расчета местной устойчивости откосов разработана теоретическая зависимость (4.56), полученная исходя из теории предельного равновесия откоса с учетом действия фильтрационных сил и поверхностного потока, а также основных свойств грунта. Достоверность ее подтверждается экспериментальными данными автора и других исследователей. По этой зависимости можно определять как коэффициент заложения откоса, формирующегося в условиях продолжительного высачивания грунтовых вод и эрозионного действия поверхностного потока, так и начальный коэффициент фильтрующего откоса без учета этого действия.

Для оценки устойчивости откосов, сложенных несвязными грунтами с коэффициентом внутреннего трения $f = 0,55–0,72$ и диаметром крупной фракции $d_{90} = 0,15–1$ мм, работающих в условиях продолжительной фильтрации грунтовых вод, можно использовать полумпирическую формулу (4.66).

Для предотвращения деформаций откосов необходимо назначать определяемые по расчету коэффициенты заложения откосов, а при несоблюдении этого условия – предусматривать их крепле-

ние фильтрующими (крупнозернистыми, пористобетонными и синтетическими) материалами.

На откосах каналов, работающих в условиях переменного уровня воды в русле, образуется зона высачивания неустановившегося фильтрационного потока, в которой нарушается их местная устойчивость при снижении уровня воды со скоростью, превышающей ее максимально допускаемое значение. Величину допускаемой скорости снижения уровня воды $v_{\text{сн.д}}$ рекомендуется определять по зависимости (4.73) или при глубине воды в русле после сработки более 0,5 м по формуле (4.77).

Защиту поверхностного слоя фильтрующего откоса от оплывания можно обеспечить дренирующей пригрузкой, которая должна иметь толщину, соответствующую данным грунтовым и гидродинамическим условиям, которую рекомендуется определять по зависимости (5.18), полученной нами исходя из предельного равновесия пригрузки на поверхности откоса с учетом всех действующих сил (тяжести, трения, взвешивания, фильтрации, активного давления грунта). Для определения толщины пригрузки песчаных откосов с коэффициентом заложения в пределах: $1 / f \leq m \leq 1,7 / f$ можно использовать простую формулу (5.22).

Крупность зерен материала пригрузки (наброски) откосов и дна русла определяют исходя из условия недопущения подвижки его отдельных частиц под действием руслового потока. Средний диаметр D_{50} крупнозернистого материала, соответствующий данному условию, предлагается определять по нашим зависимостям: (5.27) и (5.27, а) для защиты от размыва соответственно откосов и дна русла.

Водопроницаемые конструкции креплений откосов, устраиваемые по типу подпорной стенки (блоки из пористого бетона, фильтрующие плиты с упорами, перфорированная пластмассовая лента с опорными элементами и др.), рекомендуется рассчитывать по разработанной нами методике: формулы (5.43)–(5.48).

Типы креплений от размыва русловым потоком предлагается назначать дифференцированно по высоте откоса с учетом распределения по ширине русла средних на вертикалях и допускаемых скоростей. По мере приближения к урезу воды фактические средние на вертикалях скорости на откосе уменьшаются, а допускаемые – увеличиваются, что позволяет соответственно снижать капитальность креплений к урезу воды.

В условиях интенсивного высачивания грунтовых вод и размывающего действия руслового потока воды в водонасыщенных песчаных грунтах, в том числе плавунных, наиболее эффективным креплением откосов являются плиты из пористого (фильтрующего) бетона, которые не создают подпора грунтовых вод и обеспечивают свободный выход их в русло. Такие плиты (при правильном подборе состава пористого бетона) укладывают на откос без обратного фильтра, так как они сами являются дренажной пригрузкой.

Перспективными креплениями откосов являются конструкции из полимерных, стекловолоконистых и геотекстильных материалов. Такие конструкции могут найти широкое применение благодаря своей легкости, нетрудоемкости в изготовлении и относительно невысокой стоимости.

Для расчета параметров креплений откосов судоходных водотоков и земляных сооружений в условиях волнового воздействия автором разработаны новые формулы (6.17) и (6.18) для определения соответственно диаметра камня наброски и толщины железобетонных плит. Формулы учитывают основные нагрузки, создаваемые волновым потоком, и физико-механические свойства материала крепления.

Разработанные автором более совершенные методы расчета пропускной способности и устойчивости русел, способы и конструкции их креплений могут быть рекомендованы к широкому внедрению в проектных, строительных и эксплуатационных организациях водохозяйственного и гидромелиоративного профиля для повышения устойчивости и обеспечения надежной работы открытых водотоков. Кроме того, многие положения, излагаемые в монографии, могут быть также полезными для работников научных организаций и учебных заведений данного профиля.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абальянц, С. Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах / С. Х. Абальянц. – Л.: Гидрометеоздат, 1982. – 240 с.
2. Абрамов, С. К. Горизонтальные дренажи с трубофильтрами из пористого бетона / С. К. Абрамов, В. М. Дегтярев, И. В. Коринченко. – М.: Стройиздат, 1976. – 81 с.
3. Агроскин, А. А. Гидравлика / А. А. Агроскин, Г. Т. Дмитриев, Ф. И. Пикалов. – М.: Госэнергоиздат, 1954. – 484 с.
4. Алиев, Т. А. Допускаемая скорость потока для несвязных грунтов / Т. А. Алиев, А. Г. Ходзинская // Гидротехника и мелиорация. – 1985. – № 14. – С. 25–27.
5. Алперин, И. Е. Укрепление берегов судоходных каналов, рек и водохранилищ / И. Е. Алперин, П. С. Быков, В. Б. Гулевич. – М.: Транспорт, 1973. – 216 с.
6. Алтунин, В. С. Мелиоративные каналы в земляных руслах / В. С. Алтунин. – М.: Колос, 1979. – 256 с.
7. Алтунин, В. С. Гидравлический расчет крупных каналов в легкоразмываемых грунтах / В. С. Алтунин, Л. В. Ларионова // Гидротехническое строительство. – 1986. – № 1. – С. 26–31.
8. Альтшуль, А. Д. Гидравлические сопротивления / А. Д. Альтшуль. – М.: Недра, 1982. – 222 с.
9. Барышников, Н. Б. Динамика русловых потоков: учебник. – изд. 2-е, перераб. и доп. / Н. Б. Барышников. – СПб.: РГГМУ, 2016. – 342 с.
10. Барышников, Н. Б. Гидравлические сопротивления речных русел: учебное пособие / Н. Б. Барышников. – СПб.: РГГМУ, 2003. – 147 с.
11. Богомолов, А. И. Гидравлика / А. И. Богомолов, К. А. Михайлов. – М.: Стройиздат, 1972. – 684 с.
12. Богославчик, П. М. Проектирование и расчеты гидротехнических сооружений / П. М. Богославчик, Г. Г. Круглов. – Минск: Вышэйшая школа, 2018. – 366 с.
13. Васильев, О. Ф. Методы расчета неустановившихся течений в системах открытых русел и каналов / О. Ф. Васильев, А. А. Атавин, А. Ф. Воеводин // Численные методы механики сплошной среды. – 1975. – Т. 6. – № 4. – С. 5–20.

14. Васильченко, Г. В. Воздействие потоков на мелиоративные и водохозяйственные сооружения / Г. В. Васильченко. – Минск: Ураджай, 1985. – 176 с.
15. Великанов, М. А. Русловой процесс / М. А. Великанов. – М.: Физматгиз, 1958. – 396 с.
16. Гидротехнические сооружения: справочник проектировщика / Г. В. Железняков [и др.]; под общ. ред. В. П. Недриги. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
17. Гидрологический мониторинг Республики Беларусь / под общ. ред. А. И. Полищука, Г. С. Чекана. – Минск: Книгосбор, 2009. – 268 с.
18. Гладков, Г. Л. Гидроморфология русел судоходных рек: Монография. – 2-е изд., стер. / Г. Л. Гладков, Р. С. Чалов, К. М. Беркович. – Санкт-Петербург: Изд. Лань, 2019. – 432 с.
19. Гиргидов, А. Д. О методах гидравлического расчета земляных каналов / А. Д. Гиргидов, В. П. Троицкий, А. И. Лаксберг // Научные исследования при проектировании канала «Сибирь – Средняя Азия». – М., 1985. – С. 112–124.
20. Гончаров, В. Н. Динамика русловых потоков / В. Н. Гончаров. – Л.: Гидрометеиздат, 1962. – 374 с.
21. Гришанин, К. В. Устойчивость русел рек и каналов / К. В. Гришанин. – Л.: Гидрометеиздат, 1974. – 144 с.
22. Гришанин, К. В. Основы динамики русловых потоков / К. В. Гришанин. – М.: Транспорт, 1990. – 320 с.
23. Грушевский, М. С. Неустановившееся движение воды в реках и каналах / М. С. Грушевский. – Л.: Гидрометеиздат, 1982. – 288 с.
24. Дренажи и фильтры из пористого бетона. / Осипов А. Д. [и др.]. – М.: Энергия, 1972. – 112 с.
25. Егиазаров, И. В. Обобщенное уравнение транспорта несвязных наносов, коэффициент сопротивления размываемого русла и неразмывающая скорость / И. В. Егиазаров // Тр. III Всесоюз. гидрологического съезда. – Л.: Гидрометеиздат, 1960. – Т. У. – С. 117–132.
26. Железняков, Г. В. Пропускная способность русел каналов и рек / Г. В. Железняков. – Л.: Гидрометеиздат, 1981. – 310 с.
27. Знаменская, Н. С. Донные наносы и русловые процессы / Н. С. Знаменская. – Л.: Гидрометеиздат, 1976. – 190 с.

28. Знаменский, В. А. Применение морфологических зависимостей к расчету устойчивых русел регулирования рек / В. А. Знаменский // Метеорология и гидрология. – 1960. – № 6. – С. 13–16.
29. Ибад-Заде, Ю. А. Транспортирование воды в открытых каналах / Ю. А. Ибад-Заде. – М.: Стройиздат, 1983. – 272 с.
30. Карасёв, И. Ф. Русловые процессы при переброске стока / И. Ф. Карасёв. – Л.: Гидрометеиздат, 1975. – 288 с.
31. Карасёв, И. Ф. Речная гидрометрия и учет водных ресурсов / И. Ф. Карасёв. – Л.: Гидрометеиздат, 1980. – 310 с.
32. Караушев, А. В. Теория и методы расчета речных наносов / А. В. Караушев. – Л.: Гидрометеиздат, 1977. – 271 с.
33. Карнаухов, В. Н. Пропускная способность обвалованных участков рек-водоприемников и русл сложной формы / В. Н. Карнаухов // Проектирование и строительство каналов и гидротехнических сооружений на слабых и структурно-неустойчивых грунтах. – М.: Союзводпроект, 1987. – С. 82–88.
34. Карнаухов, В. Н. Эрозионно – аккумулятивные процессы на открытой сети мелиоративных систем / В. Н. Карнаухов. – Минск: Беларуская навука, 2013. – 347 с.
35. Клавен, А. Б. Экспериментальные исследования и гидравлическое моделирование речных потоков и руслового процесса / А. Б. Клавен, З. Д. Копалиани. – СПб.: Нестор-История, 2011. – 544 с.
36. Кнороз, В. С. Неразмывающая скорость для несвязных грунтов и факторы, ее определяющие / В. С. Кнороз // Известия ВНИИГ, 1958. – Т. 59. – С. 62–81.
37. Кнороз, В. С. Естественная отмостка русел, образованных материалами неоднородной крупности / В. С. Кнороз // Известия ВНИИГ. – Т. 70. – 1962. – С. 21–51.
38. Кондратьев, Н. Е. Основы гидроморфологической теории руслового процесса / Н. Е. Кондратьев, И. В. Попов, Б. Ф. Смищенко. – Л.: Гидрометеиздат, 1982. – 271 с.
39. Копалиани, З. Д. Проблема предельных условий для начала движения донных частиц в водных потоках / З. Д. Копалиани, О. А. Петровская // Водные пути и русловые процессы. Гидротехнические сооружения водных путей: сб. науч. тр: вып. 4. Под ред. проф. Г. Л. Гладкова, К. П. Моргунова. – СПб.: ГУМРФ им. адмирала С. О. Макарова, 2019. – С. 80–122.

40. Коротков, В. Е. К выводу обобщенной формулы неразрывающейся скорости несвязных грунтов / В. Е. Коротков // Гидротехническое строительство. – 1976. – № 10. – С. 27–28.
41. Корюкин, С. Н. Регулирование русел рек в мелиоративных целях / С. Н. Корюкин. – М.: Колос, 1972. – 272 с.
42. Кузминов, Ю. М. Мелиоративные каналы в легкоразмываемых грунтах / Ю. М. Кузминов. – М.: Колос, 1977. – 192 с.
43. Лапшенков, В. С. Прогнозирования русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов / В. С. Лапшенков. – Л.: Гидрометеиздат, 1979. – 240 с.
44. Латышенков, А. М. Сравнение различных формул для определения коэффициента Шези / А. М. Латышенков // Гидротехническое строительство. – 1973. – № 7. – С. 32–36.
45. Леви, И. И. Инженерная гидрология / И. И. Леви. – М.: Высшая школа, 1968. – 198 с.
46. Левкевич, В. Е. Крепление берегов и верховых откосов подпорных сооружений гидроузлов Беларуси / В. Е. Левкевич. – Минск: БНТУ, 2019. – 172 с.
47. Лелявский, С. Ведение в речную гидравлику: пер. с англ. / С. Лелявский. – Л.: Гидрометеиздат, 1961. – 230 с.
48. Лихацевич, А. П. Сельскохозяйственные мелиорации: учебник для студентов высших учебных заведений по специальности «Мелиорация и водное хозяйство» / А. П. Лихацевич, М. Г. Голченко, Г. И. Михайлов; под ред. А. П. Лихацевича. – Минск: ИВЦ Минфина, 2010. – 464 с.
49. Логинов, В. Ф. Весенние половодья на реках Беларуси: пространственно-временные колебания и прогноз / В. Ф. Логинов, А. А. Волчек, Ан. А. Волчек. – Минск: Беларуская навука, 2014. – 244 с.
50. Мелиорация и водное хозяйство: справочник: в 8 т. – Т. 3: Осуществление / Под ред. Б. С. Маслова. – М.: Агропромиздат, 1985. – 448 с.
51. Мелиорация и водное хозяйство: справочник в 8 т. – Т. 4: Сооружения / под ред. П. А. Полад-Заде. – М.: Агропромиздат, 1987. – 464 с.
52. Мелиоративные системы и сооружения. Нормы проектирования: ТКП 45-3.04-8-2005 (02250) / Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2006. – 106 с.

53. Мирцхулава, Ц. Е. Основы физики и механики эрозии русел / Ц. Е. Мирцхулава. – Л.: Гидрометеоздат, 1988. – 303 с.

54. Михайлова, Н. А. Лабораторные исследования формирования устойчивых русел каналов / Н. А. Михайлова, О. Б. Шевченко, М. М. Селяметов // Гидротехническое строительство. – 1980. – № 7. – С. 41–46.

55. Михалев, М. А. О моделировании условий начала трогания частиц несвязного зернистого материала / М. А. Михалев // Журнал университета водных коммуникаций. – 2009. – Вып. 1. – С. 43–50.

56. Михалев, М. А. Расчет крупности камня при берегоукреплении каменной наброской / М. А. Михалев // Гидротехническое строительство. – 1983. – № 11. – С. 32–34.

57. Михневич, Э. И. Новые типы креплений мелиоративных каналов / Э. И. Михневич. – Минск: Ураджай, 1978. – 128 с.

58. Михневич, Э. И. Допустимая скорость снижения уровня воды в канале с незакрепленными песчаными откосами / Э. И. Михневич // Научные основы проектирования и строительства гидромелиоративных систем. – Минск: БелНИИМиВХ, 1981. – С. 65–80.

59. Михневич, Э. И. Расчет взвешенных наносов в реках и каналах / Э. И. Михневич, Ф. В. Саплюков // Гидротехническое строительство. – 1987. – № 1. – С. 30–34.

60. Михневич, Э. И. Устойчивость русел открытых водотоков / Э. И. Михневич. – Минск: Ураджай, 1988. – 240 с.

61. Михневич, Э. И. Устойчивость песчаных откосов в зоне выхода грунтового потока / Э. И. Михневич // Гидротехническое строительство. – 1987. – № 9. – С. 22–25.

62. Михневич, Э. И. Методика расчета устойчивости русел рек-водоприемников осушительных систем / Э. И. Михневич // Тр. V Всесоюз. гидрологического съезда: Русловые процессы и наносы. – Л.: Гидрометеоздат, 1988. – Т. 10. – Кн. 1. – С. 319–328.

63. Михневич, Э. И. Определение допустимых скоростей течения воды в каналах / Э. И. Михневич // Гидротехническое строительство. – 1989. – № 1. – С. 14–18.

64. Михневич, Э. И. Твердый сток с польдерных систем и меры снижения его влияния на водоприемники / Э. И. Михневич, А. П. Русецкий // Вестник БНТУ, 2006. – № 1. – С. 15–21.

65. Михневич, Э. И. Методика проектирования креплений каналов на основе эпюр распределения скоростей по ширине русла / Э. И. Михневич // Вестник БНТУ. – 2009. – № 5. – С. 5–8.

66. Михневич, Э. И. Обеспечение устойчивости откосов дамб для защиты от наводнений на реке Горыни / Э. И. Михневич, П. М. Богославчик, Е. А. Володько // Наука и техника, 2013. – № 5. – С. 39–44.

67. Михневич, Э. И. Новые способы гидравлического расчета каналов / Э. И. Михневич // Мелиорация. – 2016. – № 3 (77). – С. 7–12.

68. Михневич, Э. И. Расчет пропускной способности и устойчивости каналов / Э. И. Михневич // Экология и строительство. – 2020. – № 1. – С. 23–31.

69. Михневич, Э. И. Методика гидравлического расчета обвалования рек и определения параметров оградительных дамб / Э. И. Михневич // Наука и техника. – 2017. – Т. 16, № 4. – С. 298–303.

70. Михневич, Э. И. Методика расчета устойчивости креплений откосов земляных плотин в условиях волнового воздействия / Э. И. Михневич // Наука и техника. – 2018. – Т. 17, № 2. – С. 100–105.

71. Михневич, Э. И. Методика расчета устойчивости русел судоходных водотоков / Э. И. Михневич // Материалы междунаучно-практической конф., посвященной 100-летию БНТУ, 8–10 октября 2020 г., Минск: БНТУ, 2020. – С. 219–223.

72. Михневич, Э. И. Методика расчетов каналов и коллекторов: пособие для студентов специальностей 1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство» и 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» / Э. И. Михневич, Н. Н. Линкевич. – Минск: БНТУ, 2021. – 126 с.

73. Михневич, Э. И. Гидрология: пособие для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» / Э. И. Михневич. – Минск: БНТУ, 2021. – 151 с.

74. Михневич, Э. И. Методы расчета устойчивости регулируемых русел рек-водоприемников и проводящих каналов мелиоративных систем / Э. И. Михневич // Водные пути и русловые процессы. Гидротехнические сооружения водных путей: сб. науч. тр.: вып. 5. Под ред. проф. Г. Л. Гладкова, К. П. Моргунова. – СПб.: ГУМРФ им. адмирала С. О. Макарова, 2021. – С. 235–253.

75. Мухамедов, А. М. Некоторые результаты модельных исследований параметра формы устойчивых сечений каналов / А. М. Му-

хамедов, Х. Х. Ишанов, Т. Ж. Жураев // Проблема переброски части стока сибирских рек в Среднюю Азию и Казахстан. – Ташкент: САНИИРИ, 1981. – Вып. 162 – С. 68–72.

76. Олейник, А. Я. Расчет фильтрации через земляные плотины / А. Я. Олейник // Гидротехническое строительство. – 1965. – № 1. – С. 24–27.

77. Павлов, С. Я. Расчет естественной отмостки в каналах, проходящих в несвязных грунтах / С. Я. Павлов // Гидротехническое строительство. – 1979. – № 9. – С. 18–22.

78. Печкуров, А. Ф. Основы проектирования водоприемников и каналов осушительно-увлажнительных систем / А. Ф. Печкуров // Проблемы Полесья. – Минск: Наука и техника, 1973. – Вып. 2. – С. 374–414.

79. Печкуров, А. Ф. Устойчивость русл рек и каналов / А. Ф. Печкуров. – Минск: Урожай, 1989. – 644 с.

80. Польдерные мелиоративные системы. Правила проектирования: ТКП 45-3.04-179-2009 (02250). – Введ. 01.07.2010. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 106 с.

81. Рогунович, В. П. Автоматизация математического моделирования движения воды и примесей в системах водотоков / В. П. Рогунович. – Л.: Гидрометеиздат, 1989. – 263 с.

82. Ревяшко, С. К. Динамическая устойчивость мелиоративных каналов / С. К. Ревяшко. – Минск: Ураджай, 1988. – 112 с.

83. Рекомендации по расчету и креплению русл рек и каналов в зоне соединения потоков / Разраб: Э. И. Михневич и В. Ф. Бубнов. – БелНИИМиВХ, 1979. – 20 с.

84. Реконструкция осушительных систем. Правила проектирования: ТКП 45-3.04-177-2009 (02250). – Введ. 01.07.2010. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 70 с.

85. Ржаницын, Н. А. Руслоформирующие процессы рек / Н. А. Ржаницын. – Л.: Гидрометеиздат, 1985. – 264 с.

86. Романовский, В. В. Исследование начальной скорости влечения частиц наносов / В. В. Романовский // Тр. ГГИ. – 1974. – Вып. 210. – С. 130–150.

87. Романовский, В. В. Экспериментальное исследование гидравлической крупности наносов / В. В. Романовский // Тр. ГГИ. – 1972. – Вып. 191. – С. 111–136.

88. Россинский, К. И. Речные наносы / К. И. Россинский, В. К. Дебольский. – М.: Наука, 1980. – 216 с.

89. Руководство по проектированию и изысканию объектов мелиоративного и водохозяйственного строительства в Белорусской ССР (РПИ-82). – Ч. 2, кн. 1: Осушительные системы самотечные; кн. 2: Мелиоративные системы с механическим водоподъемом. – Мн.: Белгипроводхоз. – 1985.

90. Скотников, В. А. Защита откосов мелиоративных каналов и дамб от водной и ветровой эрозии / В. А. Скотников, В. Н. Кондратьев, Ф. Г. Халявкин. – Мн.: Ураджай, 1984. – 160 с.

91. Скрыльников, В. А. Расчет коэффициента шероховатости русл в несвязных грунтах / В. А. Скрыльников // Гидротехника и мелиорация. – 1983. – № 2. – С. 35–38.

92. Сنيщенко, Б. Ф. Типы руслового процесса и их возникновение / Б. Ф. Сنيщенко // Русловые процессы рек и динамика водоемов: Тр. ГГИ, вып. 263. – Л.: Гидрометеиздат, 1980. – Вып. 263. – С. 4–40.

93. Соболевский, Ю. А. Водонасыщенные откосы и основания / Ю. А. Соболевский. – Мн.: Вышэйшая школа, 1975. – 400 с.

94. Спицин, И. П., Соколова В. А. Общая и речная гидравлика / И. П. Спицин, В. А. Соколова. – Л.: Гидрометеиздат, 1990. – 360 с.

95. Справочник по гидравлическим расчетам / под. ред. П. Г. Киселева. – М.: Энергия, 1974. – 313с

96. Студеничников, Б. И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов / Б. И. Студеничников. – М.: Стройиздат, 1964. – 184 с.

97. Талмаза, В. Ф. К вопросу о транспортирующей способности рек горно-предгорной зоны / В. Ф. Талмаза // Изв. АН Киргизской ССР.– Серия естественных и технических наук. – 1963.– С. 27-51.

98. Троицкий, В. П. Предельные значения неразмывающих касательных напряжений и скоростей течения для несвязных материалов / В. П. Троицкий, В. И. Линчаровский // Сб. науч. тр. ЛПИ. – Л., 1982. – № 383.–С. 81–87.

99. Ходзинская, А. Г. Лабораторные исследования формирования устойчивой формы русла в неоднородных несвязных грунтах / А. Г. Ходзинская, К. И. Машкович // Научные исследования при проектировании канала «Сибирь – Средняя Азия». – М.: Союзводпроект. – 1985. – С. 94–103.

100. Цытович, Н. А. Механика грунтов (краткий курс) / Н. А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1979. – 272 с.
101. Чалов, Р. С. Русловедение: теория, география, практика / Р. С. Чалов. – Т. 1: Русловые процессы: факторы, механизмы, формы проявления и условия формирования речных русел. – М.: Изд. ЛКИ, 2008. – 608 с.
102. Чоу, В. Т. Гидравлика открытых каналов (перевод с англ.) / В. Т. Чоу. – М.: Стройиздат, 1969. – 464 с.
103. Чугаев, Р. Р. Гидравлика / Р. Р. Чугаев. – Л.: Энергоиздат, 1982. – 672 с.
104. Чугаев, Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета) / Р. Р. Чугаев. – Л.: Энергия, 1967. – 460 с.
105. Шамов, Г. Л. Речные наносы / Г. Л. Шамов. – Л.: Гидрометеиздат, 1959. – 378 с.
106. Шатберашвили, П. А. К расчету устойчивых русловых форм в аллювиальных отложениях / П. А. Шатберашвили // Сб. работ по гидрологии. – Л.: Гидрометеиздат, 1965. – № 5. – С. 118–123.
107. Шебеко, В. Ф. Методы регулирования рек-водоприемников осушительных систем / В. Ф. Шебеко // Мелиорация земель и регулирование водного режима почв. – Мн.: Урожай, 1981. – С. 203–213.
108. Шестаков, В. М. Методика определения участка высачивания фильтрационного потока на откос / В. М. Шестаков. – М.: ВОДГЕО, 1955. – № 8. – 31 с.
109. Шестаков, В. М. Фильтрационная устойчивость песчаных откосов / В. М. Шестаков, Н. А. Кузнецова // Тр. ин-та ВОДГЕО. – М.: Стройгиз, 1958. – С. 15–26.
111. Bogardi, I. Sediment transport in alluvial streams / I. Bogardi. – Budapest: Academiai Kiado, 1974. – 826 p.
112. Ditrich, A. An improved model to determine river bed stability / A. Ditrich // Proc. of the 5th International Symposium on river sedimentation. – 1992. – Vol. I. – Karlsruhe. – 1992. – P. 493–501.
113. Engelund, F. Instability of erodible beds / F. Engelund // J. Fluid Mechanics. – 1970. – V.42. – № 2. – P. 225–244.
114. Giroud, J. P. Comportement d'un barrage en terre / J. P. Giroud, J. P. Gours, P. Bally // Colloque sol et Textiles. – Paris, 1977.

115. Gomez, B. Catalogue of equilibrium bedload transport data for coarse sand and gravel-bed channels / B. Gomez, M. A. Church // Vancouver: The University of British Columbia. – V6T JWS. – 1988. – 90 p.
116. Graf, W. H. Hydraulics of sediment transport / W. H. Graf. – New-York: Graw – Hill Book Company. 1971. – 514 p.
117. Graf, W. H. Les phenomenes de deposition et d'erosion dans un canal alluvionnaire / W. H. Graf, G. G. Papis // Journal of Hydraulic Research. – 1977. – Vol. 15. – № 2.
118. Komar, P. D. Selective grain entrainment by a current from a bed of mixed sizes: a reanalysis / P. D. Komar // Journal of Sedimentary Petrology. – 1987. – 57(2). – P. 203–211.
119. Pantelopulos, I. Sur la granulometrie de charriage et le lot due debit solide d'un mélange des materiaux / I. Pantelopulos // 6^{me} Congres IAHR. – Hague. – 1955. – Rapport 0-10.
120. Patel, P. Fraction wise calculation of bed transport / P. Patel, K. Ranga Raju // Journal of Hydraulic Research. – 1996. – 34(3). – P. 363–379.
121. Shen, H. W. River Mechanics / H.W. Shen. – USA, Colorado State University, 1970.
122. Shields, A. Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebewegung / A. Shields // Preussische Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau. – Berlin, 1936. – H 26. – 245 s.
123. Vanoni, V. A. River Dynamics. – In: Advances in applied mechanics. / V. A. Vanoni // Ed. by Chia-Shun Yih. – vol. 15. N-Y., S-Fr., L.: Acad. Press, 1975. – P. 1– 87.
124. Wilcock, P. Partiel transport of a sand-gravel sediment / P. Wilcock, M. Ardell // Water Resources Research. – 1997. – 33(1). – P. 235–245.
125. Yalin, M. S. Mechanics of sediment transport.– 2 nd ed. / M. S. Yalin. – L.: Pergamon Press, 1977. – 290 p.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
ГЛАВА 1. ДЕФОРМАЦИИ ОТКРЫТЫХ ВОДОТОКОВ.....	7
1.1. Причины и характер деформаций, способы их предупреждения	7
1.2. Расчетные характеристики грунтов и методика их определения	26
ГЛАВА 2. ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ РУСЕЛ ОТКРЫТЫХ ВОДОТОКОВ.....	30
2.1. Теоретические основы расчета.....	30
2.2. Гидравлические сопротивления в регулируемых руслах рек и проводящих каналах	35
2.3. Новая методика расчета пропускной способности водотоков при равномерном движении воды	46
2.3.1. Расчет канала гидравлически наивыгоднейшего профиля.....	49
2.3.2. Гидравлический расчет канала при одном заданном размере поперечного сечения.....	50
2.4. Гидравлический расчет русел в условиях неравномерного движения воды	55
2.5. Гидравлический расчет потоков в узле их соединения	59
2.6. Расчет пропускной способности русел сложного сечения.....	62
2.7. Методика гидравлического расчета обвалования рек и определения параметров оградительных дамб.....	68
2.7.1. Гидравлический расчет обвалования рек.....	71
ГЛАВА 3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ РЕГУЛИРУЕМЫХ РУСЕЛ РЕК И КАНАЛОВ К РАЗМЫВУ.....	78
3.1. Существующие методы расчета и их анализ	78
3.2. Критерии устойчивости русла.....	83
3.3. Расчет устойчивости русел по методу влекущей силы потока	87

3.4. Допускаемые скорости течения воды в каналах.....	99
3.5. Определение незаилающей скорости	122
3.5.1. Гидравлическая крупность наносов.....	124
3.6. Пример гидравлического расчета канала	128
3.6.1. Расчет канала гидравлически наивыгоднейшего профиля.....	128
3.6.2. Определение допускаемой (неразмывающей) скорости	130
3.6.3. Определение незаилающей скорости	131
3.6.4. Гидравлический расчет канала при заданной глубине русла $h = 1,6$ м	131
3.6.5. Гидравлический расчет канала при заданной ширине русла $b = 2,0$ м.....	134
3.7. Гидравлико-морфометрический метод расчета динамически устойчивых русел.....	134
3.8. Форма поперечного сечения и радиус закругления русла.....	152
3.9. Динамическая устойчивость русел судоходных водотоков ...	159
ГЛАВА 4. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ В УСЛОВИЯХ ФИЛЬТРАЦИИ ГРУНТОВЫХ ВОД.....	166
4.1. Формирование откосов под воздействием фильтрационного потока	166
4.2. Определение высоты высачивания грунтовых вод на откос.....	171
4.3. Расчет местной устойчивости откосов в зоне выхода грунтового потока.....	186
4.4. Допускаемая скорость снижения уровня воды в русле из условия местной устойчивости фильтрующих откосов.....	206
ГЛАВА 5. МЕТОДИКА РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ КРЕПЛЕНИЙ ИЗ ФИЛЬТРУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ.....	217
5.1. Определение толщины дренирующей пригрузки (наброски) откосов.....	217
5.2. Расчет крупности зерен материала пригрузки (наброски)	230

5.3. Активное давление грунта и фильтрационного потока на крепление, работающее как водопроницаемая подпорная стенка.....	236
ГЛАВА 6. СПОСОБЫ И КОНСТРУКЦИИ КРЕПЛЕНИЙ РУСЕЛ РЕК И КАНАЛОВ.....	243
6.1. Классификация типов креплений и общие принципы их проектирования.....	243
6.2. Крепления из местных материалов.....	248
6.3. Конструкции из пористого (фильтрующего) бетона и крупнозернистых материалов.....	250
6.4. Крепления из полимерных и стекловолоконистых материалов.....	261
6.5. Крепления дискретного и комбинированного типов	273
6.6. Методика проектирования крепление каналов на основе эпюр распределения скоростей по ширине русла	280
6.7. Методика расчета устойчивости креплений откосов земляных сооружений и судоходных водотоков в условиях воздействия ветровых волн.....	283
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	293
ЛИТЕРАТУРА.....	299

Научное издание

МИХНЕВИЧ Эдуард Иванович

**ОТКРЫТЫЕ ВОДОТОКИ:
ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ**

В авторской редакции

Подписано в печать 17.11.2021. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Цифровая печать.
Усл. печ. л. 18,14. Уч.-изд. л. 14,18. Тираж 100. Заказ 645.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.