И. Е. АЛПЕРИН, Л. С. БЫКОВ, В. Б. ГУРЕВИЧ

А-51

УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВ СУДОХОДНЫХ КАНАЛОВ, РЕК И ВОДОХРАНИЛИЩ

БИБЛИОТЕКА
Новосибирского института
инженеров водного транспорта

МОСКВА — «ТРАНСПОРТ» — 1973

УДК 627.41

Укрепление берегов судоходных каналов, рек и водохранилищ. Алперин И. Е., Быков Л. С., Гуревич В. Б. Изд-во «Транспорт», 1973, стр. 1—216.

В книге освещается опыт по проектированию и строительству новых, а также ремонту ранее выполненных конструкций укреплений берегов судоходных каналов, рек и водохранилищ.

Дается описание современных типов конструкций, приводятся характерные способы производства работ по их возведению, технико-экономические показатели. Большее внимание уделено методам расчета берегоукреплений, находящихся под влиянием различного вида нагрузок, включая воздействие потока, образованного движением судов в ограниченном пространстве. Рассмотрены методы технической эксплуатации и ремонта берегоукреплений.

Книга рассчитана на специалистов, связанных с проектированием, строительством и эксплуатацией укреплений берегов. Рис. 99, табл. 25, библ. 47.

Инж. И. Е. Алпериным написана гл. III и IV, канд. техн. наук Л. С. Быковым — гл. V и VI, д-ром техн. наук В. Б. Гуревичем — гл. I и II, а также часть гл. V («Статическая устойчивость склонов и откосов» и «Динамическая устойчивость затопленных песчаных откосов»).

А $\frac{3185\ (3211)-566}{049\ (01)-73}$ 285=72

Илья Ефремович Алперин,
Леонид Сергеевич Быков,
Виталий Борисович Гуревич

Укрепление берегов судоходных каналов, рек и водохранилищ

Редактор *Г. Н. Лаговский*
Техн. редактор *В. А. Бодрова*
Переплет художника *А. М. Азерского*
Корректоры: *Л. С. Садикова* и *М. Г. Плоткина*

Сдано в набор 19/VII—1972 г. Подписано к печати 27/XII—1972 г. Бумага 60×90 1/16, типографская № 2. Печ. листов 13,5. Уч.-изд. л. 15,7. Тираж 1600 экз. Изд. 1-3-1/12 № 3020. Т-19363. Цена 89 коп. Заказ № 6232.

Изд-во «Транспорт», Москва, Басманный туп., 6а.

Типография им. Смирнова Смоленского облуправления по печати, г. Смоленск, пр. им. Ю. Гагарина, 2.

ОТ АВТОРОВ

Нет почти ни одного объекта гидротехнического строительства, где бы не применялись берегоукрепительные сооружения. Площади берегоукреплений зачастую измеряются сотнями тысяч квадратных метров. Так, например, при строительстве канала имени Москвы берегоукрепления возводились на площади более 2,2 млн. $м^2$.

Обобщение проблемы создания надежных и экономичных берегоукрепительных сооружений имеет большое значение.

Размах работ по укреплению берегов требует применения индустриальных методов строительства. Поэтому при описании конструкций берегоукрепительных сооружений в данной работе основное внимание обращалось на индустриальные типы. Старые, не поддающиеся индустриализации типы конструкций берегоукреплений (хворостяные тюфяки, каменные мощения, габионы и др.), описаны менее подробно.

Вместе с возведением новых берегоукреплений регулярно проводятся значительные работы по ремонту ранее выполненных, особенно на судоходных каналах. Поэтому в книге уделяется большое внимание анализу причин разрушений конструкций берегоукреплений, улучшению технической эксплуатации и организации ремонта их.

Наряду с разъяснением ряда расчетных положений, принятых в общесоюзных нормативных документах, на которые приводятся ссылки, наиболее подробно рассмотрены расчеты, недавно вошедшие в ведомственные технические указания, в частности методы расчета берегоукреплений при воздействии на них потока, образованного движением судов в ограниченном пространстве.

В работе использован ряд материалов Государственного института проектирования на речном транспорте, занимающегося много лет совершенствованием конструкций и методов расчета портовых гидротехнических сооружений, в частности использован выполненный с участием сотрудников этого института С. П. Шепиловой, В. И. Ремизовой и И. П. Афанасьевой отчет по теме «Сооружения речного транспорта, берегоукрепление откосов».

При освещении вопросов, связанных с технической эксплуатацией и ремонтом берегоукреплений, в основном использовался опыт работы коллектива канала имени Москвы.

Авторы выражают благодарность канд. техн. наук В. В. Баланину и канд. техн. наук М. Э. Плакиде, взявших на себя труд по рецензированию рукописи книги и сделавших ряд ценных замечаний, которые были учтены при окончательном редактировании.

Глава I

КЛАССИФИКАЦИЯ И ПРИМЕНЕНИЕ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ НА ВНУТРЕННИХ ВОДНЫХ ПУТЯХ

Основными признаками, по которым могут быть классифицированы берегоукрепления на внутренних водных путях, являются:

1) расположение на различных участках внутренних водных путей;

2) применение в сооружениях различного назначения (эксплуатационный признак);

3) расположение относительно уреза воды и способы производства работ;

4) типы конструкций, виды строительных материалов (конструктивный признак).

РАСПОЛОЖЕНИЕ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ

Внутренние водные пути разделяются на естественные и искусственные. К первым относятся реки и озера, ко вторым — каналы и водохранилища. Соответственно различают берегоукрепления, расположенные на естественных и на искусственных водных путях.

Протяженность искусственных водных путей из года в год растет. Так, в 1940 г. их длина составляла 3800 *км* (3,5% от протяженности внутренних водных путей), а в 1970 г. она увеличилась до 18 600 *км* (12,7% от протяженности внутренних водных путей).

При создании искусственных водных путей берегоукрепительные работы становятся основным видом гидротехнического строительства. Как правило, берега судоходных каналов на значительной части их протяжения (исключая низкие берега с прилегающими малоценными землями) закрепляются берегоукрепительными сооружениями.

При строительстве гидроузлов и образовании водохранилищ, например, объем бетона, укладываемого в берегоукрепительные сооружения (крепления откосов земляных плотин, направляющих и оградительных дамб, аванпортов, подходных каналов к шлюзам, берегов реки в нижнем бьефе гидроузла и т. д.), составляет до 35% от объема бетонных работ, производимых на строительстве основных сооружений (водосливных плотин, зданий ГЭС, шлюзов и т. д.).

Значительные работы по укреплению берегов ведутся на вновь создаваемых водохранилищах при строительстве объектов транспорного освоения — портов, пристаней, судоремонтных заводов, креплении откосов защитных дамб у населенных пунктов и дорожных сооружений, закреплений берегов у населенных пунктов, предприятий и ценных земляных угодий, оказавшихся на берегу водохранилища.

Из-за многолетнего действия течений и волнений на берега рек и озер на определенных участках происходит переформирование (размыв или намыв) русла и береговой полосы. Размываемые участки берегов, если это вызывается требованиями улучшения условий судоходства, охраны земель и территорий населенных пунктов или предприятий, необходимо укреплять. Значительные берегоукрепительные работы на естественных водных путях обычно необходимы при строительстве переправ через реки (мосты, трубопроводы и т. д.), населенных пунктов и предприятий, включая воднотранспортные (порты, пристани, судоремонтные заводы и т. д.), а также при капитальном улучшении судоходных условий естественного водного пути.

С ростом населения и развитием народного хозяйства страны проблема использования земельных ресурсов будет становиться все более острой. Поэтому в целях лучшего сохранения и использования приречных земель объемы берегоукрепительных работ на реках будут возрастать.

Учитывая, что основные работы по берегоукреплению приходятся на искусственные водные пути, в настоящей книге они рассматриваются более подробно.

ПРИМЕНЕНИЕ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ В СООРУЖЕНИЯХ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Берегоукрепительные работы на судоходных каналах. Канал представляет собой искусственное русло правильной формы. Если оно служит для пропуска заданных расходов воды — это водоподводящий канал (водопроводный, энергетический, ирригационный, осушительный), если для целей судоходства (лесосплава) — судоходный (лесосплавный). Часто каналы имеют комплексное назначение (судоходные и водопроводные, ирригационные и судоходные и др.).

В настоящей работе рассматриваются судоходные каналы или каналы, имеющие комплексное назначение с обеспечением судоходства.

Судоходные каналы должны иметь размеры поперечного сечения, обеспечивающие пропуск судов. Чтобы не затруднять движения последних, скорость воды в канале обычно имеет небольшую величину (до 1 *м/сек*).

Поперечное сечение каналов должно иметь форму и конструкцию укрепления берегов, обеспечивающие устойчивость откосов и защиту их от повреждений потоком воды, возникающим при

прохождении судов, а также от воздействия льда, образующегося в канале.

Каналы прямоугольного или близкого к нему сечения (с откосами до 1 : 1) устраивают в плотных грунтах (скальных, полускальных), способных образовывать без крепления вертикальные или крутонаклонные стенки (рис. 1, *а*), и в мягких грунтах с применением подпорных стенок при сравнительно неглубоких каналах и при прохождении их через густонаселенные районы. Наиболее распространенной формой поперечного сечения канала является полигональная (рис. 1, *б*), иногда приближающаяся к лож-

Рис. 1. Профили судоходных каналов:

а — Волго-Балтийского в скальной выемке; *б* — Волго-Донского имени В. И. Ленина; *в* — Везер-Эльба; *г* — Дортмут-Эмс; *1* — неукрепленный откос; *2* — каменное мощение на трехслойном фильтре; *3* — каменная отсыпка толщиной 30 *см*; *4* — вертикальная шпунтовая стенка

бинообразной или мульдообразной (рис. 1, *в*). Встречаются поперечные сечения смешанной формы, например несимметричной, когда правый и левый берега канала проходят в неодинаковых условиях (рис. 1, *г*) или когда нижняя часть канала высечена в скале, а верхняя — прорезает мягкие грунты.

Подводный контур каналов крепят только на глубину, где взаимодействуют водные потоки, вызванные движением судов (поток обтекания, судовые волны), и только у подходных каналов, непосредственно примыкающих к шлюзам (особенно у нижних подходных каналов), крепят весь подводный контур.

Габариты каналов назначаются в соответствии с СНиП II-И.1-62 и «Указаниями по проектированию судоходных каналов» [40].

Крутизну откосов каналов в полускальных, скальных грунтах принимают в зависимости от их прочности, трещиноватости и выветрелости в широких пределах — от 10 : 1 до 1 : 1. Крутизна откосов каналов, проходящих в мягких грунтах, в районах крепления зависит от характера грунтов и находится в пределах 1 : 2, 1 : 3. Ниже неукрепленную подводную часть откоса делают более пологой (1 : 3,5, 1 : 6 в зависимости от характера грунтов), обычно с переломом ее у низа крепления.

При прохождении канала в глубокой выемке крепят и надводный контур канала, подверженный эрозии под влиянием поверхностных вод и ветра (рис. 2). В данном случае, кроме того, поверхностные воды отводятся системой нагорных канав и быстротоков.

Рис. 2. Надводные берегоукрепления глубокой выемки

В последнее десятилетие наряду со строительством новых каналов проводятся большие работы по реконструкции и ремонту креплений откосов каналов (канал имени Москвы, Волго-Донской судоходный канал имени В. И. Ленина и др.). Эти работы вызваны ростом грузоподъемности судов речного флота, при движении которых ранее выполненные крепления (в основном в виде каменных мостовых) оказываются недостаточно устойчивыми.

Рис. 3. Укладка асфальтобетонных тюфяков на Суэцком канале

Большие объемы берегоукрепительных работ на каналах требуют применения индустриальных методов строительства. Так,

при креплении откосов на Суэцком канале нашли широкое применение асфальтобетонные тюфяки, укладываемые с помощью специальных агрегатов (рис. 3); на канале имени Москвы при восстановлении крепления применяют широкополые шпунты, погружаемые вибропогружателями, и др.

Берегоукрепления территорий воднотранспортных предприятий и портовых гидротехнических сооружений. При расположении портов на свободных реках и выклинивающихся частях водохранилищ укрепляют берега у входов в ковши (рис. 4), берега территорий, примыкающих к причальным сооружениям, откосы и дно причальных сооружений (рис. 5).

Если территория порта расположена на размываемом берегу и по условиям складирования грузов имеет протяженность, превышающую длину причального фронта, то откосы территории,

Рис. 4. Крепления берегов у входов в портовый бассейн (*а*) и в подходной канал (*б*):

1 — берегоукрепление; *2* — портовый бассейн; *3* — подходный канал; *4* — порт; *5* — плиты на слое обратного фильтра; *6* — каменная призма на слое обратного фильтра; *7* — шпунтовая стенка

спускающиеся к реке, закрепляют каменной наброской, мощением или плитными креплениями.

Откосные причалы с целью уменьшения расстояния от причального фронта до территории причала, расположенной на отметке кордона, закрепляют под водой каменной упорной призмой, имеющей откос 1 : 1, 1 : 1,25, а выше воды — железобетонными плитами. В местах сопряжения их с вертикальными набережными отсыпают конусы с таким же креплением, как откосные причалы.

При строительстве вертикальных набережных сквозной конструкции подпричальный откос защищают от размыва каменной наброской на слое обратного фильтра. Учитывая высокую стоимость наброски, в последнее время (например, порт Рени на

Рис. 5. Берегоукрепления откосов и дна причальных сооружений:
1 — сопряжение набережной вертикального профиля с откосом; *2* — причальная набережная вертикального профиля; *3* — укрепление дна у набережной; *4* — откосная набережная; *5* — упорная каменная призма; *6* — причальный бычок; *7* — плитное крепление на слое фильтра; *8* — каменная наброска на слое обратного фильтра

р. Дунай) ее стали заменять расстилочными тюфяками из асфальтобетона, укладываемыми на откос. Сваи или оболочки погружают в грунт, пробивая тюфяк.

У набережных стенок русловых портов, построенных на мягких грунтах, закрепляют дно акватории во избежание подмыва конструкции при работе судовых движителей. Ширина закрепляемой полосы обычно несколько больше половины ширины судна.

Судоремонтные заводы, расположенные на свободных реках, располагаются либо в ковшах, либо отделяются от русла льдозащитными дамбами (рис. 6). В последнем случае наиболее часто акватория завода располагается в протоке между островом и коренным берегом. Если поверхность острова располагается на незатопляемых отметках, то он служит оградительным сооруже-

нием, и берега острова закрепляют посадкой кустарников либо плетневыми клетками, заполненными камнем. Если поверхность острова затапливается, то по верху его отсыпают земляные дамбы, укрепляемые каменным мощением, плитами или другими видами капитальных креплений, так как эти дамбы предохраняют зимующий флот от весеннего ледохода.

С целью улучшения санитарного состояния затона в месте пересечения протоки дамбой закладывается водопропускная труба. По гребню дамбы обычно прокладывают дорогу, а по откосам — съезды для сообщения с судами, отстаивающимися на акватории завода.

Рис. 6. Схематический генеральный план акватории судоремонтного завода:
1 — слип; 2 — оградительная дамба; 3 — водопропускная труба; 4 — берегоукрепления территории; 5 — вертикальная стенка; 6 — железобетонные плиты на слое обратного фильтра; 7 — упорные каменные призмы; 8 — каменная наброска

При строительстве портов и судоремонтных заводов на водохранилищах и озерах, кроме защиты территории и причальных сооружений этих предприятий от размыва и разрушения волнами, нужно предусматривать создание защищенных от волнения акваторий, достаточных для отстоя флота. Такие акватории образуются с помощью волнозащитных сооружений.

В портах до наполнения водохранилищ оградительные сооружения в большинстве случаев выполняются в виде земляных дамб с откосами, защищенными различного вида креплениями.

Порты могут располагаться под защитой оградительных сооружений аванпортов, создаваемых у судоходных сооружений гидроузлов (порт Тольятти — рис. 7, *а*, Волжский, Волгодонской, Братский, Чайковский и др.). Оградительные сооружения аванпортов имеют протяженность несколько километров и восприни-

мают удары волн высотой до 3,5 *м*, они достигают высоты 20 *м* и более, поэтому из условия устойчивости их отсыпают с переменным заложением откосов.

Другие порты могут располагаться по берегам водохранилищ. Для защиты их от волнения сооружаются специальные волнозащитные сооружения. В некоторых портах (Саратов, Ульяновск и др.) такие сооружения в виде волноломов располагаются вдоль

Рис. 7. Схемы портов на водохранилищах:
а — Тольятти; *б* — Ульяновский порт; *в* — Набережные Челны; *1* — волнолом; *2* — берегоукрепление территории порта; *3* — территория порта; *4* — оградительная дамба; *5* — мол

береговой полосы (рис. 7, *б*), а в некоторых (Хвалынск, Набережные Челны — порт Камского автозавода) — в виде молов, соединяющихся с берегом и используемых как причальные сооружения (рис. 7, *в*).

Как правило, откосы земляных молов и волноломов крепятся железобетонными монолитными или сборными плитами различной конструкции (рис. 8). Со стороны водохранилища толщина плит

20—40 *см*, со стороны акватории порта — 10—20 *см*. Внизу откоса плиты упираются в каменные упорные призмы. Под плитами отсыпают слой щебня, а под швами между плитами — трехслойный обратный фильтр. В последнее время стремятся выполнять

Рис. 8. Поперечные сечения оградительных сооружений — земляных дамб:

а — аванпорта ГЭС; *б* — транспортного порта — первый вариант; *в* — транспортного порта — второй вариант; *1* — железобетонные плиты толщиной 0,12 *м* на слое щебня; *2* — железобетонные плиты толщиной 0,2 *м* на слое щебня; *3* — парапет; *4* — железобетонные плиты толщиной 0,35 *м* на слое щебня; *5* — гибкие железобетонные покрытия; *6* — каменная призма; *7* — монолитные плиты толщиной 20 *см*, в швах между плитами отсыпан трехслойный обратный фильтр; *8* — плиты толщиной 40 *см*, *9* — упорная призма из камня; *10* — каменная наброска; *11* — причальные палы; *12* — швартовные тумбы; *13* — железобетонные элементы таврового профиля; *14* — монолитная железобетонная фундаментная плита; *15* — каменная постель; *16* — омоноличивающий ригель; *17* — песчаное заполнение

швы водонепроницаемыми, для чего сборные плиты омоноличивают по контуру (сваривают арматуру и бетонируют шов), а при бетонировании монолитных плит закладывают в швы прокладки из резины или гидрорерина. Со стороны водохранилища по гребню волнолома устраивают парапет.

Наиболее ответственные части оградительных сооружений — головы. Они подвергаются одновременному действию волнения как со стороны водохранилища, так и со стороны портовой акватории. При этом волновые нагрузки на головы могут быть бо́льшими, чем для основного сооружения, так как высота деформированной волны быстро затухает по длине сооружения внутри акватории. Кроме того, головы могут быть подмыты течениями и повреждены ударами судов. В связи с этим дамбы у головы (длина головы равна двум ее ширинам) уширяют на 30%, а плиты крепления откосов утолщаются до 40—60 *см*. Также усиленное крепление предусматривается в корневой части молов.

Наблюдения за сооружениями показали, что крепление откосов со стороны акватории порта интенсивно разрушается отстаивающимися у них плотами и судами. С целью предохранения этого крепления от разрушений и для удобства швартовки судов и плотов вдоль откосов в расстоянии 20—30 *м* друг от друга устраивают причальные палы, оборудованные швартовными тумбами. Конструкции оградительных сооружений в виде земляных дамб обладают рядом недостатков. При их возведении требуется выполнять большие объемы земляных работ, устраивать послойное обвалование при гидронамыве, производить послойное уплотнение при сухой отсыпке, выполнять большие объемы ручных работ по устройству фильтров, и, что главное,— ремонт их очень затруднителен.

В зоне действия волн из-за уплотнения грунта и суффозии частиц его в направлении вниз по откосу образуются пустоты. При значительной площади этих пустот начинает расстраиваться конструкция плитных креплений, так как пустоты способствуют разрушению плит под влиянием ударов волн и воздействия льда.

Для ремонта креплений необходимо их разобрать; разборка зачастую должна выполняться под водой.

С целью устранения упомянутых недостатков одним из авторов настоящей книги была предложена конструкция земляной дамбы с крутыми откосами (см. рис. 8, *в*). Намываемый грунт заполняет пространство между креплениями в виде железобетонных элементов таврового профиля, установленных на фундаментную плиту. Поверху элементы омоноличиваются ригелем. Швы между ними перекрываются сваркой закладных частей или металлическими замками. Конструкция указанных элементов аналогична конструкции элементов, применяемых для строительства причальных набережных.

Преимущество этой конструкции перед обычными земляными дамбами — в меньших объемах и упрощении производства земляных работ, почти полном отсутствии ручных работ, меньшем объеме требующегося железобетона, невозможности образования пустот в грунте. Недостатком такого рода сооружений является несколько большая их высота из-за возможной частичной интерференции волн.

Берегоукрепительные сооружения в районе гидроузлов и при инженерной защите городов и поселков. При строительстве гидроэлектростанций приходится выполнять большие объемы берего-

Рис. 9. Схема гидроузла Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС:
1 — мол; *2* — оградительная дамба; *3* — земляная плотина; *4* — шлюзы; *5* — Волго-Ахтубинский канал; *6* — нижний подходный канал; *7* — водосливная плотина; *8* — гидростанция; *9* — распределительное устройство; *10* — основание плотины; *11* — тело плотины; *12* — неукрепленный песчаный откос; *13* — железобетонные плиты на слое щебня; *14* — травосеяние с посадкой кустарника; *15* — щебеночная отсыпка на слое крупнозернистого песка; *16* — асфальт; *17* — каменная наброска толщиной 0,6 *м* на слое щебня 0,2 *м* и каменной крошки 0,2 *м*; 18 — хворостяной тюфяк толщиной 0,4 *м* с пригрузкой камнем 0,2 *м*

укрепительных работ как в районе гидроузлов, так и на берегах возникающих водохранилищ.

На рис. 9 приведена схема гидроузла Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС. На ней приведены объекты, потребовавшие

больших объемов берегоукрепительных работ (земляная плотина, мол и волнолом, нижний подходный канал, Волго-Ахтубинский канал, участки правого и левого берегов Волги и др.).

Наиболее ответственным сооружением является земляная плотина, длина ее у некоторых гидроузлов достигает 10 *км* и более. Высота волн в районе земляной плотины по расчету может достигать 3,5—3,9 *м*.

Из практики строительства плотин на Рыбинском, Цимлянском, Куйбышевском гидроузлах следует, что наиболее целесообразным является крепление откосов земляных плотин железобетонными плитами. Плиты в зоне максимального волнения в плане имеют размер от 8×8 до 15×20 *м*; отношение наибольшего размера в плане к толщине 25—40; толщина плит до 50 *см*. Такие плиты армируются двойной сеткой, состоящей из стержней диаметром 10—18 *мм*, расположенных через 40 *см*. Под швами между плитами отсыпается трехслойный фильтр. Выше и ниже зоны с максимальной высотой волны толщина плит уменьшается до 20—12 *см*. Ниже зоны воздействия волн откос остается неукрепленным.

При строительстве плотины Волжской ГЭС впервые водонепроницаемость швов между плитами была обеспечена с помощью резиновых прокладок специального профиля, концы которых заделаны в плиты при их изготовлении.

Значительный объем креплений выполнен на Волго-Ахтубинском канале и левом берегу Волги (см. рис. 9, разрез *В—В*), где в больших масштабах для подводных креплений применяли хворостяные тюфяки, загруженные камнем.

При создании водохранилищ могут быть выведены из строя силитебные земли городов (затоплены, размыты волнами, обрушены в результате ухудшения условий устойчивости береговых склонов). Для предотвращения этого используется так называемая инженерная защита городов, включающая обвалование части затопляемых территорий и берегоукрепление размываемых или обрушающихся берегов. Объемы берегоукрепительных работ при инженерной защите очень велики — они составляют сотни тысяч квадратных метров. Так, большие работы были проведены по обвалованию городов Казани, Ульяновска (левый берег), Сызрани, Энгельса и др.

Дамба обвалования (рис.10, *а*) одного из городов, расположенных на водохранилище, длиной 14,3 *км* опоясывает со стороны водохранилища городскую территорию и примыкает ко второй надпойменной террасе, защищая город от водохранилища и от временных затоплений весенними паводками. Гребень дамбы на всем протяжении имеет отметку 36,1, что обеспечивает дамбу от перелива воды через гребень при пике половодья вероятностью 1% и высоте волны 1,5 *м*. Просочившаяся через дамбу вода и поверхностная вода с территории города перекачивается насосными станциями через дамбу.

На участке дамбы, наиболее подверженном действию волн (высота волны 1,3 *м*), верхняя часть откоса до отметки 26,0 со стороны водохранилища укреплена железобетонными плитами толщиной 0,25 *м* на ленточном трехслойном фильтре, ниже откос укреплен тремя рядами плетневых клеток с каменной наброской. Откос со стороны города закреплен посевом многолетних трав.

В связи с тем, что при образовании водохранилища ухудшились условия устойчивости берегов в правобережной центральной части города, в зоне распространения хвалынских глин, берега были защищены от обрушения песчаным контрбанкетом (рис. 10, *б*) вы-

Рис. 10. Инженерная защита городов:

а — дамба обволования города; *б* — контрбанкет у города; *1* — посев травы; *2* — железобетонные плиты на ленточном фильтре; *3* — каменная наброска в плетневых клетках; *4* — каменная наброска; *5* — хвалынские глины; *6* — песчаный контрбанкет; *7* — асфальт; *8* — железобетонные плиты на сплошном двухслойном фильтре; *9* — каменная призма

сотой 15 *м* и протяженностью 1680 *м*, откосы которого закреплены железобетонными плитами толщиной 0,35 *м* на сплошном двухслойном фильтре и каменной наброской.

Крепление берегов рек с целью улучшения судоходных условий. Под выправлением рек подразумевается комплекс работ, которые приводят речное русло в состояние, удовлетворяющее требованиям судоходства, оставляя речной поток свободным и используя его формирующую деятельность (размыв русла, транспортирование наносов и их отложение).

Как правило, выправительные работы производят на малых и средних реках (например, Туре, Припяти, Белой, Вишере и др.) преимущественно с целью выправления меженного русла.

Выправлению рек и проектированию выправительных сооружений посвящена специальная литература [1; 45], поэтому ниже приводится только несколько примеров применения берегоукрепительных сооружений при выправлении рек.

При улучшении судоходных условий на перекатах с помощью полузапруд, как правило, располагаемых на верхнем и нижнем побочне, берегоукрепительные сооружения применяют для закрепления размываемых берегов, примыкающих к плесовым лощинам, а также для крепления корневых участков струенаправляющих дамб и полузапруд (рис. 11, *а*).

Рис. 11. Крепление берегов для улучшения судоходных условий:

а — на перекате; *б* — при отделении второстепенного рукава; *в* — при спрямлении русла; *1* — берегоукрепления, примыкающие к плесовым лощинам; *2* — струенаправляющая дамба; *3* — берегоукрепление у корневой части полузапруд; *4* — полузапруда; *5* — берегоукрепление; *6* — спрямляющая прорезь; *7* — хворостяной тюфяк, загруженный камнем; *8* — плетневые клетки, загруженные глиной или галькой; *9* — одиночная мостовая на слое щебня; *10* — двойная мостовая на слое щебня; *11* — каменная наброска; *12* — щебеночная наброска

Для отвлечения наносов от основного русла во второстепенный рукав в месте отделения рукава строят полузапруду (рис. 11, *б*), закрепляя ее корень и противоположный берег рукава.

Для обеспечения устойчивости прорези при спрямлении излучины обычно укрепляют вогнутый берег спрямляющей прорези (рис. 11, *в*).

БИБЛИОТЕКА
Новосибирского института

Учитывая, что берегоукрепления, возведенные с целью улучшения судоходных условий, в большинстве своем находятся в удалении от баз строительной индустрии и представляют собой сооружения невысокого класса капитальности, для них, как правило, применяют местные строительные материалы (хворост, гравий, камень).

На разрезе *А—А* (см. рис. 11) показаны характерные схемы конструкции берегоукрепительных сооружений, применяемых при выправлении рек. Берегоукрепления здесь предохраняют берега от размыва течениями, действие которых сказывается по всей глубине реки, поэтому укрепляются не только берега, но и часть дна у берегов.

Так как выправительные сооружения возводятся на свободных реках, то конструкции берегоукреплений должны быть такими, чтобы их можно было укладывать ниже меженных уровней воды. С этой целью применяются хворостяные тюфяки, каменная и щебеночная или гравийная наброска.

К выправительным сооружениям относятся берегоукрепления у входов в порты. Входы в портовые бассейны (см. рис. 4, *а*) и подходные каналы к портам (см. рис. 4, *б*), чтобы уменьшить их заносимость, обычно располагают у вогнутых берегов рек. Как известно, вогнутые берега подвержены размывающему действию сбойного течения, поэтому такие берега, с целью обеспечения устойчивости их и удобного входа судов в порты, как правило, закрепляют. Крепления выполняют обычно до отметок весеннего паводка 2—10% обеспеченности, т. е. до отметок портовых территорий.

Так как при строительстве портов применяются капитальные сооружения, то и берегоукрепительные работы выполняют с применением камня, бетона и железобетона. Ниже строительного уровня воды, принимаемого обычно за средний меженный уровень, отсыпается упорная призма из камня, уложенного на слой щебня (см. рис. 4, вариант *I*), а выше устраивается плитное крепление. Иногда вместо слоя щебня под каменной призмой укладывают хворостяной тюфяк. На рис. 12 показан момент укладки тюфяка в подводное крепление берега р. Северный Донец в месте входа канала, идущего к Усть-Донецкому порту. В стесненных для судоходства условиях и при наличии необходимых технических средств упорную призму заменяют стенкой из шпунта (см. рис. 4, вариант *II*).

Берегоукрепительные работы в пределах городской черты. Территория, лежащая в пределах границ города, обычно особенно ценна, поэтому сохранение ее от размыва речным потоком и волнами водохранилища — важная народнохозяйственная задача.

Берегоукрепительные сооружения городских земель выполняют в виде вертикальных или слегка наклоненных подпорных стенок и в редких случаях в виде откосных и полуоткосных конструкций. Подобные сооружения обычно носят название городских набережных.

Кроме требования предохранять берега от размыва, к городским набережным предъявляются эстетические (облицовка) и градостроительные (по верху набережных часто располагаются проезжие дороги, парки, спортивные комплексы и т. д.) требования. Примерами городских набережных вертикального профиля являются набережная р. Москвы у спортивного комплекса в Лужниках в г. Москве (рис. 13, *а*) и двухкилометровая набережная р. Камы в г. Перми (рис. 13, *б*), а наклонного профиля — москов-

Рис. 12. Укладка хворостяного тюфяка

ские городские набережные (рис. 13, *в*). Примером городской набережной откосного профиля может служить городская набережная р. Иртыша в г. Омске (на рис. 14 набережная в процессе постройки — швы между плитами не омоноличены).

Укрепление берегов водоемов с целью предотвращения оползней. Оползнем называется смещение земляных масс вниз по склону под влиянием сил тяжести. Оползни происходят в том случае, когда возникающие по тем или иным причинам в массе грунта вблизи откоса сдвигающие (касательные) напряжения оказываются более высокими, чем те, которые могут быть восприняты грунтом.

Оползни представляют угрозу для всех видов инженерных сооружений, расположенных на береговых оползневых склонах.

Причинами образования оползней могут быть подмыв нижней части берегового склона течением реки (боковая и донная эрозия) или же подмыв берега реки, озера, водохранилища волновым прибоем или судовыми волнами. Примером подмыва берегового склона течением может служить береговой склон Волги в районе г. Волгограда (рис. 15).

Противооползневые береговые укрепления предназначаются для предохранения такого подмыва. Эти сооружения должны быть долговечными, устойчивыми и прочными в самых сложных

Рис. 13. Устройство городских набережных:

а — в г. Москве в Лужниках; *б* — в г. Перми; *в* — г. Москве; *1* — гранитная облицовка; *2* — вертикальная стенка; *3* — плита ростверка; *4* — сваи; *5* — шпунт; *6* — вертикальные элементы; *7* — сборная фундаментная плита; *8* — анкерные тяги; *9* — наклонная балка; *10* — стойка; *11* — железобетонная плита

Рис. 14. Набережная в г. Омске

условиях, выдерживая воздействие удара и отката волн, ледовых нагрузок, скоростей течения. Вместе с тем они не должны вносить существенных изменений в гидрологический режим водоема и осложнять судоходство.

Для борьбы с оползнями применяются следующие береговые укрепления: откосные в виде насыпных или намытых пляжей (рис. 16) или гибких тюфяков (рис. 17, *а*), вертикальные или слегка наклоненные стенки, набережные полуоткосного профиля,

Рис. 15. Подмываемый р. Волгой оползневой береговой склон в районе г. Волгограда

Рис. 16. Пляж, укрепляющий берег Новосибирского водохранилища

продольные береговые волнозащитные сооружения (волнобойные стенки, откосные укрепления и др.).

Противооползневым берегоукреплением в виде песчаного банкета с вертикальной стенкой, служащей упорным поясом и одновременно причальной набережной, является набережная р. Белой пассажирского района г. Уфы (рис. 17, *б*). На рис. 17, *в* показан поперечный профиль противооползневого берегоукрепления в виде набережной полуоткосного профиля, одновременно являю-

щейся городской набережной р. Волги в г. Горьком. Ее вертикальная часть, служащая упорным поясом песчаного банкета, выполнена в виде сборных массивов-гигантов длиной 14, шириной 6 и высотой 6 *м*.

Рис. 17. Противооползневые берегоукрепления:

а — гибкие тюфяки; *б* — вертикальная стенка с песчаным банкетом; *в* — полуоткосные стенки с песчаным банкетом; *1* — гибкий тюфяк из железобетонных плит; *2* — оползневая часть склона; *3* — часть гибкого тюфяка, опущенная в размыв; *4* — поверхность скольжения; *5* — вертикальная стенка уголкового профиля; *6* — песчаный банкет; *7* — намытый песчаный грунт; *8* — каменная постель; *9* — массив-гигант; *10* — монолитная бетонная плита; *11* — ленточный фильтр; *12* — сборные железобетонные плиты; *13* — сплошной трехслойный фильтр; *14* — оползающий грунт склона

Продольное береговое волнозащитное сооружение протяженностью 337 *м* с применением тетраподов (рис. 18) выполнено у подошвы оползневого склона в районе г. Ульяновска (Куйбышевское водохранилище на р. Волге). Сооружение состоит из передней призмы, выполненной из тетраподов весом по 7,8 *т*, переходного слоя из тетраподов весом по 1,5 *т*, обратного фильтра из камня, щебня и песка и песчаной засыпки. Тетраподы уложены без специальной подготовки основания на перемытые глины, являющиеся интенсивно размываемым оползневым отложением. Несмотря на интенсивное волнение и высоту волны, достигающую

2,5—3,0 *м*, это сооружение надежно предохраняет берег от размыва.

Берегоукрепления у переходов через реки. Через реки и водохранилища строят различные переходы: мостовые шоссейных и железных дорог, трубопроводные (нефтепроводы, продуктопроводы,

Рис. 18. Берегоукрепления в районе г. Ульяновска

Рис. 19. Берегоукрепление у мостового перехода

водопроводы), дюкеры (канализационные, теплофикационные), кабельные и др. В местах пересечений переходов с берегами последние обычно закрепляются, чтобы избежать подмыва переходов.

При стеснении русла реки береговыми устоями и дамбами мостовых переходов возрастают скорости течения реки и берег

размывается. Для предотвращения размыва применяют различного рода крепления: вертикальные стенки, каменные наброски и гибкие железобетонные тюфяки (рис. 19).

Берега в местах пересечения их трубопроводами, дюкерами и кабелями обычно укрепляют каменными набросками.

Рис. 20. Агрегат для укладки тюфяка из железобетонных плит

Берегоукрепительные работы с целью сохранения полезных земель вне населенных пунктов. Эти работы приобретают все большее значение и обычно выполняются в значительных объемах. Цель их — предохранить берега рек от размыва течениями и частично волнениями. В данном случае применяются индустриальные конструкции (обычно тюфяки, менее чувствительные к подмыву), укладываемые с помощью специальных агрегатов. Примером крепления берегов рек с целью сохранения полезных земель могут служить укрепления, простирающиеся на сотни километров вдоль рек Миссисипи, Миссури, Красной реки в США. Здесь применялись гибкие тюфяки из железобетонных плит. Изготовление их проводили на полигоне, оборудованном несколькими поточными линиями длиной до 1 *км*, а монтаж тюфяков и их укладку на укрепляемый берег производили с помощью специального плавучего агрегата (рис. 20). Темп укладки тюфяков был очень высок — за 5 месяцев межени покрывали береговую полосу длиной 60 *км* и шириной более 100 *м*.

Иногда берега рек, если позволяет ширина береговой полосы, и особенно в местах, используемых для отдыха населения, предохраняют от размыва отсыпкой пологих гравийных или песчаных пляжей. Песчаный пляж, намытый на берегу Новосибирского водохранилища, почти 10 лет надежно предохраняет его берег от размыва и используется для отдыха (см. рис. 16).

РАСПОЛОЖЕНИЕ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ ОТНОСИТЕЛЬНО УРОВНЕЙ ВОДЫ И СПОСОБЫ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

Берега и откосы по высоте условно делятся на подводные, переменного уровня воды и надводные.

Подводными считаются берегоукрепления, расположенные ниже уровня: меженного — в реках, навигационного сработки — на водохранилищах, низкого расчетного статического — в каналах.

Берегоукреплениями переменного уровня считаются такие, которые расположены между подводными берегоукреплениями и следующими уровнями: высокой межени — на свободных реках, вскатывания волны выше нормального подпорного уровня — на водохранилищах, статического уровня — на каналах и пика суточных колебаний — в нижних бьефах гидроузлов.

Надводные берегоукрепления расположены выше берегоукреплений переменного уровня. Они могут затапливаться во время паводков.

Назначая типы конструкций крепления и требования к строительным материалам для них, следует учитывать расположение креплений относительно уровней воды. Так, хворостяные тюфяки, во избежание гниения, следует использовать для подводного берегоукрепления. При подборе состава бетона для бетонных и железобетонных конструкций креплений, укладываемых в зоне переменного уровня, следует учитывать наиболее неблагоприятное влияние этих уровней на долговечность бетона. При строительстве надводных берегоукреплений применяют наиболее легкие их типы — одерновку, посев трав и др.

Способы производства работ при строительстве берегоукрепительных сооружений определяются их положением относительно уровней воды и степенью индустриализации конструкций.

В зависимости от отметки строительного уровня воды различают строительство берегоукрепительных сооружений «насухо» (берегоукрепления, расположенные выше строительного уровня воды или за перемычками) и «в воду» (берегоукрепления, расположенные ниже строительного уровня воды). За строительный уровень обычно принимают уровень не менее 50% обеспеченности.

«Насухо» строят надводные берегоукрепления, часть берегоукреплений переменного уровня, берегоукрепления вновь строящихся каналов, объектов транспортного освоения водохранилищ до их наполнения и инженерной защиты, а также гидроузлов.

«В воду» производят работы по подводным берегоукреплениям на свободных реках, озерах, эксплуатируемых каналах, объектах транспортного освоения водохранилищ после их наполнения.

Индустриальными называются конструкции, элементы которых заранее изготавливают на предприятиях строительной индустрии и монтируют с помощью высокопроизводительных строительных механизмов. К индустриальным конструкциям от-

носятся сборные плитные крепления, тюфяки из железобетона и асфальтобетона, набросные крепления, крепления в виде вертикальных стенок из шпунта. К неиндустриальным конструкциям можно отнести каменное мощение, хворостяные тюфяки, крепление из монолитного асфальтобетона и бетона.

ТИПЫ КОНСТРУКЦИЙ И ВИДЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Поскольку берегукрепления гидротехнических сооружений сводятся к ограниченному количеству типов конструкций, в настоящей работе за основу описания берегоукрепительных сооружений принят наиболее общий классификационный признак — конструктивный.

По конструктивному признаку берегоукрепительные сооружения подразделяются на набросные, плитные, крепления с применением вертикальных стенок, тюфячные и т. п.

Набросные крепления выполняют из рваного камня, бетонных блоков, фасонных бетонных блоков (тетраподы, эдры и др.).

Плитные крепления употребляются в виде монолитного покрытия из бетона, железобетона, асфальта, сборных железобетонных плит и сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру в большие карты.

Вертикальные стенки, применяемые в берегоукреплениях, выполняют в виде сплошного ряда из незаанкерованных и заанкерованных шпунтовых свай или в виде плит, опирающихся на отдельные сваи. Для стенок применяют широкополочные тонкостенные железобетонные сваи таврового или ребристого сечения, прямоугольные железобетонные шпунтовые сваи, металлический шпунт, металлические и железобетонные сваи других видов.

Тюфячные покрытия применяют в виде: железобетонных плит, укладываемых на слой обратного фильтра; железобетонных плит с грунтонепроницаемыми стыками, укладываемых на грунт; асфальтобетонных армированных полотнищ; тюфяков хворостяных и из спиральной проволоки; синтетических пленок.

Большинство берегоукреплений является элементами гидротехнических сооружений различного назначения (земляные плотины гидроузлов, оградительные сооружения портов и т. д.). Класс капитальности берегоукрепительных конструкций определяется классом капитальности сооружений, в которые они входят, в соответствии со СНиП П-И.1—62 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования».

Собственно берегоукрепительные сооружения берегов рек, озер, водохранилищ, каналов, территорий воднотранспортных предприятий относятся к IV классу капитальности.

Определение класса капитальности необходимо для назначения величин коэффициентов запаса или коэффициентов условия работы при расчете устойчивости и прочности берегоукреплений.

Глава II

МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ БЕРЕГОУКРЕПИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

Основными материалами для возведения современных берегоукрепительных сооружений служат камень, щебень, гравий, бетон и железобетон.

За последнее время наряду с этими «традиционными» материалами находят применение новые для этого вида строительства материалы — керамзитобетон, стеклопластики, гидрорерин, эпоксидные смолы и т. п.

КАМЕНЬ, ЩЕБЕНЬ, ГРАВИЙ

Эти материалы наиболее широко используются при строительстве берегоукрепительных сооружений. Камень и щебень должны удовлетворять требованиям СНиП I-В. 8—62 «Материалы и изделия из природного камня».

Для берегоукрепительных сооружений может применяться камень, получаемый из изверженных, метаморфических или осадочных пород. Для набросок лучше применять рваный камень с минимальным отношением наибольшего размера к наименьшему, не превышающим 3—4. Для мощения предпочтительно применять постелистый камень с двумя параллельными поверхностями.

Камень, щебень и гравий не должны иметь признаков выветривания, прослоек мягких пород, глины и других размокаемых и растворимых включений, а также рыхлых включений ракушек и видимых расслоений и трещин.

Для камней, щебня и гравия, применяемых в гидротехнических сооружениях, подлежат определению следующие показатели: предел прочности при сжатии, степень морозостойкости, водопоглощение, растворимость.

Для берегоукрепительных сооружений, подверженных волновому воздействию, применяются нерастворимый камень и щебень с минимальной маркой по прочности при сжатии, равной 400, а не подверженных волновому воздействию — 300; для районов с особо суровыми климатическими условиями эти цифры составляют соответственно 500 и 400.

Требования, предъявляемые к камню по морозостойкости, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Области применения камня или щебня	Минимальная марка камня по морозостойкости для районов с климатическими условиями	
	умеренными и суровыми	особо суровыми
Части сооружений, находящиеся в зоне переменного уровня воды	50—100	150
Надводные части	25—50	50—100
Подводные части	Не нормируется	Не нормируется

Водопоглощение камня или щебня (в % по весу) должно быть не более 0,6. Объемный вес камня должен быть не менее 2,1 $т/м^3$.

Гравий как самостоятельное крепление допускается применять в менее ответственных сооружениях, в частности при креплении пляжных откосов, а также при отсыпке обратных фильтров в других покрытиях.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Общие сведения. Бетон для берегоукрепительных сооружений применяется в массивах различной формы (параллелепипеды, кубы, тетраподы, тетраэдры и др.), железобетон — в виде монолитных и сборных плитных покрытий и тюфяков.

Бетонные и железобетонные сооружения, выполненные с соблюдением соответствующих технических условий, служат многие годы. Обследования показали, что даже тонкостенные конструкции из железобетона оказались достаточно долговечными. Так, например, укрепление внутреннего откоса дамбы Саратовского порта, состоящее из железобетонных плит толщиной 10 *см*, выполненное в 1960—1961 гг., и в настоящее время находится в удовлетворительном состоянии.

Качество бетона и железобетона зависит не только от качества составляющих их материалов (цемент, песок, щебень, вода), но и от технологии изготовления и применения специальных добавок.

Долговечность бетона и железобетона и его физико-механические свойства определяются конструктивными мероприятиями, надлежащим составом бетона, выбором марки, правильным армированием, технологией изготовления и условиями хранения изделий, антикоррозионной защитой закладных деталей.

Для повышения долговечности следует предусматривать: простую конфигурацию элементов (сложные формы элементов, насыщенные арматурой и закладными частями, затрудняют укладку бетона, а ребра, не сглаженные фасками, и резкие выступы бетона чаще подвергаются разрушениям); укрупнение элементов

в пределах, допускаемых условиями изготовления, транспортировки и монтажа; проектирование элементов с ограничением ширины раскрытия трещин, а при агрессивной воде—среде — проектирование трещиностойких элементов; назначение необходимой величины защитного слоя; применение предварительно напряженных конструкций, что уменьшает растягивающие напряжения в сечениях элементов.

Состав бетона. Для железобетонных конструкций портовых гидротехнических сооружений состав бетона должен удовлетворять требованиям ГОСТ 4795—68 (бетон гидротехнический).

В соответствии с классификацией, указанной в ГОСТ, для берегоукрепительных сооружений применяется безнапорный (исключение составляют крепления откосов плотин гидроузлов) бетон «переменного уровня» или «подводный».

Бетон, применяемый для берегоукреплений, должен удовлетворять прочности на сжатие и растяжение, водонепроницаемости, морозостойкости, сопротивляемости агрессивным воздействиям воды—среды.

Для берегоукреплений из монолитного бетона и железобетона рекомендуется применять марки бетона 200—250, а из сборного железобетона — марки 300—400.

Марка бетона по водонепроницаемости (В-4, В-6; В-8), характеризующая основное качество бетона — плотность, определяется наибольшим давлением воды (в $кГ/см^2$), при котором еще не наблюдается ее просачивание через испытываемые образцы. Плотность бетона определяется его составом (в основном водоцементным отношением $\frac{В}{Ц}$) и способом укладки.

Между плотностью, водоцементным отношением и водонепроницаемостью бетона существует определенная связь (табл. 2).

Таблица 2

Показатели	Осредненное значение показателей при плотности бетона		
	нормальной	повышенной	особо плотной
Плотность	0,82—0,85	0,86—0,9	0,9
Водоцементное отношение	0,6—0,55	0,55—0,45	0,45
Марка бетона по водонепроницаемости	В-4	В-6	В-8

Плотность бетона или его марка по водонепроницаемости назначается по СН 262—63 в зависимости от степени агрессивности воды—среды, определяемой по СН 249—63.

При неагрессивной воде—среде для элементов портовых гидротехнических сооружений (безнапорных) обычно принимают марку бетона по водонепроницаемости В-4 и В-6. Если вода—среда агрессивна, назначают марку по водонепроницаемости В-8

и дополнительно предусматривают специальную защиту бетона (см. ниже).

Марка бетона по морозостойкости (Мрз-100, Мрз-150, Мрз-200, Мрз-300, Мрз-400, Мрз-500) характеризуется наибольшим количеством циклов попеременного замораживания и оттаивания, при которых не снижается прочность бетона более чем на 15%. Эти марки назначаются согласно табл. 3.

Таблица 3

Климатические условия	Марка бетона по морозостойкости при наибольшем числе циклов попеременного замораживания и оттаивания				
	до 50	от 50 до 75	от 75 до 100	от 100 до 150	от 150 до 200
Умеренные . . .	Мрз-50	Мрз-100	Мрз-150	Мрз-200	Мрз-300
Суровые	Мрз-100	Мрз-150	Мрз-200	Мрз-300	Мрз-400

При изготовлении бетона с Мрз-50 — Мрз-150 принимают $\frac{В}{Ц} = 0{,}55 \div 0{,}45$, а при Мрз-200—Мрз-400 величину $\frac{В}{Ц}$ назначают в пределах 0,45—0,4.

Умеренными климатическими условиями считаются такие, при которых среднемесячная температура наиболее холодного месяца находится в пределах от 0 до $-10°$ С, а суровыми условиями — от -10 до $-20°$ С.

Морозостойкость сборных железобетонных элементов, эксплуатирующихся в переменном уровне воды, в большинстве бассейнов рек (за исключением северных частей рек Сибири) назначается в пределах Мрз-150 и Мрз-200, а для нижних бьефов гидроузлов — не ниже Мрз-200. В северных частях рек Сибири необходимо применять марку бетона по морозостойкости Мрз-300 — Мрз-400.

При предварительном выборе проектных марок бетона допускается, если отсутствуют данные испытаний, пользоваться табл. 4. Последняя устанавливает средние соотношения между марками бетона на портландцементе по водонепроницаемости, морозостойкости и прочности при сжатии.

До определенных пределов агрессивности воды—среды, указанных в СН 262—63, долговечность гидротехнического бетона обеспечивается повышением его плотности (водонепроницаемости). Например, при марке бетона по водонепроницаемости В-8 выщелачивающая агрессия не влияет на его долговечность. При повышении пределов агрессивности воды—среды долговечность бетона уже не обеспечивается повышением марки по водонепроницаемости. В этом случае следует применять бетоны, изготовленные с применением специальных марок цемента (см. СНиП I-В. 2—62 и СН 249—53). Так, при высокой сульфатной агрессии (содержание ионов SO_4 более 1500) необходимо применять порт-

Таблица 4

Наименование бетона	Марка бетона				
По водонепроницаемости . .	В-2	В-4	В-6	В-8	В-12
По морозостойкости . . .	Мрз-50	Мрз-100	Мрз-150	Мрз-200	Мрз-300
По прочности при сжатии .	100	150	200	250	350

ландцемент с умеренной экзотермией или сульфатостойкий портландцемент. Для изготовления элементов гидротехнических сооружений предпочтительнее высокомарочные (активность 500—600 *кг/см*^{2}) низкоалюминатные портландцементы (содержание трехкальциевого алюмината $3CaO \times Al_2O_3$ до 8%).

Из приведенных в табл. 2 и 3 данных видно, что для изготовления плотных и морозостойких бетонов следует применять жесткие бетонные смеси с $\frac{В}{Ц} = 0{,}5 \div 0{,}4$. Для обеспечения подвижности жестких бетонов (в элементах, имеющих большое насыщение арматурой) следует применять гидрофобный или пластифицированный портландцемент. Если такие цементы отсутствуют, используют обычный портландцемент и вводят в бетонную смесь пластифицирующие добавки, например сульфитно-спиртовую барду (0,15—0,25% от веса цемента), гидрофобно-пластифицирующие воздухововлекающие добавки (СНВ) — абиетат натрия (0,08—0,2% от веса цемента) и газообразующую добавку в виде кремнийорганического полимера ГКЖ-94 (0,01—0,15% от веса цемента).

Увеличение подвижности бетонных смесей при введении в их состав пластифицирующей добавки обусловлено образованием на частицах цемента пленок из поверхностноактивных веществ, входящих в состав добавки. Эти тонкие пленки устраняют смешение отдельных частиц цемента и уменьшают трение между ними, что дает эффект увеличения подвижности смеси — эффект пластификации.

При введении в бетонную смесь воздухововлекающих добавок (СНВ) начинается пенообразование и появляются мельчайшие воздушные пузырьки, не сливающиеся при соприкосновении друг с другом. Эти пузырьки играют роль идеальной смазки, увеличивающей подвижность бетонной смеси. Наличие пузырьков позволяет воде расширяться при замерзании, не нарушая структуры бетона, и замедляет проникновение воды в толщу бетона, что значительно повышает его морозостойкость.

Например, при введении в бетон состава 1 : 2 : 3,5 при $\frac{В}{Ц} = 0{,}5$ и расходе цемента 312 *кг/м*^{3} добавки СНВ морозостойкость смеси повышается в несколько раз. При введении в бетон одного и того же состава добавки СНВ водонепроницаемость смеси увеличивается с В-5 до В-7. Сульфатостойкость бетона с добавкой СНВ также повышается в 1,5—2 раза.

Бетон с воздухововлекающими добавками имеет меньшую усадку, деформационная же способность такого бетона увеличивается на 30—40%, т. е. уменьшается опасность трещинообразования, и т. д.

Кремнийорганический полимер ГКЖ-94, введенный в бетонную смесь, вступает в химическую реакцию с продуктами гидратации и гидролиза цемента. В результате реакции в процессе твердения бетона образуются пузырьки водорода, равномерно распределяющиеся в бетоне, улучшающие структуру цементного камня, что приводит к увеличению морозостойкости. Введение добавки ГКЖ-94 не изменяет прочности и водонепроницаемости бетона.

Для уменьшения расхода цемента и улучшения свойств бетонной смеси рекомендуется совместное введение пластифицирующей (ССБ) и газообразующей (ГКЖ-94) добавок.

Ниже приводятся составы бетонов, применявшихся при строительстве ряда берегоукрепительных сооружений, долговечность которых подтверждена более чем десятилетним сроком эксплуатации.

Для берегоукрепления акватории порта Тольятти был применен бетон марки 300, В-4 и Мрз-100 при $\frac{В}{Ц}=0{,}47$, с осадкой конуса бетонной смеси 2—3 *см*, следующего состава (на 1 $м^3$): портландцемент М 500—350 *кг*; песок — 620; известковый щебень фракции 5 — 40 *мм* — 1200; вода — 187; сульфитно-спиртовая барда — 1,6 *кг*.

При строительстве берегоукреплений в Пермском порту, работающих в очень тяжелых условиях (нижний бьеф Камской ГЭС), был применен бетон марки 300, В-8 и Мрз-200 при $\frac{В}{Ц}=0{,}43$, с осадкой конуса бетонной смеси 1—2 *см*, следующего состава (на 1 $м^3$): портландцемент М500 — 350 *кг*; гранитный щебень Исетьевского карьера двухфракционный (5—20 *мм* — 50% и 20—40 *мм* — 50%) 1240; речной песок с модулем крупности $М_{кр}=3{,}7-685$; вода — 150; сульфитно-спиртовая барда — 1 *кг*.

Арматура. Для железобетонных конструкций гидротехнических сооружений арматурная сталь выбирается в соответствии с требованиями глав СНиП II-В 1—62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» и СНиП I-В. 4—62 «Арматура для железобетонных конструкций».

Для предварительно напрягаемых рабочих стержней применяется горячекатаная арматура периодического профиля из специальных марок низколегированных сталей классов А-III (предел текучести $\sigma_т=4000$ $кГ/см^2$) и А-IV ($\sigma_т=6000$ $кГ/см^2$) или горячекатаная арматура, упрочненная вытяжкой из углеродистой стали класса А-IIв ($\sigma_т=4500$ $кГ/см^2$) и низколегированной стали класса А-IIIв ($\sigma_т=5500$ $кГ/см^2$).

Применение арматуры из высокопрочной проволоки (гладкой по ГОСТ 8480—63 и периодического профиля по ГОСТ 8480—63), несмотря на ее высокую механическую прочность, не дает ощутимого экономического эффекта в гидротехнических сооружениях. При армировании проволокой периодического профиля диаметром 5—8 *мм*, имеющей достаточное сцепление с бетоном, необходимо

предохранять ее от коррозии. Для этого следует увеличить сечение элементов с тем, чтобы была обеспечена трещиностойкость конструкций.

В настоящее время начали изготовлять сталь термически упрочненную класса Ат (ГОСТ 10884—64), которая, приближаясь по прочности к высокопрочной проволоке (условный предел текучести от 6000 до 12 000 *кГ/см²*), не имеет ее недостатков. Эта сталь наиболее приемлема для армирования предварительно напряженных конструкций.

В качестве рабочей ненапряженной арматуры служат горячекатаная арматурная сталь класса А-II (предел текучести 3000 *кГ/см²*, расчетное сопротивление при растяжении 2700 *кГ/см²*) и проволока арматурная обыкновенная диаметром от 6 до 8 *мм* (нормативное сопротивление 4500 *кГ/см²*, расчетное сопротивление при растяжении 2500 *кГ/см²*).

Технология изготовления. Технология изготовления бетона и железобетона в значительной мере влияет на качество берегоукреплений. Для монолитных бетонных и железобетонных плит берегоукрепительных сооружений она должна соответствовать требованиям СНиП III-В. 1—62 «Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. Общие правила производства и приемки работ».

Для армирования плит следует применять арматурные сетки заводского изготовления. При укладке арматуры на откос необходимо соблюдать установленные проектом размеры защитных слоев и расстояний между сетками по вертикали. При обследовании разрушенных берегоукрепительных сооружений было установлено, что одной из причин их разрушений (волнолом Ульяновского порта) является укладка арматуры непосредственно на земляной откос без защитного слоя.

Для закрепления арматурных сеток в проектном положении следует устанавливать под нижнюю сетку специально заготовленные бетонные подкладки, а под верхнюю сетку — подставки из арматурной стали («лягушки») или монтажные стержни, прикрепленные к сеткам проволокой. Отклонения в расстояниях между рядами сеток не должно превышать ±10 *мм*, а в величине защитного слоя ±5 *мм*.

Заполнители для бетона и вода, применяемая для бетонной смеси, должны соответственно удовлетворять требованиям СНиП 1-В. 1—62 «Заполнители для бетонов и растворов» и СНиП I-В. 3—62 «Бетоны на неорганических вяжущих и заполнителях».

Чтобы бетон не сплывал по откосу и вместе с тем был достаточно подвижным, необходимо принимать осадку конуса бетонной смеси для малоармированных бетонных конструкций в пределах 1—2 *см*, а железобетонных конструкций 3—6 *см*.

Наибольший размер зерен крупного заполнителя в бетонной смеси не должен превышать $^1/_3$ толщины плиты и $^3/_4$ наименьшего расстояния в свету между стержнями арматуры.

Чтобы избежать расслаивания бетона, высота свободного сбрасывания бетонной смеси не должна превышать 3 *м*. Спуск бетонной смеси с высоты, большей 3 *м*, должен осуществляться при помощи виброжелобов, наклонных лотков и виброхоботов. Бетонную смесь следует укладывать непрерывно с полным перекрытием одного слоя другим до начала схватывания бетонной смеси. Как правило, плита должна бетонироваться полностью, без устройства рабочих швов.

Уплотнение бетонной смеси в плитах толщиной до 25 *см* с одиночной арматурой и 15 *см* с двойной арматурой, при укладке на всю толщину плиты, может производиться обычными площадочными вибраторами. Бетон в плитах с толщиной большей, чем приведенные выше, должен уплотняться глубинными вибраторами либо укладываться в несколько слоев. При бетонировании плит в два или больше слоев, если длительность перерыва между укладкой бетона в соседние слои превышает время удобоукладываемости, указанное выше, возобновление бетонирования разрешается только после достижения ранее уложенным бетоном прочности не менее 15 *кГ/см*^{2}.

Отклонение от установленной проектом толщины плит не должно превышать +8, −5 *мм*.

Благоприятные условия для твердения уложенного бетона и предохранение его от ненормальных усадок обеспечиваются правильным уходом за бетоном в начальный период его твердения путем укрытия и увлажнения. При температуре воздуха плюс 15° С и выше бетон следует поливать первые 3 суток, в сухую и жаркую погоду — 7 суток; бетон, изготовленный с применением пластифицированных цементов и с пластифицирующими добавками,— 14 суток.

Вместо поливки свежеуложенный бетон рационально покрывать специальными покрасочными пленкообразующими составами (битумными и дегтевыми эмульсиями, лаком «этиноль»), согласно специальным техническим указаниям, или покрывать полимерными пленками.

Вследствие больших объемов берегоукрепительных работ их приходится проводить в зимнее время. Бетонные работы в зимних условиях при среднесуточной температуре воздуха +5° С и минимальной суточной температуре ниже 0° С должны производиться в соответствии со СНиП III-В. 1—62. После бетонирования поверхность бетонных плит должна немедленно укрываться пергамином и опилками или другим способом.

Не допускается применять для изготовления бетона, находящегося в зоне переменного уровня воды, добавки ускорителя твердения, в частности хлористый кальций и соляную кислоту.

Выбор способа обогрева бетона зависит в значительной степени от модуля поверхности:

$$M_п = \frac{F}{V},$$

где F — площадь охлаждаемой поверхности конструкции, $м^2$;
V — объем бетона в конструкции, $м^3$.

Бетонные плиты берегоукреплений обычно имеют модуль поверхности $M_п > 5$, поэтому для их изготовления в зимнее время следует применять электропрогрев или паропрогрев в плоских тепляках.

Скорость повышения температуры бетона при прогреве не должна превышать 8—10 *град/ч*, скорость остывания не должна быть более 5 *град/ч*. Температура бетона, изготовленного на портландцементе, не должна превышать 60—70° С.

Электродный способ прогрева, как правило, производится током пониженного напряжения — от 50 до 106 *в*. Выдерживать конструкции под действием электрического тока после приобретения бетоном 50% прочности не рекомендуется.

Электроды для электропрогрева изготовляют из обрезков арматурной стали диаметром 6 *мм*. Следует располагать электроды группами, в каждую фазу включать несколько электродов. Расстояние b между группами электродов и h между электродами в группе рекомендуется выбирать, руководствуясь табл. 5.

Таблица 5

Напряжение, *в*	Обозначение	Расстояние, *см*, при мощности, *квт/м³*					
		3	4	5	6	8	10
51	b	36	32	28	26	23	21
	h	13	12	10	10	8	7
65	b	48	42	37	34	30	24
	h	13	11	10	9	8	7
87	b	65	57	51	47	41	36
	h	13	11	10	9	8	7
106	b	81	71	63	58	51	46
	h	12	11	9	9	7	7

Расстояния между одиночными электродами и электродами и арматурой должны быть не менее указанных в табл. 6.

Таблица 6

Напряжение, *в*	Расстояние между электродами, *см*	Расстояние между электродами (их группами или одиночными) и арматурой, *см*	Напряжение, *в*	Расстояние между электродами, *см*	Расстояние между электродами (их группами или одиночными) и арматурой, *см*
51	20	5	87	30	10
65	25	7	106	40	15

Потребная удельная мощность для электропрогрева в основном зависит от модуля поверхности и от температуры наружного воздуха и колеблется от 3,25 *квт/м³* при $M_п = 4$ и температуре

$-5°$ С до 10,86 *квт/м*³ при $M_п=20$ и температуре $-20°$ С. Расход электроэнергии при электропрогреве бетона до 50% P_{28} изменяется от 36 *квт·ч/м*³ при $M_п=4$ и температуре $-5°$ С до 234 *квт·ч/м*³ при $M_п=15$ и температуре $-20°$ С.

Во время бетонирования плит толщиной 15 *см* крепления откосов судоремонтного завода в г. Чайковском при температуре $-20°$ С и порта Тольятти при температуре $-15°$ С был применен электропрогрев с помощью электродов. Берегоукрепления этих объектов, после более десятилетнего срока их эксплуатации, находятся в хорошем состоянии.

Рис. 21. Схема полигона для изготовления железобетонных плит *(а)* и схема автоматического регулирования подачи пара в камеру пропаривания *(б)*:

1 — бетонный узел; *2* — склад инертных материалов; *3* — козловый кран; *4* — склад готовых изделий; *5* — вибростол; *6* — ямные камеры пропаривания; *7* — узкоколейный путь; *8* — склад цемента; *9* — камера пропаривания; *10* — задвижка, регулирующая поступление пара в камеру; *11* — командный электронный прибор; *12* — прибор, регистрирующий количество тепла, подаваемого в камеру; *13* — термопары

Сборные железобетонные элементы берегоукрепительных сооружений, как правило, изготавливают на открытых полигонах поточным способом. При таком способе изделие перемещается по мере выполнения отдельных операций на специальном жестком поддоне, являющемся одновременно опалубкой.

Как пример на рис. 21, *а* показана компоновка небольшого полигона для изготовления железобетонных плит крепления откосов дамбы. Полигон состоит из одной поточной линии производительностью до 10 тыс. *м*³ железобетона в год. Все транспортные операции на нем производятся с помощью козлового крана грузоподъемностью 5 *т*. Плиты изготовляются в жестких стальных опалубках — поддонах.

Подготовленные и очищенные формы устанавливают на площадке около вибростола и в них закладывают арматурный каркас. Бетон в бадьях подают по узкоколейной дороге под портал козлового крана, при помощи которого он укладывается в опалубку. Затем опалубку кран устанавливает на вибростол, где производится уплотнение бетонной смеси. Отформованные изделия переносятся краном в камеру пропаривания ямного типа, где они укладываются в несколько ярусов.

После термовлажной обработки плиты складывают под кон-

солями козлового крана в несколько ярусов на подкладки. Благодаря поточной технологии цикл полигона значительно сокращается — становится равным 20 *ч*. Суточная производительность полигона — до 30 плит размером 300×250×15 *см*.

При изготовлении плит с предварительно напряженной арматурой применяют электротермический способ ее натяжения. Концы арматурных стержней в виде головок высаживаются на стыковом аппарате; затем, нагревая электрическим током, проходящим через сварочный трансформатор, их доводят до заданной длины (несколько превышающей расстояние между упорами, закрепленными на поддоне) и вставляют в вилку упоров. После остывания стержни окажутся напряженными и передают напряжение на упоры опалубки. По окончании бетонирования и достижении бетоном 70% проектной прочности высаженные головки срезают автогеном и напряжение передается на бетон.

Камеры пропаривания обычного ямного типа устраивают следующим образом. Пар подается в камеру через нижние перфорированные трубы диаметром 60 *мм*, расположенные в канавках для конденсата. Он увлажняется в конденсате и поступает в камеру пропаривания. Скапливающаяся внизу камеры паровоздушная смесь, имеющая низкие температуры, выдавливается из нее через обратную трубу, заложенную на уровне днища камеры. Благодаря этому в камере сохраняется барометрическое давление и обеспечивается равномерный прогрев ее по высоте. Для автоматического регулирования термовлажностного режима по заданной программе в пропарочных камерах применяется регулятор системы АПР-ЦНИИС (рис. 21, *б*).

В технологический цикл изготовления сборных железобетонных элементов, особенно из предварительно напряженного железобетона, включается термообработка (пропаривание), как наиболее эффективный в настоящее время способ ускорения твердения бетона и увеличения оборачиваемости камер пропаривания. Однако для элементов, работающих в условиях агрессивной среды, необходимо учитывать отрицательную сторону термообработки. В результате миграции влаги (в виде жидкости или пара), особенно в начальный и конечный периоды пропаривания, в твердеющем бетоне образуются микроканалы, способствующие развитию микротрещин в периферийных зонах, что снижает коррозионную стойкость бетона. При повышении температуры в камере и ее охлаждении между поверхностью изделия и центром сечения возникает разница температур, вызывающая температурные напряжения в бетоне. Если эти напряжения больше допускаемых при растяжении, то в изделии могут образоваться трещины.

Для уменьшения отрицательного влияния пропаривания на долговечность изделия рекомендуется применять жесткий бетон с $\frac{В}{Ц} = 0{,}42 \div 0{,}47$ (расход воды не выше 150—160 *л* на 1 $м^3$ бетона), а также вводить пластифицирующие добавки. Отформированные изделия до пропаривания надо выдерживать при нормаль-

ной температуре до 4 *ч* и за такое же время проводить охлаждение изделия; интенсивность повышения температуры в камере пропаривания не должна превышать 10 *град/ч*, а температура при пропаривании 80° С. При пропаривании и охлаждении необходимо проводить увлажнение.

Условия хранения (твердения). Хранение (твердение) готовых железобетонных изделий в значительной степени определяет их коррозионную стойкость. Образованию плотной структуры бетона способствует тепло и высокая влажность среды. Недостаток воды в период твердения является причиной замедления или даже прекращения химической реакции гидратации цемента, что ведет к повышенной его водопроницаемости.

Для обеспечения долговечности сборных железобетонных элементов следует руководствоваться следующими рекомендациями: при неагрессивной воде—среде и подводных откосах сборные элементы надо укладывать в сооружение сразу после их извлечения из камер пропаривания; при агрессивной воде—среде и низких строительных уровнях или устройстве берегоукреплений «насухо» необходимо после изготовления элементов дополнительно выдерживать их на полигоне в течение 15 дней в условиях избытка влаги (влажное укрытие, поливка, дождевание, бассейны с водой) при температуре 15—20° С.

Устройство защитных покрытий. Защитные покрытия способствуют увеличению долговечности железобетонных конструкций. В настоящее время все поверхности бетонных элементов, соприкасающиеся с грунтом (тыловые поверхности), покрывают обмазочной двухслойной гидроизоляцией — смесью битума марки IV и бензина.

Чтобы увеличить долговечность бетона и элементов берегоукреплений причалов для химических грузов и причалов, расположенных в нижних бьефах гидроузлов, в зонах сурового климата, а также при наличии значительной природной агрессии воды—среды и прочих неблагоприятных условиях используются покрытия битумно-латексной эмульсией, пропитка горячим битумом и покрытие элементов составами с применением эпоксидных смол и лака.

Битумно-латексная эмульсия представляет собой раствор битумной и латексной эмульсий и раствор хлористого кальция. Битумная эмульсия — это диспергирование измельченного битума в растворе эмульгатора; последний состоит из растворенного в воде едкого натрия (0,2—0,5%), жидкого стекла (0,4%) и асидола мылонафта (2%). Латексная эмульсия представляет собой также водную дисперсию латекса (синтетический каучук) марки СКС-30.

Приготовленная битумно-латексная эмульсия наносится на элементы механизированным способом под давлением 3,5—4 *атм*. Полученное покрытие обладает повышенной плотностью, высокой деформативностью и наносится как на сухие, так и на влажные поверхности. Испытания показали, что пористый бетон с битумно-

латексным покрытием выдерживает гидростатическое давление в 10 *атм*.

Надежным средством повышения коррозионной стойкости бетона (водонепроницаемости и морозостойкости), а также увеличения предела прочности бетона на растяжение и ударной вязкости является способ пропитки его горячим битумом при температуре 160—170° С. Однако этот способ отличается трудоемкостью и дороговизной. Кроме битума, для пропитки железобетонных изделий можно использовать каменноугольный пек и петролатум.

Для предохранения от коррозии лицевых поверхностей элементов могут применяться покрытия на основе эпоксидных смол и лаков, способы нанесения которых приведены в особых инструкциях (Теплопроект и Союзморниипроект).

Покрытие наносится на поверхность элементов кистью или распылителем. При этом на 1 $м^2$ поверхности расходуется 0,3 *кг* смолы Э-40 и 0,2 *кг* отвердителя (полиэтиленполиамина). Стоимость покрытия 2,8 *руб/м*^{2}, долговечность — не менее 10 лет.

Для антикоррозионной защиты закладных деталей, устанавливаемых на сборных железобетонных элементах берегоукрепительных сооружений, рекомендуются покрытия из сополимерных материалов (два слоя грунтовки ХС-010 и два слоя лака ХС-76).

ПРОЧИЕ МАТЕРИАЛЫ

Асфальтобетон. На берегоукрепительных сооружениях укладывается в горячем состоянии непосредственно в сооружение или же в виде плит, матов, тюфяков.

Асфальтобетонные покрытия широко применяются в заграничной практике, особенно в странах с мягким климатом (США, ФРГ, Франция, Голландия, Северная Африка). В Советском Союзе применение асфальтобетона для берегоукрепительных сооружений носит ограниченный характер (в основном в районах с теплым климатом) из-за опасения его разрушения вследствие недостаточной морозостойкости при переменных уровнях воды.

Разработкой составов асфальтовых покрытий откосов и их испытаниями в лабораторных и натурных условиях много лет занимался ВНИИГ имени Веденеева. На основе этих работ им выпущены «Указания по проектированию и устройству монолитных асфальтовых облицовок гидротехнических сооружений» (М., «Энергия», 1968).

Заслуживает внимания положительный опыт применения асфальтобетона при укреплении берега р. Иртыша в районе г. Омска (подробно освещен в гл. III).

В последние годы для берегоукрепительных сооружений начали применять керамзитобетон и синтетические материалы.

Керамзитобетон. Этот материал отличается от обычного (тяжелого) бетона тем, что крупный заполнитель из гравия или щебня заменен в нем керамзитом. Керамзиты для мостового и

гидротехнического строительства получают обжигом глин (коэффициент вспучивания от 2,5 до 1,5, насыпной объемный вес от 500 до 800 *кг/м*³).

Исследованиями установлено, что хотя керамзит имеет низкую прочность (150—200 *кГ/см*²) и морозостойкость (25—30 циклов), бетоны, изготовляемые с применением керамзита, отвечают требованиям (вследствие благоприятных условий гидратации), предъявляемым к материалам для гидротехнического строительства. Действительно, за счет предварительного отсасывания зернами керамзита некоторого количества воды из раствора и последующей ее отдачи цементному камню во время гидратации (самовакуумирование) улучшается сцепление цементного камня и заполнителя (большая прочность адгезии).

Прочность цементного раствора в керамзитобетоне выше прочности раствора в обычном бетоне той же марки, модуль же упругости керамзита в 2—3 раза меньше, чем цементного раствора. Следовательно, керамзит внутри раствора работает как тело, всесторонне сжатое прочной оболочкой. В керамзитобетоне происходит меньшее расслоение бетонной смеси при транспортировке, чем в обычных бетонах, что обеспечивает более равномерную структуру.

Указанные особенности керамзитобетона способствуют повышению его прочности и морозостойкости, так как от многократного изменения температуры при замораживании и оттаивании не происходит такого быстрого «расшатывания» структуры, которое наблюдается, например, у бетонов, содержащих в качестве заполнителя гравий с окатанной поверхностью.

Керамзитобетон марки 300, предназначенный для гидротехнических сооружений (цемент — 480 *кг*, керамзит с объемным весом 800 *кГ/м*³ — 575 *кг*, песок — 780 *кг* при $\frac{В}{Ц}=0{,}48$), на испытаниях на морозостойкость показал, что после 200 циклов замораживания прочность его снизилась всего на 12%.

Водонепроницаемость керамзитобетона выше, чем равнопрочного тяжелого бетона. Например, водонепроницаемость керамзитобетона марки 300 колеблется от В-12 до В-14, а обычного бетона от В-4 до В-9.

Проведенные Гипроречтрансом опыты по забивке шпунта при производстве работ по креплению откосов на канале имени Москвы показали одинаковую сопротивляемость ударным нагрузкам обычного бетона и керамзитобетона. Более 8 лет эксплуатации этого берегоукрепления выявили надежность керамзитобетона для такого рода берегоукрепительных сооружений.

С применением керамзитобетона вес элементов берегоукреплений сокращается на 20—25%, поэтому его рационально применять в конструкциях, для устойчивости которых вес не играет существенной роли (шпунты, сваи), и не следует применять в гравитационных конструкциях (плиты, блоки и др.) и в берегоукреплениях, подверженных истирающим воздействиям наносов.

Синтетические материалы. Для обеспечения грунто- и водонепроницаемости швов между железобетонными элементами тюфяков применяется гидрорерин. Это материал, изготовленный на основе регенерата резины, выпускаемый в виде рулонов шириной 0,5—0,8 *м*. Он морозостоек, не боится знакопеременных нагрузок. Физико-механические характеристики его следующие: предел прочности при растяжении 60—70 *кг/см*², относительное удлинение 200—250%, температура хрупкости −45° С. Стоимость гидрорерина толщиной 4 *мм* не превышает 3 руб. за 1 *м*².

Для увеличения долговечности бетонных и железобетонных конструкций берегоукреплений, эксплуатируемых в неблагоприятных условиях, начали использовать полимербетоны и цементно-полимерные бетоны.

Полимербетоны — это органо-минеральные бесцементные бетоны, получаемые путем смешивания вяжущего вещества с отвердителем и наполнителями. В качестве вяжущего используют смолы холодного отверждения (эпоксидные, фенолоформальдегидные, полиэфирные, фурфуролацетоловый моломер ФА). Для отверждения смол применяются различные полимерные продукты, в частности, для отверждения эпоксидных смол чаще всего применяются амины. В качестве заполнителя используется песок, щебень, цемент, неорганическая мука. Для получения более эластичных материалов в состав полимербетона вводят пластификатор.

Цементно-полимерные бетоны — это обычные бетоны, в состав которых вводятся добавки полимеров. В качестве добавок применяют различные смолы, поливинилцетатную эмульсию, латексы. Прочность такого бетона в 2—3 раза выше прочности обычных бетонов. Особенно высоко его сопротивление истиранию — в 5—10 раз выше по сравнению с обычными бетонами. Хотя стоимость покрытия из полимербетона высока (при толщине 1 *см* она составляет 5—7 руб. за 1 *м*²), его можно рекомендовать для облицовки истираемых поверхностей (плит крепления берегов, подвергающихся истирающим воздействиям наносов).

Наибольшее распространение получил полимербетон, изготовленный на эпоксидной смоле. В настоящее время разрабатывается технология изготовления сборных железобетонных элементов с применением полимербетона, уложенного в виде тонкого фактурного слоя непосредственно на поддон опалубки изготовляемого элемента. Предел прочности фактурного слоя при сжатии 600 *кГ/см*², при растяжении — 60—75 *кГ/см*².

В Англии для защиты берегоукрепительных сооружений от разрушений используются облицовки из цементно-полимерного бетона. В качестве добавок для приготовления его используется резиновая крошка или латекс. Плиты из полимербетона прикрепляют к защищаемой поверхности быстротвердеющим клеевым составом, приготовленным также на резиновой основе.

Многочисленные эксперименты по подбору материала для берегоукреплений, подвергающихся интенсивному истирающему воздействию, проведенные английскими исследователями, показали,

что из всех опробованных ими материалов наиболее эффективными оказались цементно-полимерные бетоны. Предполагают, что такое покрытие будет служить в течение многих лет.

Для замоноличивания стыков между элементами гидротехнических сооружений начали применять эпоксидный клей. Он приготавливается на месте в смеси с наполнителями (мелкий песок, цемент). Последние удешевляют стоимость клея и улучшают его технические свойства (снижают усадку, повышают ударную вязкость и морозостойкость).

Ориентировочный состав (по весу) эпоксидного клея с применением эпоксидной смолы ЭД-6 следущий: одна часть сиропа (ЭД-6 — 100% и дибутилфталат — 10%), 0,15 части полиэтиленполиамина, 0,5 части цемента и 2,6 части песка. Прочность клеебетона указанного состава при сжатии составляет 800—1000 *кГ/см*². Клеебетон может быть использован для омоноличивания швов между плитами крепления откосов (рис. 22).

Рис. 22. Стык железобетонных плит:

1 — стыкуемые плиты; *2* — щебеночная подготовка; *3* — бетонная подкладка; *4* — стыкуемая арматура; *5* — закладная часть; *6* — клеебетон

В последние годы ведутся работы по склейке бетонных поверхностей клеями на основе эпоксидных смол при отрицательных температурах воздуха [23]. Так, при строительстве одного из мостов в Сибири зимой (при температуре воздуха −20—30° С) для склейки железобетонных элементов был применен эпоксидный клей следующего состава (в вес. ч.): эпоксидная смола ЭД-5 — 100, отвердитель (полиэтиленполиамин) — 15, фуриловый спирт — 20, цемент — 100. Клей приготавливали в помещении, подогревали до температуры +25° С и тонким слоем наносили на очищенные холодные бетонные поверхности.

В отечественной и зарубежной практике для перекрытия стыков между сборными железобетонными элементами гидротехнических сооружений начинают находить применение герметизирующие полимерные материалы. Так, для заделки швов акведуков водосбросных лотков Братского лесоперерабатывающего комплекса был использован (по предложению ВНИИГ имени Веденеева) битумно-стирольный герметик.

Проведены опытные работы по перекрытию швов между вертикальными элементами стенок камер шлюзов с помощью полиизобутиленовых мастик (Гипроречтрансом совместно с ВНИИНСМом). На шлюзе Северка Москворецкой системы был применен механизированный метод заполнения швов мастиками.

Разработан (НИС Гидропроекта) метод заделки стыков между железобетонными плитами облицовки каналов с помощью герметиков оклеечного типа — стеклоэластиков [42]. Перекрытие швов с помощью стеклоэластика производят путем наклеивания на поверхность смежных железобетонных элементов полос стеклоткани, в качестве клея применяется эпоксидно-каучуковая мастика ЭК холодного отвердения.

Стеклоэластик на мастике ЭК был применен для заделки стыков на канале Северный Донец — Донбасс, на Суклейской оросительной системе и на Каунасской ГЭС. По данным НИС Гидропроекта, такой стеклоэластик может применяться для герметизации стыков между элементами при их значительных деформациях. При напорах воды до 5,0 *м* рекомендуется применять однослойный стеклоэластик, при больших напорах — двухслойный.

На оросительных системах Молдавии, при строительстве каналов Рыбницкой и Энгельсской оросительных систем в опытном порядке было применено перекрытие швов между бетонными элементами с помощью стеклотиокола (стеклоткани, наклеиваемой с помощью тиоколовых мастик).

Хорошим конструктивным материалом может служить грунт, закрепленный карбомидной смолой. Такой грунт применяется при берегоукрепительных работах (крепление откосов). Закрепление производится следующим образом. В песчаный грунт с помощью перфорированных инъекторов нагнетается маловязкая гелеобразующая смесь раствора карбомидных смол марок КИ и МФ-17 (ГОСТ 9359—60), разбавленная водой (2—3 части воды на одну часть смолы) и 5-процентным раствором соляной кислоты в качестве отвердителя. Через некоторый промежуток времени (2—4 *ч*) после нагнетания в поры грунта эта смесь превращается в твердый гель, необратимо связывающий частицы песка в прочный камнеподобный монолит.

В Советском Союзе разработан способ химического закрепления грунтов и устройства грунтонепроницаемой одежды каналов с помощью нескольких видов мочевиномеломиноформальдегидных смол. Как сами смолы, так и отвердители для них (щавелевая кислота) дешевы, не требуют специальных растворителей и удобны в работе [22].

У нас в стране и за рубежом находят широкое применение пленочные синтетические материалы. Для целей берегоукреплений их применяют в качестве подстилающего водонепроницаемого материала, на который укладывают бетонные плиты. У нас применяют полихлорвиниловые и черные полиэтиленовые пленки, в ФРГ — полиэтиленовые пленки, синтезированные при низких температурах.

В зарубежной практике известны случаи использования для берегоукрепительных работ тюфяков, мешков и матов из синтетических материалов [48]. В Англии для берегоукреплений применяют оболочки из нейлона, заполненные под давлением цементным раствором. В тех случаях, когда требуется сохранить некоторую гибкость тюфяка, к цементному раствору в небольшом количестве добавляют бентонит. Подобного типа берегоукрепления применяются также в США.

В настоящее время работы по изысканию возможности применения синтетических материалов для берегоукрепления продолжаются. Так, французскими исследователями предложено использовать для берегоукрепления стеклоткань, наносимую на откос по слою разогретого до жидкого состояния битума. В случае необходимости укладывается несколько слоев такого покрытия.

Для изготовления обратных фильтров применяют ткани из полипропиленовых нитей, не снижающих прочности в воде стеклотканей, и штампованной полиэтиленовой сетки.

Нейлоновая сетка в качестве обратного фильтра была использована при строительстве берегоукрепления Манчестерского канала. Отмечается, что стоимость сетки в 4 раза меньше стоимости трехслойного фильтра. Фильтры из синтетических материалов под бетонные блоки берегоукрепления получили распространение в Японии.

Следует отметить, что полимерные материалы начали применяться в практике гидротехнического строительства и, в частности, для берегоукрепительных работ сравнительно недавно (срок эксплуатации сооружений с применением синтетических материалов 5—10 лет). Поэтому в настоящее время не накоплен достаточный опыт по долговечности таких материалов в условиях гидротехнического строительства. Однако наблюдения за построенными сооружениями, а также продолжающиеся лабораторные исследования полимерных материалов, проводимые рядом институтов, позволяют прогнозировать их ориентировочный срок службы. Так, исследования показали, что срок службы толстых полиэтиленовых стабилизированных пленок в грунте, применяемых в качестве водонепроницаемого материала на каналах и берегоукреплениях, составляет 25—30 лет в центральных районах страны.

По данным Союзводпроекта, заделка швов между плитами крепления каналов с помощью герметиков (в частности, тиоколовых) в 5 и более раз долговечнее заделки с помощью традиционных материалов.

Местные материалы. Такими материалами являются хворост, колья и дерн. Хворостом для берегоукрепительных работ служат ветви, побеги деревьев и кустарников разных пород диаметром в комле не более 4—5 *см* и длиной не менее 1,5 *м*. Необходимо употреблять хворост возможно прямой, длинный и гибкий, желательно обладающий способностью прорастать («приживляться»). Этим требованиям отвечает хворост растений, принадлежащих к семейству ивовых (желтая ива или лоза, крас-

ная ива, горькая ива, или чернотал, миндальная ива, или белотал, плакучая ива и др.).

Колья, употребляемые для хворостяных берегоукреплений, изготовляют из толстых ветвей диаметром от 3 до 7 *см*. Если не требуется, чтобы они прорастали, то для них применяют древесину хвойных пород, в противном случае — ивовых пород.

Подробное описание хвороста как материала для берегоукреплений, приемки и хранения его, а также производства берегоукрепительных работ по постройке хворостяных сооружений приведено в книге Е. А. Вадарского [1].

Дерн — самый дешевый и часто встречающийся местный материал. В гидротехнических сооружениях дерн применяется главным образом при закреплении надводных откосов или там, где затопление носит непродолжительный характер и отсутствуют волнения и малые скорости течения.

Для одерновки откосов применяют свеженарезанный луговой дерн. Участки, с которых снимается дерн, должны выбираться так, чтобы их почвенные условия и влажность по возможности близко подходили к условиям, в которых дерн будет находиться на месте укладки. Для сухих и песчаных откосов дерн надо выбирать с сухих лугов, расположенных на супесчаных почвах.

Перед срезкой дерна трава должна быть скошена. Дернины нарезают штучные в виде прямоугольников размером 20×25—30×50 *см* или ленточные длиной до 2,5 *м*. Толщина их должна быть 6—10 *см*. Края дерна ровно обрезаются. Кромки их, для более плотной укладки взакрой, должны быть срезаны наискось.

Хранить дерн разрешается не более чем 5 суток. Хранится штучный дерн в штабелях высотой до 1 *м* с укладкой травой к траве, землей к земле. Дерновые ленты сматывают в рулоны, перевязывают бечевкой и складывают вплотную друг к другу.

Спицы для прикрепления дерна изготавливают из кольев длиной 25—30 *см*, сечением 2×2 *см* из древесины любых пород.

Глава III

СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ

Современные конструкции креплений берегов каналов, рек и водохранилищ, а также гидротехнических сооружений, применяемые как в Советском Союзе, так и за рубежом, отличаются индустриальностью возведения, простотой в эксплуатации и долговечностью.

Наиболее распространенными типами являются следующие крепления: набросные; плитные; в виде вертикальных и слабо наклоненных стенок; тюфячные покрытия. Кроме того, для крепления применяются каменное мощение, гравийные и щебеночные отсыпки, уполаживание откосов и создание искусственных пляжей, посадка кустарников и трав и др.

НАБРОСНЫЕ КРЕПЛЕНИЯ

Наброска из камня. Это наиболее распространенный тип крепления береговых откосов каналов, рек и водохранилищ при производстве работ «в воду». При креплении подводной части откосов каменной наброской необходимое качество берегоукрепления достигается без применения дорогих и трудоемких водолазных работ. Работа может быть механизирована на всех стадиях производственного процесса, начиная от добычи камня и до укладки его на откос. Кроме того, крепление каменной наброской не боится местных деформаций (пучение, просадка) грунта и может осуществляться почти в любых встречающихся на практике грунтовых условиях. Каменная наброска легко восстанавливается при частичном разрушении.

Особенно широкое применение нашло крепление из каменной наброски в районах со сравнительно невысокой стоимостью камня (камень — местный строительный материал) для водоемов, где высота ветровой волны не превышает 2 *м*, а ледовые условия (толщина льда, возможный навал ледяного поля на откос, колебание уровней воды в зимний период и др.) не могут вызвать значительного повреждения наброски. Для более тяжелых волновых и ледовых условий применение каменной наброски носит ограниченный характер, так как в этом случае необходимость укладки на откос камней больших размеров усложняет производственный процесс.

Каменная наброска может быть выполнена как из сортированного, так и из несортированного камня. Во втором случае работы по ее созданию менее трудоемки (исключается сортировка камня), но требуют большего количества материалов.

Крепление каменной наброской, как правило, состоит из двух слоев — слоя камня и слоя обратного фильтра или однослойной подготовки. В отдельных случаях слой камня отсыпается на хворостяной тюфяк. Крупность камня, а также толщина слоев наброски назначаются в зависимости от высоты волны, ледовых условий и условий производства работ.

Рис. 23. Вид откоса с каменной наброской

Устойчивость каменного крепления в значительной степени зависит от крупности камня, а также от правильно подобранного фильтра или подготовки. Применение мелкого камня диаметром 10—15 см не обеспечивает устойчивости крепления — камни такого размера легко перемещаются под действием волнения. Камни слишком крупных размеров (диаметр свыше 70 *см*) для наброски также непригодны — при их укладке образуются большие щели, которые при всякого рода деформациях раскрываются еще больше, обусловливая разрушение крепления и откоса.

Можно отметить, что окатанные камни всегда дают бо́льшие промежутки и щели, нежели таких же размеров колотые камни. Наброска из колотого камня, за счет плоских граней, имеет хорошее уплотнение и меньшие промежутки.

При равнении наброски следует строго следить за тем, чтобы не получалось прямых щелей, особенно параллельных урезу воды, так как такие щели способствуют вымыву гравийного фильтра.

При капитальном ремонте берегоукреплений канала имени Москвы на его отдельных участках крепление откосов в виде однослойной каменной мостовой было заменено на крепление каменной наброской (рис. 23). На разрушенное каменное мощение откосов канала, имеющих заложение 1 : 2,5 — 1 : 4, укладывался

слой разнозернистого гравия минимальной толщиной 0,4 *м*, на который отсыпался слой камня. Толщина слоя камня в верхней части откоса — 0,4 *м*, в нижней — 0,6 *м*. Минимальный вес камня 25 *кг*. Наброска упирается в предварительно отсыпанную под воду каменную призму (рис. 24).

Производство работ по креплению берегов каналов каменной наброской особых затруднений не вызывает. Основной состав работ выполняется при нормальном навигационном уровне воды в мае—ноябре. После понижения уровня воды в ноябре—декабре производится вручную равнение наброски в зоне между нормальным и минимальным зимними уровнями. Таким образом, средняя продолжительность работ в течение года составляет 6—8 месяцев.

Рис. 24. Схема крепления откосов каменной наброской на канале имени Москвы:

1 — каменная призма; *2* — наброска из камня; *3* — каменное мощение; *4* — одерновка на растительном слое; *5* — гравий разнозернистый; *6* — подготовка из гравия под призму

при средней производительности строительной бригады 10 *пог. м* крепления в смену.

Материалы — камень, гравий и песок, доставляемые водным транспортом, разгружаются плавучим краном и складируются на берегу. Затем, по мере надобности, они грузятся на баржи и доставляются к непосредственному месту укладки. Отсыпка наброски производится плавучим краном с баржи. В целях получения сравнительно ровного слоя наброски отсыпку камня производят по предварительно выставленным на откосе «маякам» (деревянным кольям с отметкой верха на проектном уровне крепления). Толщина слоев контролируется промерами.

Качество каменной наброски, выполняемой таким способом, получается вполне удовлетворительным. Наброска в пределах видимой части (см. рис. 23) имеет ровную поверхность, камни уложены достаточно плотно. Правильный и законченный вид имеет также берма. Верхняя часть откоса выше наброски обычно одерновывается.

Наброской из несортированного камня укреплялись откосы берегов и волнозащитных сооружений на Каховском водохранилище. Работы производились на сухом откосе до заполнения водохранилища. Камень размером от 10 до 100 *см* набросан слоем 1,6 *м* на откосе с заложением 1 : 3 по однослойной подготовке

толщиной 0,2 *м* из рядового щебня. Крепление выдержало неоднократные штормы с ветровой волной высотой до 2,8 *м*.

При креплении берегов Новосибирского водохранилища, имеющих заложение откоса 1 : 1,5 — 1 : 2, толщина каменной наброски была принята 1 *м*, средняя крупность камня 40—50 *см*, подготовка из щебня имела толщину 0,2 *м*. Такие толщина наброски и размеры камня оказались недостаточными — во время шторма при высоте волны до 1,7 *м* это крепление было разрушено.

В типовом проекте «Подводное крепление откосов», разработанном институтом «Гипроречтранс» МРФ РСФСР, приведена конструкция берегоукрепления в виде наброски из камня. Применение каменной наброски рекомендуется в случае, когда камень необходимой прочности и морозостойкости является местным строительным материалом, объем берегоукрепительных работ сравнительно небольшой и откосы имеют криволинейные очертания.

Типовой проект разработан для следующих расчетных условий: высота подводного откоса от 2 до 6 *м*; расчетная высота судовой волны до 1,0 *м*, ветровой волны — от 0,7 до 2,0 *м*; заложение откоса от 1 : 2,5 до 1 : 4; грунты, слагающие укрепляемый откос,— от песчаных до глинистых; ледовые условия — толщина льда до 1,0 *м*. В проекте разработано два типа крепления каменной наброской: в виде каменной призмы с заложением откоса 1 : 1,25 (рис. 25, *а*), отсыпаемой на двухслойную или однослойную (в зависимости от грунтов основания) гравийную или щебеночную подготовку (крепление рассчитано на воздействие судовой или ветровой волн высотой от 0,7 до 1,0 *м*); в виде слоя камня, уложенного с уклоном, равным проектному уклону основания (рис. 25, *б*), на однослойную или двухслойную гравийную или щебеночную подготовку.

В типовом проекте рекомендуется, при возможности воздействия на каменную наброску ледяного припая или навала ледяного поля, защищать ее омоноличиванием верхнего слоя бетоном. Толщина бетона марки не ниже 200 должна быть не менее двух толщин расчетного камня ($2Д_к$). Верхняя и нижняя границы защитного пояса устанавливаются в каждом конкретном случае по данным ледового режима.

Стоимость 1 $м^2$ покрытия откосов каменной наброской (см. рис. 25, *б*) по типовому проекту в зависимости от высоты волны и заложения откоса приводится в табл. 7 (в ценах с 1 января 1969 г.).

Таблица 7

Высота волны, *м*	Заложение откоса	Стоимость, руб., для волн		Высота волны, *м*	Заложение откоса	Стоимость, руб., для волн	
		ветровой	судовой			ветровой	судовой
0,7	1:2,5	25	—	1,5	1:2,5	32	—
1,0	1:2,5	27	27		1:3	31	—
	1:3,5	—	25	2,0	1:4	33	—
	1:4	26	—				

Наброска камня в ящиках и клетках. Основой этого типа крепления являются ящики или клетки из разных материалов, которые свободно укладываются на спланированный и покрытый фильтровой подготовкой откос, образуя на нем ячеистую конструкцию. Такое крепление откосов может применяться при производстве работ «насухо» до заполнения каналов или водохранилищ.

Крепление типа «Волго-Балт» в виде железобетонных ящиков, заполненных камнем (рис. 26), в больших объемах было впервые применено в СССР при строительстве Волго-Балтийского водного пути имени В. И. Ленина.

Рис. 25. Конструкция крепления откосов каменной наброской по типовому проекту института «Гипроречтранс» МРФ РСФСР:

а — в виде каменной призмы; *б* — в виде слоя камня (от действия ветровой волны); *1* — крепление дна щебнем или гравием; *2* — наброска камня; *3* — упор; *4* — покрытие надводного откоса; *5* — подсыпка откоса песчаным грунтом; *6* — двухслойная подготовка из гравия или щебня и крупнозернистого песка; *7* — подготовка под каменную наброску из разнозернистого гравия или щебня и крупнозернистого песка; *8* — наброска камня слоем в зависимости от высоты волны; *9* — граница основного крепления; *10* — облегченное крепление дна и откоса камнем на слое разнозернистого гравия или щебня

Железобетонные ящики укладываются на фильтровую подготовку в шахматном порядке, диагонально вдоль образующей откоса, что обеспечивает заклинивание камня в сходящихся стенках ящиков. Между собой ящики не соединяются. Фильтровая подготовка состоит из двух слоев: нижнего слоя толщиной 0,3 *м* из песчано-гравийной смеси и верхнего толщиной 0,10—0,15 *м* из

гравия крупностью 5—40 *мм*. Камень загружается вровень с верхом стенок ящиков.

Для условий Волго-Балта, где высота волны не превышает 2 *м*, применялся камень крупностью 20—25 *см*.

Размеры ящиков в плане 1,2×1,2 *м* и 1,5×1,5 *м*, высота 0,30—0,40 *м*. Толщина стенок ящиков 10 *см*. В углах ящиков для повышения их прочности устраивались вуты, с внешних углов были сняты фаски. Стенки ящиков из бетона марки 250 армированы одиночными стержнями диаметром 8 *мм*. Вес ящика — до 550 *кг*.

Рис. 26. Каменная наброска в железобетонных ящиках

Расход материалов на 1 $м^2$ крепления составлял: бетона — 0,05—0,1 $м^3$; стали — 1,5—2,5 *кг*; камня — 0,3—0,4 $м^3$; гравия — 0,10—0,15 $м^3$. Стоимость 1 $м^2$ в ценах 1969 г. составляла 9—10 руб.

Важной деталью такого крепления является устройство надежного упора в его нижней части. Упор, в зависимости от местных условий, может быть выполнен в виде каменной призмы, бетонного зуба, заборки из железобетонных плит, шпунтового ряда.

Крепление в виде железобетонных ящиков, заполненных камнем, хорошо гасит волну и уменьшает высоту ее вскатывания на откос (за счет шероховатости и проницаемости камня), обеспечивает свободный выход грунтовых вод, обладает гибкостью и исключает возможность образования скрытых вымывов и пустот, легко поддается ремонту. К достоинствам крепления также относится отсутствие омоноличенных стыков и возможность его возведения в любое время года, даже на промороженном основании (так как осадка каждого ящика происходит независимо от других).

Опыт массового применения такого крепления на строительстве Волго-Балтийского водного пути имени В. И. Ленина показал, что при этом строительстве могут быть механизированы все производственные процессы, начиная от изготовления в полигон-

ных или заводских условиях железобетонных ящиков-ячеек и до заполнения их камнем.

Неудачной разновидностью крепления типа «Волго-Балт» является покрытие в виде наброски камня в клетки из железобетонных балок (рис. 27), примененное на подходном канале к Новосибирскому шлюзу, на отдельных участках берега р. Амура и т. д. Клетки выполнялись из железобетонных балок длиной 2 *м*, сечением от 20×25 до 15×25 *см*. Балки устанавливались на земляной откос, параллельно урезу воды, омоноличивались, и образовавшиеся клетки заполнялись камнем на слое гравия.

Рис. 27. Крепление откоса наброской камня в клетки из железобетонных балок

Практика показала, что такое крепление разрушается под действием судовой волны высотой, превышающей 0,5 *м*. Причиной разрушения является отсутствие фильтра и незначительная толщина слоя камня.

Габионы — это ящики из проволочной сетки, заполненные камнем (рис. 28). Встречаются также габионы в виде мешков, заполненных камнем. Размеры отдельных проволочных ящиков: длина (параллельно урезу воды) 1,5—2,0 *м*, ширина $^1/_3$ длины, высота $^1/_8$—$^1/_{10}$ длины. Примерный расход проволочной сетки на 1 $м^3$ крепления 15—20 *кг*.

Крепление откосов габионами имеет ряд преимуществ: благодаря своей гибкости они не разрушаются при неравномерных осадках грунта, что особенно важно в тех случаях, когда габионы укладываются на неустойчивых грунтах или в местах, где имеется опасность размыва берега; свободно пропускают воду, но удерживают грунт; для их заполнения может быть использован низкосортный камень и не требуется никаких специальных работ (опалубки, армирования).

Наибольшее разрушительное воздействие на габионы оказывают коррозия и истирание наносами. Оцинкованная стальная проволока, покрытая достаточно толстым слоем цинка, хорошо сопротивляется коррозионному воздействию пресных вод и содержащихся в них веществ. Истирание наносами проволочной сетки приводит к разрыву отдельных проволок, поэтому сетка должна быть сплетена так, чтобы при разрыве одной или нескольких проволок не происходило ее дальнейшее разрушение. Если габионы подвергаются сильному истирающему воздействию наносов, то целесообразно поверхность габионов покрывать слоем цементного раствора; покрытие обладает достаточной прочностью, так как проволочная сетка служит арматурой. Для придания габионной кладке большей прочности в отдельных случаях полости между камнями заполняют горячим раствором или асфальтом.

Рис. 28. Крепление откосов габионами

Крепление откосов габионами значительно прочнее, чем каменная наброска и каменное мощение, может противостоять более высоким волновым воздействиям и скоростям течения при одинаковой крупности камня.

В отечественной практике крепление откосов габионами за последнее десятилетие встречается довольно редко. За рубежом, в частности, в США и Италии, габионы находят широкое применение.

Американская фирма «Маккаферри Гейбиенс оф Америка» применяет следующую рациональную технологию производства работ по укреплению берегов габионами. К месту работ габионная сетка доставляется в сложенном виде. На подготовленную поверхность откосов (грубое равнение бульдозером) устанавливают пустые габионные ящики, которые связывают между собой и растягивают с помощью лебедки. Растяжка необходима для того, чтобы устранить образовавшиеся при транспортировке складки, перегибы, перекосы и дать напряжение сетке, после снятия которого сетка сжимает камень и уменьшает пустоты в габионе. Заполнение проволочных ящиков камнем производится с помощью ковшовых погрузчиков, экскаваторов или грейферных кранов. При креплении габионами подводных откосов проволочные ящики, закрытые со всех сторон, загружают камнем на берегу и устанавливают краном на откос.

Наброска из фасонных блоков. Для создания защитных и волногасящих покрытий в последнее время большое распространение, особенно за рубежом, получила наброска из фасонных бетонных блоков. Благодаря сцеплению фасонных блоков друг с другом стало возможным снизить их вес по сравнению с обыкновенными массивами.

Крепление из фасонных блоков чаще всего применяется для морских гидротехнических сооружений, подверженных чрезвычайно сильным волновым воздействиям (высота волны до 8—9 *м*). Фасонные блоки применяются и для защиты речных гидротехнических сооружений.

Из всех существующих в настоящее время фасонных блоков наибольшее распространение получил тетрапод — фасонный блок

Рис. 29. Разрез по берегоукреплению из тетраподов:

1 — тетраподы весом 7,8 *т*; тетраподы весом 1,5 *т*: *3* — обратный фильтр; *4* — каменная призма

из четырех усеченных конусов, расположенных под равными углами относительно друг друга. Вес и форма тетраподов, примененных в строительстве, зависят от высоты волны и грузоподъемности кранового оборудования. Так, например, в порту Находке укладывались тетраподы весом 1,5 и 3,5 *т*, в портах Клайпеде и Вентспилсе — 5 и 13 *т*.

Для защиты оползневого участка берега в г. Ульяновске, где высота волны достигает 3,5 *м*, по проекту Государственного института по проектированию коммунального строительства применены тетраподы весом 1,5 и 7,8 *т*, причем тетраподы большего веса укладывались со стороны водохранилища, а меньшего — со стороны берега (рис. 29). Они укладывались без специальной подготовки основания. Изготовление блоков было организовано в инвентарной опалубке, состоящей из нижней секции и трех боковых, которые между собой скреплялись болтами. На боковых поверхностях опалубки закреплялись вибраторы. Бетонирование большого тетрапода производилось в два приема, малого — в один. Тетраподы пропаривались в камерах ямного типа в течение суток при температуре 60—80° С. К месту укладки они доставля-

лись на баржах и устанавливались на место гусеничным краном грузоподъемностью 20 *т* (вылет стрелы 8 *м*).

При возведении сооружений из тетраподов большое значение имеет правильная установка и пригрузка тетраподов переднего нижнего ряда, а также их размещение в наброске, так как от этого зависит устойчивость всего сооружения. Как показала отечественная и зарубежная практика, наиболее удачным способом расстановки тетраподов в сооружении будет такой, когда тетраподы нижнего ряда устанавливаются одним конусом вверх, а второго ряда — одним конусом вниз.

Кроме тетраподов, в отечественной практике строительства были применены фасонные блоки типа дипод конструкции Д. А. Елисеева. Фасонный бетонный блок дипод состоит из двух взаимно перпендикулярных и непересекающихся стержней, расположенных на концах соединяющего их промежуточного элемента. Сооружение из диподов на волну высотой до 3,5 *м* было построено при капитальном восстановлении разрушенного в г. Камышине участка берегоукрепления водохранилища Волжской ГЭС. Первоначально для аналогичных условий предполагалось применить тетраподы весом 7,8 *т*. Лабораторным путем было установлено, что для таких условий достаточно уложить диподы весом 5 *т*. Простота изготовления, лучшая сцепляемость диподов в наброске по сравнению с тетраподами, практически одинаковая стоимость изготовления диподов и тетраподов позволяют рекомендовать диподы для использования при возведении набросных волнозащитных сооружений с тяжелыми гидрологическими условиями.

Рис. 30. Наброска из блоков «долос»

Из практики применения фасонных блоков за рубежом особого внимания заслуживает крепление блоками «долос». Фасонный бетонный блок «долос» состоит из стержня с двумя взаимно перпендикулярными отростками на концах (рис. 30). Исследования показали, что вес блока «долос», рассчитанного на воздействие определенной волны, примерно в 4—5 раза меньше веса фасонного блока других конструкций, известных в зарубежной практике.

Укладка блоков «долос» на откос производится так, чтобы 60% вертикальных отростков были повернуты в сторону воды. Авторы блоков «долос» утверждают, что наброска из них является исключительно устойчивой, а для изготовления не требуется специальных полигонов, наличия тяжелых кранов и транспорт-

ных средств. Простота изготовления и укладки, а также снижение размеров блоков и высокая пустотность наброски дают возможность экономить до 40% средств, если сравнивать с другими типами подобных креплений.

Фасонные блоки обладают высокой волногасящей способностью, допускают значительные осадки основания, изготовляются на современных предприятиях. Они устанавливаются в сооружение с помощью высокопроизводительных механизмов и поэтому могут быть рекомендованы (особенно тетраподы и диподы) для крепления откосов при тяжелых гидрологических условиях (высоте волны более 2 *м*).

При возведении сооружений с применением фасонных блоков особое внимание необходимо уделять правильной установке последних в сооружении и пригрузке переднего нижнего ряда. Стоимость волнозащитных и волногасящих сооружений из фасонных блоков, как правило, ниже стоимости подобных сооружений для аналогичных условий из других типов конструкций.

ПЛИТНЫЕ КРЕПЛЕНИЯ

Общие сведения. Плитные крепления откосов судоходных каналов и других земляных гидротехнических сооружений или берегов рек и водохранилищ выполняются из железобетонных, асфальтовых и других видов плит. По способу их изготовления они могут быть монолитными, т. е. выполненными непосредственно на месте их укладки, или сборными, монтируемыми на откосе из отдельных плит.

Плитные крепления обладают такими положительными качествами: воспринимают значительные нагрузки от воздействия волнения, течения льда; их изготовление и установка в сооружение могут быть механизированы, что значительно снижает стоимость, трудоемкость работ и сроки строительства покрытий.

К общим недостаткам плитных покрытий относятся: необходимость устройства спланированной щебеночной или гравийной подготовки, а в отдельных случаях и обратного фильтра; необходимость тщательной заделки стыков между отдельными плитами (так как плитные крепления, кроме гибких, не допускают неравномерной осадки оснований, а также вымывов из-под покрытий); меньшая волногасящая способность по сравнению с покрытиями, имеющими шероховатую поверхность; значительные трудности при ремонте.

При применении плитных креплений для защиты откосов, подвергающихся волновым воздействиям, необходимо иметь в виду, что удары волн вызывают свободные колебания плит, амплитуда которых является функцией энергии удара волны. При динамических воздействиях, характеризующихся определенной частотой колебания, между частицами песчаного грунта основания исчезают силы трения, грунт разжижается, что приводит к деформации основания, а затем к потере устойчивости плит крепления.

Для повышения динамической устойчивости плитных креплений рекомендуется производить уплотнение грунта основания, увеличивать толщину обратного фильтра, омоноличивать плиты по контуру в большие карты и увеличивать толщину плит.

Плитные крепления широко распространены в отечественной и зарубежной практике гидротехнического строительства: в Советском Союзе — из монолитного и сборного железобетона, за рубежом — асфальто-битумные.

Крепление из монолитных железобетонных плит. Покрытия этого типа (рис. 31) получили большое распространение при укреплении откосов на вновь созданных в Советском Союзе крупных водохранилищах. Работа по устройству таких покрытий выполняется до заполнения водохранилищ.

Рис. 31. Покрытие напорного откоса из монолитных железобетонных плит

Покрытия представляют собой слой армированного бетона, уложенного по слою обратного фильтра или подготовке из щебня или гравия, а в отдельных случаях непосредственно на земляной откос, и разделенного швами на плиты. Швы выполняются посредством установки антисептированных или пропитанных креозотом досок, которые во время укладки бетона служат опалубкой.

Наиболее часто используются монолитные плиты размером в плане от 5×5 *м* до 15×15 *м*. Толщина плит, которая зависит от расчетных нагрузок, крутизны откоса, способа укладки бетона и других факторов, колеблется в пределах от 12—15 до 50—55 *см*. Армирование плит осуществляется одиночной или двойной арматурой с перепуском стержней из одной плиты в другую. Верхние арматурные сетки иногда располагают только по контуру плит. Марка бетона по прочности обычно применяется в пределах 100—200 *кГ/см*^{2}.

Для предотвращения сползания плит по откосу в его нижней части устраивается упорная призма из камня, заборка из деревянного шпунта или специальный упорный железобетонный брус. Температурно-осадочные швы вдоль откоса, укрепленного моно-

литными плитами, обычно устраиваются через 40—50 *м*. Под такими швами необходимо иметь трехслойный ленточный обратный фильтр.

К достоинствам покрытия в виде монолитных железобетонных плит относятся: почти полная его грунтоводонепроницаемость, так как плиты прилегают к откосу без образования пустот; возможность получения покрытия практически любой жесткости и прочности.

К недостаткам этого типа крепления следует отнести: невозможность укладки монолитных железобетонных плит на подводные откосы; жесткость покрытия, не позволяющая ему следовать

Рис. 32. Крепление откосов Казанского волнолома монолитными железобетонными плитами:

1 — монолитные железобетонные плиты толщиной 30 *см*; *2* — парапет из монолитного железобетона; *3* — насыпь волнолома; *4* — продольный ленточный фильтр; *5* — поперечный ленточный фильтр из гравия толщиной 10 *см* и крупнозернистого песка толщиной 15 *см*; *6* — монолитные железобетонные плиты размером 2,0×2,0 *м* толщиной 20 *см* на слое обратного фильтра; *7* — крупный гравий — 20 *см*; *8* — мелкий гравий — 15 *см*; *9* — крупнозернистый песок — 10 *см*; *10* — каменное мощение толщиной 20 *см* на слое обратного фильтра

за осадками укрепляемого откоса; меньшая волногасящая способность; необходимость применения ценных привозных строительных материалов (цемент и арматурная сталь); трудоемкие и дорогостоящие работы по устройству обратного фильтра или тщательной заделке стыков между плитами.

Покрытия из железобетонных плит применены на сооружениях Куйбышевского, Волгоградского, Горьковского, Каховского и других водохранилищ, на Волге, Каме, Дону, Днепре, реках Сибири, на Волго-Балтийском водном пути имени В. И. Ленина и т. д.

Плитами из монолитного железобетона были покрыты волноломы Казанского и Ульяновского портов, рассчитанные на волну высотой соответственно 1,7 и 2,8 *м*. Плиты волнолома Казанского порта (рис. 32), уложенные на откос с заложением 1 : 3 по обратному двухслойному фильтру, имеют размеры со стороны водохранилища 4×5 и 5×5 *м* и толщину 30—35 *см*, а на оголовках волнолома — 5×6 *м* и толщину 40 *см*. В нижней части откоса отсыпана упорная каменная призма. Плиты волнолома Ульянов-

ского порта со стороны водохранилища имеют размер от 8,5×10 до 10×12 *м* и толщину 35—50 *см*. Армирование их было проведено двумя сетками, причем верхняя сетка из арматуры диаметром 8 *мм* уложена по контуру плиты. Нижняя сетка выполнена из круглой стали диаметром 16 *мм*.

Большие работы по креплению монолитными железобетонными плитами выполнены на сооружениях Новосибирской ГЭС, где высота волны достигает 2,8 *м*. Крепление на откосе с заложением 1 : 3—1 : 4 выполнено из плит размером 10×10 и 11×11 *м* и толщиной от 40 до 50 *см*. Плиты укладывались без устройства подготовки, они разделены между собой швами из антисептированных досок, под которыми устроен двухслойный ленточный фильтр. Упором служит каменная отсыпка толщиной 50—100 *см* на слое гравия толщиной 20 *см*. Принятая достаточно большая толщина плит определялась не расчетом, а соображениями, связанными с отсутствием материала для устройства подготовки под плиты.

На отдельных объектах Волжской ГЭС имени В. И. Ленина для крепления откосов были применены плиты из монолитного железобетона без обратного фильтра с перекрытием стыков сборными железобетонными элементами. На слой утрамбованной щебеночной подготовки толщиной 15 *см* по контуру плит укладывали покрытые битумными матами железобетонные балочки толщиной 7—12 *см* (в зависимости от толщины плит). По ним устанавливали опалубку (пропитанные доски), затем укладывали арматурные сетки, перепуская отдельные стержни в смежные плиты, и после этого бетонировали плиты.

Заслуживает внимания примененное на опытном участке дамбы волнолома Каховской ГЭС крепление из сравнительно тонких железобетонных монолитных плит без фильтровой подготовки. Плиты размером 20×20×0,2 *м* с одиночной арматурной сеткой были уложены частично на ленточных фильтрах, частично вообще без фильтров с противосуффозионными шпонками. Опытный участок подвергался значительным штормовым воздействиям, высота волны достигала 2,8 *м*. Покрытие выдержало воздействие этой нагрузки.

В большинстве рассмотренных случаев покрытия плитами из монолитного железобетона находятся в удовлетворительном состоянии. Однако на покрытиях встречаются трещины и другие разрушения, вызванные неравномерной осадкой основания под креплением, механическими повреждениями от навала и швартовки судов, низким качеством бетона, особенно зимней укладки, неудачным сопряжением укрепленных откосов с естественным берегом или другими сооружениями.

На основе опыта эксплуатации креплений из монолитных плит проектный институт «Гипроречтранс» МРФ РСФСР разработал типовой проект «Крепление откосов железобетонными плитами», широко используемый при проектировании укреплений откосов.

По типовому проекту (рис. 33) монолитные плиты рассчитаны на воздействие волны высотой до 3 *м* и льда толщиной до 1 *м*.

Размер плит от 5,0×5,0 до 10,0×10,0 *м* при толщине от 15 до 30 *см*. Бетон плит укладывается непосредственно на откос, имеющий заложение не менее 1 : 2, по подготовке из гравия или щебня толщиной 15 *см*. Смежные плиты соединяются стержнями арма-

Рис. 33. Схема крепления монолитными железобетонными плитами по типовому проекту института «Гипроречтранс» МРФ РСФСР:

1 — плиты; *2* — упорная каменная призма, уложенная на слой щебня; *3* — балка; *4* — швы; *5* — слой подготовки из гравия или щебня; *6* — битумный мат; *7* — деревянная доска; *8* — арматурная сетка, связывающая отдельные плиты

туры, образуя между собой конструктивные швы. В швы между плитами для их уплотнения укладываются железобетонные доски толщиной от 7 до 15 *см* (в зависимости от толщины плит), покрытые битумными матами толщиной 1 *см*. Армирование плит производится сетками, причем нижняя сетка сплошная, а верхняя — по контуру плиты. Плиты упираются в каменную призму или желе-

зобетонную упорную плиту. Стоимость покрытия откосов монолитными плитами в современных ценах колеблется в пределах 8—15 руб. за 1 $м^2$.

Необходимо учитывать следующие рекомендации при устройстве покрытия откосов из монолитных железобетонных плит.

Во избежание пучения глинистых или суглинистых грунтов откосов последние должны быть заменены песчаными на глубину промерзания для данного района, исключающую деформацию основания под покрытием.

Основание под плиты должно быть достаточно уплотненным (относительная плотность не менее 0,6).

Плиты должны укладываться на обратный фильтр. Если они имеют сравнительно небольшие размеры в плане — от 3 до 5 *м*, обратный фильтр выполняется сплошным, при больших же размерах плит обратный фильтр в виде ленты укладывается только под стыками плит, а на всей площади отсыпается щебеночная или гравийная подготовка.

Конструкцию фильтра — подбор фракций, толщину и количество слоев — рассчитывают исходя из недопущения выноса фракций грунтов, слагающих откос, и деформаций скелета самого фильтра при волновых и других воздействиях на закрепленный откос. Наиболее надежны двух- и трехслойные обратные фильтры из щебня различной крупности каждого слоя. Возможно применение однослойных фильтров из разнозернистого щебня. Допущение таких фильтров основано на том, что характер волновых воздействий на проницаемый откос создает градиенты разных знаков. Пульсирующий характер потока внутри фильтра приводит к удалению из поверхностных его слоев более мелких фракций, часть которых сносится к основанию откосного крепления, а часть выносится через пустоты покрытия. Следствием этого является увеличение неоднородностей зернового состава в нижнем слое и, наоборот, рост однородности в верхнем слое. Таким образом, создается устойчивая фильтровая подготовка под проницаемым покрытием.

Состав фракций фильтровой подготовки подбирается таким образом, чтобы количество мелких фракций не представляло опасности для покрытия, учитывая их значительный вынос из верхней зоны подготовки. Одновременно с этим должен учитываться и фракционный состав грунтов основания откоса.

Вместо ленточных обратных фильтров возможно применение сборных железобетонных подкладок прямоугольного сечения толщиной от 7 до 15 *см*, которые укладываются на откос по периметру плиты.

Толщина плит должна назначаться не менее 15 *см*, армирование производится нижними и верхними сетками, причем верхние арматурные сетки обычно располагают только по контуру плит. Для изготовления плит необходимо применять бетон (ГОСТ 4793—68) гидротехнический, зоны переменного уровня воды, немассивный, безнапорных конструкций. Марка бетона на проч-

ность, морозостойкость и водонепроницаемость определяется в зависимости от нагрузок и климатических условий.

Производство работ по устройству крепления плитами из монолитного железобетона начинается с планировки откоса и устройства траншей для отсыпки ленточных фильтров и каменной упорной призмы в основании крепления.

Отклонение планировочных отметок от заданных допускается в пределах ±5 *см*.

Отсыпка обратных сплошных или ленточных фильтров, щебенной или гравийной подготовки, каменной призмы на слое щебня или гравия производится с точностью до ±3 *см*. Далее по контуру будущих плит устанавливаются на ребро доски толщиной до 40 *мм*, которые служат опалубкой и на которые наносят разбивочные риски для укладки арматурных сеток.

При применении железобетонных подкладок вместо ленточных фильтров они устанавливаются на подготовке из щебня или гравия в местах будущих швов. Их высотное положение инструментально выверяется. Сверху подкладки покрываются битумными матами толщиной 4—6 *мм* в два слоя. Доски в швах между плитами в этом случае устанавливаются на подкладки. Для получения защитного слоя при бетонировании и правильного положения нижней и верхней арматуры под сетки подкладывают бетонные бобышки или металлические «лягушки». Расстояние между этими подкладками 0,75—1,0 *м*, высота их под нижней сеткой 3—5 *см*, что соответствует толщине защитного слоя. Армирование криволинейных участков откосов производится отдельными стержнями, из которых на месте свариваются сетки.

Крепления из сборных железобетонных плит. Такие покрытия можно разделить на две основные группы: крепления разрезными плитами, состоящие из отдельных железобетонных плит, уложенных на подготовку в виде обратного фильтра, без омоноличивания швов между ними; крепления плитами, омоноличенными по контуру, состоящие из отдельных железобетонных плит, уложенных на однослойную подготовку, или без нее, с последующим омоноличиванием стыков между плитами.

Крепления из сборных железобетонных плит имеют ряд достоинств по сравнению с креплениями из монолитных плит: полная индустриальность изготовления плит позволяет обеспечить высокую интенсивность и поточность строительно-монтажных работ с использованием комплексной механизации; плиты можно изготавливать и устанавливать в зимнее время. Кроме того, сборные плиты, изготовленные в заводских или полигонных условиях и имеющие более плотную структуру бетона, долговечнее монолитных, а по расходу материалов экономичнее их.

Для покрытий из сборных разрезных железобетонных плит используются плиты различной конфигурации и формы: прямоугольные, шестиугольные, ребристые, сплошные, с отверстиями. Размеры плит в плане и их толщина также отличаются большим разнообразием.

В отечественной практике строительства покрытия из сборных разрезных плит применялись при создании берегоукреплений водохранилищ, каналов, земляных дамб, волноломов.

На канале имени Москвы крепление из сборных железобетонных плит применяют при ремонте покрытия откосов. Плиты (размером 4×1, 2×0,16 *м* в нижнем ряду и 2×1, 2×0,16 *м* в верхнем) укладываются на разнозернистую подготовку. Швы между плитами в первое время заливали битумной смесью, а затем стали заделывать бетоном. Нижний ряд плит упирается в деревянную заборку.

На Каховском водохранилище плиты укладывались с открытыми швами шириной 30—40 *мм* и соединялись шарнирно с помощью хомутов овальной формы, надеваемых на отогнутые выпуски арматуры. Размер плит 2,0×2,0×0,25 *м*, в опытном порядке применялись плиты размером 2,0×2,0×0,15 и 2,0×2,0×0,3 *м*, а также 2,0×2,0×0,25 *м* с тремя щелевыми отверстиями шириной 40 *мм*. Это покрытие рассчитано на действие волны высотой до 2,4 *м* при откосах крутизной 1 : 3—1 : 3,5. Плиты армированы двойной сеткой из стержней диаметром 6 и 12 *мм*. Под плитами на песчаном откосе уложен трехслойный обратный фильтр, состоящий из слоя крупнозернистого песка и двух слоев щебня фракциями 0—40 и 40—400 *мм*.

Участок городской набережной в г. Омске был закреплен железобетонными плитами размером 1,0×1,0×0,1 *м* по откосу, спланированному с уклоном 1 : 1,5 (см. рис. 14). Плиты между собой связаны не были и не заполнялись бетонным раствором. Крепление оказалось неустойчивым из-за выноса из-под плит грунта и образования пустот.

Подходные каналы к шлюзам Волго-Балтийского водного пути имени В. И. Ленина на некоторых участках закреплены сборными неомоноличенными железобетонными плитами размером 2,1×2,1×0,2 и 2,0×2,0×0,15 *м* на двухслойном обратном фильтре толщиной 0,35 *м*. Крепление находится в удовлетворительном состоянии, хотя в некоторых местах обнаружены очаги разрушения плит с образованием пустот под ними.

Имеются случаи применения плит с отверстиями, уменьшающими волновое давление на тыловую поверхность их. Такие плиты были применены в покрытии волнозащитных сооружений на Каховском водохранилище, а также на одном из каналов Волго-Балта. Однако применение их признано нецелесообразным в связи с выносом фракций обратного фильтра через отверстия и большим отходом плит вследствие их разрушения при транспортировке.

За рубежом разрезные железобетонные плиты тоже применяются для защиты речных берегов и каналов различного назначения.

В Италии для защиты берегов применяются железобетонные плиты толщиной 5—10 *см*. Размеры плит делаются по возможности большими — до 10 $м^2$. Обычно плиты укладываются на слой пористого бетона, который используется как дренажный слой. Швы между плитами заполняются битумной мастикой.

В Польше для крепления откосов на водохранилище Зегже в 1962 г. применили покрытия из ребристых сборных железобетонных плит размером 2,4×1,6 *м* и весом 0,8 *т*. Толщина плит 4 *см*, по ребру — 14 *см*, расстояние между ребрами 0,8 *м*, высота ребра 10 *см*, толщина 7 *см*. Боковые грани ребер наклонены к поверхности плит под углом 45°. Плиты армировались сеткой из арматуры диаметром 3 *мм* с ячейкой 8×8 *см*, ребра армировались стержнями диаметром 8 и 6 *мм*. Ребристые плиты изготовлялись

Рис. 34. Схема крепления сборными разрезными железобетонными плитами по типовому проекту института «Гипроречтранс» МРФ РСФСР:

1 — упорная призма из камня; *2* — плиты; *3* — шарнирное соединение; *4* — штрабы в плитах; *5* — обратный фильтр (крупный гравий или щебень — *15 см*, мелкий гравий или щебень — 10 *см*, крупнозернистый песок — 10 *см*); *6* — выпуски арматуры; *7* — шарнирный хомут; *8* — соединительные стержни

в металлических формах, бетон был достаточно плотным и прочным. Внизу крепления устанавливались специальные опорные плиты толщиной 20 *см*. Температурные швы заделывались битумной массой, а под ними устраивался обратный фильтр из несортированного гравия. Произведенным обследованием было установлено устойчивое положение плит, несмотря на то, что ледовые нагрузки были значительными (толщина льда до 80 *см*). Кроме того, было отмечено, что высота наката волны на ребристые плиты примерно на четверть меньше, чем на гладкие.

В типовом проекте «Крепление откосов железобетонными плитами» (рис. 34) сборные разрезные железобетонные плиты, укладываемые на откос с заложением от 1 : 2 до 1 : 3, рассчитаны на воздействие волны высотой до 1,5 *м* и льда толщиной до 0,6 *м*. Размер плит 2,5×3,0 и 3,0×3,0 *м* при толщине соответственно 15

и 20 *см*, вес плит 2,75—4,5 *т*. Плиты укладываются на трехслойный обратный фильтр. Между собой они связываются металлическими хомутами (один на каждую сторону плиты), создающими шарнирное соединение, или же сваркой выпусков арматуры. Плиты упираются в каменную призму или упорную железобетонную плиту. Армирование плит предусмотрено двойной сеткой. Стоимость 1 $м^2$ крепления разрезными плитами толщиной 0,15 *м* (высота волны до 1 *м*) составляет 13—15 руб., толщиной 0,20 *м* (высота волны до 1,5 *м*) — 16—20 руб. (в ценах с 1 января 1969 г.).

Изучение опыта эксплуатации покрытий из разрезных железобетонных плит показывает, что основными условиями их приме-

Рис. 35. Укладка сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру

нения являются достаточный вес отдельной плиты, работающей независимо от других плит на все внешние воздействия, хорошо подготовленное основание под плиты, надежная заделка швов между отдельными плитами и между плитами и упорной частью покрытия, правильно выбранная конструкция упора.

Покрытия из сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру (рис. 35), получили широкое применение при креплении откосов.

Основной особенностью этой группы покрытий является то, что уложенные на откос железобетонные плиты ограниченных размеров омоноличиваются по периметру друг с другом в карты с помощью стыка, который имеет такую же прочность, как и любое сечение плиты. Равнопрочность стыков и плит создает условие для работы карты под действием внешних сил как единого целого. Это важно для обеспечения устойчивости крепления, подвергающегося воздействию ветровой или судовой волны, когда под плитами создается взвешивающее противодавление.

Плиты, омоноличенные по контуру, рекомендуется применять для крепления откосов, подвергающихся воздействию волн высотой до 3 *м*.

Для покрытий из железобетонных плит, омоноличенных по контуру, применяются плиты размером от 2,0×2,0 до 3,5×3,5 *м*, толщиной 10—25 *см*. Размеры плит выбираются в зависимости от условий их транспортировки и монтажа, а также внешних воздействий. Плиты могут быть изготовлены из обычного или предварительно напряженного железобетона. Армирование плит производится двумя сетками, поскольку в них возникают изгибающие моменты двух знаков, соответствующие накату волны на откос и скату волны с откоса. Для последующего омоноличивания плиты выполняются с четвертями и в них устанавливаются заанкерованные закладные детали. Плиты укладываются на подготовку из разнозернистого щебня или гравия толщиной от 0,1 до 0,35 *м*, а также на омоноличивающие подкладки.

Карты, в которые омоноличиваются отдельные плиты, могут иметь такие размеры: вдоль линии уреза воды до 40 *м*, в направлении, перпендикулярном линии уреза, 15—20 *м*, в зависимости от высоты волны. В направлении вдоль уреза воды карты разделяются температурно-осадочными швами, под которыми необходимо устраивать ленточные трехслойные обратные фильтры. В направлении, перпендикулярном урезу, на стыках карт устраиваются осадочные швы или анкерные упоры. В нижней части откоса покрытие заканчивается упорной призмой или упорной плитой.

Установка и омоноличивание плит в карты производятся следующим образом: на откос в местах стыков отдельных плит параллельно урезу воды устанавливаются железобетонные подкладки шириной до 30 *см* и толщиной до 10 *см*, имеющие закладные металлические пластинки, и отсыпается подготовка из гравия или щебня заподлицо с подкладками. На подготовленный таким образом откос укладываются плиты, при этом необходимо добиваться плотного взаимного примыкания их смежных граней. Нижние пластинки закладных деталей плит привариваются к закладным деталям подкладок, а верхние пластинки закладных деталей двух соседних плит свариваются между собой с помощью обрезков арматурной стали. В стыках, идущих в направлении, перпендикулярном урезу воды, закладные планки плит соединяются между собой только стержнями из арматурной стали. Поверх стыков по всей длине швов в четверти укладывают сетку из арматуры и весь стык между плитами заливают цементным или бетонным раствором с последующим уплотнением или торкретированием. К швам омоноличивания предъявляют следующие требования: все они должны быть грунтонепроницаемы; швы, идущие параллельно урезу воды, должны быть равнопрочны плитам; долговечность материала, которым заполняются швы, должна соответствовать долговечности плит крепления.

Надежность покрытий из плит, омоноличенных по контуру, во многом зависит от качества работ по планировке гравийной или щебеночной подготовки, правильной укладки железобетонных подкладок и качества замоноличивания стыков между плитами. При

производстве работ необходимо производить тщательное, под рейку, равнение подготовки из гравия или щебня, имеющиеся углубления засыпать гравием или щебнем с трамбованием. Максимальная величина отклонения поверхности подготовки от проектных отметок не должна превышать ±2 *см*. Необходимо следить, чтобы плиты плотно прилегали к омоноличивающим подкладкам и подготовке, а закладные части в плитах совпадали с закладными частями подкладок. Консистенция раствора или бетона должна быть подобрана таким образом, чтобы было обеспечено хорошее заполнение всех швов. В том случае, когда планировка подготовки и укладки железобетонных подкладок не обеспечивает плотного прилегания плит к поверхности подготовки или замониличивание стыков произведено недоброкачественно, покрытия разрушаются.

В Советском Союзе покрытия из сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру, были применены на ряде сооружений. Так, волнозащитная дамба Саратовского порта, имеющая высоту 10 *м*, заложение откосов 1 : 2,5 и длину 1700 *м*, была закреплена плитами, омоноличенными по контуру. Толщина плит со стороны акватории, рассчитанных на волну высотой 1 *м*, принята 10 *см*, со стороны водохранилища (высота волны 2,2 *м*) — 20 *см*.

С 1963 г. ведутся работы по капитальному ремонту крепления откосов канала имени Москвы плитами, омоноличенными по контуру (рис. 36). Проект крепления разработан институтом «Гипроречтранс».

Для крепления применены плиты размером 2,0×4,0×0,12 *м* (нижний ряд) и 2,0×2,0×0,10 *м* (верхний ряд), укладываемые на подготовку из разнозернистого гравия толщиной 0,15 *м*. Покрытие рассчитано на воздействие волны высотой до 1 *м*. Работы производятся при сниженном уровне воды в канале, т. е. практически «насухо». В нижней части крепление имеет упор в виде вертикальных железобетонных плит, опирающихся на железобетонные сваи. Омоноличивание плит в карты произведено аналогично вышеприведенному общему описанию покрытия из сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру.

Работы по укреплению откосов канала такими плитами начинаются после закрытия судоходства и понижения уровня воды в канале до требуемых отметок. Укладка верхнего ряда плит ведется весной в мае—июне после подъема уровня воды до нормальных отметок.

При устройстве плитного крепления для выгрузки стройматериалов и железобетонных изделий, прибывающих по воде в баржах, устройства траншеи для упорной заборки, укладки гравийной подготовки и каменной наброски перед заборкой, а также для укладки плит, когда на откосе отсутствует бичевник, используется электрический плавучий кран грузоподъемностью 5 *т*, имеющий осадку 0,9 *м* (это дает возможность крану близко подходить к берегу и обеспечивать больший фронт работ с одной стоянки).

В условиях, когда работы по устройству крепления ведутся с берега, применяются подъемные краны на базе экскаваторов Э-652 и Э-801. Эти краны используются на очистке откоса от старого крепления и выгрузке железобетонных изделий с автотранспорта.

Для забивки железобетонных свай упорной заборки применяется бескопровый дизель-молот ДБ-45.

Рис. 36. Разрез крепления откоса сборными железобетонными плитами, омоноличенными по контуру, на канале имени Москвы:

1 — плита размером 4×2×0,12 *м*; *2* — каменная наброска толщиной 0,4 *м*; *3* — слой разнозернистого гравия толщиной 0,25 *м*; *4* — железобетонная упорная свая сечением 0,2×0,15 *м*; *5* — плита размером 1×2×0,10 *м*; *6* — деревянная пластина *d*/2=10 *см*; *7* — подготовка из разнозернистого гравия толщиной 15 *см*; *8* — плита размером 0,5×2×0,10 *м*; *9* — плита размером 2×2×0,10 *м*; *10* — железобетонная подкладка; *11* — уголок для перекрытия зазоров между плитами заборки

Соединение выпусков арматуры при омоноличивании плит производится электросваркой от передвижного электросварочного агрегата САК с бензиновым двигателем мощностью 30 *л. с.*

Железобетонные изделия (плиты, плиты заборки, сваи) доставляются на строительный участок водным путем и автотранспортом.

Основные требования к элементам конструкции и по производству работ установлены в «Указаниях по производству и прием-

ке строительных работ при осуществлении крепления откосов плитами, омоноличенными по контуру», разработанных институтом «Гипроречтранс» в 1965 г. на основе проведенных наблюдений.

В типовом проекте «Крепление откосов железобетонными плитами» конструкция сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру (рис. 37), разработана на воздействие ветровой волны высотой от 1 до 3 *м* и ледовых условий, встречающихся на внутренних водных путях СССР, за исключением северных участков сибирских рек и северных рек европейской части СССР (толщина льда до 1 *м*). Размер плит 2,5×3,0 и 2,5×3,5 *м*, толщина

Рис. 37. Схема крепления откосов железобетонными плитами, омоноличенными по контуру:

1 — сборный железобетонный парапет; *2* — плиты крепления откоса; *3* — верхняя часть анкерного упора из монолитного железобетона; *4* — сборный железобетонный анкерный упор; *5* — плиты крепления дна; *6* — каменная призма; *7* — песчаное основание; *8* — гравийная или щебеночная подготовка; *9* — подкладка для омоноличивания; *10* — песок крупнозернистый; *11* — гравий или щебень мелкий; *12* — гравий или щебень крупный; *13* — закладные детали; *14* — арматурная сетка; *15* — шов, заполненный цементным раствором; *16* — соединительные стержни

от 10 до 20 *см*. Плиты изготовляются из обычного или предварительно напряженного железобетона.

Необходимость устройства на стыках плит в направлении уклона откоса анкерных упоров, показанных на рис. 37, устанавливается при привязке типового проекта в соответствии с расчетной высотой волны, крутизной откоса и толщиной плит. По данным типового проекта, при высоте волны до 1,5 *м*, заложении откоса от 1 : 2 до 1 : 3, толщине плит 15 *см* и более, а также при высоте волны до 2 *м* и толщине плит 20 *см* установка анкерных упоров на стыках плит не требуется.

Расход материалов и стоимость 1 $м^2$ покрытия откосов из сборных, омоноличенных по контуру железобетонных плит по данным типового проекта приводится в табл. 8 (в ценах с 1 января 1969 г., стоимость покрытия, приведенная в таблице, получена путем применения индекса 1,27 к ценам 1956 г.).

Асфальтовые покрытия. В последнее время в практике строительства защитных и противофильтрационных покрытий в уме-

Таблица 8

Высота волны, *м*	Плита из обычного железобетона			Плита из предварительно напряженного железобетона		
	Толщина, *см*	Расход металла, *кг*	Стоимость 1 *м*², руб.	Толщина, *см*	Расход металла, *кг*	Стоимость 1 *м*², руб.
1,0	10	13,0	9,8	—	—	—
1,5	12	16,2	11,4	10	13,8	9,9
2,0	15	17,1	13,0	15	17,3	14,2
2,5	20	20,2	16,8	17	23,6	16,5
3,0	—	—	—	20	25,8	18,5

ренных и засушливых климатических зонах все большее внимание уделяется асфальтовым и асфальтобетонным облицовкам. В суровых климатических условиях асфальтовые покрытия применяются редко, так как существующие смеси недостаточно морозостойки.

Покрытия с применением асфальта имеют ряд существенных преимуществ. К их числу относятся: высокая пластичность и химическая стойкость, быстрое твердение при производстве работ, водонепроницаемость, отсутствие обратных фильтров, неограниченность размеров бесшовных неразрезных креплений, возможность полностью механизировать производственный процесс по их созданию, а также использовать местные строительные материалы. Кроме того, для покрытий характерна простота ремонта и сравнительно небольшая стоимость.

К недостаткам асфальтовых покрытий относятся: недостаточная морозостойкость, малая плотность, возможность укладки только на пологих откосах, плохая сопротивляемость взвешивающему давлению воды и льда, малая сопротивляемость размыву в неотвердевшем состоянии, возможность повреждения прорастающими растениями.

Асфальтобетонная облицовка впервые в Советском Союзе была применена почти 40 лет назад при строительстве оросительных каналов в Голодной степи. Она существует до настоящего времени, хотя сильно повреждена растениями.

Облицовка из крупнозернистого асфальтобетона была применена в 1952 г. в опытном порядке для крепления откосов отдельных участков Волго-Донского судоходного канала имени В. И. Ленина. Один участок был укреплен (выше максимального динамического уровня) асфальтобетонным слоем толщиной 10 *см*, на подготовке из каменной крошки толщиной 10 *см* в одной половине участка и на подготовке из слоев песка и каменной крошки толщиной по 10 *см* во второй половине участка. В состав смеси, подобранной Всесоюзным научно-исследовательским институтом гидротехники имени Веденеева и испытанной в лаборатории Научно-исследовательского сектора Гидропроекта имени С. Я. Жука, входили: щебень известковый — до 90%, минеральный порошок — 6%, битум марки БМ-II — 5%. Температура сме-

си была 130—150°. Уложенная на откос смесь уплотнялась площадочными электровибраторами и виброрейками. После уплотнения смесь имела объемный вес 1,76—1,92 *г/см*³ и пористость 19,6—31,0%.

Покрытием такой же конструкции и такого же состава асфальтобетонной смеси, за исключением марки битума (на этот раз применялся битум марки БМ-III), был закреплен еще один участок канала на всю высоту откоса. Работы велись «насухо» до и после заполнения канала. Стоимость 1 *м*² крепления составляла около 4,3 руб. (в ценах 1969 г.).

Проведенное обследование покрытий показало, что крепление, находящееся выше зоны ледового припоя на первом участке канала, хорошо сохранилось, а покрытие на канале № 111 имеет большие повреждения, вызванные воздействием примерзшего к крупнопористой поверхности асфальтобетонного покрытия льда (в результате подъема уровня воды в канале в зимний период со скоростью 0,5 *см/ч*), некачественным выполнением строительного шва расположенного по линии уреза, с оплыванием битума (что связано с несоблюдением рекомендованного состава).

Монолитные асфальтобетонные покрытия толщиной 8 *см* по проекту Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства Министерства транспортного строительства СССР (ЦНИИС Минтрансстроя) были применены в опытном порядке для капитального ремонта регуляционных сооружений мостового перехода через Амударью. Для покрытия на пойме реки были подготовлены карты размером 40×40 *м*. Основание под покрытие укладывалось из супесчаного грунта с предварительным высушиванием. На него укладывалась асфальтобетонная смесь (нижний слой), затем арматурная сетка плоского плетения и верхний слой асфальта. Уплотнение производилось в две стадии — полуторатонными виброкатками и десятитонными катками.

Представляют интерес примененные для укрепления откоса Омского рейда на р. Иртыше сборные асфальтобетонные плиты, которые изготовлялись в формовочных рамах, куда укладывали горячую смесь, уплотняемую вибраторами. Плиты армировались деревянным каркасом-рамкой, от последней выпускались петли, необходимые для связи плит между собой. Размер плит (2,0×1,5 *м*) был выбран из условия транспортировки их. После укладки краном плит на откос швы между ними заполнялись битумной мастикой. В состав асфальтобетона входят: песок — 80—82%, цементная пыль — 8—10%, битум БН-III — 9%, лисойкл (дезинфицирующее средство, противодействующее прорастанию трав) — 1—2%.

Укрепленный участок берега р. Иртыша эксплуатируется с осени 1961 г., не имеет серьезных повреждений и деформаций, несмотря на большие колебания температуры (от +40 до −46° С) и сравнительно невысокое качество плит. Прорастания сорных трав на нем не наблюдается благодаря дезинфицирующему действию лисойкла. Имеющиеся разрушения являются следствием низкого

качества асфальта и механического воздействия судов при их швартовке.

За рубежом асфальтовые покрытия откосов начали применяться еще в тридцатые годы.

Исследование асфальтовых покрытий в течение многих лет проводится в ФРГ. На основании их даются следующие рекомендации:

в асфальтобетонные мастики, применяемые для заполнения промежутков между отдельными частицами предварительно отсыпанного щебня и галечника, должны входить песок крупностью до 0,3 *мм* — 68%, заполнитель (известковый порошок крупностью 0,09 *мм*) — 16% и битум — 16% от всего веса. Количество раствора 60—120 *кг/м*^{2} в зависимости от толщины слоя и величины пустот между частицами;

при изготовлении асфальтобетона количество вяжущего материала (битума) должно составлять 5—10% от веса заполнителя; температура его 180—200°.

В США асфальт считается весьма прогрессивным материалом и широко используется для покрытия откосов берегов каналов, рек и водохранилищ. Откосы, подлежащие укреплению, обычно тщательно планируются, очищаются от органических и рыхлых материалов, дезинфицируются, а при необходимости на них устраивается дренаж. Пучинистые грунты заменяются песчаными или гравелистыми. Толщина покрытий асфальтобетона колеблется в пределах 25—40 *мм*, но в отдельных случаях достигает 75 *мм*. Состав асфальтобетонных смесей мало отличается от принятых в СССР. Надводные откосы преимущественно покрываются горячей асфальтобетонной смесью. После укладки смесь уплотняется катками, реже вибраторами. Проволочные сетки для армирования покрытия не рекомендуются, так как считается, что трещины, образующиеся в результате применения проволоки, а также слабая сцепляемость асфальта и проволоки принесут больше вреда, чем пользы.

Во Франции участок откосов Северного судоходного канала (глубина 3 *м*, заложение откосов 1 : 1,5) закреплен асфальтобетоном толщиной 6 *см*, уложенным на дренирующую подготовку из пористого бетона толщиной 10 *см*; на другом участке (заложение 1 : 2) асфальтобетон имеет толщину 5 *см*, а подготовка 7 *см*. Укладка асфальтобетона производилась специальным асфальтобетоноукладчиком с наклонной рамой. Состав асфальтобетона: гравий 8—10 *мм* — 30%, гравий 3—8 *мм* — 20%, крупнозернистый песок — 35%, мелкозернистый песок — 12%, минеральный порошок — 3%, битум — 7,7% от веса заполнения.

В зарубежной практике проводились работы по покрытию подводных откосов горячей асфальтобетонной смесью путем опускания ее под воду. Трудности укладки возникают из-за выделения пара, в значительной мере изменяющего структуру мастики и делающего ее губчатой (пористой). Сравнительно хорошие результаты получаются при количестве асфальтобетонной массы более 120 *кг* на 1 *м*^{2} откоса и глубине воды до 40 *см*.

Опыт применения асфальтовых покрытий как в Советском Союзе, так и за рубежом показывает, что асфальтовые покрытия могут быть использованы для крепления берегов каналов, рек и откосов гидротехнических сооружений. При этом необходимо производить тщательный подбор надлежащих составов асфальтовых смесей в зависимости от климатических условий и других факторов. Целесообразность применения асфальтовых покрытий в южных районах страны не вызывает сомнений, в умеренных и суровых климатических поясах широкое применение асфальта в настоящее время затруднено, так как пока еще не найдены рецепты достаточно морозостойких смесей. Тщательное уплотнение асфальтовых покрытий и минимальное количество швов ограничивают возможности для разрушения креплений. Покрытие подводных откосов асфальтовыми смесями не представляется перспективным.

КРЕПЛЕНИЕ ОТКОСОВ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ СТЕНКАМИ

Для защиты берегов судоходных каналов, а также рек и водохранилищ от разрушения нашли применение вертикальные стенки из незаанкерованного и заанкерованного шпунта, гравитационные

Рис. 38. Крепление откосов вертикальной стенкой — общий вид

и свайные стенки. Особенно широкое распространение для крепления откосов в Советском Союзе получили конструкции из незаанкерованного железобетонного шпунта.

По проекту института «Гипроречтранс» разрушенное каменное и плитное крепление откосов на ряде участков канала имени Москвы, примыкающих к зонам отдыха городского населения, заменяется на крепление вертикальной стенкой из незаанкерованного железобетонного шпунта (рис. 38). В зависимости от встречающихся геологических условий для крепления применен шпунт двух типов: для песчаных и близких к ним грунтов — шпунт таврового сечения (рис. 39) при длине отдельных шпунтин 4,5—5,0 *м*, ширине 1,5 *м*,

ширине ребра 30 *см*, толщине полки 10 *см* и весе шпунтины около 3 *т*; для плотных глинистых и моренных суглинистых грунтов — шпунт плоского сечения (рис. 40) при длине отдельных шпунтин 4,5 *м*, ширине 0,5 *м*, толщине 20 *см* и весе шпунтины около 1,3 *т*.

Шпунтовый ряд забивается на глубину 3,5—4,0 *м* по урезу воды в канале на отметке статического уровня. Глубина погружения шпунта выбирается с учетом возможного размыва дна перед стенкой на глубину до 1,5 *м*. Шпунтовый ряд поверху омоноличивается сборной железобетонной шапочной балкой. Перекрытие швов

Рис. 39. Крепление откосов на канале имени Москвы с помощью вертикальной стенки из железобетонного шпунта:

1 — часть старого крепления (каменное мощение); *2* — железобетонный шпунт таврового сечения; *3* — откос, закрепленный посевом травы; *4* — песчаный грунт засыпки пазух; *5* — железобетонный сборный шапочный брус; *6* — металлические планки

между отдельными шпунтинами осуществляется с помощью металлических пластин (см. рис. 39 и 40). Бетон для шпунта изготовляется на портландцементе марки 400—600. Водоцементное отношение принято 0,45.

В процессе освоения конструкции вертикальной стенки из незаанкерованного железобетонного шпунта в нее вносились дополнения и изменения, основанные на исследованиях, проведенных с целью уточнения отдельных параметров и улучшения конструктивных решений ряда узлов. Так, конструкция стыка между отдельными шпунтинами таврового сечения, выполнявшаяся ранее в виде четвертей в шпунтинах, которые с береговой стороны прикрывались обратным фильтром из разнозернистого гравия, была заменена на

более надежную конструкцию в виде металлических пластин без применения дорогостоящего и трудоемкого в исполнении обратного фильтра (последний в месте стыков применяется только в случае, если по каким-либо причинам образуется щель в шве между шпунтинами).

Рис. 40. Крепление откосов на канале имени Москвы с помощью вертикальной стенки из плоского железобетонного шпунта:

1 — часть старого крепления; *2* — плоский железобетонный шпунт; *3* — откос, закрепленный одерновкой; *4* — засыпка пазух песчаным грунтом; *5* — железобетонный сборный шапочный брус; *6* — металлические пленки перекрытия швов; *7* — паз; *8* — трубка для подъема

Готовый шпунт доставляется к месту погружения на баржах и автомашинах. Забивка шпунта в грунт производится с помощью штангового копра с дизель-молотом С-268, установленного на металлической косяковой тележке (рис. 41).

Процесс забивки шпунта включает следующие основные операции: снятие старого крепления с откоса; подготовку и укладку рельсового пути под косяковую тележку; установку металличе-

ских направляющих; подъем и подачу шпунтины на копер; установку и закрепление шпунтины в направляющих; забивку шпунта; подъем молота и передвижение копра для забивки следующей шпунтины.

Без перестановки направляющих забивается 3—4 шпунтины, затем производится снятие и перестановка направляющих. Направляющие высотой 60 *см* и весом 1,2 *т* состоят из двух ферм — лицевой и тыловой. Крепление их к забитой шпунтине производится

Рис. 41. Установка железобетонного шпунта таврового сечения в направляющие

винтовыми прижимами. При этом тыловая ферма к такому узлу крепится шарнирно. Забиваемая шпунтина прижимается к ранее забитой передвижным прижимным устройством, которое одновременно стягивает обе фермы и исключает возможность их выпучивания. Длина направляющих обеспечивает возможность забивки трех шпунтин без перестановки направляющих. В процессе работ не следует допускать забивку шпунта при недопустимых деформациях направляющих.

Установка шпунта, хранящегося на берегу или на барже, на копер производится краном Э-652 грузоподъемностью 10 *т*, установленным на барже, или автокраном К-102 грузоподъемностью 10 *т* (см. рис. 41). Подъем шпунта осуществляется с помощью простейшего специального захвата, который исключает необходимость установки подъемных скоб в торце шпунтины. Захват выполнен в виде скобы с кольцом, служащим для подвески его к крану, и с

отверстиями в щеках для соединения с помощью металлического штыря с поднимаемой шпунтиной. Расстояние между щеками скобы принято равным толщине ребра таврового шпунта или толщине плоского шпунта. Для крепления захвата в шпунте предусмотрено специальное отверстие.

Большое время занимает выверка правильности положения шпунтины в направляющих с тем, чтобы обеспечить прочное примыкание к ранее забитой шпунтине. При неподвижной стреле копра эта операция вызывает затруднения и, как правило, выполняется недостаточно качественно. В результате при забивке шпунта деформируются направляющие, не обеспечивается необходимая плотность шпунтового ряда, линия стенки уходит из створа и т. п. Применение универсальных копров с подвижной стрелкой позволяет производить установку и закрепление шпунтин в направляющих точнее и в более короткое время.

Существенное влияние на процесс забивки оказывает плановое положение шпунтовой стенки. Опыт показал, что при расположении стенки на подводной части откоса, за урезом воды, забивка шпунта затрудняется тем, что в грунте откоса по линии стенки часто встречаются скопления камня от старого крепления. Кроме того, такое положение стенки затрудняет устройство пути, поскольку в этом случае необходимо устраивать специальную заборку или забивать сваи под переднюю опору косяковой тележки. Поэтому шпунтовую стенку целесообразно располагать на урезе воды или на расстоянии 0,7—1,0 *м* от уреза воды в сторону берега.

Когда шпунт забивается в твердые моренные суглинки на глубину 1,0—1,2 *м*, необходимо применять дизель-молот с весом ударной части не менее 2,5 *т*. В обычных условиях для забивки таврового шпунта может использоваться дизель-молот с ударной частью весом 1,8—2,0 *т*. Наличие гравийных прослоек на границе с моренными суглинками резко ухудшает условия забивки шпунта.

При забивке шпунта наблюдаются случаи разрушения голов шпунта. Первая причина — применение гравия в качестве крупного заполнителя. Излишне крупный гравий снижает качество изделий и резко уменьшает ударную вязкость бетона. Вторая причина — забивка шпунта непосредственно после его пропаривания. В этом случае бетон имеет прочность не более 75—80% проектной и лишен поверхностного слоя повышенной прочности. Этот фактор особенно резко проявляется в зимних условиях, когда прочность шпунта, вынутого из камеры пропаривания, практически не увеличивается со временем.

Основной состав оборудования, который обычно применяется в нормальных условиях работы при забивке таврового шпунта, приводится в табл. 9.

Бригада, работающая непосредственно на копре, состоит из 7 человек, включая крановщика, механика и сварщика, а всего в бригаде с рабочими, занятыми на вспомогательных операциях, насчитывается 10—11 членов.

Таблица 9

Оборудование	Марка	Единица измерения	Количество
Металлический универсальный копер	—	шт.	1
Дизель-молот	С-330	»	1
Металлическая передвижная косяковая тележка весом 3,5 *т*	—	»	1
Кран грузоподъемностью 10 *т*	Автокран К-102 или Э-652; Э-505	»	1
Металлические съемные направляющие весом 1,2 *т* . .	—	компл.	1
Электролебедка с тяговым усилием 1,5—2,0 *т*	—	шт.	2
Сварочный аппарат переменного тока	—	компл.	2
Металлический наголовник весом 150 *кг*	—	шт.	1
Компрессор	ДК-9	»	1 (используется на 20%)
Отбойный молот	ИС-10	компл.	2
Передвижная электростанция	ПЭС-50	»	1 (используется на 80%)
Инструмент и такелажный инвентарь	—	»	1

Средняя продолжительность основных операций по забивке тавровой шпунтины приведена в табл. 10.

Таблица 10

Операция	Продолжительность, *мин*	Примечание
Срезка электросваркой двух скоб для подъема	20	Срезка ведется параллельно с другими работами
Установка направляющих	10	Дано в расчете на одну шпунтину
Установка шпунтины	15	—
Забивка шпунтины дизель-молотом	20	Дано время работы молота
Передвижка копра	5	—
Снятие направляющих	5	Дано в расчете на одну шпунтину
Профилактический ремонт и осмотр оборудования	5	То же

Общая продолжительность процесса забивки одной шпунтины в среднем составляет около 1 *ч*. При забивке с помощью универсального копра и молота С-330 производительность установки

достигала 7—8 шпунтин в смену. Средняя фактическая круглогодичная производительность — 3,5 шпунтины в смену (5,5 *пог. м* стенки). При односменной работе в расчетах следует принимать производительность копровой установки 1700 *пог. м* стенки в год.

Процесс забивки вертикальной стенки из плоского шпунта принципиальных затруднений не вызывает. Этот вид работ существенной новизны не имеет и не требует подробного рассмотрения.

В условиях эксплуатируемого канала, при интенсивном судоходстве, изготовление шапочного бруса на месте из монолитного железобетона связано с рядом трудностей (установка опалубки, армирование, бетонирование и др.). В связи с этим на канале имени Москвы нашел применение для вертикального шпунта сборный

Рис. 42. Конструкция шапочной балки, применяемой на креплении откосов канала имени Москвы:

1 — планки для омоноличивания балок; 2 — отверстия для омоноличивания

шапочный брус (рис. 42). Он представляет собой корытообразную железобетонную балку длиной 4,5 *м* с отверстиями (штрабами) для последующего омоноличивания. Балка надевается на забитый шпунтовый ряд, у которого предварительно окалывается верх и оголяется арматура, и через отверстия омоноличивается с забитым шпунтом. Между собой отдельные секции шапочного бруса соединяются сваркой специальных закладных деталей, расположенных на концах каждой секции бруса.

Установка шапочного бруса производится в любое время года. Однако работы по омоноличиванию его необходимо выполнять при положительных температурах. Применяемая конструкция сборного шапочного бруса имеет высокую сборность. Объем бетона, необходимого для омоноличивания, составляет 0,05 $м^3$ на 1 *пог. м* стенки, или 10% от общего объема шапочного бруса.

Следует отметить, что применение сборной конструкции шапочного бруса требует повышения качества забивки шпунта. При устройстве монолитного шапочного бруса отклонения линии стен-

ки от проектного положения могут быть несколько сглажены путем изменения ширины бруса. При сборном брусе такая возможность исключается. Поэтому при забивке шпунта недопустимы отклонения линии стенки в плане более чем на 10—15 *см* на участке 100 *пог. м.* Перед установкой элементов шапочного бруса, как правило, требуется выравнивать отметку верха шпунта путем окалывания голов шпунтин, арматура которых используется для связи бруса со шпунтом.

Вертикальная стенка из заанкерованного железобетонного шпунта применена для крепления берегов Воткинского водохра-

Рис. 43. Конструкция вертикальных стенок, применяемых для берегоукрепления, типа «Администрацион» *(а)* и типа «Пьерон» *(б)*:

1 — железобетонные сваи; *2* — плоские железобетонные плиты; *3* — железобетонный шапочный брус; *4* — железобетонные сваи таврового сечения; *5* — забирка из железобетонных плит толщиной 10 *см*; *6* — шапочный брус из сборного железобетона

нилища в г. Чайковском, а также берега р. Тобола в г. Кургане. В первом случае по проекту Государственного института проектирования дорожных транспортных сооружений применялся заанкерованный железобетонный тавровый шпунт с железобетонными прямоугольными тягами. Длина шпунта 9 и 12 *м*. Во втором случае применяется шпунт сечением 0,80×0,50 *м*, длиной 9 *м*. Через шапочный брус шпунт заанкерован металлическими тягами за железобетонные анкерные плиты.

Если применение конструкций из шпунта для берегоукреплений затруднено или невозможно, применяются гравитационные конструкции. Гравитационная вертикальная стенка из массивов-гигантов была применена для крепления городской береговой полосы р. Волги в г. Горьком. В г. Перми при расширении территории одного из заводов для берегоукрепления также были применены массивы-гиганты.

Крепление откосов каналов и акваторий вертикальными стенками получило широкое распространение за рубежом.

Во Франции на каналах Саарского угольного бассейна и на р. Марне для крепления откосов было применено несколько разных типов вертикальных стенок.

Рис. 44. Берегоукрепления типа «Колер»:

1 — рельс; *2* — вертикальные железобетонные балки; *3* — ребристые плиты

Берегоукрепление типа «Администрацион» (рис. 43, *а*) представляет собой вертикальную стенку из железобетонных плит длиной 2 *м*, шириной 0,4 *м* и толщиной 8 *см*, удерживаемых рядом железобетонных свай сечением 0,16×0,14 *м* и длиной 3,25 *м*, которые забиты на расстоянии 1 *м* друг от друга. Сваи связаны между собой железобетонным шапочным брусом сечением 0,14×0,14 *м*. Во Франции предполагается широкое распространение такой конструкции.

Конструкция берегоукрепления типа «Пьерон» (рис. 43, *б*) состоит из железобетонных плит толщиной 10 *см*, которые опирают-

ся на полки свай таврового сечения. Сваи длиной 3,5 *м* забиваются на расстоянии 2,5 *м* друг от друга. Поверху сваи омоноличиваются сборным шапочным брусом Г-образной формы.

Берегоукрепление типа «Колер» (рис. 44), осуществленное в экспериментальном порядке на канале Марна—Рейн, состоит из опорных свай, выполненных из железнодорожных рельсов длиной 3,5 *м*, которые забиваются полностью в грунт на расстоянии 3,5 *м* друг от друга. На верхнюю часть рельса надевают вертикально железобетонные балки таврового сечения длиной 1,2 *м*, служащие опорами железобетонных ребристых плит. Размеры плит: длина 3,3 *м*, ширина 1,2 *м*, толщина полки 0,05 *м*, высота продольных и поперечных ребер 0,13 *м*.

Рис. 45. Вид берегоукрепления из шпунта типа «Вендель» ШВ на (канал Марна—Рейн, Франция)

В Польше для берегоукрепления в одном из портов был применен железобетонный шпунт корытообразного сечения длиной 3 *м* и толщиной 10 *см*. Шпунт забивался на глубину до 2,5 *м*. Перекрытие швов между отдельными шпунтинами осуществлялось стальной полосой толщиной 8 *мм*.

В Англии на одной из рек для берегоукрепления применена вертикальная стенка из волнистого асбестоцементного незаанкерованного шпунта. Шпунт имеет длину до 3 *м*, ширину 1,35 *м* и толщину 1 *см*. Высота волны шпунта 127 *мм*, расстояние между осями волн 0,3 *м*. Вес асбестоцементного шпунта 22 *кГ/м*^{2}. Лист можно резать и сверлить обычными инструментами. Шпунт забивается внахлестку, поэтому не требует специальных устройств для перекрытия швов. Поверх шпунта устраивается железобетонный оголовок. При забивке шпунта во избежание его повреждения применяют особую деревянную свайную насадку. Указанная конструкция вертикальной стенки рекомендуется для укрепления откосов, сложенных илистыми, песчаными и легкими глинистыми грунтами.

Во Франции и Германии для берегоукрепления применяют стенки из металлического шпунта. Кроме обычных распространенных типов металлических шпунтов, создаются специальные облегченные типы.

Фирмой «Вендель» (Франция) разработана новая конструкция тонкого шпунта (толщиной 3,75 *мм*), получаемого путем холодной гибки металлических листов. Построены опытные участки берегоукрепления из таких шпунтов (рис. 45).

Крепление откосов судоходных каналов, гидротехнических сооружений и берегов рек вертикальной стенкой имеет ряд преимуществ. Конструкция почти во всех случаях целиком сборная, надежно защищает откос от размыва судовой волной и других воздействий, позволяет вести строительные работы в течение всего года, может применяться как для надводного, так и для подводного крепления откосов. Применение для крепления откосов вертикальных стенок улучшает эстетический вид сооружения.

Рис. 46. Берегоукрепление в виде вертикальной стенки из незаанкерованного шпунта таврового сечения:

а — вариант для акваторий порта, пристаней и судоремонтных предприятий; *б* — вариант для берегов судоходных каналов; *1* — железобетонный шпунт; *2* — шапочная балка; *3* — покрытие верхней части откоса; *4* — подсыпка из песчаного грунта; *5* — поверхность откоса песчаного грунта; *6* — поверхность откоса глинистого грунта· *7* — подсыпка из песчаного грунта; *8* — проектное дно; *9* — среднее положение строительного уровня; *10* — граница подводного крепления; *11* — проектное дно после размыва

Однако необходимо отметить, что ряд конструкций вертикальных стенок, применяемых для берегоукреплений в зарубежной практике, из-за своей многодельности (типов «Администрацион», «Пьерон», «Колер») и недостаточной прочности (шпунты из асбестоцемента) не могут быть рекомендованы для применения в природных условиях, встречающихся в Советском Союзе.

На основании опыта строительства и эксплуатации берегоукреплений в виде вертикальных стенок институтом «Гипроречтранс» в составе типового проекта «Подводное крепление откосов» разработана конструкция берегоукрепления из незаанкерованного железобетонного шпунта таврового сечения (рис. 46), которую

рекомендуется применять для следующих условий: грунты основания допускают забивку или погружение шпунта; высота подводного крепления откоса не более 3,5 *м*; возможность получения готового шпунта с расположенного вблизи пункта строительства завода или полигона.

В типовом проекте даны решения для крепления берегов судоходных каналов, а также акваторий портов, пристаней и судоремонтных предприятий в зависимости от высоты волны (от 0,7 до 2,0 *м*), высоты подводного крепления (от 2,0 до 3,5 *м*), грунтов основания (пески, суглинки, глины) и заложения надводного откоса (1 : 2,5; 1 : 3; 1 : 4). Шпунт для креплений на воздействие волны высотой до 1 *м* изготовляется из ненапряженного железобетона. Длина шпунта от 4,0 до 8,5, высота ребра от 0,3 до 0,5 *м*. Перекрытие зазоров между шпунтинами осуществляется с помощью металлических пластин, заложенных в полку шпунта.

Стоимость крепления на 1 *пог. м* откоса, имеющего высоту подводной части 3 *м*, по типовому проекту составляет 325 руб.

ТЮФЯЧНЫЕ КРЕПЛЕНИЯ

Общие сведения. Для берегоукрепительных работ на реках в отечественной и зарубежной практике применяются гибкие тюфячные покрытия из бетонных и железобетонных плит и блоков, асфальтовых матов, синтетических материалов. В Советском Союзе, кроме того, распространены крепления откосов хворостяными и камышитовыми тюфяками.

Основное преимущество указанных креплений состоит в том, что обладающий гибкостью тюфяк, в случае местных просадок основания, вымыва грунта из-под покрытия или подмыва основания, а также выпучивания принимает очертание своего основания и продолжает оставаться надежной защитой сооружения.

Тюфячные покрытия применяются чаще всего для крепления дна и берегов рек от размывающего воздействия сильного течения, но могут применяться, в отдельных случаях, также и для крепления подводных и надводных откосов каналов и других гидротехнических сооружений от воздействий волны, льда и т. п.

Тюфяки из бетонных и железобетонных плит и блоков. В отечественной практике гидротехнического строительства тюфяки из бетонных блоков применяли в большом объеме главным образом на реках Кавказа для защиты от размыва течением береговых откосов и дна горных рек и мостовых переходов.

Тюфяки состояли из соединенных между собой шарнирно отдельных бетонных блоков толщиной 15—30 *см* и размером в плане от 0,5×0,5 до 1,0×1,0 *м*. Зазоры между отдельными блоками назначались из расчета возможно большего радиуса вращения блока вокруг шарнира. При этом учитывалась крупность частиц щебеночного основания, не допускающая вымыва отдельных частиц щебня из-под тюфяка. Тюфяки укладывались на естественное щебеночно-гравийное основание или на искусственную подго-

товку из щебня или гравия толщиной 20—25 *см*. Такие покрытия выдерживали скорость течения до 5 *м/сек*.

С целью выработки рекомендаций по их применению Грузинский политехнический институт имени В. И. Ленина в период после 1961 г. провел всестороннее обследование креплений, где были применены тюфяки из бетонных блоков. Выработанные им рекомендации сводятся к следующему: гибкие тюфяки из бетонных блоков могут применяться для крепления участков горных и предгорных рек при скоростях течения от 2,5 до 5,0 *м/сек* и

Рис. 47. Конструкция гибких тюфяков из бетонных блоков или плит:

а — блоки с диагональными связями и кольцевыми соединениями; *б* — блоки с поперечными и продольными связями и кольцевыми соединениями; *в* — блоки с поперечными и продольными связями и петлевыми соединениями; *г* — блоки с диагональными связями и перекрестными кольцевыми соединениями; *д* — блоки с поперечными связями, имеющие шарнирные соединения в поперечном направлении и кольцевые соединения в продольном направлении

глубине до 1 *м*; наиболее рациональным конструктивным решением являются тюфяки из квадратных блоков или плит со скошенными углами в плане и с диагональными связями, имеющие кольцевые соединения (рис. 47, *а*), а также тюфяки из квадратных бетонных блоков или плит с парными поперечными и одиночными продольными связями между ними, расположенными параллельно сторонам блоков и имеющими петлевые или кольцевые соединения (рис. 47, *б, в*).

Кроме того, для применения в опытном порядке были рекомендованы два аналогичных типа тюфяка, но с иными конструктивными решениями связей, обеспечивающими большую гибкость покрытий и равномерность его опускания. Предложены тюфяки из блоков с диагональными связями, имеющими перекрестные кольцевые соединения в узлах (рис. 47, *г*), а также с поперечными и продольными связями, имеющими плоские шарнирные

соединения в узлах поперечных связей и кольцевые соединения в продольных узлах (рис. 47, *д*).

Во всех рекомендуемых типах гибких бетонных тюфяков металлические связи выполнены в виде непрерывных шарнирных цепей в пределах длины секции покрытия. Размеры бетонных блоков в плане принимаются от 0,75×0,75 до 1,2×1,2 *м* в зависимости от скорости течения, объема наносов, грунтов основания и других факторов. Толщина блоков от 20—25 *см* при изготовлении на заводе до 30—40 *см* при изготовлении на месте.

ЦНИИС Министерства транспортного строительства СССР совместно с трестом «Черноморгидрострой» разработал конструкцию и осуществил строительство гибкого железобетонного покрытия в виде отдельной карты площадью 320 *м*². Карта была уложена на глубину от 8 до 22 *м* в порту Рени на Дунае.

Карта размером 7,5×40 *м* и толщиной 5 *см* была собрана из 13 отдельных плит (3,0×7,5 *м* каждая). Стыкование плит производилось при помощи сварных колец из арматуры диаметром 16 *мм*. Для гибкости каждая плита была разрезана на мелкие плитки размером 0,3×0,75 *м*. Мелкие плитки образовывались в процессе бетонирования путем надреза плиты до глубины 20 *мм* с обеих сторон. Оставшийся в середине плиты слой толщиной 10 *мм* давал трещину шириной до 1 *мм* при намотке покрытия на барабан. Плиты формовались из бетона марки 350—400. Армирование производилось стальной сеткой диаметром 5 *мм*. В местах разрезки плит арматура защищалась полиэтиленом низкого давления слоем 2 *мм* на длине 100 *мм*. Расход полиэтилена на 1 *м*² покрытия составлял 0,07 *кг*, стали — 1,81 *кг*.

Карта перед укладкой ее на подводный откос наматывалась на специальный барабан диаметром 3 *м* и длиной 7,7 *м*, который был оборудован траверсой для переноса краном. Барабан с намотанным на него покрытием транспортировался плавучим краном грузоподъемностью 100 *т* к месту укладки. Здесь он погружался в воду, при этом береговой конец гибкого железобетонного покрытия крепился к анкерным сваям. Затем барабан начинали разматывать, одновременно перемещая его в глубину. Во время размотки часть барабана находилась выше уровня воды, что позволяло наблюдать за разматыванием с него тюфяка.

Обследование состояния тюфяка показало, что такая конструкция технически осуществима и перспективна, так как позволяет полностью механизировать подводные берегоукрепительные работы.

Гибкие железобетонные тюфяки были применены при берегоукрепительных работах в США на р. Миссисипи в месте, где скорость течения более 1,7 *м/сек* и достаточно большая глубина. Тюфяк состоял из гибко связанных между собой железобетонных плит размером 1,22×0,35 *м*, толщиной 7,5 *см*. Двадцать таких плит соединялись арматурной сеткой из нержавеющей проволоки в секцию размером 7,62×1,22 *м*, площадью 9,3 *м*², а секции специальными болтовыми креплениями и тросами соединялись в тю-

фяк размером 30,5×213,5 или 42,7×213,5 *м*. Зазоры между отдельными плитами были равны 2,5 *см*. Тюфяки укладывались на гравийную подготовку, отсыпанную по спланированному откосу. Изготовление железобетонных плит и секций производилось на специальных полигонах или заводах. Сборка отдельных секций в тюфяк и укладка тюфяка в сооружение производились со специальной установки, смонтированной на барже, обеспечивающей производительность до 10 тыс. $м^2$ берегоукрепления в сутки.

В Италии при строительстве деривационного канала параболического профиля гидроэлектростанции Понтекорво на р. Лири в 1959 г. впервые для облицовки были применены гибкие железобетонные маты. Длина их достигала 30 *м*, ширина была от 1,2 до 2,5 *м*, толщина — 3—5 *см*. Гибкость матов, которые укладывались по профилю канала насухо, достигалась за счет применения в качестве продольной арматуры высокопрочной проволоки с пределом прочности 160—170 $кГ/мм^2$. Поперечная арматура состояла из обычной арматурной стали. При ширине матов 2,0—2,5 *м* применяли предварительно напряженную поперечную арматуру. Гибкие маты изготовлялись на специальных стендах пакетами по 10—12 штук с прокладкой слоев изолирующим материалом. Тщательно подбирался состав бетона марки 450—500 (максимальный размер частиц гравия — 7—8 *мм*, песок — только крупнозернистый, цемент марки 700).

Производство работ по укладке матов было организовано следующим образом. Уплотненный и выравненный грунт основания дна и откосов канала покрывали дренирующим материалом — дробленым известняком или гравием с максимальным диаметром фракций 10 *мм*. Толщина дренирующего слоя на откосах канала составляла 15 *см*. В дальнейшем дренирующий слой из гравия был заменен плитами из пористого бетона. Подстилающий дренирующий слой с помощью цементпушки покрывался цементным раствором толщиной 1 *см*.

Гибкий мат краном (на рельсовом ходу) с помощью специальной траверсы укладывали на свежий цементный раствор. Для лучшего сцепления мата с основанием по нему прокатывали легкий вибратор на резиновых колесах. Стыки между отдельными плитами выполнялись с помощью полукруглых пазов, которые устраивали в продольных ребрах. При монтаже маты укладывались с зазором 1,5—2,0 *см*. В образующуюся полость закладывали арматуру диаметром 4 *мм* и шов заполняли специальным расширяющимся раствором «Эмбекс», состоящим из песка, расширяющегося цемента марки 600 и специально обработанных металлических опилок. Герметичность шва получалась очень высокой. При укладке матов непосредственно на грунт под поперечными стыками устанавливались железобетонные подкладки толщиной 5 *см* и шириной 10—15 *см*.

В 1962 г. в практику берегоукрепительных работ стали внедрять гибкие бесфильтровые железобетонные тюфяки для защиты от воздействия волнения, которые укладываются непосредственно

на спланированный откос без отсыпки гравийно-щебеночной подготовки и устройства трудоемкого обратного фильтра. Швы между отдельными железобетонными плитками тюфяка перекрываются водонепроницаемым материалом.

ЦНИИСом Министерства транспортного строительства СССР совместно с Гипроречтрансом МРФ РСФСР был разработан проект и осуществлено строительство опытного участка крепления

Рис. 48. Часть тюфяка из железобетонных плит бесфильтрового гибкого покрытия:
а — блок в плане; *б* — соединение блоков; *в* — варианты перекрытия швов

откосов из гибких бесфильтровых железобетонных тюфяков (рис. 48) на Волго-Балтийском водном пути имени В. И. Ленина.

Тюфяк собирался из отдельных гибких железобетонных блоков размером в плане 2,25×4,5 *м*, толщиной 10—15 *см*. Отдельный блок включает в себя 28 плиток размером от 75×75 до 37,5×37,5 *см*, которые связаны между собой сквозной арматурной сеткой заводского изготовления и прокладками гидрорерина, обеспечивающими водонепроницаемость покрытия. Кромки плиток имеют скосы, придающие блоку и всему покрытию гибкость в пределах угла загиба. Стыки между половинками плиток блоков выполняются жесткими, так как они соединяют в полные

плитки боковые и угловые элементы соседних блоков, что не нарушает общей гибкости покрытия. Жесткость стыка достигается сваркой закладных деталей, расположенных в штрабах плит по всему периметру блока, с последующей заделкой стыков цементным раствором.

Блоки изготовлялись в специальной опалубке типа матриц, состоящей из двух разъемных частей: поддона и крышки. Арматурную сетку, оклеенную лентами гидрорерина, закладывали в опалубку и производили бетонирование. Блоки на откос укладывали снизу вверх, впритык друг к другу, а верхний ряд анкеровали к сваям. Работы по укладке блоков тюфяка производились до заполнения канала. В 1966—1968 гг. было произведено обследование опытного участка, которое показало, что крепление может применяться при условиях: если гибкие блоки будут укладываться на хорошо спланированную поверхность откоса (разность планировочных отметок не более 10 *см*); водонепроницаемый материал для перекрытия швов между отдельными плитками (гидрорерин, резина или др.) будет морозостойким и обеспечит хорошую изоляцию арматуры (связывающую отдельные плиты) от воздействия воды; анкерные тяги, связывающие крепление с анкерующими сваями, будут хорошо защищены от повреждения. Ряд участков опытного крепления, на которых не были выполнены приведенные требования, оказались разрушенными, остальные участки, где выполнялись требования проекта, находились в удовлетворительном состоянии.

Аналогичное гибкое бесфильтровое покрытие применялось и на других объектах, в частности для защиты откосов железнодорожной насыпи мостового перехода через р. Волгу у г. Сызрани.

В настоящее время продолжаются поиски как конструктивных решений, так и способов укладки гибких железобетонных покрытий.

Асфальтобетонные тюфяки. Хорошие результаты для защиты откосов и дна каналов и рек от размыва течением достигаются при использовании асфальтобетонных тюфяков и матов. Они укладываются с плавучих или береговых устройств. Благодаря их большой эластичности обеспечивается плотное прилегание к укрепленной поверхности. Для обеспечения необходимой прочности на растяжение маты и тюфяки армируются сетками из стальной проволоки.

Весьма интересные и значительные по объему работы по креплению откосов берегов от размыва асфальтобетонными матами были выполнены в 1962 г. на р. Дунае в порту Рени. Асфальтобетонные маты размером 7,2×60 *м*, толщиной 5 *см*, армированные продольными (диаметр 6 *мм* с шагом 1 *м*) и поперечными стержнями (диаметр 12 *мм* с шагом 1 *м*), а также плоской сеткой из проволоки диаметром 3—4 *мм* с ячейками 5×10 *см* изготовлялись на береговом полигоне секциями длиной 6 *м*. Состав асфальтобетонной смеси: битум М-2 — 12%, цемент — 12%, песок — 76%. При температуре воздуха до 15—25° С секции пооче-

редно наматывались на барабан, образуя сплошную ленту. Барабан с матом поднимался краном грузоподъемностью 100 *т* и транспортировался им в створ укладки. У кордона причала барабан погружался в воду, конец мата крепился водолазами к сваям причала, затем барабан постепенно разматывался и мат ложился на проектное дно (рис. 49).

Асфальтобетонные тюфяки применяются для укрепления берегов р. Миссисипи и ее притоков с 1932 г. Секции имеют размер 9×15 *м*, толщину тюфяка 5 *см*, тюфяк армируется сеткой с ячейками 5×10 *см*. Материал, применяемый для изготовления ас-

Рис. 49. Схема укладки гибких асфальтовых тюфяков (порт Рени):

1 — причал; *2* — уровень воды, при котором происходит укладка матов; *3* — первая перестроповка барабана; *4* — траверса; *5* — гак крана грузоподъемностью 100 *т*; *6* — вторая перестроповка барабана; *7* — третья перестроповка барабана; *8* — место сброса конца тюфяка с барабана; *9* — уложенный тюфяк; *10* — укрепляемый откос

фальтобетонной смеси: песок — 70%, лессовидный суглинок — 20%, битум — 10%.

Асфальтовое покрытие в виде тюфяков было также применено для укрепления откосов Суэцкого канала.

Хворостяные и камышитовые тюфяки. Для берегоукрепительных работ в нашей стране наряду с современными строительными материалами применяют хворостяные и камышитовые тюфяки.

Хворостяные тюфяки применяются для крепления подводных частей берегов рек от размыва, главным образом в районах богатых хворостом. Хворостяной тюфяк, находящийся все время под водой, не подвержен гниению; обладая гибкостью, он заполняет все неровности дна и берега, выдерживает удары судов, плотов, льда.

Интересен пример применения хворостяного тюфяка для крепления откосов подводящих каналов Ермаковской ГРЭС и берега р. Иртыша у входа в эти каналы. Хворостяной тюфяк толщиной 50 *см* изготовлялся из трех взаимно перпендикулярных слоев

хвороста, зажимаемых между двумя сетками из проволоки диаметром 6 *мм* с ячейками 1×1 *м*. Узлы сетки стягивались между собой проволокой диаметром 2—3 *мм*. Тюфяк пригружался камнем. Для предотвращения скатывания камня с тюфяка при затоплении по тюфяку крепились плетневые клетки размером 2×2 *м*. Вязка тюфяков выполнялась не отдельными, относительно малыми картами, а сплошными лентами проектной ширины и без ограничения длины непосредственно на льду, на месте затопления. Уплотнение хвороста в тюфяке при вязке производилось тракторами.

Тюфяк затоплялся вместе со льдом, на котором он лежал. Заполнение осуществлялось загрузкой камнем снизу вверх по

Рис. 50. Крепления откосов хворостяным тюфяком:

1 — расстилочный хворостной тюфяк толщиной 30 *см* с загрузкой камнем 0,10 $м^3$ на 1 $м^2$; *2* — сопрягающая призма из каменной наброски; *3* — колья длиной 1,5 *м*, диаметром 0,05—0,08 *м*; *4* — плетневые клетки (1×1 *м*) с загрузкой камнем слоем 0,25—0,3 *м*; *5* — подстилающий слой щебня или гравия 0,15 *м*; 6 — рассадка ивняка; *7* — плотная укладка камней

течению и со стороны реки к берегу, при этом в средней части толщина загрузки составляла около 15 *см* (меньше проектной), а два ряда плетневых клеток по периметру тюфяка загружались слоем камня проектной толщины. Догрузка тюфяка камнем до проектной толщины производилась после его опускания на дно через лунки во вновь образовавшемся льду, пробиваемые в шахматном порядке через 1—1,2 *м* одна от другой. Ввиду неправильной формы и разной крупности камня происходило его рассеивание по площади и тюфяк покрывался более или менее равным слоем камня, что исключало необходимость применения водолазных работ по ровнению камня.

На рис. 50 приведена конструкция хворостяного тюфяка, применяемая для крепления дна и откосов реки в Верхне-Днепровском бассейне.

На рис. 51 приведена конструкция камышитовых ковров, примененных для укрепления размываемого течением берега р. Урала в районе моста на железнодорожной линии Гурьев — Астрахань.

Несущим каркасом ковра служат сварные сетки из арматуры диаметром 10 и 8 *мм*, с ячейками 100×100 *см*. На концах стержней имеются петли для подвески ковров к железобетонным сваям. Ковер состоит из камышитовых полотен шириной 200 *см* и толщиной 10 *см*. Сверху полотен укладываются фашины диаметром 30 *см* с ячейками 141×141 *см*. Каждый узел пересечения фашин прикреплен к арматурной сетке в двух местах скрутками из оцинкованной проволоки. Ячейки, образованные фашинами, заполнялись камнем. На 1 $м^2$ крепления камышитовыми коврами расходовали: камыша — 0,21 $м^3$, камня — 0,38 $м^3$, стали — 1,59 *кг*.

Рис. 51. Берегоукрепление камышитовыми коврами:

1 — камышитовые полотна; *2* — камень для заполнения ячеек фашин; *3* — каменная пригрузка; *4* — фашины; *5* — скрутки для крепления фашин к арматурной сетке; *6* — железобетонные сваи; *7* — сварная арматурная сетка

Камышитовые ковры собирались на льду непрерывной лентой непосредственно над местом их укладки и опускались на подводный береговой откос вместе со льдом. Все работы по изготовлению, загрузке и опусканию ковра производились непрерывным потоком по направлению вдоль берега снизу вверх по течению. Перед загрузкой делали прорезь во льду вдоль конца ковра с речной стороны. Первоначальную загрузку ковра производили с деревянных мостиков до погружения камышитовых полотен в воду. После намокания ковер плавно опускался на откос. Опущенные на откос и дно ковры догружали камнем с понтонного мостика. Для более равномерного распределения камня в просвете между понтонами устанавливались рассекатели. Контроль за равномерностью укладки камня осуществлялся замерами, с проверкой водолазами.

Кроме хворостяных тюфяков, для крепления откосов малых рек, где ледоход спокойный и амплитуда колебания воды не превышает 3—3,5 *м*, а максимальные скорости течения составляют не более 1 *м/сек*, применяются хворостяные выстилки (рис. 52). На откос в зоне переменного уровня укладывается сплошной слой хвороста, поверх которого протягиваются прутяные канаты, пришиваемые к грунту кольями. Чтобы хворостяная выстилка не всплывала, ее пригружают двумя слоями дерна, а через одну или

две клетки — камнем слоем 10—15 *см*. Через 4—5 лет такое крепление создает сплошные ивовые заросли. Это очень дешевое крепление.

В отдельных случаях для защиты берегов от разрушения, вызываемого навалом судов, находит применение фашинная кладка (рис. 53). Фашины укладываются на предварительно уложен-

Рис. 52. Хворостяная выстилка:

1 — слой хвороста, загруженный дерном; *2* — прутяные канаты; *3* — посадка ивняка; *4* — колья

Рис. 53. Фашинная кладка, применяемая на реках Верхне-Днепровского бассейна:

1 — хворостяной тюфяк; *2* — фашинная кладка; *3* — колья диаметром 5—8 *см* и длиной 1,5 *м*; *4* — грунт пригрузки; *5* — дерн; *6* — хворостяные канаты диаметром 12 *см*

ный по дну хворостяной тюфяк. Кладке придается уклон в сторону реки с заложением 1 : 1, 1 : 1,5. Сверху сооружение пригружается грунтом и прошивается кольями. Укрепление берегов фашинными кладками-опоясками в большом количестве применено на верхнем участке р. Припяти; построенные 30—40 лет назад, они хорошо сохранились до настоящего времени.

Каменное мощение откосов. Мощение откосов камнем в настоящее время носит ограниченный характер. Это связано с тем, что оно требует больших затрат квалифицированного ручного труда, так как не поддается механизации, а также может применяться для крепления откосов, воспринимающих сравнительно небольшие волновые и ледовые воздействия, и только при производстве работ «насухо».

Каменное мощение было применено для укрепления откосов на сооружениях Волго-Донского судоходного канала имени В. И. Ле-

Рис. 54. Крепление откосов каменным мощением:
1 — слой камня толщиной 0,3 *м*; *2* — слой щебня толщиной 0,15 *м*; *3* — слой каменной крошки толщиной 0,1 *м*; *4* — слой песка толщиной 0,1 *м*

нина (рис. 54). Мощение имеет общую толщину 60—70 *см* и состоит из слоя камня толщиной 25—35 *см* и обратного фильтра, в который входит слой щебня толщиной 15 *см*, каменной крошки — 10 *см* и песка — 10 *см*. Крепление рассчитано на воздействие волны высотой 1,2—1,4 *м*. Стоимость одного 1 $м^2$ крепления около 10 руб.

На канале имени Москвы применялась (из-за неоднородности заготовленного камня) так называемая одномерная укладка камня (рис. 55). Это крепление состояло из камня размером 18—25 *см* с расклинцовкой на слое гравия толщиной 0,15 *м*, с устройством упора в виде заборки, поддерживаемой сваями. В дальнейшем крепление было заменено каменной мостовой с расклинцовкой из крупномерного камня 25—30 *см* на слое разнозернистого гравия толщиной 20—25 *см* с упором также в деревянную заборку.

Основными причинами разрушения каменного мощения откосов являются просадка грунтов основания, механическое повреждение мощения судами, повреждение его льдом, а также населением. Разрушительное действие судовых и ветровых волн заключается преимущественно в дальнейшем развитии и расшире-

нии очагов повреждения. Особенно быстрое разрушение каменного мощения происходит в сооружениях, где размеры камня не соответствуют проектным (подробно механизм разрушения описан в гл. V).

Гравийная и щебеночная отсыпки. Для укрепления пологих откосов в некоторых случаях используется отсыпка гравийно-галечниковой смеси или щебня. В отечественной практике она применялась для срочной защиты берегов от интенсивного размыва, а также для защиты береговых откосов, не подверженных действию волны.

Пологий берег озера Сенеж (уклон 1 : 10) в 1959 г. был образован отсыпкой суглинистого грунта с пригрузкой гравием круп-

Рис. 55. Крепление берега одномерной мостовой на однослойной подготовке толщиной 0,25 *м*:

1 — каменная мостовая; *2* — подготовка; *3* — заборка

ностью до 60 *мм*. Наблюдения показали, что пригрузка гравием является надежной защитой береговой полосы озера.

Для защиты некоторых участков берегов р. Оби и р. Енисея была применена гравийная отсыпка толщиной 1 *м*. Размыв прекратился, и отсыпка (с небольшими работами по их ремонту) защищает береговую полосу уже в течение 10 лет.

Гравийными отсыпками слоем 0,5—1,0 *м* защищены прибрежные участки некоторых нефтепроводов.

Рекомендовать гравийно-галечные и щебеночные отсыпки, несмотря на их небольшую стоимость и простоту строительных и ремонтных работ, в качестве постоянных сооружений нельзя, так как их устойчивость, даже под действием небольшой волны, расчетами не подтверждается.

Уполаживание откосов, искусственные пляжи. Одним из возможных и экономичных способов защиты откосов земляных сооружений, подверженных действию волн, является уполаживание их профиля, что создает условия для рассредоточенного гашения энергии волн в пределах искусственно создаваемого мелководья и позволяет оставлять откос неукрепленным. Вместо обычно применяемых заложений 1 : 3—1 : 5, требующих укрепления откосов камнем, плитами и другими покрытиями, применяют неукрепленные распластанные профили с заложением откосов 1 : 20—1 : 40. Такие профили сооружений приводят к увеличению объема земля-

ных работ и требуют мер для защиты пологих песчаных откосов от ветровой эрозии (посадка кустарника и трав), но общая стоимость сооружений такого типа оказывается ниже, чем сооружений с укрепленным откосом.

Строительство земляных сооружений распластанного профиля большого протяжения было осуществлено на водохранилищах Днепровского каскада гидроэлектростанций.

В результате экспериментальных исследований, проведенных лабораторией ВНИИГа имени Веденеева, установлено, что предельная экономически целесообразная высота сооружения с пологим неукрепленным откосом при фронтальном подходе волн зависит от параметров волн, крупности фракций грунта и соотношения стоимости бетонных и земляных работ.

При волнах высотой 2—3 *м*, наиболее часто встречающихся на равнинных водохранилищах, пологие откосы для земляных сооружений из грунтов крупностью 1—5 *мм* экономически целесообразно проектировать высотой соответственно 2—10 *м* (при относительной стоимости 1 $м^3$ бетона и намываемого грунта 40 : 1). При ограниченных запасах крупнозернистого песка можно применять комбинированную схему неукрепленного пологого откоса: основное тело сооружения, намытое из мелкозернистого грунта, прикрывать слоем достаточной толщины из крупнозернистого грунта.

Естественные берега водохранилищ в некоторых случаях целесообразно защищать от размыва созданием искусственных песчаных пляжей, которые одновременно служат для организаций зон отдыха. Такой устойчивый пляж был организован на Новосибирском водохранилище (р. Обь) в районе Академгородка. Ширина намытой полосы составила 180—200 *м*, мощность слоя песка 5—10 *м* при заложении откоса пляжа 1 : 30—1 : 40 (2—3°).

Примеры создания искусственных пляжей для защиты морских берегов имеются и в зарубежной практике. В США считается экономически выгодным устройство искусственных пляжей, если их приходится досыпать не чаще чем через 5 лет.

Посадка кустарников и трав (биологическая защита). Для защиты берегов рек и водохранилищ, а также земляных откосов сооружений от разрушающего воздействия течения применяется посадка кустарника различных пород и посев трав. Преимуществом такого метода следует считать его долговечность (при соответствующем уходе за растениями) и использование дешевых местных материалов.

В отечественной практике для затапливаемых откосов в основном применяют ивовые посадки. Надводные откосы, затапливаемые только паводковыми водами, защищают посевами трав на слое растительной земли, а также одерновкой в клетку или сплошной одерновкой.

Опыт защиты сооружений и берегов распластанного профиля от ветровой эрозии посадкой кустарника и трав показал, что такая защита эффективна, когда посадки кустарника превышают 50% по площади, прорастание трав идет удовлетворительно, тол-

щина гумусированного слоя грунта на откосе не меньше 20 *см* и за растениями производится планомерный уход.

Интересен опыт применения биологических методов защиты откосов водных путей в ФРГ. Здесь разработан ряд рекомендаций и правил по использованию биологических методов защиты, основанных на многолетнем опыте и всестороннем изучении факторов, влияющих на сохранность растений. Особое внимание обращается на размещение растений на откосе в прибрежной полосе относительно уровня воды. В самой низкой зоне в воде рекомендуется располагать тростники; над летним уровнем воды следует размещать зону осоки и ивы; выше высаживать пойменные кустарники, а далее — деревья. Не следует высаживать растения рядами и использовать один вид растений, так как такие посадки не соответствуют природным закономерностям, часто ведут к заболеванию растений. Ширина прибрежной полосы не должна быть менее 5 *м*, а защитного пояса — менее 2 *м*. В зонах купания применение обычных методов биологической защиты откосов является неэффективным.

Покрытие типа «бетон — трава». Для укрепления откосов, которые не подвергаются интенсивному воздействию волнения и для которых бетонные покрытия слишком тяжелы, а одерновка не обладает достаточной прочностью, применяют комбинированные покрытия типа «бетон—трава».

Покрытие представляет собой решетку из неармированных бетонных элементов, внутренняя часть которой засеивается травой по растительному слою толщиной не менее 10 *см*. Бетонные элементы несколько возвышаются над грунтом для того, чтобы основное давление приходилось на них.

Такие покрытия могут использоваться для укрепления гребней дамб, особенно в тех случаях, когда по ним возможно незначительное движение автотранспорта, а также для укрепления откосов, к которым предъявляются декоративные требования. Устройство покрытий «бетон—трава» не вызывает больших трудностей. Они нашли широкое распространение в Германии.

Грунтобетон и пропитка грунта битумом. В последние годы для крепления откосов гидросооружений начинает находить применение грунтобетон.

В 1964 г. были проведены экспериментальные работы по покрытию грунтобетоном дамбы в устье р. Вычегды в г. Котласе. Примерный состав примененной грунтобетонной смеси: цемента — 12%, глины — 12%, песка — 70% (в смесь добавлялся также хлористый кальций в количестве 6% от веса цемента). Грунтобетон приготовлялся из местных материалов в растворомешалках и укладывался на откос плитами размером 3×6 *м*, толщиной 0,2 *м*. Швы между плитами прокладывались рубероидом. Стоимость покрытий откосов из грунтобетона 4—6 руб. за 1 $м^2$ — значительно ниже, чем стоимость покрытий из других материалов.

Широкое применение грунтобетон находит в США для покрытия откосов земляных плотин. Он приготовляется путем смешения

местных грунтов с цементом, вводимым в количестве 4—15%. Укладка грунтобетона на откос производится горизонтальными слоями толщиной 15—23 *см*.

В Мексике для получения более эластичного, водонепроницаемого и прочного покрытия из грунтобетона были проведены опытные работы по замене в смеси части цемента пуццоланой (от 15 до 30% от веса цемента). Опыты дали положительные результаты: покрытие становится более эластичным, и его толщину можно уменьшить до 8 *см*.

Во Франции начинает находить применение метод укрепления откосов с помощью битумных эмульсий. Для закрепления грунта используется специальная запатентованная битумная эмульсия, которая обволакивает поверхность песка, после чего частицы песка склеиваются между собой и закрепляют откос.

Покрытия с применением синтетических материалов. В настоящее время синтетические материалы начинают находить применение для защиты откосов каналов, гидротехнических сооружений и берегов рек от воздействия течения и волнения. Они также применяются в качестве фильтров при создании берегоукреплений из традиционных материалов и для придания покрытиям водонепроницаемости. Наиболее широкое применение находят пленочные и тканевые синтетические материалы.

В зарубежной практике известны случаи использования для берегоукрепительных работ тюфяков из нейлона. Для защиты берегов р. Магдалены (Колумбия) были использованы тюфяки, которые изготовлялись из нейлона повышенной прочности в виде отдельных полостей шириной 0,4 и длиной 1,5 *м*. Полости сшивались и наполнялись песком под давлением через отверстия в верхней части. В местах, где ткань тюфяков могла быть повреждена, песок смешивали с трехпроцентной битумной эмульсией, благодаря чему он не вымывался из тюфяков при разрыве нейлоновой ткани. Укладку тюфяков на откос производили с помощью баржи, на которой была устроена наклонная площадка для спуска наполненных тюфяков в воду. Тюфяк укладывался и закреплялся в верхней части откоса, после чего баржу отводили от берега и одновременно спускали в воду следующие секции тюфяка.

В ФРГ проводятся опытные работы по применению полиэтиленовых матов в качестве защитных покрытий. Испытывались полиэтиленовые маты толщиной 1—10 *мм* и шириной 1,45 *м*. Полученные результаты показали, что по конструктивным качествам и стоимости этот материал обладает большим преимуществом по сравнению с обычно применяемыми для берегоукрепления материалами.

Известны случаи применения синтетических материалов в качестве фильтров под бетонные и каменные покрытия. Фильтром под бетонные блоки при строительстве берегоукрепления во Флориде (США) служили полотнища из полипропиленовой ткани с отверстиями диаметром 4,7 *мм*. Они укладывались на откос, пере-

крывая друг друга на 200 *см*, и закреплялись против сдвига шпильками. Ткань изготовлялась из нитей диаметром 0,4 *мм*. Полипропиленовая ткань обладает рядом положительных качеств — не снижает прочности в воде, не гниет, не подвергается действию древоточцев, имеет повышенную прочность против абразивного износа.

Фильтр из синтетических материалов был также применен при креплении дна и откосов канала у г. Гента (Бельгия). Фильтр состоит из слоя стеклоткани толщиной 2,5 *см* и штампованной полиэтиленовой сетки, которая служит для придания ему большей жесткости и прочности. Стеклоткань изготовлена из синтетических волокон диаметром 3—5 *мм*. Полиэтиленовая сетка, изготовленная из материала, обладающего повышенной водостойкостью и долговечностью, имеет 120—150 отверстий на 1 $дм^2$ поверхности. Фильтр прикрыт слоем гравия, по которому уложены сборные железобетонные плиты.

Сетки из синтетической ткани повышенной прочности применяются в качестве арматуры при креплении откосов асфальтом. Сетка закладывается между выравнивающим слоем из битумно-гравийной смеси и слоем асфальта, который укладывается в горячем состоянии. Величина ячеек сетки делается достаточно большой, чтобы обеспечить анкеровку между выравнивающим и верхним слоями. Такое покрытие обладает повышенной эластичностью.

В последние годы в СССР и за рубежом стали применять синтетические материалы для устройства противофильтрационных покрытий гидротехнических сооружений. На оросительных системах в Советском Союзе в качестве покрытий используют достаточно прочные химически инертные и хорошо свариваемые горячей сваркой полихлорвиниловые и черные полиэтиленовые пленки, прикрытые сверху слоем грунта.

Однако защита каналов пленкой с прикрытием слоев грунта имеет ряд недостатков, поэтому в практику строительства каналов стало входить комбинированное покрытие, в котором роль водонепроницаемого экрана играет стабилизированная полиэтиленовая или полихлорвиниловая пленка, а защитным покрытием служат железобетонные плиты. Аналогичное покрытие применяется в ФРГ при устройстве дамб, защищающих берега от размыва.

Наряду с положительными сторонами применения синтетических материалов для берегоукрепления (полная водонепроницаемость, сравнительно низкая стоимость и др.) следует отметить, что вопрос о долговечности этих материалов пока еще неясен.

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ КРЕПЛЕНИЙ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ИХ ПРИМЕНЕНИЮ

Приводимые в табл. 11 и 12 стоимостные показатели, а также расходы основных строительных материалов на единицу крепления заимствованы из типовых и индивидуальных проектов, а так-

же из статей, опубликованных в технических журналах и сборниках.

В табл. 11 приведена стоимость некоторых типов крепления подводных откосов, выполненных «в воду» (в ценах с 1 января 1969 г.).

В табл. 12 приведены данные из расчета на 1 *м*² крепления откосов, выполненных «насухо», в ценах с 1 января 1969 г.

В табл. 13 наряду с краткими сведениями об основных современных типах креплений, их достоинствах и недостатках даны рекомендации по наиболее целесообразному их применению.

Таблица 11

Тип крепления	Единица измерения	Стоимость, руб.	Источник
Вертикальная стенка из незаанкерованного железобетонного шпунта высотой 2,5 *м*	1 *пог. м* откоса	255	Проект капитального ремонта откосов канала имени Москвы
Гибкие железобетонные тюфяки при опускании с плавучего стапеля	1 *м*²	11,5	Типовой проект Гипрокоммунстроя
Хворостяной тюфяк толщиной 50 *см* с пригрузкой камнем	1 *м*²	6,0—9,5	Материалы по креплению берегов рек Северная Двина и Вычегда
Тюфяк из металлической спирали	1 *м*²	4,1	Материалы по креплению дна порта Термез
Каменная наброска, толщиной слоя 75 *см*	1 *м*²	25,0	Типовой проект Гипроречтранса

Таблица 12

Тип крепления	Расход материалов на 1 *м*²			Стоимость 1 *м*², руб.	Источник
	бетона, *м*³	стали, *кг*	прочих		
Плитное покрытие из монолитного железобетона, 5×5×0,15 *м*	0,15	6,5	Гравия 0,15 *м*³	8,5	Типовой проект «Крепление откосов железобетонными плитами» Гипроречтранса
То же, 7×7×0,15 *м*	0,15	7,8	Гравия 0,15 *м*³	8,5	То же
То же, 8×8×0,20 *м*	0,20	8,6	Гравия 0,15 *м*³	10,5	» »
Покрытие из сборных железобетонных плит толщиной 0,15 *м* на трехслойном фильтре	0,15	9,8	Гравия 0,25 *м*³, песка 0,10 *м*³	12,0	» »
То же, толщиной 0,20 *м*	0,20	10,8	То же	15,5	» »

Тип крепления	Расход материалов на 1 $м^2$			Стоимость 1 $м^2$, руб.	Источник
	бетона, $м^3$	стали, *кг*	прочих		
Покрытие из сборных плит, омоноличенных по контуру, толщиной 0,10 *м*	0,10	14,6	Гравия 0,10 $м^3$	9,6	Типовой проект «Крепление откосов железобетонными плитами» Гипроречтранса
То же, толщиной 0,12 *м*	0,12	17,4	То же	11,4	То же
То же, толщиной 0,15 *м*	0,15	18,3	»	13,0	» »
Покрытие из сборных предварительно напряженных плит, омоноличенных по контуру, толщиной 0,1 *м*	0,10	14,9	»	9,9	» »
То же, толщиной 0,15 *м*	0,15	21,4	»	14,2	» »
То же, толщиной 0,20 *м*	0,20	27,4	»	18,5	» »
Гибкие железобетонные тюфяки толщиной 0,10 *м*	0,086	9,11	Гидрорерина 0,27 $м^2$	9,5	Типовой проект Гипрокоммунстроя
То же, толщиной 0,12 *м*	0,105	9,14	То же	10,5	То же
То же, толщиной 0,15 *м*	0,129	9,18	»	11,5	» »
То же, толщиной 0,15 *м*	—	—	—	13,0	Материалы по мостовому переходу у г. Сызрани
Каменная наброска в железобетонных ящиках типа «Волго-Балт» толщиной 0,3—0,4 *м*	0,05	1,68	Камня 0,35 $м^3$, гравия 0,15 $м^3$, песчано-гравийной смеси 0,35 $м^3$	9,0	Проект Волго-Балтийского водного пути имени В. И. Ленина
Монолитное асфальтобетонное покрытие толщиной 0,10 *м*	—	—	—	4,0	Проект Волго-Донского судоходного канала имени В. И. Ленина
Каменное мощение на трехслойном фильтре толщиной 0,6—0,7 *м*	—	—	—	12,5	То же
Грунтобетон толщиной 0,2 *м*	—	—	Цемента 0,29 *т*, глины 0,3 *т*, песка 1,5 *т*	4,0—6,0	Материалы по креплению берегов рек Северной Двины и Вычегды

Примечание. Стоимость покрытий, приведенная в табл. 11 и 12, получена путем применения индекса 1, 27 к ценам 1955 г.

Таблица 13

Группа крепления	Тип крепления, его краткое описание	Основные достоинства	Основные недостатки	Рекомендации по наиболее целесообразному применению
Набросные крепления	А. Каменная наброска. (Наброска на подготовленный откос камня слоем от 0,4 до 1,0 *м* на слое обратного фильтра или подготовки)	Простота исполнения и ремонта. Возможность применения почти на всех встречающихся грунтах основания (крепление следует за деформацией основания). Возможность комплексной механизации работ по возведению.	Подвержено разрушению от воздействия припая льда при подъеме и снижении уровня воды. Ограниченность применения в зависимости от высоты волны. Значительный расход камня.	Для защиты надводных и подводных откосов при производстве работ «в воду», в районах со сравнительно невысокой стоимостью камня, при высоте расчетной волны не более 2,0 *м*, вне зоны интенсивного посещения людьми.
	Б. Наброска камня в железобетонные ящики типа «Волго-Балт».	Простота исполнения и отсутствие омоноличивания стыков ящиков. Гибкость покрытия. Возможность механизации строительных работ. Возможность производства работ в любое время года. Покрытие хорошо гасит волну.	Большой расход камня. Подвержена разрушению от воздействия припая льда при подъеме и снижении уровня воды	Для защиты при производстве работ «насухо» надводных откосов, в районах со сравнительно невысокой стоимостью камня, при отсутствии колебания уровня воды в зимнее время и вне зоны интенсивного посещения людьми.
	В. Габионы — ящики из проволочной сетки, заполняемые камнем, уложенные на укрепляемый откос.	Гибкость покрытия и его устойчивость при неравномерных осадках основания. Возможность использования низкосортного камня. Водопроницаемость и в то же время грунтонепроницаемость покрытия.	Необходимость применения проволочных сеток из дорогостоящей нержавеющей стали	При наличии местного низкосортного камня при сравнительно высоких волновых и скоростных воздействиях (каменная наброска такие воздействия не выдерживает)
	Г. Наброска из фасонных блоков (тетраподы, диподы и др.)	Возможность применения в тяжелых гидрологических условиях. Высокая волногасящая способность.	Сложность изготовления фасонных блоков. Большой расход ценного строительного материала — бетона.	Для подводных откосов в тяжелых гидрологических условиях

		Индустриальность изготовления элементов конструкции.	Высокая стоимость крепления.	
Плитные крепления	А. Покрытия из монолитных железобетонных плит. (Плиты толщиной 15—50 *см* бетонируются непосредственно на откосе на слое подготовки, а в отдельных случаях на слое обратного фильтра)	Возможность получения покрытия практически любой прочности. Почти полная водо- и грунтонепроницаемость покрытия. Простота изготовления покрытия и возможность применения комплексной механизации.	Возможность возведения только при производстве работ «насухо». Необходимость использования ценных привозных строительных материалов (цемента и арматурной стали). Жесткость покрытия. Большая трудоемкость работ по устройству подготовки или обратного фильтра. Малая шероховатость покрытия. Снижение качества покрытия при производстве работ в зимний период. Трудность ремонта.	При производстве работ «насухо», на криволинейных участках откосов, а также на любых участках откосов при малых объемах крепления.
	Б. Покрытия из сборных разрезных железобетонных плит.	Гибкость покрытия. Индустриальность конструкции.	Возможность возведения только при производстве работ «насухо». Необходимость устройства во всех случаях обратных фильтров.	Для крепления откосов на воздействие волны высотой до 1,5 *м*, при производстве работ «насухо», при ожидаемых осадках основания, а также для временных креплений, подлежащих демонтажу.
	(Плиты размером от 1,0×1,0 до 3,0×3,0 *м*, толщиной от 0,1 до 0,35 *м* укладываются на обратный фильтр)	Возможность производства работ в зимнее время. Высокое качество бетона.	Использование дорогостоящих привозных строительных материалов (цемент, арматурная сталь). Небольшой диапазон применения (на воздействие волны только до 1,5 *м*).	

Группа крепления	Тип крепления, его краткое описание	Основные достоинства	Основные недостатки	Рекомендации по наиболее целесообразному применению
			Увеличение высоты покрытия откоса за счет малой шероховатости покрытия.	
	В. Покрытия из сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру. (Сборные железобетонные плиты укладываются на подготовку из гравия или щебня, с последующим омоноличиванием по контуру. Плиты могут быть выполнены из обычного или предварительного напряженного железобетона).	Индустриальность изготовления покрытия. Возможность механизации укладки плит и подготовки. Возможность производства работ в зимнее время. Отсутствие обратных фильтров. Высокое качество бетона, изготовленного в заводских условиях.	Возможность применения только при производстве работ «насухо». Необходимость тщательной планировки откоса и устройства подготовки, сложность омоноличивания стыков. Увеличение высоты покрытия откоса за счет малой шероховатости покрытия. Жесткость конструкции. Сравнительная трудность ремонта.	Для крепления откосов на воздействие волны высотой до 3 *м*, на сравнительно прямолинейных участках при производстве работ «насухо».
	Г. Асфальтобетонное покрытие. (Покрытие толщиной 6—10 *см* на однослойной или двухслойной подготовке, укладываемое на откос в горячем состоянии.)	Высокая пластичность. Водонепроницаемость покрытия. Быстрое затвердение при производстве работ.	Плохая сопротивляемость взвешивающему давлению воды. Возможность механизированной укладки только на пологих откосах.	При производстве работ «насухо» для покрытия пологих откосов в южных районах страны, а в отдельных случаях в районах с умеренными климатическими условиями.
		Возможность механизации производственных процессов. Сравнительно невысокая стоимость.	Трудности получения морозостойких смесей. Малая сопротивляемость размыву в неотвердевшем состоянии.	

Крепление откосов вертикальными стенками	А. Из железобетонного незаанкерованного и заанкерованного шпунта прямоугольного и таврового сечения	Сборность и индустриальность изготовления конструкции. Возможность производства работ в любое время года. Долговечность конструкции. Удобства эксплуатации и ремонта.	Сравнительно высокая стоимость конструкции. Необходимость применения дефицитных строительных материалов (цемент и сталь). Необходимость оснащения строительных отрядов большим числом механизмов	Для крепления откосов судоходных каналов и акваторий портов при мягких грунтах основания, допускающих погружение шпунта, преимущественно при производстве работ «в воду».
	Б. Из вертикальных железобетонных элементов. (Железобетонные сваи забиваются через 1—2 *м*. На сваи опираются железобетонные плиты).	Сборность и индустриальность изготовления конструкции. Возможность производства работ в любое время года. Удобства эксплуатации.	Высокая стоимость крепления. Необходимость перекрытия швов между элементами. Применение ценных дефицитных строительных материалов.	Для крепления откосов судоходных каналов и акваторий портов при производстве работ «насухо».
Тюфячные покрытия	А. Тюфяки из железобетонных плит и блоков. (Покрытие состоит из отдельных железобетонных плит или блоков, соединенных между собой арматурными стержнями).	Гибкость покрытия. Возможность укладки на подводные откосы.	Большая трудоемкость изготовления тюфяков. Укладка тюфяков на откос возможна только с помощью специальных стапелей или кранов большой грузоподъемности. Необходимость изоляции соединительной арматуры или применения нержавеющей стали.	Для защиты откосов и дна от размыва течением, а также для откосов, подверженных местным осадкам, пучению
	Б. Асфальтобетонные тюфяки и маты.	Гибкость покрытия. Водонепроницаемость покрытия. Возможность укладки на подводные откосы и дно.	Недостаточная плотность покрытий в районах с суровыми климатическими условиями. Необходимость применения кранов большой грузоподъемности или специальных стапелей. Малая сопротивляемость взвешивающему давлению при воздействии волнения.	Для защиты подводных откосов в основном от воздействия течения в районах с умеренными климатическими условиями.

Продолжение табл. 18

Группа крепления	Тип крепления, его краткое описание	Основные достоинства	Основные недостатки	Рекомендации по наиболее целесообразному применению
	В. Хворостяные и камышитовые тюфяки. Хворостяной тюфяк или камышитовый ковер, пригруженные камнем.	Гибкость покрытия. Возможность использования местных строительных материалов. Сравнительно невысокая стоимость. Возможность укладки в зимнее время со льда с использованием средств механизации.	В зоне колебания уровня воды тюфяки подвержены гниению. Применение ручного труда.	Для защиты подводных откосов от размыва течением, а также в качестве подстилающего слоя под каменную наброску в районах, богатых хворостом или камышом.
Другие типы	А. Каменное мощение откосов.	Простота ремонта в надводной части. Достаточная долговечность при правильном подборе веса камня и материала обратного фильтра.	Необходимость применения ручного труда. Конструкция подвержена разрушению в зоне припоя льда или ледохода.	Для крепления откосов «насухо» при незначительных волновых и ледовых нагрузках и небольшом объеме крепления
	Б. Гравийные и щебеночные отсыпки.	Невысокая стоимость. Простота строительных и ремонтных работ.	Неприменимы на ответственных сооружениях.	Для закрепления откосов малоответственных сооружений, а также для срочной защиты берегов от размыва в районах, богатых галькой или гравием.
	В. Уполаживание откосов и создание искусственных пляжей.	Полная механизация производства работ. Невысокая стоимость.	Закрепление откосов вне судоходных трасс.	Для закрепления берегов водохранилищ и земляных сооружений распластанного профиля от воздействия ветровых волн.
	Г. Посадка кустарников и трав (биологическая защита).	Возможность использования местных материалов. Долговечность.	Необходимость ухода за растениями в первые годы эксплуатации	Для защиты затапливаемых откосов от разрушения под воздействием течения

Глава IV

РАСЧЕТЫ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ

При разработке проектов берегоукреплений откосов с целью защиты их от воздействия ветровых и судовых волн, льда, течения и т. п. необходимо определить границы основного и облегченного крепления, рассчитать берегоукрепление и его отдельные элементы в соответствии с требованиями действующих нормативных документов на возможные эксплуатационные нагрузки, рассчитать отдельные элементы покрытий на монтажные и транспортные нагрузки, а также проверить общую устойчивость укрепляемого откоса.

Состав нагрузок на берегоукрепления и их расчетные сочетания должны определяться в каждом конкретном случае в зависимости от типа крепления, характера расчета и эксплуатационных условий, в которых будет находиться сооружение.

Расчеты конструкций креплений и их элементов, как правило, ведутся по методу предельного состояния в соответствии с требованиями СНиП II-А. 10-62 и СНиП II-И. 1-62. При применении конструкций крепления, для которых не разработана методика расчета по предельному состоянию, расчет допускается производить на действие нормативных нагрузок с учетом общего коэффициента запаса.

Расчеты креплений откосов рекомендуется производить в условиях плоской задачи, принимая расчетную ширину полосы крепления равной 1 *м*.

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Общие положения. На крепление берегов судоходных каналов, водохранилищ, рек, речных гидротехнических сооружений оказывает действие ряд постоянных, временных и кратковременных нагрузок в разных сочетаниях.

К постоянным нагрузкам относятся: собственный вес элементов крепления, а также грунта, входящего в конструкцию крепления; активное давление грунта с учетом постоянных нагрузок на него.

К временным нагрузкам длительного и кратковременного действия, определяющим основные размеры элементов крепления, относятся: волновое давление при накате и откате ветровой или судовой волны; напорное давление, возникающее при понижении

уровня воды при движении судов по судоходному каналу или реке; ледовые и снеговые нагрузки; напорное гидростатическое давление, вызванное сезонным и суточным колебаниями уровней воды, подпором грунтовых вод, а для судоходных каналов — образованием длинных волн в результате наполнения и опорожнения камер шлюзов и пуска насосных станций.

К особым нагрузкам относятся: навал судов; ледовые нагрузки, вызванные катастрофическим повышением или понижением уровней воды в зимнее время; напорное гидростатическое давление при катастрофическом понижении уровня воды на водохранилище или судоходном канале, а также при прохождении по судоходному каналу крупного судна с максимально возможной скоростью.

Кроме того, на крепления воздействуют: размывающая способность потока, возникающая при естественном течении воды в реке, а на судоходных каналах — при наполнении и опорожнении камер шлюзов и при работе насосных станций; коррозионное действие воды — среды и атмосферных явлений; температурные явления.

При проектировании берегоукреплений возможность возникновения напорного давления в результате сезонных и суточных колебаний уровней и выхода грунтовых вод рекомендуется исключать путем конструктивных мероприятий или эксплуатационных ограничений. Нагрузки от навала судов необходимо учитывать только на участках, где имеется повышенная их вероятность, т. е. на участках подхода к шлюзам, входа в акватории портов и судоремонтных предприятий, в местах, затрудняющих движение судов.

Напорное давление, вызванное катастрофическим понижением уровня воды, при проектировании креплений должно рассматриваться только в том случае, если оно учитывается при проектировании основных напорных сооружений.

Воздействие ветровых волн. Параметры ветровых волн (h — высота волны, *м*, λ — длина волны, *м*), от которых зависит в основном величина нагрузки от наката (удара) волн на берегоукрепительные сооружения, определяется по методике, изложенной в СН 92-60 «Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега».

Эпюра волнового давления от наката ветровой волны на откос с крутизной $1{,}5 \leqslant m < 5$, показанная на рис. 56, строится по точкам, выраженным в долях $P_{B\max}$, где $P_{B\max}$ — максимальное местное давление на откос от удара струи, сбрасываемой с гребня волны в точке B. Положение точки B на откосе и величина $P_{B\max}$, а также расстояние между точками перегиба эпюры, зависящие от высоты и длины ветровой волны, глубины перед сооружением и крутизны откоса, определяются в соответствии с указаниями, приведенными в СН 92-60 [30].

Эпюра статического давления скатывающегося с откоса потока показана на рис. 57.

Ординаты эпюры статического давления скатывающегося потока непосредственно перед ударом равны: в точке B — 0,055 mh; в точке $Д$ на урезе при статическом уровне — 0,033 mh; в точке O, где глубина статического уровня равна $H_{кр} - H_{от} = (0{,}1\ m + 0{,}2)\,h$.

Рис. 56. Эпюра волнового давления на откос от ветровой волны в момент удара волны

Рис. 57. Эпюра статического давления скатывающегося с откоса потока воды

Максимальное давление на откос от наката волны слагается из давления на откос от удара струи в момент обрушения волны и статического давления скатывающегося с откоса потока:

$$P = P_{уд} + P_{ст}. \qquad (1)$$

Эпюра волнового давления на берегоукрепление вертикального профиля, расположенного в приурезной зоне, где происходит окончательное разрушение волны и образование наката прибойного потока на берег, показана на рис. 58.

Полное давление на вертикальную стенку при ударе волны вычисляется по формуле

$$R_0 = 1{,}5\,\gamma\,(0{,}75h + H)\,h, \qquad (2)$$

где H — глубина у стенки при статическом уровне;
h — высота волны.

Расчетная эпюра взвешивающего волнового давления (от ветровой волны) на берегоукрепления откосного типа при откате волны с параметрами h и λ, кроме вида, приведенного в СН 92—60, может также приниматься по предложению волновой лаборатории ЦНИИЭВТа (автор Г. Г. Метелицина). Эпюра (рис. 59) действительна при заложении откоса в пределах 2—6.

Рис. 58. Эпюра волнового давления на вертикальные стенки берегоукрепительных сооружений

Расчетная эпюра взвешивающего (избыточного) волнового давления от ветровой волны на берегоукрепительные сооружения вертикального профиля при откате волны должна приниматься по рекомендациям СН 92—60 [30]. Вид эпюры и ее основные параметры приведены на рис. 60.

Воздействие судовой волны и понижения уровня воды, возникающего при движении судов[1]. Нагрузка на крепление от наката судовой волны на откос характеризуется эпюрой, приведенной на рис. 61, *а*. Ее ординаты в характерных точках, зависящие от величины судовой волны, могут быть вычислены по следующим формулам:

$$P_{max} = 1{,}34\,\gamma\,h_c\,, \qquad (3)$$

$$P_0 = 0{,}5\,\gamma\,h_c\,. \qquad (4)$$

В этих формулах:

P_{max} — максимальная ордината интенсивности давления судовой волны на расчетном уровне воды в канале;

P_0 — ордината интенсивности давления судовой волны в нижней точке эпюры;

γ — объемный вес воды;

h_c — высота судовой волны.

На рис. 61, а обозначено:

l — расчетная длина эпюры нагрузки от наката судовой волны, которая вычисляется по формуле

$$l = 1{,}5\sqrt{1+m^2}\,; \qquad (5)$$

$h_в$ — высота вкатывания волны на откос [определяется по формуле (17)].

Определение расчетной высоты судовой волны следует вести как по большим, так и по малым судам, так как в отдельных случаях малые суда могут вызвать волну, превышающую волну от больших судов, которые имеют ограничения в скорости. При рас-

---

[1] Рекомендации этого раздела приводятся по материалам волновой лаборатории Московского филиала ЛИВТа (автор Г. Г. Метелицина).

чете судовой волны от малых судов должна приниматься их паспортная скорость движения для неограниченного фарватера.

Расчетная высота судовой волны h_c (расстояние по вертикали

Рис. 59. Эпюра взвешивающего волнового давления

Рис. 60. Эпюра взвешивающего (избыточного) давления на берегоукрепление вертикального профиля при откате волны

Рис. 61. Эпюры давления судовой волны на крепление:
а — при накате на откос; *б* — при откате с откоса

между гребнем первого вала за кормой и последующей за ней впадиной) у берега канала может быть определена по формуле

$$h_c = \frac{1{,}6\, v_c^2}{g(1-k)^{2,5}} \sqrt{\frac{\delta h_{oc}}{l_p}}, \qquad (6)$$

где v_c — скорость движения судна, *м/сек*;
δ — коэффициент полноты водоизмещения судна;
h_{oc} — осадка судна, *м*;
l_p — расчетная длина судна, *м*;
k — коэффициент стеснения живого сечения канала; $k = \frac{\Theta}{\Omega}$
(здесь Θ — площадь мидель-шпангоута расчетного судна, $м^2$; Ω — площадь живого сечения канала, $м^2$).

Эпюра взвешивающего избыточного давления, возникающего при откате судовой волны (рис. 61, *б*), определяется исходя из того, что максимальная ордината эпюры будет на уровне впадины волны, а ее интенсивность с некоторым приближением равна

разности статического уровня под плитным покрытием и динамического — перед ним.

Характер эпюры на участке выше и ниже максимального давления принят по линейному закону без учета кривизны волновой линии.

Максимальная интенсивность нормативного взвешивающего давления и его положения на эпюре определяются по формулам:

$$P_{max} = 0{,}6\,\gamma\,h_c; \tag{7}$$

$$l_0 = \frac{h_c}{2\cos\alpha}\,\mathrm{tg}\left(90 - \mathrm{arctg}\,\frac{2h_c}{\lambda_c}\right). \tag{8}$$

Длина судовой волны λ_c принимается $(12 \div 15)\,h_c$.

Рис. 62. Эпюры напорного давления от понижения уровня воды при движении судов на крепления:

а — откосного типа; *б* — в виде незаанкерованной вертикальной стенки

Характер эпюры и интенсивность давления на плитное крепление, возникающее при движении судов, получены в результате специальных исследований плит, омоноличенных по контуру. Было замечено, что на нижнюю поверхность плит, кроме напорного давления, вызванного понижением уровня воды, действует дополнительное давление, обусловленное возникновением потока обтекания при движении крупных судов, совпадающее по направлению с напорным давлением. Это явление обнаружено волновой лабораторией ЦНИИЭВТа в процессе исследований берегоукреплений в виде вертикальной стенки на канале имени Москвы. На

рис. 62 приведены эпюры нагрузок для случая понижения уровня воды при движении судов на откосное и вертикальное крепления.

Интенсивность нормативного противодавления P_c на отметке пониженного уровня воды определяется по формуле

$$P_c = \gamma (\Delta H - \Delta h_ф), \tag{9}$$

где ΔH — среднее понижение уровня воды перед креплением;

$\Delta h_ф$ — понижение уровня воды за креплением вследствие фильтрации.

Интенсивность нормативного противодавления на уровне дна или нижней границы основного крепления (ниже плит) принимается равной

$$P_{с.дн} = \gamma (\Delta H - \Delta h_ф) + \Delta P_v. \tag{10}$$

ΔP_v — динамическая составляющая давления — вычисляется по формуле

$$\Delta P_v = \gamma \cdot \frac{v_c v_б}{g}. \tag{11}$$

Здесь $v_б$ — средняя скорость потока обтекания, возникающего при движении судна относительно берега,

$$v_б = v_1 - v_c, \tag{12}$$

где v_1 — средняя скорость потока обтекания относительно судна:

$$v_1 = \mathrm{Fr}_1 \sqrt{g \frac{\Omega}{B}}. \tag{13}$$

Значение Fr_1 можно определить по графику (рис. 63) при известных значениях коэффициента k стеснения живого сечения канала и скорости v_c движения судна.

Величина среднего понижения уровня воды по длине судна ΔH при движении крупных судов по каналу определяется по формуле

$$\Delta H = \frac{v_1^2 - v_c^2}{2g}. \tag{14}$$

Понижение уровня воды за креплением $\Delta h_ф$ определяется в общем случае на основе фильтрационных расчетов. Однако для расчетов нагрузок на крепления $\Delta h_ф$ допускается принимать:

$0{,}5\,\Delta H$ — при длине крепления по откосу, меньшей 4 *м* (определяется от расчетного уровня), с водопроницаемым упором;

$0{,}4\,\Delta H$ — при протяженности крепления 4—6 *м* с упором в виде каменной призмы;

$0{,}3\,\Delta H$ — то же, с упором в виде водопроницаемой заборки;

$0{,}2\,\Delta H$ — при вертикальной шпунтовой стенке с маловодопроницаемыми швами.

Ледовые воздействия. Нагрузки от воздействия льда при проектировании берегоукрепительных сооружений должны определяться в соответствии с «Указаниями по определению ледовых

нагрузок на речные сооружения» (СН 76—66) [37], которые также распространяются на проектирование берегоукреплений откосов водохранилищ и озер.

На укрепленный откос под воздействием льда могут действовать следующие нагрузки:

а) динамическая от удара отдельно плавающих льдин (ледяного поля);

б) статическая от сплошного ледяного покрова при его термическом расширении;

Рис. 63. График для определения критической скорости v_1 движения судна и скорости потока обтекания относительно судна

в) статическая от навала ледяного поля или заторных масс льда под влиянием ветра или течения;

г) статическая от примерзшего к креплению откоса ледяного покрова при колебании уровней воды в зимний период.

Кроме того, при проектировании креплений откосов необходимо учитывать нагрузку, возникающую при трении движущихся льдин о поверхность покрытия (истирающее воздействие льда).

Динамическая нагрузка от удара отдельно плавающих льдин (ледяного поля) должна учитываться только для берегоукреплений откосного типа, расположенных на водохранилищах и крупных судоходных реках, где возможно появление ледяных полей значительных размеров, дрейфующих под воздействием ветра или течения.

Статическая нагрузка на береговые укрепления от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении зависит от

толщины льда и его характеристики, протяженности ледяного покрова между берегами водоема и ряда климатических характеристик пункта расположения берегоукрепления. Нагрузки на берегоукрепительные сооружения от температурного расширения сплошного ледяного покрова могут оказать значительные воздействия на сооружения вертикального профиля, расположенные на водоемах с ограниченной протяженностью ледяного покрова.

Статическая нагрузка от навала ледяного поля, остановившегося у сооружения и действующего на него вследствие течения воды и ветра, будет наблюдаться в основном у сооружений, расположенных на водохранилищах и крупных судоходных реках.

Необходимо отметить, что берегоукрепительные сооружения на реках и судоходных каналах расположены вдоль берегов и нагрузка на них от навала ледяного поля зависит только от скорости ветра. В этом случае статическая нормативная нагрузка от навала ледяного поля на берегоукрепительное сооружение в горизонтальной плоскости (в *т/м*) вычисляется по формуле

$$P_{л.н} = k_4 w^2 \Omega , \qquad (15)$$

где k_4 — коэффициент, учитывающий величину воздействия вызываемого трения воздуха о наружную поверхность ледяного поля (имеет размерность $т \cdot сек^2/м^3$ и принимается равным $2 \cdot 10^{-6}$);

w — максимальная скорость ветра в период ледохода с вероятностью превышения 1%, *м/сек*;

Ω — расчетная площадь ледяного поля, принимаемая по данным полевых наблюдений или по другим источникам, $м^2$.

Средняя длина ледяного поля вдоль берега принимается по имеющимся фактическим данным, но не более трехкратной ширины реки в месте расположения берегоукрепительного сооружения.

На берегоукрепительные сооружения в отдельных редких случаях возможно воздействие заторных масс льда. Величина нагрузки от этого вида воздействия может быть определена также по рекомендациям СН 76—66 [37].

Статическая нагрузка от примерзшего к берегоукрепительному сооружению ледяного покрова при повышении или понижении уровней воды в водоеме является одной из основных нагрузок при расчете берегоукрепительных сооружений.

Величины моментов и вертикальной силы от примерзшего к берегоукрепительному сооружению и деформирующего ледяного покрова зависят от толщины кристаллической части льда и его температуры в момент повышения или понижения уровня воды. Величина момента, возникающего от действия примерзшего к сооружению ледяного покрова, определяется по рекомендациям, приведенным в СН 76—66 [37].

При определении вертикальной силы $P_л$, которая прикладывается на линии пересечения поверхности откоса и нижней кромки

льда и направлена вверх при повышении уровня воды и вниз при его понижении, ледяной покров рассматривается как балка на упругом основании с коэффициентом постели $k=1$ *т/м*³, заделанная в месте промерзания к сооружению и нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. Такой подход впервые был предложен проф. Ю. А. Шиманским.

Нормативная величина этой силы вычисляется по формуле

$$P_л = 2M_л t, \qquad (16)$$

где t — коэффициент измерителя жесткости, причем

$$t = \sqrt[4]{\frac{kb_л}{4\eta E_л I_л}}\,\frac{1}{м}.$$

В этой формуле

η — коэффициент, учитывающий пластические свойства льда при изгибе;

$b_л$ — ширина расчетной полосы ледяного покрова, принимаемая в условиях плоской задачи, равной 1 *пог. м*;

$E_л$ — модуль упругости льда, определяемый по СН 76—66;

$I_л$ — момент инерции поперечного сечения расчетной полосы льда, *м*⁴.

Коэффициент η рекомендуется принимать равным 0,3—0,8, причем максимальное значение берется при изменении уровня воды со скоростью, большей 1 *см/ч*, а минимальное — со скоростью, меньшей 0,1 *см/ч*. Для промежуточных значений скоростей изменения уровней коэффициент допускается определять путем линейной интерполяции.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЦ КРЕПЛЕНИЯ

В общем случае при расчетах берегоукреплений должны быть определены верхняя и нижняя границы основного крепления, нижняя граница подводного и верхняя граница надводного облегченного крепления (рис. 64).

Рис. 64. К определению границ крепления откоса:

1 — облегченное крепление подводной части откоса (или дна); *2* — основное крепление; *3* — облегченное крепление надводной части откоса

Основное крепление откосов устраивается в зоне интенсивного волнового воздействия, нижнее облегченное крепление — в зоне возможного размыва грунтов основания откоса течением воды, по-

током обтекания при движении судов и донным волновым движениям частиц воды. Верхнее облегченное крепление, выполняемое в виде одерновки, посева специальных трав и других легких типов креплений, носит чаще всего декоративный характер. Его граница выбирается конструктивно, исходя из особенностей берега.

Верхнюю границу основного крепления откосного типа принимают на уровне расчетной высоты $h_в$ наката волны.

Для креплений, рассчитываемых на воздействие ветровых волн, за расчетную высоту наката волны над расчетным максимальным уровнем воды в акватории принимают высоту наката обеспеченностью 50%, определенную в соответствие с методикой, изложенной в приложении ІСН 288—64.

Для креплений, рассчитываемых на воздействие судовой волны (крепление судоходных каналов), расчетную высоту наката волны над наивысшим судоходным уровнем определяют по формуле, предложенной Г. Г. Метелициной,

$$h_в = \beta \frac{0{,}5h_c + 2mi}{1 - mi}, \qquad (17)$$

где β — коэффициент, принимаемый для бетонных облицовок 1,4; для каменного мощения — 1,0; для каменной наброски — 0,8;

h_c — расчетная высота судовой волны;

m — коэффициент заложения откоса.

$i = 0{,}05$ — максимальное значение уклона гребня первого волнового вала.

Нижнюю границу основного крепления откосного типа $h_{н.к}$, рассчитываемого на воздействие ветровых волн, назначают на глубине, равной $2\,h_{1\%}$ от расчетного минимального уровня воды в водоеме. В безнапорных сооружениях нижнюю границу основного крепления допускается принимать на глубине 1,5 $h_{2\%}$ от минимального уровня воды обеспеченностью 95% ($h_{1\%}$ и $h_{2\%}$ — высоты волн при обеспеченности скорости ветра соответственно 1 и 2%).

Для откосных креплений, рассчитываемых на воздействие судовых волн, нижнюю границу основного крепления назначают от наинизшего судоходного уровня на глубине, определяемой по формуле

$$h_{н.к} \geqslant 1{,}8\,\beta_1 \frac{\Omega}{B}, \qquad (18)$$

где β_1 — коэффициент, зависящий от отношения площади мидель-шпангоута расчетного судна к площади живого сечения канала и для отношения 0,1 равный 0,175; 0,15—0,185; 0,2 (03) — 0,19;

Ω — площадь живого сечения канала, *м*^{2};

B — ширина канала по зеркалу воды, *м*.

Нижняя граница основного крепления должна быть на глубине не менее 2 *м* от наинизшего судоходного уровня и выше нижней кромки припая ледяного покрова.

Нижнюю границу $h_{н.о}$ облегченного крепления назначают из условия неразмываемости грунтов откоса максимальными донными скоростями $v_б$ (от течения воды, потока обтекания при движении судов, волнового движения частиц). Скорость $v_б$ не должна превышать допускаемые неразмывающие скорости $v_н$ для грунтов, слагающих основание укрепленного откоса:

$$v_б \leqslant v_н. \tag{19}$$

Значение донных волновых скоростей $v_н$, при которых начинается перемещение частиц определенной крупности, для несвяз-

Рис. 65. График неразмывающих скоростей для несвязных грунтов:

1 — кривая начальных скоростей трогания частиц грунта; *2* — кривая начальных скоростей поверхностного сплошного перемещения грунта; *3* — кривая скоростей массового перемещения верхнего слоя грунта

ных грунтов принимают по графику (рис. 65) из СН 288—64 [36]. Для связных грунтов, обладающих сцеплением, величины неразмывающих скоростей определяют экспериментальным путем. Скорости волнового движения частиц воды в придонной зоне определяют по СН 92—60 [37].

Скорость потока обтекания относительно берега при движении судов определяется по формуле (12).

Возвышение верха берегоукреплений в виде вертикальной или крутонаклонных стенок над расчетным уровнем воды принимают равным 0,9 высоты судовой волны, но не менее 0,9 *м*.

Для тюфячных грунтонепроницаемых креплений нижняя граница крепления назначается на глубине не менее чем 3 высоты расчетной волны.

РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЙ В ВИДЕ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ

При расчете креплений в виде каменной наброски необходимо определять вес отдельных камней и их крупность в верхнем слое наброски, общую толщину слоя наброски, количество слоев и толщину каждого слоя, состав фильтровой подготовки, а также размеры упора (упорной призмы).

Расчетный вес отдельных камней верхнего слоя наброски на участке основного крепления, подверженного воздействию ветровых и судовых волн, должен определяться по формуле, которая рекомендуется в «Технических условиях определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега» [30]:

$$Q = k \frac{\mu \gamma_к h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_к}{\gamma} - 1\right)^3 (3m - 2)}, \qquad (20)$$

где Q — вес камня, *т*;

k — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,5;

μ — коэффициент, учитывающий форму камня (для окатанного валунного камня принимается равным 0,014; для рваного колотого камня — 0,012);

$\gamma_к$ — объемный вес камня, *т/м*^{3};

γ — объемный вес воды, *т/м*^{3};

h — расчетная высота волны у откоса, *м*;

λ — расчетная длина волны (принимается равной 10—12 h для ветровых волн и 12—15 h для судовых волн), *м*;

$m = \mathrm{ctg}\alpha$ — заложение откоса (здесь α — угол наклона откоса к горизонту).

Формула справедлива для заложения откоса в пределах до 4.

Некоторые авторы, такие, как М. Э. Плакида, Г. Г. Метелицина [18, 27], рекомендуют вычислять вес камня в наброске по следующей формуле (предложена Р. Ирибаррена и модернизирована Г. Г. Метелициной), которая, по их мнению, наиболее обоснованно учитывает влияние пологости волны:

$$Q = \frac{\mu \gamma_к h^3}{\left(\frac{\gamma_к}{\gamma} - 1\right)^3 \cos^3 (23 + \alpha)}. \qquad (21)$$

Размеры камня должны вычисляться исходя из расчетного веса камня, в предположении, что камень имеет форму куба, так как для рваного и грубоколотого камня форма куба является более близкой, чем форма шара. Полная толщина слоя наброски, выполненной из сортированного или специально уложенного в верхнем слое камня, на участке основного крепления (в зоне обрушения волн) принимается не менее 2,5 $D_к$ ($D_к$ — размер камня расчетного веса или фактически примененного), если наброска вы-

полняется из камней, вес которых превышает вес, вычисленный по формулам (20) и (21). Для наброски, выполненной из несортированного камня, ее полная толщина должна быть не менее $3D_к$. Во всех случаях в пределах полной толщины наброски должно укладываться не менее чем 3 камня. Применение камней, имеющих вес меньше расчетного (но не менее половины расчетного), допускается в количестве не более 25% общего объема наброски, при условии равномерного их распределения по всему откосу.

Выбор числа слоев, их толщины и состава обратного фильтра или подготовки под каменную наброску производится с учетом требований СН 288—64 [36] и СНиП II-И. 4—62 и «Инструкции по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений» [10], составленной во ВНИИГе имени Веденеева.

При проектировании фильтровых подготовок следует стремиться к уменьшению числа слоев фильтра. Исходя из опыта проектирования и эксплуатации креплений откосов в виде каменной наброски, можно рекомендовать для каменной наброски, укладываемой в воду на песчаные грунты основания, устройство однослойной фильтровой подготовки из разнозернистого гравийно-щебеночного материала, толщиной слоя не менее 30 *см*.

Для глинистых грунтов основания гравийно-щебеночная подготовка должна отсыпаться на песчаный слой толщиной не менее 50 *см*. В этом случае общая толщина наброски, включая гравийно-щебеночную подготовку и слой песка в зоне промерзания откоса, должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунта для данного района.

Размеры упора (упорной каменной призмы) определяются по схеме плоского сдвига из условия устойчивости упора под воздействием покрытия в пределах откосной части (камень и фильтровая подготовка) по следующей формуле:

$$Q_п(\sin\alpha - f\cos\alpha)\cos\alpha \leqslant mQ_{уп}f_{уп}, \qquad (22)$$

где $Q_п$ — расчетный вес покрытия в пределах откосной части (камень и фильтровая подготовка), *Т*;

α — угол наклона откоса к горизонту, *град*;

f — коэффициент трения покрытия по расчетной плоскости скольжения;

m — коэффициент условия работы, принимаемый равным 0,8;

$Q_{уп}$ — расчетный вес упора, *Т*, определяемый с коэффициентом перегрузки 0,9;

$f_{уп}$ — коэффициент трения упора по основанию в плоскости сдвига.

Расчет должен производиться при минимальном расчетном уровне воды, с учетом его понижения за счет волновых колебаний.

Граница упора условно может быть принята по вертикальной грани в месте перехода откоса к горизонтальной или слабо наклоненной поверхности дна или берме сооружения.

РАСЧЕТ ПЛИТНЫХ КРЕПЛЕНИЙ

При проектировании плитных креплений откосов следует учитывать следующие нагрузки и воздействия: собственный вес отдельных плит или карты; удар ветровой или судовой волны при накате ее на откос; взвешивающее давление воды при откате волны; ледовые воздействия (удар и навал плавающего льда, термическое расширение льда при изменении температуры воздуха, вырывающее действие примерзшего льда при повышении или понижении уровней воды в водоеме).

Для плитных креплений откосов судоходных каналов необходимо учитывать и напорное давление от кратковременного снижения уровня воды у откоса в результате движения судов по каналу, а также напорное давление, вызванное сезонным и суточным колебаниями уровней воды, подпором грунтовых вод, образованием длинных волн в результате наполнения и опорожнения камер шлюзов и пуска насосных станций.

При расчете водонепроницаемых плитных креплений, к которым относятся крепления из монолитных железобетонных плит больших размеров и из отдельных сборных железобетонных плит, омоноличенных по контуру равнопрочными швами в карты, определяются: границы крепления откоса плитами; размеры карт из сборных плит или отдельных монолитных плит в плане; размеры отдельных сборных плит; толщина плит и их сечение; размеры анкерных устройств и упоров; размеры закладных деталей и узлов омоноличивания.

По аналогии с имеющимися типовыми и индивидуальными проектами предварительную толщину плит можно назначать исходя из данных, приведенных в табл. 14.

Таблица 14

Вид плит	Толщина плиты, *см*	Высота волны, *м*	Толщина льда, *м*
Монолитные	15 20 30	До 1,5 » 2,0 2,5—3,0	До 0,40 » 0,60 » 1,0
Омоноличенные по контуру, ненапряженные	10 15 20	До 1,0 » 2,0 » 2,5	До 0,40 » 0,60 » 0,80
Омоноличенные по контуру, предварительно напряженные	10 15 20	До 1,5 » 2,0 » 3,0	До 0,6 » 0,8 » 1,0

Размеры карт в направлении, перпендикулярном урезу воды, следует принимать наибольшие, допускаемые по конструктивным соображениям, но не более 20 и не менее 5 *м*.

В направлений, параллельном урезу воды, размеры карты между температурно-осадочными швами, из условия ограничения температурных напряжений, следует принимать не более 30 *м*, уменьшая карту в местах, где по условиям разнородности грунтов основания могут ожидаться различные осадки укрепленного сооружения.

При принятых толщинах плит проверяется устойчивость карт и отдельных монолитных плит на сползание (всплывание) и опрокидывание около точек *A* и *B* для двух возможных основных сочетаний нагрузок (рис. 66).

Первое сочетание (рис. 66, *а*) — на плитное водонепроницаемое крепление действует нормальная составляющая собственного веса плит (q_1, q_2, q_3 соответственно на длинах l_1, l_2, l_3) и взвешивающее противодавление, возникающее при откате ветровой или судовой волны, а для плитных креплений, расположенных на судоходных каналах — возникающее от снижения уровня воды при движении судов. (На рис. 66, *а* показана эпюра взвешивающего противодавления, возникающего от снижения уровня воды при движении судов. Обозначения — см. рис. 62.)

Рис. 66. К расчету устойчивости карт покрытия:

а — первое сочетание нагрузок — действие напорного давления от снижения уровня при движении судов; *б* — второе сочетание нагрузок — действие нагрузок, возникающих от примерзшего к плитам льда при повышении или понижении уровня воды

Второе сочетание (рис. 66, *б*) — на плитное водонепроницаемое крепление действует собственный вес плит, вес снега q_c на поверхности плит и нагрузки $M_л$ и $P_л$, возникающие от примерзшего к плитам льда при повышении или понижении уровня воды.

Устойчивость плитного крепления против сползания по откосу при первом сочетании нагрузок определяется по формуле

$$m(Q\cos\alpha - P_{вз})f \geqslant Q\sin\alpha, \qquad (23)$$

где m — коэффициент условий работы (принимается равным 1,0);

$Q=\Sigma q$ — вес расчетной полосы карты или отдельной плиты, к которой приложены силы противодавления;

α — угол наклона откоса к горизонту;

$P_{вз}$ — равнодействующая сил взвешивающего противодавления;

f — коэффициент трения бетона по фильтровой подготовке (принимается для щебеночной подготовки 0,5; для гравийной 0,4).

При выполнении условия (23) анкерные устройства не требуются. В случае, если крепление не удовлетворяет этому условию, то для его устойчивости против скольжения по откосу требуются анкерные устройства или упоры, которые должны быть рассчитаны на усилие (в *т*), величина которого на 1 *пог. м* длины крепления вдоль откоса может быть вычислена по формуле

$$T = Q\sin\alpha - (Q\cos\alpha - P_{вз})f. \qquad (24)$$

При исследовании воздействия примерзания льда на плитное крепление на канале имени Москвы было установлено, что в

Рис. 67. К расчету прочности отдельных плит: третье сочетание нагрузок — давление волны при накате ее на откос

реальных условиях могут иметь место два крайних случая: на поверхности плит не накапливается достаточный слой снега или снег выпадает после продолжительных устойчивых морозов и вследствие этого наблюдается промерзание грунта под плитами и примерзание плит к основанию; на откосе накапливается значительная толща снега и грунт основания не промерзает сколько-нибудь значительно.

Воздействие примерзания льда при изменении уровней воды в первом случае воспринимает не только само плитное крепление, но и примерзший к нему грунт основания или подготовка, т. е. статическая работа крепления в этом случае улучшается. Во втором случае на воздействие от примерзшего льда работает только само плитное крепление. Поскольку, как показали наблюдения, такой

неблагоприятный случай возможен, то при расчетах плитного крепления на воздействие примерзшего льда его следует считать расчетным, учитывая, кроме того, нагрузку от снега на поверхности покрытия. Возможное частичное примерзание подготовки или грунта основания откоса к плитам целесообразно учитывать коэффициентом условия работы.

При расчете прочности отдельных плит, а также узлов омоноличивания и закладных деталей, кроме сочетаний нагрузок, по которым ведется расчет устойчивости плитного крепления на откосе, рассматриваются следующие основные сочетания нагрузок:

третье сочетание (рис. 67) — на плитное крепление действует собственный вес плит (q_1, q_2, q_3) и давление (удар) ветровой или судовой волны при накате ее на откос;

Рис. 68. К расчету прочности отдельных плит: четвертое сочетание нагрузок — динамическое или статическое давление свободно плавающего ледяного поля при его навале на берегоукрепление

четвертое сочетание (рис. 68) — на плитное крепление действует собственный вес плит и динамическое или статическое давление $q_л$ свободно плавающего ледяного поля толщиной $t_л$ при его навале на берегоукрепление (это сочетание нагрузок рассматривается для плитных креплений, расположенных на водохранилищах или свободных реках).

Отдельные плиты крепления рассчитываются на действие собственного веса во время их подъема из опалубки, транспортировки, монтажа.

Рассматривать плитное крепление при воздействии на него взвешивающего противодавления при откате волны или снижении уровня воды при движении судов как полосу на упругом основании будет неправомерно. Интенсивность нагрузки от взвешивающего противодавления, когда на некотором участке крепления возможно нарушение контакта плит с основанием, выше интенсивности нагрузки от собственного веса плит. В этом случае при расчете отдельных плит на прочность от воздействия взвешивающего противодавления при откате волны (первое сочетание нагрузок) плиту можно условно рассматривать как балку с заделанными концами шириной 1,0 *м* и пролетом, равным длине эпюры волнового противодавления (рис. 69). Вычисленная величина усилий умножается на коэффициент 1,5, учитывающий нежесткую заделку концов балок. На рис. 69 приведена расчетная схема для слу-

чая, когда эпюра взвешивающего противодавления принимается по рекомендации лаборатории ЦНИИВТа. Здесь пролет балки $l=0{,}37\ \lambda\gamma$ (λ — расчетная длина волны), а нагрузка от веса плиты

$$q=(\gamma_п-\gamma)\,t\cos\alpha,$$

где $\gamma_п$ — объемный вес плиты;
γ — объемный вес воды;
t — толщина плиты;
α — угол наклона откоса к горизонту.

Усилия в картах и отдельных плитах от воздействия взвешивающего противодавления, возникающего в связи с понижением уровней воды при движении судов (первое сочетание нагрузок для плитных креплений, расположенных на судоходных каналах), можно определять по следующей расчетной схеме (рис. 70). Карта шириной 1 *м* рассматривается как балка на двух опорах: нижняя опора принимается на линии сопряжения карты или плиты с упором в точке *A*. Верхняя фиктивная опора в точке С подбирается таким образом, чтобы изгибающий момент, растягивающий наружную поверхность карты (плиты), был максимальным.

Рис. 69. К расчету отдельных плит на прочность от взвешивающего противодавления при откате волны

При определении усилий от нагрузок второго сочетания карта или плита в общем случае должна рассматриваться как полоса

Рис. 70. К расчету карт или отдельных плит на прочность от взвешивающего противодавления, возникающего при снижении уровней и движении судов

шириной 1 *м* разной жесткости на упругом основании. Жесткость и прочность верхней части полосы за счет примерзшего льда в несколько раз выше жесткости нижней подводной части. Поэтому при определении расчетного изгибающего момента от примерзшего льда учитывается изгибающий момент, передающийся только на нижнюю часть полосы, так как прочность верхней части безусловно обеспечена, хотя изгибающий момент, действующий на верх-

нюю часть плиты, существенно больше момента, действующего на нижнюю ее часть. При расчетах нет необходимости определять эпюру изгибающих моментов по всей расчетной полосе, ибо расчет плиты на прочность ведется по максимальному изгибающему моменту, который будет наблюдаться в месте примерзания льда.

При понижении уровня воды расчетный изгибающий момент в плите от действия примерзшего льда (рис. 71) вычисляется по формуле

$$M_{пл} = M_1 + M_2, \tag{25}$$

где M_1 — максимальный изгибающий момент в плите (вне примерзшего льда) от действия $M_л$, определяемый по формуле

$$M_1 = \frac{M_л I_{пл}}{I_{пл} + I_{пр}}; \tag{26}$$

M_2 — максимальный изгибающий момент в плите от нормальной составляющей вертикальной силы $P_{лн} = P_л \cos\alpha$, определяемый из расчета плиты как полосы на упругом основании без учета увеличения ее жесткости от примерзания льда;

$I_{пл}$ — момент инерции сечения плиты;

$I_{пр}$ — приведенный момент инерции сечения плиты и примерзшего к ней льда на границе примерзания (где лед имеет полную толщину).

Рис. 71. К расчету карт или отдельных плит от воздействия примерзшего льда:

а — нагрузки от примерзшего льда; *б* — эпюра изгибающего момента в плите от действия момента $M_л$; *в* — эпюра изгибающего момента в плите от действия сил $P_л$

Изгибающий момент в плите от действия льда суммируется с моментом от собственного веса плиты.

Усилия в карте и плитах от третьего сочетания нагрузок (удар ветровой или судовой волны при накате ее на откос) определяются, как для полосы шириной 1 *м*, лежащей на упругом основании в условиях плоской деформации.

Усилия в карте и плитах от четвертого сочетания нагрузок (динамическое и статическое давление свободно плавающего ледяного поля) определяются также для полосы шириной 1 *м*, лежащей на упругом основании в условиях плоской деформации. На полосу действуют нормальные составляющие усилий от вышеназванных нагрузок, приложенных к креплению в виде сосредоточенных сил.

На транспортные и монтажные нагрузки отдельные плиты должны рассчитываться как балки на двух опорах. В этом расчете учитывается коэффициент динамичности, равный 1,5.

Расчет сечений железобетонных плит на прочность выполняют по соответствующим нормативным документам, при этом к полученным расчетным усилиям вводят следующие коэффициенты условия работы: при расчете на действие положительных изгибающих моментов — 1,2, отрицательных — 1.

Конструкции соединений плит, по условиям равнопрочности их с сечением плит, должны рассчитываться на те же усилия, что и плиты. Сечение железобетонных плит покрытия должно быть рассчитано по третьему предельному состоянию (на раскрытие трещин). В этом случае железобетонные элементы рассчитываются на действие нормативных усилий от наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок, исключая нагрузки от воздействия примерзшего льда. Допустимые величины раскрытия трещин не должны быть более 0,1 *мм* при морозостойкости бетона 100—150 циклов и 0,05 *мм* при морозостойкости 200 и более циклов.

Необходимость расчета плитных креплений по второму предельному состоянию (по деформации) возникла в связи с тем, что в настоящее время для крепления откосов нашли широкое применение сравнительно тонкие плиты, омоноличенные в карты, которые под воздействием взвешивающего противодавления прогибаются в сторону от основания.

Величина возможного прогиба плитного крепления существенно влияет на устойчивость основания под плитами. В случае, если размер частиц фракций, слагающих подготовку под плитами, меньше величины прогиба, то возможно перемещение их вниз по откосу и нарушение устойчивости основания. Критерием расчета плитного крепления по второму предельному состоянию принято условие, при котором величина максимального прогиба плит не должна превышать величину диаметра расчетной части фракций основания.

За расчетную (по величине диаметра) частицу фракций подготовки под плитами условно рекомендуется принимать такую, меньше которой (по величине диаметра) в общем объеме подготовки содержится 10% частиц, т. е.

$$f \leqslant d_{10}, \tag{27}$$

где f — максимальный прогиб карты;
d_{10} — диаметр расчетной частицы фракций подготовки.

Кроме выполнения соотношения, приведенного в формуле (27), необходимо, чтобы абсолютная величина прогиба карты или плиты не превышала 0,6 *см*.

Принципиальный подход к вычислению величин прогиба от взвешивающего противодавления может быть принят таким же, как и при определении усилий, но при этом должно рассматриваться действие нормативных нагрузок, как это предусмотрено в СНиПе, а рассчитывая прогиб от взвешивающего противодавления при откате волны (крепление плитами на воздействие ветровой волны), вычисленную величину прогиба нужно умножить на коэффициент 1,5.

По данным, полученным при расчете плит, омоноличенных по контуру, минимальные размеры фракций подготовки под плиты не должны превышать 10 *мм* для плит из обычного железобетона и 20 *мм* для плит из предварительно напряженного железобетона при их толщине более 15 *см*.

РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЙ В ВИДЕ НЕЗААНКЕРОВАННЫХ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК

Расчет незаанкерованной шпунтовой стенки рекомендуется производить в соответствии с положениями, изложенными в СН-РФ 54.1—68. При этом, кроме активного давления грунта, должны учитываться нагрузки, направленные в сторону акватории, характерные для берегоукреплений: гидростатическое давление воды, возникающее за стенкой при общем понижении уровней воды в водоеме, при движении судов или же при откате ветровой волны, а также от примерзшего к креплению льда при снижении уровня воды в зимнее время.

При расчете берегоукреплений в виде незаанкерованных стенок необходимо определить: глубину погружения шпунта; расчетные и нормативные усилия в шпунте, которые нужны для подбора сечения шпунта по условиям прочности (первое предельное состояние) и трещиностойкости или величине раскрытия трещин. Также нужно проверить общую устойчивость берегоукрепления.

Определение глубины погружения шпунта и возникающих в стенке усилий проводят графо-аналитическим способом (рис. 72). Расчет таким способом ведут на следующие нагрузки: от горизонтальной составляющей активного давления грунта с константами φ, γ и c при низком уровне воды и с учетом наклона стенки и трения грунта о стенку ($\delta=0{,}74\ \varphi$); от гидростатического давления воды, возникающего при длительном понижении уровней воды в водоеме и от одной из кратковременных нагрузок — напорного давления воды при движении судов или при откате ветровой волны и от примерзшего льда. Все нагрузки, кроме последней, прикладываются к оси шпунтовой стенки в виде сосредоточенных сил. Пассивное давление грунта со стороны акватории вычисляют по способу, предложенному В. В. Соколовским (при $\delta=\varphi$).

Расчетную глубину погружения шпунта находят по формуле

$$t = t_0 + \Delta t, \tag{28}$$

где t_0 — величина, получаемая при расчете графо-аналитическим способом;

Δt — величина, вычисленная по формуле

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2(\sigma_{pt} - \sigma_{at})}; \tag{29}$$

здесь E_p' — отпор грунта со стороны засыпки в нижней части шпунта, обеспечивающий его заделку (определяется непосредственно из многоугольника сил при графо-аналитическом расчете);

σ_{pt}, σ_{at} — соответственно ординаты пассивного давления со стороны засыпки за стенку и активного со стороны водоема (определяются на глубине t_0 при $\delta = 0$).

Рис. 72. К расчету гибкой незаанкерованной шпунтовой стенки:
а — поперечный разрез стенки; *б* — эпюра нагрузок; *в* — эпюра изгибающих моментов (веревочный многоугольник)

Изгибающий момент в шпунте определяется из веревочного многоугольника по формуле

$$M = y_{max}\eta, \tag{30}$$

где y_{max} — максимальная ордината веревочного многоугольника;

η — полюсное расстояние в многоугольнике сил (суммируется с величиной момента от действия примерзшего льда при понижении уровней воды).

Величина изгибающего момента в шпунте от действия примерзшего льда вычисляется по формуле

$$M_{ш.л} = \frac{M_л I_б}{I'_{пр} + I_б}, \tag{31}$$

где $M_л$ — изгибающий момент, передаваемый на стенку от примерзшего льда;

$I_б$ — момент инерции сечения железобетонного шпунта;

$I'_{пр}$ — приведенный момент инерции сечения шпунта и примерзшего грунта при общей толщине грунта и стенки $\delta_{пр} = 1{,}2\ \delta_л - \delta_ш$ ($\delta_л$) — толщина льда; $\delta_ш$ — толщина шпунта).

При определении $I'_{пр}$ площадь сечения смерзшегося грунта приводят к площади сечения бетона умножением на коэффициент $n = \frac{E_{гр}}{E_б}$ (здесь $E_{гр}$ — модель упругости смерзшегося грунта, принимаемый равным 25 000 *кГ/м*²).

При подборе сечения незаанкерованного железобетонного шпунта из условия прочности принимают следующие коэффициенты условия работы: для шпунта, погружаемого забивкой и вибропогружателем, $m = 1{,}1$; подмывом — $m = 1$.

При расчете шпунта на трещиностойкость от нормативных нагрузок последние определяют делением усилий от расчетных нагрузок на осредненный коэффициент перегрузки.

Расчет общей устойчивости креплений в виде незаанкерованных шпунтовых стенок производят в случае залегания у нижнего конца шпунта слабых прослоек грунта. Расчет общей устойчивости выполняют при условии скольжения по круглоцилиндрической поверхности.

РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЙ ИЗ ГИБКИХ ГРУНТОНЕПРОНИЦАЕМЫХ ТЮФЯКОВ

При проектировании гибких тюфяков размеры отдельных плиток блоков должны назначаться из условия обеспечения изгиба тюфяка по кривой малых радиусов (до 1,5 *м*) в любых направлениях. В связи с этим размеры плиток в плане должны приниматься в пределах от 70×70 до 100×100 *см*. Плановые размеры блоков назначаются конструктивно с учетом габаритов, пропарочных камер и вибростолов, транспортных средств для перевозки плит, а также способов укладки плит.

Размеры карт назначаются в зависимости от способа монтажа и размеров сборочной площадки и должны быть кратными ширине блока.

По рекомендации ЦНИИСа Минтрансстроя, полученной на основе экспериментальных исследований и расчетов, предварительную толщину плит тюфяка можно принимать по данным табл. 15, в зависимости от скорости течения воды и высоты волны в водоеме (крутизна волны $^1/_{10}$—$^1/_{15}$).

При расчете гибких непроницаемых железобетонных тюфяков уточняется принятая толщина отдельных плит, подбираются сечение плит, узлов соединений отдельных плит (анкерных тяжей), закладных деталей, а также размеры анкерующих устройств.

Таблица 15

Скорость течения, *м/сек*	Толщина плит, *см*, при высоте волны, *м*		
	до 1	1,0—1,3	1,3—1,75
До 1	10	12	15
1—2	12	12	15
2—3	15	15	15

Покрытие в виде гибких тюфяков и его отдельные элементы должны быть рассчитаны на следующие воздействия: противодавление, возникающее при откате ветровой или судовой волны, а также при понижении уровней от движения судов; нагрузку от примерзшего к креплению льда при изменении уровня воды; усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании, сборке и укладке креплений.

Рис. 73. К расчету устойчивости тюфячного покрытия:
1 — часть эпюры противодавления, включаемая в расчет на опрокидывание; *2* — нагрузка от собственного веса, включаемая в расчет на опрокидывание

Расчет гибкого тюфячного водонепроницаемого покрытия по первому предельному состоянию должен включать: расчет на опрокидывание вокруг наиболее опасной точки крепления от воздействия противодавлении или примерзшего льда, по которому уточняется ранее принятая толщина плит; расчет устойчивости тюфячного крепления на сдвиг по откосу для определения усилий, которые должны восприниматься анкерными устройствами и узлами соединений тюфяка с анкерными устройствами; расчет устойчивости анкерных устройств; расчет прочности сечения железобетонных плит, анкерных устройств и узлов их соединений.

Расчетом по второму предельному состоянию определяется максимальный прогиб плит, по величине которого устанавливается соответствие грунта основания принятым размерам тюфячного крепления.

По третьему предельному состоянию железобетонные плиты и анкерные устройства тюфячных покрытий проверяются на раскрытие трещин.

Расчет устойчивости тюфячного крепления от воздействия противодавления (возникающего при откате волны или при понижении уровня) на нижнюю поверхность тюфяка (рис. 73) производится из условия

$$M_{опр} \leqslant mM_{уд}, \qquad (32)$$

где $M_{опр}$ — опрокидывающий момент от сил противодавления относительно расчетной точки опрокидывания;

$M_{уд}$ — удерживающий момент от собственного веса (q_1, q_2) тюфячного крепления, расположенного ниже расчетной точки опрокидывания;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9.

За расчетную точку опрокидывания O (см. рис. 73), определяемую подбором, принимается точка шарнирного соединения плит, для которой величина опрокидывающего момента имеет максимальное значение, а величина удерживающего момента — минимальное значение. Опрокидывающий момент от действия нагрузки, возникающей при откате волны или понижении уровня, вычисляется только от части эпюры противодавления, которая расположена ниже точки опрокидывания.

Расчет устойчивости крепления от действия примерзшего льда при изменении уровня воды производится также по формуле (32), однако при этом коэффициент условий работы принимается 1,2, так как в расчете берется наиболее неблагоприятный случай, когда крепление не примерзает к грунту или подготовке откоса. Опрокидывающий момент от сил $M_л$ и $P_л$ определяется: при понижении уровня воды относительно линии стыка плит, расположенной около нижней кромки примерзшего льда; при повышении уровня воды относительно линии стыка плит, расположенной около верхней кромки примерзшего льда. К удерживающим силам необходимо относить: расчетный собственный вес плит в пределах участка примерзания льда, расчетный вес льда и снега в пределах этого же участка, реактивные силы, возникающие в связях между плитами около верхней и нижней кромок льда. Величина реакции в связях между плитами должна приниматься равной половине веса одной плиты.

При расчете тюфячного крепления на сдвиг по откосу сумма сдвигающих сил должна быть меньше суммы удерживающих сил с учетом коэффициента условий работы:

$$Q \sin \alpha \leqslant [(Q \cos \alpha - P_{вз}) f + R_a], \qquad (33)$$

где Q — расчетный вес карты тюфячного крепления принятой расчетной ширины с учетом взвешивающего действия воды;

$P_{вз}$ — равнодействующая сил взвешивающего противодавления, возникающая при откате волны или от понижения уровней воды при движении судов;

f — коэффициент трения плит по грунту основания (принимается равным 0,6 расчетного угла внутреннего трения, но не более 0,4);

R_a — расчетное сопротивление анкерных устройств (по направлению откоса).

Расчет устойчивости анкерных опор, за которые крепятся гибкие тюфячные покрытия, производится на действие горизонтальной составляющей расчетного усилия R_a, передающегося от тюфяка. Состав расчета зависит от конструкций анкерных устройств (свайные, гравитационные и др.) и должен производиться в соответствии с действующими нормативными документами.

Анкерные тяги и другие элементы анкерных устройств рассчитываются по прочности на действие силы R_a, определенной при расчете устойчивости тюфячного крепления. Коэффициент условий работы при расчете прочности тяжей принимается 0,8, а при расчете элементов анкерных устройств 0,9.

Отдельные железобетонные плитки гибкого тюфячного покрытия рассчитываются на усилия, которые возникают в них при их изготовлении, транспортировании, сборке и укладке крепления на откос, а прочность закладных деталей и узлов соединений отдельных плит в блоки и карты должна быть проверена на максимальные усилия, возникающие как в эксплуатационный, так и в строительный периоды. Коэффициент условий работы при этих расчетах должен приниматься равным 1,0.

Определение прогиба плиты тюфячного покрытия производится для того же сочетания нагрузок, что и устойчивость крепления на опрокидывание от действия противодавления для случая отката волны или понижения уровня воды при движении судов.

Максимальный прогиб плиты от нормативных нагрузок f должен быть меньше предельно допустимого прогиба $f_н$, величина которого принимается равной $0{,}5\,d_{50}$:

$$f \leqslant 0{,}5\,d_{50}\,, \qquad (34)$$

где d_{50} — средний диаметр частиц грунта под плитами тюфячного покрытия.

При расчете железобетонных плит и анкерных устройств на трещиностойкость или раскрытие трещин нормативные усилия в них допускается определять исходя из усилий, полученных при расчете прочности этих элементов. Для этого усилия, полученные при расчете прочности, должны быть разделены на осредненный коэффициент перегрузки, равный 1,1.

СТАТИЧЕСКАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ СКЛОНОВ И ОТКОСОВ

Устойчивость укрепленных откосов зависит как от устойчивости самого грунтового массива, слагающего откос, так и от устойчивости конструкции берегоукрепительных сооружений при их возможном сдвиге по линии контакта с грунтом откоса. Рассмотрим устойчивость грунтового массива, слагающего откос.

Нарушение устойчивости грунтового массива связано с превышением действующих на некоторых площадках касательных сил (сдвигающих сил), сил сопротивления грунта сдвигу на этих же площадках. Касательные напряжения в толще откоса возникают под воздействием собственного веса грунтовой толщи, дополнительной нагрузки на откосе и давления фильтрующей через толщу откоса воды.

Сопротивление сдвигу грунта на площадке единичного размера в общем виде может быть выражено следующей формулой [17]:

$$S_{pw} = N \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c, \tag{35}$$

где N — действующее в грунте по данной площадке нормальное напряжение;

φ_w — угол внутреннего трения при влажности грунта w;

Σ_w — связность грунта водноколлоидной природы обратимого характера при влажности w;

c_c — жесткое структурное сцепление необратимого характера.

Общее удельное сцепление определяется формулой

$$c_w = \Sigma_w + c_c. \tag{36}$$

Формула (35) после подстановки (36) примет следующее значение:

$$S_{pw} = N \operatorname{tg} \varphi_w + c_w. \tag{37}$$

Очевидно, что сдвиг грунта происходит по площадкам с относительно наибольшим значением отношения величины касательного напряжения к величине сопротивления сдвигу. Все эти площади, по которым может произойти сдвиг, сливаются в некоторую криволинейную поверхность скольжения.

Природа явлений, связанных с обрушением откосов, весьма сложна и недостаточно изучена; грунты, слагающие откос, по своим физико-механическим свойствам, как правило, неоднородны, поэтому применение так называемых «точных» математических методов (в частности, метода предельного равновесия сыпучей среды В. В. Соколовского) не всегда оправдано.

Поэтому для оценки устойчивости откосов применяются приближенные условные или «полуэмпирические» методы [17]. Наиболее распространенным из них является метод круглоцилиндрической поверхности скольжения. Многочисленные наблюдения и измерения, выполненные рядом исследователей, в частности Шведской геотехнической комиссией (проф. Феллениус и др.), показали, что форма поверхности обрушения у откосов, сложенных глинистыми грунтами, приближается к круглоцилиндрической. Указанный метод имеет еще и то преимущество, что может применяться при неоднородной толще грунтового массива (слоистых напластованиях).

Устойчивость грунтового массива характеризуется коэффициентом устойчивости

$$K = \frac{M_{уд}}{M_{вр}}, \tag{38}$$

где $M_{уд}$ — момент сил, удерживающих массив грунта от вращения около выбранного центра O;

$M_{вр}$ — момент сил, вызывающих вращение массива грунта относительного центра O.

Коэффициент устойчивости K при классе сооружения I принимается 1,25, при классе II — 1,15, III — 1,1, IV — 1,05.

Рис. 74. К расчету устойчивости откосов по круглоцилиндрической поверхности скольжения:

а — расчетная схема; *б* — графики для определения центра O, соответствующего K_{min} при однородном откосе

Удерживающими силами являются силы сопротивления сдвигу (35), суммируемые по n полоскам, на которые разделяется грунтовый массив (рис. 74, *а*).

Момент этих сил относительно центра вращения O выражается следующей формулой:

$$M_{уд} = R \sum_{i=1}^{i=n} N_i \operatorname{tg} \varphi_{wi} + R c_{wi} l_i. \tag{39}$$

Учитывая, что $N_i = G_i \cos \beta_i$, получим

$$M_{уд} = R \left(\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cos \beta_i \operatorname{tg} \varphi_{wi} + c_{wi} l_i \right), \tag{40}$$

где N_i — нормальная составляющая веса G_i массива грунта, заключенного внутри полоски, направленная по радиусу, проведенному от точки O к середине полоски;

l_i — длина дуги окружности скольжения по основанию полоски.

Сдвигающими силами являются силы, касательные к поверхности скольжения. Момент этих сил относительно центра вращения O

$$M_{вр} = R \sum_{i=1}^{i=n} G_i \sin \beta_i . \qquad (41)$$

Если на гребне откоса имеется какое-либо сооружение, передающее вертикальные $P_{соор}$ и горизонтальные $E_{соор}$ нагрузки на откос, то формулы (40) и (41) примут следующий вид:

$$M_{уд} = R \left[\left(\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cos \beta_i + P_{соор} \cos \beta_{соор} \right) \operatorname{tg} \varphi_{wi} + c_{wi} l_i \right] ; \qquad (42)$$

$$M_{вр} = R \sum_{i=1}^{i=n} G_i \sin \beta_i + P_{соор} d + E_{соор} e . \qquad (43)$$

Величины d и e показаны на рис. 75, *а*.

При расчете устойчивости грунтового массива необходимо подобрать такое положение центра вращения O и величину радиуса R, чтобы величина запаса устойчивости, рассчитанная по формуле (38), была минимальной.

Для откосов, сложенных однородной толщей грунтов, координаты расчетного центра вращения O могут быть определены по следующим зависимостям:

$$x = X_0 H ; \quad y = Y_0 H ,$$

где X_0, Y_0 — безразмерные величины, определяемые по графику Ямбу (рис. 74, *б*) в зависимости от заложения откоса $m = \operatorname{ctg} \alpha$ и величины

$$\lambda_{ср} = \frac{\gamma H \operatorname{tg} \varphi}{c} ;$$

H — высота откоса, *м*.

Для проектирования прямолинейных откосов, слагаемых однородными грунтами, может оказаться полезным график, составленный Г. М. Ломидзе (рис. 75, *а*), с помощью которого можно: определить заложение откоса m по известным γ; φ_w; H; c_w и заданному коэффициенту устойчивости K; определять коэффициент устойчивости K по величинам γ; φ_w; c_w; H.

При пластовом строении толщи грунта положение точки O устанавливается подбором. Для облегчения нахождения положения точки O, соответствующей K_{min} при прохождении кривой скольжения через подошву откоса, может служить следующее построение (рис. 75, *б*).

Положение первой точки O_1 и радиуса R_1 определяется пересечением двух прямых MO_1 и NO_1, проведенных под углами Θ_1 и Θ_2, величины которых приведены в табл. 16. Далее наносят точку P (см. рис. 75, *б*) и соединяют ее прямой с точкой O_1. Наиболее вероятное положение точки O, соответствующей K_{min}, оказывает-

ся в одной из точек прямой PO_1 вблизи ее пересечения с вертикалью, проведенной через середину откоса.

Таблица 16

Заложение откоса	θ_1	θ_2
0,58	29	40
1	28	37
1,5	26	35
2 и положе	25	35

Если скольжение может произойти по круглоцилиндрической поверхности, выходящей за пределы откоса (точка M_1 — см. рис. 75, *б*), — при залегании слабых грунтов ниже подошвы откоса, то для проверки устойчивости таких откосов удобно пользоваться методом, разработанным М. Н. Гольдштейном [44] и широко примененным при строительстве канала имени Москвы.

Рис. 75. К определению наиболее опасной кривой скольжения: *а* — графики, связывающие величины φ; φ_w; H; c_w; K; *б* — схема определения центра O, соответствующего K_{min} при неоднородном откосе

Выражение для коэффициента устойчивости откоса представляется в виде

$$K = fA + \frac{c_w}{\gamma H} B, \tag{44}$$

где A и B — коэффициенты, зависящие от геометрических размеров сползающего клина, выраженных в долях от высоты откоса H (значения A и B приведены в табл. 17);

$f = tg\varphi_w$ — коэффициент внутреннего трения;

c — удельное сцепление;

γ — объемный вес грунта.

Величина e показана на рис. 75, *б*.

Если откос сложен неоднородными грунтами, то в формулу (44) подставляют средневзвешенные величины f и c_w:

$$f = \frac{f_1 H_1 + f_2 H_2 + \ldots}{H_1 + H_2 + \ldots};$$

$$c_w = \frac{c_{w_1} H_1 + c_{w_2} H_2 + \ldots}{H_1 + H_2 + \ldots}.$$

Таблица 17

Заложение откоса $m = \operatorname{ctg} \alpha$	Значения A и B, если поверхность скольжения проходит							
	через нижнюю кромку откоса		через основание при горизонтальной касательной на глубине					
			$e = \frac{1}{4} H$		$e = \frac{1}{2} H$		$e = H$	
	A	B	A	B	A	B	A	B
1,0	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,8
1,25	2,64	6,05	2,66	6,32	3,24	6,02	4,43	5,86
1,5	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	4,54	5,93
1,75	2,87	6,58	2,93	6,72	3,41	6,26	4,66	6,00
2,0	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08
2,25	3,19	7,27	3,26	7,23	3,66	6,56	4,90	6,16
2,5	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,08	6,26
2,75	3,59	8,02	3,68	8,00	4,02	6,95	5,17	6,36
3,0	3,59	8,81	3,93	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47

Когда характер поверхности скольжения определяется не столько напряженным состоянием толщи грунта, сколько ее строением, то поверхность скольжения может иметь заранее фиксированное положение. Это наблюдается, когда грунты присыпаются к поверхности существующего земляного сооружения, и при оползнях-сдвигах, когда в толще имеются прослойки с пониженным сопротивлением сдвигу или когда скольжение рыхлых пород (например, делювиальных отложений) происходит по поверхности более плотных (скальных или полускальных). В таком случае поверхность скольжения носит сложный характер полигонального очертания или чередования плоскостей и криволинейных поверхностей.

Для определений устойчивости склона пользуются одним из следующих методов расчета: методом горизонтальных сил, предложенным Н. Н. Масловым [17], методом наклонных сил, предложенным Р. Р. Чугаевым, или методом оползневого давления, предложенным Г. М. Шахунянцем.

Рассмотрим метод горизонтальных сил (рис. 76) при откосе, сложенном глинистыми грунтами, свойство которых характеризуется величинами φ_w, c_w.

Если в формуле (37) вынести за скобки N, то получим

$$S_{pw} = N\left(\operatorname{tg} \varphi_w + \frac{c_w}{N}\right).$$

Величина $\frac{S_{pw}}{N}$ носит название коэффициента сопротивления сдвигу, который обозначается F_p. Она является отношением сопротивляемости грунта сдвигу по некоторой площадке к нормальной составляющей давления, действующей на данную площадку:

$$F_p = \operatorname{tg} \psi_{pw} = \operatorname{tg} \varphi_w + \frac{c_w}{N}, \qquad (45)$$

где ψ_{pw} — угол сопротивления сдвигу.

Для откосов, сложенных песчаными грунтами,

$$\operatorname{tg} \psi_{pw} = \operatorname{tg} \varphi_w,$$

т. е. угол сопротивления сдвигу равен углу внутреннего трения.

Разделим грунтовый массив на i отдельных блоков, в основании которых залегает грунтовый слой, имеющий наклон к горизонту α_i и свойства, характеризуемые величинами φ_{wi} и c_{wi}.

Рис. 76. Схема к расчету устойчивости склона методом горизонтальных сил

Условие равновесия массива грунта, слагающего откос, выражается следующей формулой:

$$K = \frac{\Sigma T_i}{\Sigma (\pm H_i)}, \tag{46}$$

где ΣT_i — сумма горизонтальных составляющих сил по выделенным блокам, удерживающих грунтовый массив;

ΣH_i — сумма горизонтальных составляющих сил по выделенным блокам, сдвигающих грунтовый массив.

При этом

$$\Sigma T_i = \Sigma (H_i - E_i), \tag{47}$$

где

$$H_i = G_i \operatorname{tg} \alpha_i; \tag{48}$$

$$E_i = G_i \operatorname{tg} (\alpha_i - \psi_{pi}). \tag{49}$$

Тогда

$$\Sigma T_i = \Sigma G_i [\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg} (\alpha_i - \psi_{pi})]. \tag{50}$$

Если $\alpha_i > \psi_{pi}$ (блок II), собственная устойчивость блока не обеспечена и он давит на нижележащий блок.

Если $\alpha_i < \psi_{pi}$ (блок I), то блок обладает запасом устойчивости.

В практике строительства неоднократно наблюдалось, что при создании глубоких выемок или высоких насыпей иногда нарушается устойчивость грунтов на дне выемки или в основании насыпей, сопровождающаяся пучением или выпором грунта.

При создании одного из участков канала имени Москвы наблюдалось выпучивание дна и, как следствие, оплывание откосов. Эти явления произошли в результате недостаточной устойчивости грунтов, слагающих дно канала (заиленные торфы и иловатые суглинки), а также неправильного ведения земляных работ, при которых вынутый из канала грунт складывали насыпями на откосе канала без разравнивания. В подобных случаях следует произвести оценку устойчивости грунтов, слагающих основание откосов, по методике, изложенной Н. Н. Масловым [17].

Толща, слагающая склон, испытывает фильтрационное давление от подземного потока, текущего в сторону поверхности склона. Это давление имеет то же основное направление, что и силы, стремящиеся сдвинуть толщу. Поэтому фильтрационное

Рис. 77. Схема к учету фильтрационного давления

давление является одним из факторов, уменьшающих устойчивость грунтов, из которых слагается склон.

Фильтрационное давление $W_ф$ возникает при выклинивании грунтовых вод на откосе, при падении уровня в водоеме перед откосом (сработка уровня водохранилища, колебание уровней воды в реках). Это давление представляет собой активно действующую на грунт объемную силу. Величина удельного фильтрационного давления определяется из следующего выражения:

$$W_ф = \Delta_в V I, \tag{51}$$

где $\Delta_в$ — удельный вес воды;

V — объем грунта, через который происходит фильтрация;

I — гидравлический градиент.

В условиях плоской задачи

$$W_ф = \Delta_в \omega I, \tag{52}$$

ω — площадь сечения потока (в частности, площадь блока ниже кривой депрессии, рис. 77).

В толще грунта глубина подземного потока непрерывно меняется (меняется ω и I), поэтому фильтрационное давление определяется как сумма фильтрационных давлений, действующих в каждом блоке:

$$\Sigma W_ф = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta_в \omega_i I_i. \tag{53}$$

Обычно при расчете принимают, что величина гидравлического градиента I_i равна среднему уклону кривой депрессии в рассматриваемом блоке, линия действия фильтрационных сил параллельна кривой депрессии и точка приложения этих сил лежит на линии, проходящей через половину глубины потока в каждом сечении блока.

Как показывают теоретические исследования [17], учет $W_ф$ значительно упрощается при расчете устойчивости против скольжения по круглоцилиндрической поверхности. Оказывается, что момент силы $W_ф$ относительно центра O равен моменту веса $G_в$ водяного тела в объеме оползающего массива относительно той же точки ($G_в d$).

Расчет устойчивости склона выполняется следующим образом (см. рис. 77).

При определении удерживающего момента [см. формулы (40). и (42)] момент сил трения, действующих по дуге сдвига грунта, следует всегда подсчитывать в предположении, что грунт, расположенный ниже кривой депрессии, находится во взвешенном состоянии.

При определении момента сил, вызывающих вращение [см. формулы (41) и (43)], учитывают, что грунт выше кривой депрессии находится в состоянии естественной влажности, грунт ниже кривой депрессии и до уровня воды в нижнем бьефе (линия *1—1*) насыщен водой, а грунт ниже линии *1—1* находится во взвешенном состоянии.

Если расчет производится методом горизонтальных сил, то формула для определения коэффициента запаса устойчивости с учетом фильтрационного давления имеет следующий вид:

$$K_ф = \frac{\Sigma I_i}{\Sigma \pm H_i + \Sigma W_{фi} \cos \beta_{фi}}, \qquad (54)$$

где $W_{фi}$ — фильтрационное давление, определяемое по формуле (52);

$\beta_{фi}$ — угол между линией действия $W_{фi}$ (линия параллельна кривой депрессии в данном блоке) и горизонтом.

Во многих случаях нарушение устойчивости склонов имеет место, в связи с реологическими процессами [1], без видимых изменений в величине сил, воздействующих на толщу склона или откоса, а также факторов, приводящих к снижению сопротивляемости сдвигу слагающих склон грунтов. Например, в литературе приводятся случаи, когда опора моста сползла за 50 лет на 46 *см* или когда откосы земляных сооружений, выполненные из глинистых грунтов, имеющие большие запасы устойчивости (1,5—1,7), оползли через 0,5—4 года после их возведения. Классическим

---

[1] Реологические процессы — процессы, связанные с проявлением длительных деформаций грунта и возможным падением их прочности во времени; возникают при определенных обстоятельствах в глинистых грунтах под воздействием приложенных к ним касательных напряжений.

примером длительных осадок является деформация башни в г. Пизе (Италия).

Деформации ползучести имеют место тогда, когда для восприятия действующих в грунте касательных напряжений недостаточно сил внутреннего трения и структурного сцепления c_c [см. формулу (35)] и когда для этого требуется вовлечение водно-коллоидной связности Σ_w.

В связи с этим устанавливают расчетные показатели сопротивления сдвигу глинистых грунтов.

Рис. 78. Схема к определению скорости сползания оползневых масс:
1 — оползневая масса грунта; 2 — подстилающий слой

1. Для сооружений, способных воспринимать длительные деформации в некоторых пределах, показатель сопротивления сдвигу определяется зависимостью (35).

2. Для сооружений, длительные деформации которых недопустимы.

$$S_{pw} = N \operatorname{tg} \varphi_w + c_c. \qquad (55)$$

Последнее выражение носит название «порога ползучести» грунтов.

При пользовании формулой (55) необходимо установить скорость проявления деформации ползучести $v_{полз}$ и провести сопоставление связанной с ней деформации сооружения за срок его службы с предельно допустимыми величинами этих деформаций.

Примерная оценка скорости перемещения вниз по склону оползневых масс с достаточно вязкой консистенцией может быть выполнена по рекомендациям, приведенным Н. Н. Масловым [17]:

$$v_y = \frac{\gamma_w}{\eta}\left(H_y - \frac{y^2}{2}\right)(\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_w) - \frac{c_c}{\eta}\, y, \qquad (56)$$

где v_y — скорость смещения оползневых масс (пластического течения) на горизонт y (рис. 78), *м/сек*;

γ_w — объемный вес грунта влажностью w, *кГ/м*^{3};

η — коэффициент вязкости грунта, *сек·кГ/м*^{2}; может быть определен методом «тяжелого шарика» [17];

H — мощность оползневой массы, *м*;

c_c — структурное сцепление, *кГ/м*^{2}.

Скорость пластического течения на поверхности определяется из уравнения (56) при $y = H$:

$$v_0 = \frac{\gamma_w}{\eta}\left[H(H-D) - \frac{(H-D)^2}{2}\right](\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_w) - \frac{c_c}{\eta}(H-D). \qquad (57)$$

Здесь D — мертвая зона вблизи от поверхности, где скорость, в связи с наличием структурного сцепления c_c, сохраняется постоянной.

Величина D определяется из условия, что на глубине, равной D, касательные напряжения τ будут равны «порогу ползучести»:

$$D = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{c_c}{\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_w}. \qquad (58)$$

Если $D > H$, то принимают $D = H$.

ДИНАМИЧЕСКАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ЗАТОПЛЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ОТКОСОВ

В практике строительства и эксплуатации береговых склонов и откосов гидротехнических сооружений, сложенных из песка, наблюдались многочисленные случаи нарушения их устойчивости

Рис. 79. Схема откосной набережной порта:

1 — железобетонные плиты; *2* — трехслойный фильтр; *3* — отсыпка песка; *4* — поверхность песка после обрушения откоса; *5* — упорная каменная призма

под влиянием динамических воздействий. Динамические воздействия создают: удары волн, удары судов, движущийся транспорт, работа строительных механизмов, сейсмические явления, взрывы и др. Иногда эти нарушения затопленных откосов имеют катастрофические последствия.

При строительстве в 1963 г. откосной набережной порта высотой 9 *м* часть откоса длиной 95 *м* была разрушена. Откос был создан отсыпкой мелкого и среднезернистого песков, прикрытых трехслойным фильтром, по которому уложены монолитные бетон-

ные плиты толщиной 15 *см*, упирающиеся в упорную призму из камня (рис. 79). Откос имел заложение 1 : 2,5. Песок был отсыпан без уплотнения и имел следующие характеристики: $\gamma_{ск}=1{,}48\div1{,}57$ *т/м*³; пористость $n=42\div44\%$; относительная плотность $D=0{,}33\div0{,}47$. Во время подъема уровня воды в акватории до верха откоса последний обрушился, плиты крепления сползли, деформировав каменную призму.

Причина обрушения — недостаточная устойчивость неуплотненной песчаной отсыпки. При затоплении откоса пиком паводка через не защищенный плитами торец откоса была вынесена часть песка из-под плит, что способствовало его разуплотнению и образованию пустот под плитами. Внезапные просадки бетонного покрытия в месте этих пустот и волнение на акватории порта создали импульс, вызвавший динамическое «разжижение» песка, слагающего откос.

Явления, связанные с нарушением устойчивости песчаных водонасыщенных откосов, находят объяснение в фильтрационной теории динамической устойчивости песков, разработанной в Советском Союзе [17]. Сущность этой теории заключается в следующем.

При достаточно интенсивном сотрясении песок может уплотняться. Дополнительное уплотнение водонасыщенного песка возможно лишь при выжимании из него воды, избыточной для нового состояния плотности песка. Отжатие избыточной воды при подстилании песка водоупором и плоской задаче возможно лишь в направлении поверхности толщи. Чем меньше первоначальная плотность песка и больше интенсивность динамического воздействия, тем больше возможность уплотнения песка.

В толще песка, испытывающего сотрясения, возникает восходящий фильтрационный поток с динамическим напором h_z, оказывающий на песчаную толщу взвешивающее давление. С учетом этого давления сопротивление водонасыщенной песчаной массы сдвигу на уровне z от поверхности толщи может быть описано следующим выражением:

$$S_{z\,дин}=[(p_z+\gamma_в z)-\Delta_в h_z]\operatorname{tg}\varphi_w, \qquad (59)$$

где $\gamma_в$ — объемный вес взвешенного в воде песка;
$\Delta_в$ — удельный вес воды;
p_z — вертикальное сжимающее напряжение на глубине z, передаваемое сооружением, расположенным на откосе.

При $p_z+\gamma_в z=\Delta_в h_z$ сопротивление песка сдвигу становится равным нулю и он переходит в разжиженное состояние. При этом условии песок не может нести никакой нагрузки и любой самый пологий откос способен оплывать.

Нарушение устойчивости водонасыщенных песчаных склонов или откосов вполне возможно, когда песок далек от полного разжижения, т. е. при частичном взвешивании зерен песка, или если $(p_z+\gamma_в z)>\Delta_z h_z$.

В этом случае нарушение устойчивости песка произойдет, если $\tau > S_{z\text{дин}}$, где τ — касательные напряжения, действующие в толще песка.

Интенсивность динамического воздействия оценивается ускорением a. Ускорение $a_{\text{кр}}$ колебательного движения, ниже которого не происходит дальнейшее уплотнение песка, носит название критического ускорения. Очевидно, что динамическое разжижение песка произойдет тогда, когда $a > a_{\text{кр}}$.

Величина $a_{\text{кр}}$ различна для разных песков. Она зависит главным образом от плотности залегания, а также от гранулометрического и минералогического состава, однородности, степени окатанности зерен и т. д. Величина $a_{\text{кр}}$ определяется по формуле

$$a_{\text{кр}} = 4\pi^2 A f^2. \qquad (60)$$

Интенсивность колебания с амплитудой A и частотой f находят в лабораториях при испытаниях на вибростоле. Величины A и f измеряют, когда песок заданной плотности начинает уплотняться.

Критическое ускорение $a_{\text{кр}}$ возрастает с возрастанием внешней, по отношению к песчаной массе, нагрузке (вес сооружения, обратного фильтра, защитной одежды — бетонных плит, каменной наброски и т. д.).

Например, для ряда песков с ростом нагрузки от 0,1 до 0,5 *кГ/см*² величина $a_{\text{кр}}$ изменяется с 1 до 3 *м/сек*².

Приводим величины ускорений, возникающих от ряда динамических воздействий: при подъеме судна на слипе — 0,015 *м/сек*²; от землетрясения силой 5 баллов — 0,045; от землетрясения силой 8 баллов — 0,4; при работе портальных кранов грузоподъемностью 5—10 *т* — 1,4; при движении железнодорожных составов со скоростью 10 *км/ч* — 3,2; то же, со скоростью 20 *км/ч* — 4,4 *м/сек*².

Институтом Ленгипроречтранса (Д. Раша) совместно с Ленинградским инженерно-строительным институтом (ЛИСИ) в 1962 г. были проведены натурные исследования по изучению влияния волн на величину критических ускорений песка, имеющего следующий гранулометрический состав: содержание фракций 1—0,5 *мм* — 2,75%; 0,5—0,25 *мм* — 78,3%; 0,25—0,1 *мм* — 18,4%; менее 0,1 *мм* — 0,55%.

Оказалось, что при высоте волн около 1 *м* на поверхности песка возникают ускорения около 0,2 *м/сек*², что соответствует землетрясению силой в 7 баллов, а при высоте волн 1,5 *м* достигают 0,3 *м/сек*².

Ускорение колебаний, создаваемое волнами, затухает с глубиной. Так, если величина ускорения на поверхности песка равна 0,19 *м/сек*², то на глубине 30 *см* от поверхности она равна 0,17 *м/сек*², а на глубине 60 *см* — 0,155 *м/сек*².

Наибольшая интенсивность колебания соответствует глубинам акватории, составляющим около половины высоты волны. С увеличением глубины акватории величина ускорений резко умень-

Рис. 80. График зависимости $a_{граф}=f(\delta)$

шается и на глубинах, равных примерно полуторной высоте волны, почти равна нулю.

Особое значение имеет учет динамической устойчивости песчаных оснований под плитными креплениями, так как разрушение этого вида креплений происходит в основном либо из-за динамического разжижения значительной толщи песчаного грунта в теле откоса (аварии, подобные происшедшей в Усть-Донецком порту), либо усиленной суффозии грунта под плитным креплением в приурезевой зоне, вследствие которой образуются значительные пустоты под плитами.

Для решения задачи о динамической устойчивости песчаного основания под плитными креплениями (в расчетном отношении оно представляет собой конструкцию, лежащую на грунтовом основании) необходимо решить очень сложную задачу о колебании системы плита — грунт при действии динамического импульса.

На основании исследований, проведенных ЦНИИСом Минтрансстроя и харьковским институтом «Водоканалниипроект» на Табурищенском мысе Кременчугского водохранилища, в ЦНИИСе (И. А. Сазыкиным) [29] в 1968 г. разработаны «Методические указания по расчету устойчивости железобетонных плит откосных креплений и подстилающего песчаного слоя на воздействие волны». Ими можно пользоваться при толщине плит $\delta \leqslant 0{,}5$ *м*, откосах крутизной от 1 : 2 до 1 : 5, пологости ветровой волны $\frac{\lambda}{n} = 8 \div 20$ и условии

$$\frac{3\pi E_0 B_1^3 (1-\mu_1^2)}{E_1 \delta^3 (1-\mu_0^2)} \geqslant 10. \qquad (61)$$

В этой формуле:

E_0 и E_1 — соответственно модули упругости подстилающего плиту слоя и материала плиты, $T/м^2$; при наличии обратного фильтра E_0 для мелкозернистых песков 4000—6500 $T/м^2$;

B_1 — длина стороны плиты в направлении, перпендикулярном урезу воды, *м*;

μ_0; μ_1 — коэффициенты Пуассона для песка и материала плиты.

Условие устойчивости определяется из следующих выражений:

$$\left.\begin{aligned} a_р &\leqslant 0{,}6 a_{кр.с}; \\ a_р &\leqslant 1{,}2 a_{кр.о}. \end{aligned}\right\} \qquad (62)$$

В формулах (62):

$a_р$ — максимальное ускорение колебаний грунта откоса на линии его контакта с обратным фильтром, а при отсутствии обратного фильтра — на линии контакта с плитой, *м/сек*^{2};

$a_{кр.с}$; $a_{кр.о}$ — соответственно критическое ускорение колебания грунта по условию сдвига и критическое ускорение колебания грунта по условию его осадки, *м/сек*^{2}, причем

$$a_р = a_{max} e^{-0{,}4\delta_ф}, \qquad (63)$$

где a_{max} — максимальное ускорение колебаний плиты на линии контакта с фильтром, *м/сек*^{2};

$\delta_ф$ — толщина обратного фильтра, *м*.

При толщине плиты δ не менее 0,1 *м*, объемном весе материала плиты $\gamma_п$ — 2,3—2,4 *Т/м*^{3}, $E_1 = 1{,}6 \cdot 10^6 \div 3{,}8 \cdot 10^6$ *Т/м*^{2} и $E_0 = 3300 \div 7500$ *Т/м*^{2} ускорение a_{max} вычисляется по формуле

$$a_{max} = S a_{граф} n^3, \qquad (64)$$

где S — ударный импульс:

$$S = S_0 r_1 r_2. \qquad (65)$$

Здесь S_0 — ударный импульс, воздействующий на полосу шириной 1 *м* при фронтальном подходе волны к откосу, определяемый по табл. 18 в зависимости от высоты волны h, пологости волны λ/h, $\operatorname{ctg}\alpha$ (α — угол откоса) и глубины воды у сооружения H_c;

r_1 — коэффициент перехода к пространственной задаче, учитывающий распределение ударного импульса, вдоль откоса в направлении уреза воды, определяемый по табл. 19 в зависимости от стороны плиты в направлении уреза воды B_2;

r_2 — коэффициент, учитывающий изменение ударного импульса в зависимости от угла подхода волны к откосу Θ; определяется по табл. 20.

Ускорение $a_{граф}$ определяется по графику (рис. 80) в зависимости от заданной толщины плиты δ и показателя N, который вычисляют по формуле

$$N = \frac{\sqrt{E_1}}{E_0^2}.$$

Поправочный коэффициент $n = 1{,}35\sqrt{K_1}$.

Таблица 18

Пологость волны λ/h	Глубина воды у сооружения H_c, м	Ударный импульс S_0, т сек/м при высоте волны h, м						
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
$\mathrm{ctg}\alpha = m = 2{,}5$								
8	2	0,0046	0,0096	0,0171	0,0275	0,0382	0,0523	0,0666
	8	0,0046	0,0096	0,0171	0,0275	0,0385	0,0530	0,0674
	10	0,0046	0,0096	0,0171	0,0275	0,0387	0,0534	0,0680
10	5	0,0048	0,0107	0,0184	0,0283	0,0405	0,0534	0,0684
	8	0,0048	0,0107	0,0186	0,0286	0,0407	0,0543	0,0698
	10	0,0048	0,0107	0,0186	0,0286	0,0408	0,0547	0,0703
	15	0,0048	0,0107	0,0186	0,0286	0,0408	0,0548	0,0706
12	5	0,0050	0,0110	0,0188	0,0287	0,0410	0,0550	0,0710
	8	0,0050	0,0111	0,0189	0,0292	0,0414	0,0564	0,0718
	10	0,0050	0,0111	0,0190	0,0294	0,0416	0,0567	0,0723
	15	0,0050	0,0111	0,0190	0,0294	0,0416	0,0568	0,0725
15	5	0,0052	0,0112	0,0190	0,0292	0,0416	0,0567	0,0730
	8	0,0052	0,0114	0,0194	0,0298	0,0420	0,0572	0,0742
	10	0,0052	0,0114	0,0194	0,0300	0,0422	0,0575	0,0750
	15	0,0052	0,0114	0,0194	0,0300	0,0422	0,0576	0,0753
20	5	0,0055	0,0121	0,0209	0,0320	0,0448	0,0610	0,0785
	8	0,0055	0,0122	0,0213	0,0328	0,0458	0,0620	0,0800
	10	0,0055	0,0122	0,0213	0,0329	0,0466	0,0625	0,0807
	15	0,0055	0,0122	0,0213	0,0329	0,0470	0,0628	0,0810
$\mathrm{ctg}\,\alpha = m = 3$								
8	5	0,0046	0,0100	0,0176	0,0273	0,0384	0,0509	0,0634
	8	0,0046	0,0100	0,0176	0,0273	0,0387	0,0515	0,0652
	10	0,0046	0,0100	0,0176	0,0273	0,0388	0,0517	0,0659
	15	0,0046	0,0100	0,0176	0,0273	0,0388	0,0518	0,0661
10	5	0,0048	0,0107	0,0185	0,0281	0,0397	0,0529	0,0670
	8	0,0048	0,0107	0,0189	0,0284	0,0403	0,0536	0,0685
	10	0,0048	0,0107	0,0189	0,0284	0,0406	0,0543	0,0689
	15	0,0048	0,0107	0,0189	0,0284	0,0406	0,0543	0,0692

Пологость волны, λ/h	Глубина воды у сооружения H_c, *м*	Ударный импульс S_0, *т·сек/м* при высоте волны h, *м*						
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
12	5	0,0050	0,0110	0,0188	0,0284	0,0409	0,0547	0,0698
	8	0,0050	0,0110	0,0189	0,0291	0,0412	0,0558	0,0713
	10	0,0050	0,0110	0,0190	0,0292	0,0414	0,0563	0,0717
	15	0,0050	0,0110	0,0190	0,0292	0,0414	0,0564	0,0720
15	5	0,0051	0,0111	0,0190	0,0190	0,0415	0,0562	0,0720
	8	0,0052	0,0113	0,0193	0,0297	0,0418	0,0569	0,0738
	10	0,0052	0,0114	0,0194	0,0300	0,0420	0,0571	0,0745
	15	0,0052	0,0114	0,0194	0,0300	0,0420	0,0572	0,0747
20	5	0,0055	0,0120	0,0209	0,0316	0,0440	0,0605	0,0780
	8	0,0055	0,0121	0,0213	0,0326	0,0456	0,0615	0,0796
	10	0,0055	0,0121	0,0213	0,0327	0,0462	0,0620	0,0802
	15	0,0055	0,0121	0,0213	0,0327	0,0465	0,0622	0,0805
$\operatorname{ctg}\alpha = m = 4$								
8	5	0,0044	0,0092	0,0167	0,0242	0,0337	0,0437	0,0550
	8	0,0044	0,0092	0,0167	0,0242	0,0340	0,0445	0,0563
	10	0,0044	0,0092	0,0167	0,0242	0,0340	0,0450	0,0566
	15	0,0044	0,0092	0,0167	0,0242	0,0340	0,0450	0,0568
10	5	0,0046	0,0102	0,0173	0,0253	0,0348	0,0460	0,0570
	8	0,0046	0,0102	0,0175	0,0263	0,0355	0,0469	0,0580
	10	0,0046	0,0102	0,0175	0,0266	0,0357	0,0473	0,0587
	15	0,0046	0,0102	0,0175	0,0266	0,0358	0,0475	0,0590
12	5	0,0048	0,0102	0,0176	0,0272	0,00361	0,0469	0,0589
	8	0,0048	0,0106	0,0179	0,0276	0,0366	0,0477	0,0598
	10	0,0048	0,0106	0,0179	0,0278	0,0368	0,0482	0,0603
	15	0,0048	0,0106	0,0179	0,0278	0,0370	0,0485	0,0605
15	5	0,0050	0,0109	0,0184	0,0280	0,0368	0,0486	0,0605
	8	0,0050	0,0110	0,0186	0,0289	0,0379	0,0493	0,0615
	10	0,0050	0,0110	0,0187	0,0291	0,0385	0,0498	0,0618
	15	0,0050	0,0110	0,0187	0,0292	0,0386	0,0500	0,0620
20	5	0,0052	0,0116	0,0202	0,0301	0,0400	0,0520	0,0690
	8	0,0052	0,0116	0,0206	0,0311	0,0411	0,0535	0,0705
	10	0,0052	0,0116	0,0208	0,0315	0,0420	0,0542	0,0714
	15	0,0052	0,0116	0,0208	0,0316	0,0423	0,0544	0,0720

Таблица 19

Сторона плиты B_2, *м*	Коэффициент r_1	Сторона плиты B_2, *м*	Коэффициент r_1	Сторона плиты B_2, *м*	Коэффициент r_1
1—5	1,0	14	0,91	24	0,74
6	0,99	16	0,88	26	0,71
8	0,98	18	0,84	28	0,68
10	0,97	20	0,80	30	0,66
12	0,94	22	0,77	32	0,64

Таблица 20

Высота волны h, *м*	Коэффициент r_2 при угле подхода волны Θ, *град*							
	55	60	65	70	75	80	85	90
1	0,72	0,76	0,80	0,84	0,88	0,92	0,96	1,0
2	0,60	0,66	0,72	0,71	0,83	0,89	0,94	1,0
3	0,54	0,60	0,67	0,74	0,80	0,87	0,93	1,0
4	0,50	0,56	0,64	0,71	0,78	0,85	0,93	1,0

Значения коэффициента K_1 затухания колебания в грунте: для пылеватых песков 0,55—0,65; для мелкозернистых песков 0,50—0,60; для песков средне- и крупнозернистых 0,45—0,55; для щебня, гравия, щебеночной крошки 0,35—0,45.

В приводимой методике расчета рекомендуется определять величину $a_{кр.с}$ по формуле

$$a_{кр.с} = q\frac{\Delta - \gamma_в}{\Delta}\left(1 - \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\varphi}\right)\cos\alpha, \qquad (66)$$

где q — ускорение силы тяжести, *м/сек*^{2};
Δ — удельный вес песка, *Т/м*^{3};
$\gamma_в$ — удельный вес воды, *Т/м*^{3};
α — угол наклона откоса к горизонту, *град*;
φ — угол внутреннего трения песчаного грунта.

Величину $a_{кр.о}$ определяют по формуле

$$a_{кр.о} = (c_1 a_0 + c_2 P)(1 - 0{,}8\sin\alpha)\,. \qquad (67)$$

Величину поправочного коэффициента c_1 можно принимать: при крутизне откоса 1 : 2 $c_1 = 0{,}77$; при 1 : 2,5 $c_1 = 0{,}8$; при 1 : 3 $c_1 = 0{,}83$; при 1 : 4 $c_1 = 0{,}85$; при 1 : 5 $c_1 = 0{,}87$.

Величину a_0 — критического ускорения колебания песка по условию осадки в одномерной задаче при вертикальном приложении возмущающей силы и отсутствии внешней нагрузки на грунт (*м/сек*^{2}) и величину коэффициента пропорциональности c_2 определяют либо с помощью вибрационных испытаний, либо по данным для песков с близкими характеристиками (рис. 81 и табл. 21). Цифры, стоящие у кривых на графике (см. рис. 81), соответствуют номерам по порядку в табл. 21.

Величину P — нормальное давление на грунт в момент навала волны под максимальной ординатой волнового давления ($T/м^2$) определяют по следующей зависимости:

$$P = \frac{0{,}67\, P_{max}\, r_2}{r_3} + [(\gamma_п + \gamma_в)\,\delta + \gamma_ф \delta_ф] \cos\alpha, \qquad (68)$$

где P_{max} — максимальная ордината давления при навале волны на откос (принимается в соответствии с СН-92—60);

r_3 — поправочный коэффициент, учитывающий влияние упругих свойств материала плиты и подстилающего слоя на возникающее от волновой нагрузки давление в грунте, определяемый по формуле

$$r_3 = 0{,}55 + 3{,}02 f + 0{,}45 \cdot 10^{-2{,}55 f}, \qquad (69)$$

причем

$$f = \frac{\delta}{r_2 h} \sqrt[3]{\frac{E_1}{12 E_0}};$$

$\gamma_ф$ — объемный вес материала обратного фильтра в воде ($\gamma_ф = 1\ T/м^3$).

Если условие устойчивости, выраженное неравенствами (62), не удовлетворяется, то необходимо снизить расчетное ускорение $a_р$

Рис. 81. График зависимости $a_0 = f(\gamma)$, где γ — объемный вес скелета грунта

или повысить значение критического ускорения $a_{кр}$, что достигается следующими мерами: увеличением стороны плиты в направлении, перпендикулярном урезу воды; увеличением толщины плиты; утолщением обратного фильтра; увеличением жесткости плиты за счет применения предварительно напряженной арматуры; уположением откоса и повышением плотности песка в нем.

Принятые меры по снижению расчетного ускорения и повышению значения критического ускорения песка должны быть обоснованы технико-экономическими расчетами.

№ п п	Название, местонахождение песка	Гранулометрический состав, % при крупности частиц, мм						
		1.0	1.0—0.5	0.5—0.25	0.25—0.1	0.1—0.05	0.05—0.01	0.01
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Песок мелкозернистый, воднозащитная дамба (г. Никополь)	1.21	4.51	57.08	21.57	11.88	3.06	0.3
2	Песок мелкозернистый, мостовой переход через р. Дон (Цимлянское водохранилище)	5.2	12.75	42.81	25.83	12.88	0.53	—
3	Песок мелкозернистый, плотина Шульбинской ГЭС (р. Иртыш)	0.1	2.00	31.30	64.70	1.72	0.18	—
4	Песок мелкозернистый, Цимлянская плотина (р. Дон)	4.80	13.15	41.9	26.74	13.31	0.1	—
5	Песок мелкозернистый, плотина Куйбышевской ГЭС (р. Волга)	0.50	0.30	18.30	75.30	5.11	0.49	—
6	Песок среднезернистый, Сестрорецкие карьеры (г. Ленинград)	0.4	14.60	60.60	23.90	0.50	—	—
7	Песок мелкозернистый, дамба Табурищенского мыса (р. Днепр)	0.95	2.27	52.69	41.60	2.15	0.32	—
8	Песок мелкозернистый, у Камышина (р. Волга)	0.40	0.20	20.70	67.40	10.30	0.80	0.2
9	Песок мелкозернистый, плотина Шекснинской ГЭС (р. Шексна)	0.20	0.30	4.00	86.10	7.20	1.30	0.8
10	Песок среднезернистый, набережная Пермского порта (р. Кама)	7.60	17.70	31.50	42.77	0.43	—	—
11	Песок мелкозернистый, плотина Кременчугской ГЭС (р. Днепр)	—	—	—	98.00	2.00	—	—
12	Песок мелкозернистый, плотина Волгоградской ГЭС (р. Волга)	—	0.49	5.08	92.52	1.91	—	—
13	Песок мелкозернистый, район г. Тюмени (р. Тура)	—	—	5.70	77.70	7.60	2.6	6.40
14	Песок мелкозернистый, район г. Новочеркасска (р. Тузлов)	—	—	—	90.20	6.10	3.70	—
15	Песок мелкозернистый, каракумский (р. Сырдарья)	0.56	3.71	21.96	60.80	12.98	—	—

Таблица 21

Коэффициент неоднородности $\frac{d_{60}}{d_{10}}$	Средний диаметр d_{50}	Объемный вес, $T/м^3$		Угол внутреннего трения φ, *град*	Коэффициент c_3, $м^3/т \cdot сек^2$
		Предельно плотное сложение	Предельно рыхлое сложение		
10	11	12	13	14	15
2.36	0.24	1.88	1.52	31.6	0.201
4.38	0.296	1.85	1.52	30.0	0.201
1.62	0.198	1.82	1.52	28.3	0.123
4.2	0.297	1.78	1.45	29.7	0.231
1.63	0.175	1.73	1.44	29.8	0.194
1.68	0.335	1.78	1.47	33.2	0.420
2.0	0.27	1.83	1.51	32.0	0.230
2.7	0.18	1,75	1.45	28.0	0.32
1.42	0.125	1.78	1.40	32.0	0.220
3.61	0.3	1.86	1.54	33.2	0.309
1.42	0.18	1.82	1.47	29.0	1.112
1.52	0.18	1.74	1.42	32.0	0.098
1.41	0.175	1.74	1.39	29.1	0.114
1.60	0.175	1.89	1.52	32.0	0.158
2.50	0.18	1.73	1.41	32.0	0.149

Глава V

ЭКСПЛУАТАЦИЯ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ

Обслуживают берегоукрепления на судоходных каналах районы гидротехнических сооружений, а на свободных реках и водохранилищах — технические участки пути. Основные задачи их при этом — обеспечение бесперебойного прохождения судов с установленными скоростями движения, предупреждение появления разрушений и обеспечение длительных сроков службы конструкции берегоукреплений.

Протяженность участка канала или реки, находящегося в ведении одного района гидротехнических сооружений или технического участка пути, устанавливается в зависимости от состава сооружений или протяженности водных путей, а также от объема работ и местных условий. На каналах она обычно колеблется от нескольких километров до нескольких десятков километров, а на свободных реках — до нескольких сот километров. Границы между районами гидротехнических сооружений и техническими участками пути устанавливаются приказом начальника Главного управления водных путей и гидротехнических сооружений Министерства речного флота РСФСР по представлению управлений каналов и бассейновых управлений пути.

Наиболее богатый опыт эксплуатации креплений накоплен на судоходных каналах. Учитывая, что берегоукрепления каналов работают в условиях интенсивного воздействия судовых волн высотой до 1 *м*, в большинстве случаев оказывается возможным основные выводы по эксплуатации и ремонту креплений судоходных каналов относить и к судоходным земляным гидротехническим сооружениям, расположенным на реках и водохранилищах.

СКОРОСТИ ДВИЖЕНИЯ СУДОВ ПО КАНАЛАМ

Весь период эксплуатации любого судоходного канала можно разделить на несколько этапов. Каждому такому этапу будут соответствовать определенные условия эксплуатации, зависящие от состава транспортного флота, курсирующего по каналу, водоизмещения судов, интенсивности движения их и скоростей, с которыми они проходят канал.

Плавание судов по искусственным и естественным водным путям до середины пятидесятых годов практически не оказывало

ощутимого действия на берега, так как перевозка грузов осуществлялась в основном несамоходным флотом, который шел за буксирами мощностью в несколько сот лошадиных сил, а перевозка пассажиров — на колесных паровых судах. Появление самоходных грузовых и пассажирских теплоходов большой грузоподъемности (теплоходы типа «Большая Волга» грузоподъемностью 2000 *т*, пассажирские теплоходы типа «Доватор»), способных двигаться с бо́льшими скоростями, чем буксиры, уже начало сказываться на состоянии берегов водных путей и каналов.

Улучшение состояния водных путей на реках и строительство новых каналов привели к еще большему увеличению грузоподъемности теплоходов и скоростей их движения, а также к увеличению интенсивности судоходства. Одновременно увеличивалось и население на берегах рек и каналов, прибрежные земли стали интенсивно использоваться для промышленных целей и отдыха. Все эти обстоятельства предопределяют выбор типов крепления и приемов их эксплуатации.

Эксплуатация судоходных каналов и других земляных гидротехнических сооружений на водных путях, имеющих большие площади укрепленных берегов, должна осуществляться таким образом, чтобы обеспечивались движение судов с установленными проектом скоростями, с одной стороны, и устойчивость берегоукреплений и русла канала — с другой.

До середины пятидесятых годов скорости движения судов по судоходным каналам (Беломорско-Балтийскому, имени Москвы и Волго-Донскому имени В. И. Ленина) не ограничивались. При этом интенсивного прироста разрушений креплений берегов не наблюдалось. С появлением на водных путях значительного количества современных самоходных грузовых и пассажирских теплоходов объем ежегодно разрушаемых креплений стал увеличиваться.

Проведенные ЦНИИЭВТом (П. А. Шанкин, М. Э. Плакида) исследования показали, что новые пассажирские суда типа «Доватор» и теплоходы грузоподъемностью 2000 *т* двигаются по каналам с такими скоростями, при которых происходит интенсивное разрушение креплений в результате воздействия на них судовых волн и потока обтекания, образованного движением судов, при этом затраты на ремонт разрушенных креплений не покрываются экономией, получаемой вследствие ускорения доставки грузов.

В целях предотвращения дальнейшего разрушения креплений каналов [2] приказом Министра речного флота РСФСР с навигации 1959 г. впервые в Советском Союзе по фарватеру искусственной части каналов имени Москвы и Волго-Донского имени В. И. Ленина были установлены предельно допустимые скорости движения: для теплоходов грузоподъемностью до 2000 *т* — 12 *км/ч*, более 2000 *т* — 10 *км/ч*; для всех колесных грузовых и пассажирских пароходов и теплоходов — 12 *км/ч*.

В связи с тем что за последние два десятилетия речной флот пополнился новыми крупнотоннажными грузовыми (теплоходы ти-

пов «Волго-Дон» — 5000 *т*, «Балтийский» — 2700 *т* и др.) и быстроходными пассажирскими (теплоходы, построенные в ГДР) судами, вопрос выбора оптимальных скоростей движения судов приобрел еще большее значение, особенно для каналов.

По результатам исследований (Г. Г. Метелицина, Н. Г. Комиссаров, Г. Ф. Федоров, Д. А. Зернов и др.) были составлены «Указания по проектированию судоходных каналов» [40], которые предусматривают установление предельных скоростей движения судов в зависимости от поперечного сечения канала.

Известно, что при движении судна в канале происходит местное понижение уровня воды, возникают судовые волны и создается поток, обтекающий погруженную часть судна, направление которого противоположно движению. Эти явления представляют собой основные силовые факторы, которые определяют выбор поперечного сечения судоходного канала и предельных скоростей движения судов.

Наряду с судовыми волнами и потоком обтекания на ложе канала действуют потоки от винтов, течение воды, ветровые волны, ледовые припаи, грунтовые и поверхностные воды и т. п. Однако воздействие перечисленных факторов проявляется не во всех случаях. Так, действие потока от винтов самоходного судна на ложе канала существенно сказывается на закруглениях или при недостаточном запасе воды под днищем; при равномерном движении судна на прямолинейном участке воздействие потока от винтов в 1,5—2 раза меньше воздействия от потока обтекания. Течение воды в канале не оказывает решающего воздействия на ложе, а проявляется тогда, когда его направление совпадает с потоком обтекания. Ветровые волны, ледовые припаи и поверхностные воды воздействуют вне зависимости от судоходства.

При движении судна часть мощности его двигателей тратится на образование судовых волн, т. е. судно как бы испытывает волновое сопротивление. Судовые волны, образующиеся у носа и у кормы, распространяются в виде расходящихся и поперечных волн.

Вследствие образования потока обтекания по длине движущегося судна на водной поверхности происходит понижение уровня. Образовавшийся перепад уровней перемещается со скоростью судна. Таким образом, помимо судовых волн, в канале образуется волна потока обтекания, которая также создает сопротивление движению судна.

Особенностью плавания судов по каналам является характер изменения волнового сопротивления движению судна. Сопротивление судну при достижении определенной критической [12, 40] скорости начинает резко возрастать, при этом дальнейшее увеличение затрачиваемой мощности в результате повышения числа оборотов главных двигателей уже не дает прироста скорости.

При движении судна с критической скоростью или близкой к ней резко понижается уровень воды, увеличивается волнообразование и возрастают скорости течения в потоке обтекания, следо-

вательно, растет воздействие этих факторов на крепление берегов.

Критическая скорость движения судов в канале определяется по формуле

$$v_к = \sqrt{6\cos\frac{\pi+\varphi}{3} - 2(1-K)}\ \sqrt{g\frac{\Omega}{B}}, \qquad (70)$$

где $\varphi = \arccos(1-K)$;

$K = \frac{\mathfrak{M}}{\Omega}$ — коэффициент стеснения живого сечения канала (здесь

$\mathfrak{M}$ — погруженная часть площади мидель-шпангоута расчетного судна в полном грузу, $м^2$);

g — ускорение силы тяжести, $м/сек^2$;

Ω — площадь живого сечения канала, $м^2$;

B — ширина канала по зеркалу воды, $м$.

Критическую скорость можно определять и другим путем. С помощью графика (см. рис. 63) по пунктирной кривой при известном коэффициенте стеснения K найти число Fr. Затем определить по формуле

$$v_к = \mathrm{Fr}\sqrt{g\frac{\Omega}{B}}. \qquad (71)$$

При двустороннем движении критическая скорость расходящихся однотипных судов определяется по формуле (70), где вместо K принимается $2K$ и вместо $\mathfrak{M}$ — $2\mathfrak{M}$; аналогично определяется критическая скорость и при обгоне.

Средняя скорость потока обтекания относительно судна v_1 определяется по формуле

$$v_1 = \mathrm{Fr}_1\sqrt{g\frac{\Omega}{B}} = \frac{2}{3}\sqrt{\alpha}\cos\frac{\pi+\varphi}{3}\sqrt{g\frac{\Omega}{B}}, \qquad (72)$$

где $\alpha = \mathrm{Fr}^2 + 2(1-K)$ и $\varphi = \arccos\frac{3\sqrt{3}\,\mathrm{Fr}}{\sqrt{\alpha^3}}$.

Значение Fr_1 в формуле (72) также можно определить по графику (см. рис. 63) по пунктирной кривой при известном коэффициенте стеснения K.

Средняя скорость потока обтекания относительно берега $v_б$, действующая на ложе канала, определяется по формуле (13), где $v_с$ — скорость движения судна, $м/сек$.

Среднее понижение уровня воды по длине судна ΔH (рис. 82) при его движении определяется по формуле (14).

Дополнительная осадка $\Delta h_{ос}$ (см. рис. 82) судна с дифферентом на корму при его движении определяется по формуле

$$\Delta h_{ос} = \alpha\Delta H, \qquad (73)$$

где α принимается в зависимости от размеров судна. При этом ΔH вычисляется по формуле (14), величина α находится по отношению расчетных длины $l_р$ и ширины $b_р$ судна: при $l_р/b_р = 9 \div 7$ $\alpha = 1{,}10$; при 7—5 $\alpha = 1{,}25$; при 5—3,5 $\alpha = 1{,}40$.

Рис. 82. Схема к определению понижения уровня и дополнительной осадки судна при движении

Предельно допустимая скорость движения судна по каналу должна удовлетворять двум условиям.

Первое — она не должна превышать предела, за которым начинается интенсивное волнообразование и, следовательно, возникает необходимость в усилении креплений берегов. Исследованиями в натуре установлено, что максимальная скорость движения судна по каналу во избежание значительного увеличения сопротивления должна составлять не более 0,9 критической скорости:

$$v_с \leqslant 0{,}9 v_к . \tag{74}$$

Вторым условием, определяющим предельно допустимую скорость движения судна по каналу, является требование, чтобы скорость потока обтекания относительно берега $v_б$, соответствующая принятой скорости движения расчетного судна, не превышала допускаемую (неразмывающую) скорость $v_д$ для грунта, слагающего ложе канала, и удовлетворяла следующей зависимости:

$$v_б \leqslant 1{,}2 v_д . \tag{75}$$

В случае, когда русло канала сложено из несвязных грунтов (песчаных, гравийных, галечно-песчаных и т. п.), среднюю по вертикали неразмывающую скорость $v_д$ можно определить по формуле

$$v_д = 0{,}96 \sqrt{g d^{0,4} (d + 0{,}0014)^{0,6}} \left(\frac{H}{d}\right)^{0,2}, \tag{76}$$

где d — средний диаметр частиц грунта, *м*;
H — глубина в канале, *м*.

При неоднородном грунте в правую часть формулы (76) следует вводить дополнительный множитель $\left(\frac{d}{d_{90}}\right)^{0,2}$, где d_{90} — диаметр частиц грунта, меньше которого в смеси находится 90% зерен по весу.

В случае, когда русло канала проходит в связных грунтах, величина допускаемой (неразмывающей) скорости $v_д$ течения воды в зависимости от грунта имеет следующие значения (в *м/сек*):

Супесь слабая	0,7÷0,8
Супесь уплотненная	1,0
Суглинки легкие (в том числе лессовидные)	0,7÷0,8
Суглинки средние	1,0
Суглинки плотные	1,1÷1,2
Глины мягкие	0,7
Глины нормальные	1,2÷1,4
Глины плотные	1,5÷1,8
Илистые грунты	0,5

Следует учесть, что значения скорости здесь даны при гидравлическом радиусе потока $R=1\div2$; при $R>2$ *м* скорость $v_д$ должна быть увеличена в отношении $\left(\frac{R}{2}\right)^{0,125}$.

При несоблюдении условия (75) следует либо увеличить площадь поперечного сечения канала, либо предусмотреть крепление откосов канала до дна, либо же снижать скорость движения судна. (В условиях действующего канала наиболее приемлемо последнее).

За предельно допустимую скорость движения судна принимается меньшее значение, получаемое из условий (74) и (75). Обычно в плотных грунтах или при относительно малом коэффициенте стеснения K лимитирует первое условие (волнообразования), а в легкоразмываемых грунтах — второе (неразмываемости). Предельно допустимую скорость движения следует определять для всех типов судов, плавающих по каналу.

С навигации 1967 г. для искусственных участков судоходных каналов имени Москвы и Волго-Донского имени В. И. Ленина установлены следующие предельно допустимые скорости движения: для самоходных грузовых судов и составов грузоподъемностью свыше 3000 *т* — 10 *км/ч*; для самоходных грузовых судов и составов грузоподъемностью от 2000 до 3000 *т* — 12 *км/ч*; для пассажирских судов и мелкого флота, исключая суда на подводных крыльях,—12 *км/ч*.

Установленные приказом МРФ предельно допустимые скорости движения судов по каналам закладываются в расписания и графики движения, которые составляются перед навигацией. Контроль за соблюдением установленных скоростей движения судов по каналу в течение навигации осуществляется диспетчером движения управления канала.

В последние годы на основании исследований, проведенных лабораторией гидросооружений Московского филиала ЛИВТа, анализа практики эксплуатации каналов, а также обобщения отечественных и зарубежных исследований предложена более совершенная методика определения предельно допустимой скорости движения судов по каналам, которая учитывает весь комплекс факторов, влияющих как на условия движения судна, так и на устойчивость ложа и креплений откосов канала [8].

Научно обоснованное определение предельно допустимых скоростей движения судов по каналам необходимо не только для до-

стижения наименьших суммарных затрат по флоту и содержанию канала, но и для рациональной организации движения флота с целью максимально возможного использования пропускной способности водного пути. Эксплуатационная скорость движения судов по каналу не должна быть больше предельно допустимой.

Из практики эксплуатации искусственных водных путей за рубежом известно, что на всех судоходных каналах скорости движения судов ограничены. Это сделано не только в целях обеспечения рациональной эксплуатации флота и сохранения крепления берегов, но и создания условий для безаварийного прохождения флота по каналам. Так, по Кильскому каналу груженым составам и судам разрешается двигаться со скоростью от 5 до 7 *км/ч* в зависимости от водоизмещения судна и мощности его силовой установки; порожним составам и судам разрешается проходить со скоростью не более 8 *км/ч*. На голландских каналах движение водоизмещающих судов допускается со скоростью 10 *км/ч*, а небольшие суда могут двигаться со скоростью 15 *км/ч*.

В Финляндии скорости движения судов по Сайменскому каналу, реконструированному в 1968 г., также регламентированы. В данном случае определенный интерес представляет методика проектирования канала и выбора скоростей движения по нему. Прежде всего был выбран расчетный тип судна (после обследования как собственного флота, так и заграничного, который будет проходить по Сайменскому каналу): морское судно с размерами 78,0×11,0×4,2 *м*, дедвейтом 1600 *т*.

На основании изучения опыта движения судов на зарубежных каналах было принято двустороннее движение по всей трассе, а наибольшая скорость движения устанавливалась 9 *км/ч*; при встрече суда должны уменьшать скорость до 7 *км/ч*. Исходя из этих скоростей были определены размеры поперечного сечения канала — ширина по дну 28 *м*, глубина 5,2 *м*, уклон откосов — 1 : 2,5.

Для проверки выбранных размеров поперечного сечения канала была изготовлена модель канала в масштабе 1 : 16, длиной 50 *м*. В ней проводились опыты по движению двух моделей расчетных судов, которые имели движители и рулевые устройства. Питание силовой установки движителей и управление рулями осуществлялось по гибким кабелям на специальной подвеске.

Окончательно ширина канала по дну была принята равной 28—34 *м*, в зависимости от геологических условий, при глубине 5,2 *м*, а уклоны откосов от 1 : 1,5 до 1 : 2,5. Крепление откосов на канале принято трехслойное. На озерах и водохранилищах подводные каналы имеют ширину 45 м, а откосы от 1 : 3,0 до 1 : 5,0, причем они не выходят из воды.

Таким образом, широкие исследования при строительстве Сайменского канала дали возможность выбрать оптимальные размеры поперечного сечения канала и режимы движения судов.

РЕЖИМ УРОВНЕЙ ВОДЫ

Навигационный период. В процессе эксплуатации судоходных каналов и искусственных водохранилищ при колебаниях уровня воды изменяются габариты пути, условия работы креплений, меняется волновой режим и т. д. Колебания уровней в каналах и водохранилищах вызываются работой гидротехнических сооружений (ГЭС, шлюзов, насосных станций, плотин, водоспусков и др.), движением судов, действием ветра (сгонно-нагонные и волновые явления), сезонными колебаниями стока и т. п.

Особое влияние на состояние креплений оказывают режимы работы гидротехнических сооружений, от которых в свою очередь зависит воздействие волновых и ветровых волн, поэтому выбор этих режимов производится с учетом границ берегоукреплений и их состояния.

Исследованиями и опытом эксплуатации установлено, что из многих факторов наиболее разрушительное воздействие на берегоукрепления оказывают судовые волны и поток обтекания, образующийся при движении судов. Повторяемость их воздействия в свою очередь зависит от интенсивности судоходства. Если при этом уровень воды окажется выше или ниже допустимого, то разрушающее действие судовых волн и потока обтекания, образованного движением судов, начнет проявляться за пределами укрепленной части берега.

Особенно опасно понижение уровня воды ниже минимального судоходного, установленного проектом, так как при этом возможен размыв неукрепленного подводного откоса. В условиях интенсивного судоходства не рекомендуется даже кратковременное (несколько дней) понижение уровня воды в канале или водохранилище ниже минимальной проектной судоходной отметки.

На канале имени Москвы известны случаи, когда понижение уровня воды в каналах водораздельного бьефа ниже минимального судоходного на 10—15 *см*, произведенное для осуществления ремонта креплений, в условиях интенсивного судоходства вызывало прирост разрушений каменных креплений на величину до 8%. Это обстоятельство в дальнейшем побудило эксплуатационников ремонтные работы проводить способами, не требующими понижения уровня воды. В тех случаях, когда для производства ремонта все же требовалось понижение уровня, то оно производилось в осенние месяцы навигации, когда интенсивность судоходства резко падала.

Колебания уровня воды и волновые явления в каналах и небольших водохранилищах могут возникать при шлюзовании судов, а также при остановке и пуске насосных станций. Такие явления, предусмотренные проектом, не вызывают каких-либо повреждений, так как движение волн происходит вдоль канала. Однако необходимо отметить, что снижение уровня воды в канале со скоростью большей, чем предусмотрено в проекте, может вызвать оползание и разрушение откосов в результате воздействия фильтрационных вод.

Так, на деривационном канале Сходненской ГЭС (канал имени Москвы) в 1937 г. в результате резкого изменения уровня воды (в течение 12 *мин* уровень был понижен на 40 *см*) произошло сползание крепления откосов на протяжении 1200 *пог. м.* Под воду ушли каменная мостовая с подстилающим слоем, часть экрана и в некоторых местах одернованная часть откоса выше крепления, общим объемом 17,3 тыс. $м^3$. В результате несколько уменьшилась глубина канала.

При эксплуатации судоходных каналов и других сооружений

в навигационный период следует особенно тщательно выдерживать установленный проектом режим уровней воды в бьефах. Это важно также с точки зрения обеспечения установленных габаритов пути и создания безопасных условий плавания.

Зимний период. Процесс образования ледяного покрова на канале, помимо климатических факторов, которые в основном определяют процесс образования льда на водохранилище, зависит также от режима работы его, т. е. от расхода и величины колебаний уровней воды в нем. Образование ледяного покрова начинается обычно в тот период времени, когда среднесуточная температура воздуха переходит через нуль и проходит наиболее интенсивно на тех участках канала, где отсутствует течение. Этот период обычно совпадает с резким снижением интенсивности судоходства. При этом в продолжение нескольких суток в результате шлюзований на канале происходит периодическое разрушение образующейся ледяной корки, особенно вблизи сооружений, сопровождающееся незначительными подвижками ледяной массы по каналу. У берегов, вследствие меньшей скорости течения, ледяная корка не разрушается и ее толщина непрерывно увеличивается. Разрушение льда прекращается лишь после того, как его толщина достигнет 10—12 *см* и на всем протяжении канала образуется сплошной ледовый покров.

На некоторых искусственных каналах процесс ледообразования имеет свои особенности. Так, на канале имени Москвы, где подача воды по каналу производится круглый год, начало ледообразования зависит от режима работы насосных станций. В последние годы, в связи с увеличением подачи воды на обводнение рек Москвы, Яузы и Клязьмы, ледостав на канале начинается в конце декабря, а в отдельные зимы часть канала (длинный бьеф) остается полностью свободной ото льда. На водохранилищах лед образуется в любую зиму.

Увеличение толщины ледяного покрова на каналах происходит довольно равномерно, следуя за понижением температуры воздуха, причем максимальная толщина льда наблюдается в конце зимы (февраль—март). По поперечному сечению канала толщина льда изменяется. В средней части канала, т. е. в области динамической оси потока, где скорости течения воды максимальные, наблюдается минимальная толщина льда. По мере приближения к берегам толщина льда постепенно возрастает и достигает максимальной толщины у уреза воды. При этом следует отметить, что у берегов, где крепление выполнено из бетонных плит, толщина льда больше, чем у берегов с каменной мостовой. Это объясняется большей теплопроводностью бетонных плит по сравнению с каменной мостовой.

Таяние льда весной начинается у берегов, непосредственно у крепления. За счет хорошей теплопроводности покрытия (камень, бетон) происходит подтаивание льда, и, таким образом, лед как бы отстает от поверхности крепления. Одновременно таяние льда наблюдается и в средней части канала, которое проходит быст-

рее, если имеется течение воды. Освобождение канала ото льда происходит обычно в направлении от середины к берегам.

Известно, что наибольшей опасности разрушения подвержена та часть крепления, которая непосредственно касается береговой кромки льда. Это особенно характерно для каменного крепления: при резких изменениях уровня воды возможны случаи отрыва отдельных камней из гнезд и перемещения их вниз по откосу вместе с опусканием ледяного покрова при понижении уровня воды в канале.

Установлено [15], что на тех каналах, где происходит ежесуточное периодическое изменение уровня воды в пределах 10—20 *см*, в сплошном ледяном покрове, примерзшем к берегоукреплениям, вдоль всего берега на расстоянии 0,5—1,5 *м* от уреза воды появляется продольная сквозная (береговая) трещина (рис. 83). Кроме этого, на расстоянии 8—12 *м* от берега на всем протяжении канала с обоих берегов, в результате колебаний уровня воды в канале, которые обусловливаются режимом работы гидроэлектрических и насосных станций, появляются дополнительные продольные трещины.

Рис. 83. Продольная береговая трещина в ледяном покрове

После образования береговой трещины лед практически не оказывает вредного воздействия на каменное покрытие. Трещина в этом случае выполняет роль температурно-осадочного шва, поэтому изгибающий момент от льда не передается на крепление. Колебания уровня воды не дают береговым трещинам смерзаться.

Ледяной покров прочно примерзает к каменному покрытию, особенно наброске, в тех случаях, когда камень новый и не имеет органической пленки из мазута или водорослей. На других участках, где камень покрыт органической пленкой, береговая трещина при изменении уровня воды образуется по линии контакта льда с камнем. Наличие органической пленки в общем случае оказывает положительное влияние на устойчивость камня.

Итак, на каналах, где в зимний период происходят колебания уровня воды, крепление откосов не подвергается повреждениям от воздействия льда. Однако необходимо избегать чрезмерно резких и значительных колебаний уровня, особенно в предвесенний период, так как к этому времени береговой участок ледяного покрова только начинает оттаивать от поверхности каменного покрытия и

при резких изменениях уровня может всплыть и нарушить крепление. Повышение или понижение уровня воды в канале следует производить по возможности медленнее и плавнее.

Понижение уровня воды после закрытия навигации, в целях создания условий для проведения ремонтных работ, целесообразно производить двумя этапами. На первом этапе уровень понижается обычными темпами (5—10 *см* в сутки) до отметки, на 0,5—0,6 *м* превышающей отметку зимнего уровня. Дальнейшее понижение — второй этап — следует производить медленно с таким расчетом, чтобы камень надежно промораживался льдом. К началу второго этапа толщина льда не должна превышать 25 *см*, а температура воздуха должна устойчиво держаться ниже нуля.

В течение зимы не рекомендуется поддерживать строго постоянный уровень воды. Целесообразно периодически понижать уровень на 25—30 *см* с последующим подъемом, чтобы на границе с креплением лед постоянно имел береговую трещину. В целях сокращения вероятности повреждения каменных покрытий льдом следует избегать подъемов уровня воды больше чем на 25—30 *см* при толщине льда более 20—25 *см*.

Непосредственно перед весенним подъемом уровня воды при подготовке к навигации целесообразно предварительно понизить уровень на 30—35 *см* с тем, чтобы гарантировать образование береговой трещины, а затем осуществлять подъем воды.

Учитывая, что в ряде случаев повреждение льдом каменных креплений все-таки возможно, не следует в зоне воздействия льда применять камни весом менее 30 *кг*. Кроме того, при устройстве каменных покрытий, особенно наброски, целесообразно производить в этой зоне равнение поверхности с подгонкой камней таким образом, чтобы исключалась возможность подъема льдом отдельных камней. Если отдельные камни в зоне образования льда резко выступают на поверхности наброски, они прочно вмерзают в лед и при изменении уровня воды вырываются из наброски.

На водохранилищах и каналах, где колебания уровня происходят в небольших пределах и весьма медленно, возможно повреждение каменного крепления льдом вследствие отсутствия в нем продольных трещин. При этом необходимо иметь в виду, что хотя вмерзшие в лед камни после оттаивания снова оказываются на откосе, но их смещение в плане, конечно, приводит к общему расстройству каменного крепления. Это особенно неприятно для берегоукреплений, расположенных на водохранилищах, где часть крепления при подъеме уровня покрывается водой, становясь недоступной для ремонта.

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ КРЕПЛЕНИЙ

Общие положения. Бесперебойная работа судоходных каналов и других гидротехнических сооружений на реках и водохранилищах, имеющих в своем составе берегоукрепления, в значительной

степени зависит от систематического обслуживания, контроля за их работой, своевременного принятия мер по предупреждению и устранению дефектов (различные ремонты), т. е. от технической эксплуатации берегоукреплений. Последняя включает также работы по обеспечению проектных судоходных глубин в канале.

Эксплуатационное обслуживание берегоукреплений состоит из осмотров, наблюдений за их состоянием, текущих, капитальных, аварийных ремонтов.

Осмотры. В соответствии с «Положением о планово-предупредительном ремонте судоходных гидротехнических сооружений» [24] осмотры могут быть профилактические, внеочередные и инспекторские.

Профилактический осмотр состоит в определении технического состояния берегоукреплений сооружения, выявлении причин, вызывающих изменения в состоянии берегоукрепительных конструкций. Такие осмотры являются плановыми и проводятся 1—3 раза в квартал эксплуатационным персоналом районов гидротехнических сооружений и технических участков пути.

Внеочередные осмотры проводятся после явлений стихийного характера (ливней, сильных ветров, наводнений, снегопадов и т. п.), которые могут вызвать повреждения или разрушения берегоукреплений, а также и самих сооружений. Эти осмотры проводятся персоналом районов гидротехнических сооружений.

Инспекторские осмотры — специальные осмотры, проводимые с целью проверки технического состояния и содержания гидротехнических сооружений и их креплений. Их проводят 2 раза в год инженерно-технические работники управлений каналов с участием руководителей районов гидротехнических сооружений или технических участков пути.

Наблюдения за состоянием креплений. Устойчивость и работоспособность берегоукреплений во многом зависят от устойчивости сооружения в целом. Изменение состояния какого-либо элемента земляного сооружения обычно ведет к изменениям состояния и условий работы другого.

На всех гидротехнических сооружениях в соответствии с «Правилами технической эксплуатации судоходных гидротехнических сооружений» [25] проводятся регулярные наблюдения и исследования. Это делается с целью контроля за состоянием и условиями работы сооружений и своевременного принятия мер, обеспечивающих их нормальную работу, а также с целью улучшения технической эксплуатации и получения данных для дальнейшего совершенствования конструкций.

На судоходных каналах и других гидротехнических сооружениях Министерства речного флота РСФСР, имеющих в своем составе берегоукрепления, проводятся контрольные наблюдения за: состоянием креплений берегов и земляных откосов; колебаниями уровня воды; размывом берегов; волновым режимом, а также за воздействием ледяного покрова на берегоукрепления в зимний период. Кроме того, на напорных земляных сооружениях (плотины,

дамбы и т. п.) обязательно проводятся наблюдения за положением депрессионной поверхности грунтовых вод, осадками, деформациями и оползневыми явлениями.

Состав и сроки контрольных наблюдений определяются «Инструкцией по наблюдениям и исследованиям на судоходных гидротехнических сооружениях» [11] и календарными планами, составляемыми районами гидротехнических сооружений по каждому сооружению с учетом его состояния и условий работы, класса капитальности и времени, прошедшего с момента сдачи сооружения в эксплуатацию, а также с учетом оснащения контрольно-измерительными приборами.

Графики наблюдений утверждаются управлениями каналов и бассейновыми управлениями пути.

В соответствии с «Инструкцией по наблюдениям и исследованиям на судоходных гидротехнических сооружениях» рекомендуется наблюдение (обследование) с определением степени и объемов разрушений креплений откосов крупного гидроузла или искусственного канала после пяти лет их эксплуатации проводить не реже чем 3 раза в год (весной, летом, осенью). Однако многолетняя практика показывает, что такое количество наблюдений является завышенным. Если, наблюдая за креплениями в весенний период, можно определить прирост разрушений креплений за межнавигационный период и на основании полученных данных сделать вывод о пригодности зимнего режима эксплуатации, а также провести корректировку планов навигационного ремонта, то летнее обследование ничего не дает и по существу является профилактическим осмотром.

Осенние наблюдения за состоянием берегоукреплений являются наиболее важными и необходимыми. Они дают возможность определить правильность принятых режимов эксплуатации судоходных каналов (режим уровней воды, соблюдение установленных скоростей движения судов и т. д.). Такое обследование проводится при нормальных уровнях воды в каналах с обмером только надводных разрушений; подводные разрушения устанавливаются приближенно. На основании осенних наблюдений составляется план ремонта креплений на предстоящий календарный год. Для участков канала, имеющих значительные разрушения берегоукреплений, планируется ремонт в предстоящий зимний период.

Результаты наблюдений записываются в журналы установленных образцов и своевременно обрабатываются таким образом, чтобы иметь ясное представление о развитии наблюдаемого явления (размыва, деформации, фильтрации и т. д.).

Наблюдения и исследования на крупных гидротехнических сооружениях производятся специально выделенными инженерно-техническими работниками. На небольших сооружениях наблюдения производятся непосредственно начальником сооружения с привлечением обслуживающего персонала. В районах гидротехнических сооружений с большим количеством сооружений наблюдения и исследования проводят специализированные партии, работа

которых организована по определенному плану. Такие же партии созданы при управлениях каналов.

Наблюдения за земляными откосами и креплениями включают систематический визуальный осмотр откосов и креплений в надводной части с целью выявления отклонений, появляющихся в процессе эксплуатации. При осмотре земляных откосов рекомендуется обращать особое внимание на нарушение одерновки поверхностными водами, появление трещин и влажных пятен, выходы фильтрационных вод на низовой откос, работу водоотводящих устройств. Дефекты крепления берегов обнаруживаются по расстройству покрытия, а нарушение обратного фильтра с выносом грунта — по помутнению воды вблизи уреза.

При визуальных осмотрах каменных креплений откосов необходимо обращать внимание на состояние поверхности крепления, наличие просадок, смещений, расстройств, а также на явление выноса грунта из тела откоса. В случае нарушения защитного покрытия необходимо тщательно осмотреть подстилающий слой и грунт откоса, а также упорную часть крепления.

При наблюдениях за железобетонными облицовками откосов следует особенно следить за состоянием уплотнений швов облицовок, а также за вымывом грунта из-под облицовок через швы и щели. Необходимо фиксировать все смещения плит покрытия. При этом необходимо через имеющиеся щели в креплении выявить состояние подстилающего слоя и наличие пустот под облицовками.

Наблюдения за работой креплений из вертикального железобетонного шпунта в первую очередь сводятся к наблюдениям за просадками засыпки и размывами перед стенкой.

Наблюдения за размывами, которым нередко подвергаются дно и берега судоходных каналов, позволяют выявить причину: значительные скорости течения воды в канале, воздействие струй воды, отбрасываемых движителями проходящих судов, судовые и ветровые волны, изменение уровня свободной поверхности воды под влиянием гидрологических факторов и т. д.

Случаи размыва дна и берегов на практике наиболее часто встречаются в нижних подходных каналах к шлюзам, непосредственно за головой шлюза. Они возникают под действием потока воды в период опорожнения шлюза. Размыв берегов, как правило, носит локальный характер.

Причиной, вызывающей наиболее серьезные деформации поперечного сечения канала, включая крепления берегов, может быть нарушение равновесия грунтовых масс, из которых слагается дно и откосы канала, главным образом в результате изменения гидрологического режима в их толще, а также в результате быстрого изменения уровня воды в канале.

При прохождении канала в глубокой выемке, когда уровень воды в нем ниже уровня грунтовых вод, общая устойчивость откосов обусловливается геологическим строением склонов, характером напластований грунтов, слагающих их, и режимом грунто-

вых вод. При наблюдениях следует учитывать, что изменение (понижение) уровня грунтовых вод, вызванное сооружением канала, происходит медленно и стабилизированное состояние его может наступить по истечении нескольких лет после эксплуатации канала.

Наблюдения за волновым режимом на судоходных каналах должны проводиться периодически, а также при появлении здесь новых типов судов независимо от их грузоподъемности и мощности. Наблюдения за судовыми волнами необходимо проводить также в случае, если какой-то тип судов, плавающих по каналу, подвергся модернизации (увеличена мощность, реконструированы движители и т. д.). Представляется целесообразным периодичность инструментальных наблюдений за судовыми волнами установить от 3 до 6 лет. Желательно инструментальные наблюдения производить с записью на ленту осциллографа с тем, чтобы иметь объективную фотографию гидравлических явлений при проходе судна через данный створ.

При наблюдениях за судовыми волнами в каналах обычно определяются высота волны, высота наката ее на откос и снижение уровня воды при подходе впадины волны.

Для определения элементов судовых волн выбирается прямолинейный участок канала, в средней части которого перпендикулярно его оси разбиваются два наблюдательных створа на расстоянии 100—200 *м* друг от друга. В створе устанавливается двухметровая рейка с сантиметровыми делениями. Она может быть оборудована дополнительными приспособлениями, позволяющими замерять максимальный и минимальный уровни воды.

Для определения высоты наката волны на откосе канала укладываются рейки длиной 4—6 *м*, которые опускаются ниже уреза воды и прочно закрепляются. Лицевая часть рейки покрывается меловым раствором, и смытая часть мела показывает максимальную высоту наката волны. Снижение уровня при подходе впадины волны фиксируется отсчетом по рейке. Скорость движения судна в канале определяется по времени прохождения расстояния между створами. Результаты наблюдений за судовыми волнами в каналах сравниваются с расчетными данными при предельно допустимых скоростях движения судов по каналу.

В тех случаях, когда наблюдениями обнаруживаются значительные разрушения креплений в подводной части канала, проводятся специальные исследования. В их состав обычно входят: определение элементов судовых волн, траекторий и скоростей движения судов, а также величин и направлений скоростей течения в придонных слоях вблизи откоса. Такие исследования выполняются научно-исследовательскими и проектными институтами.

Наблюдениям за ледовым покровом предшествуют осенние наблюдения за температурой воды и образованием льда.

При наблюдении ледовой ситуации отмечаются забереги, участки ледяного покрова, состоящие из сплошного или битого льда, наличие плывущего льда, сала или шуги.

Замер толщины льда производится ледомерными рейками, причем отмечается толщина льда и снега на льду. Толщину льда измеряют не реже чем 2 раза в месяц, записывая при этом утренние и вечерние температуры воздуха. Результаты наблюдений заносятся в журнал. По полученным данным наблюдений за температурой воды и толщиной льда составляются графики изменений толщины ледяного покрова и температуры воды по вертикалям.

Одновременно в зимний период производятся визуальные наблюдения за состоянием креплений каналов и земляных сооружений в местах, где происходит выпучивание грунта при его промерзании. Кроме того, производятся наблюдения за состоянием креплений, находящихся под действием ледяного покрова, особенно в зоне переменных уровней воды в канале. При этом фиксируются также трещины в ледяном покрове.

Текущий ремонт. Назначение текущего ремонта — обеспечение исправного технического состояния берегоукреплений, а следовательно, и всего сооружения и удлинение периодов времени между очередными капитальными ремонтами. Объем и сроки производства текущего ремонта определяются объемом дефектов, выявленных во время профилактических и внеочередных осмотров, которые проводятся инженерно-техническими работниками сооружений или участка пути. При текущем ремонте берегоукрепления восстанавливаются по первоначальному проекту. Этот вид ремонта берегоукреплений, как правило, производится в течение месяца после обнаружения тех или иных дефектов в них и включает устранение мелких повреждений только в надводной части крепления. Если же обнаруженные дефекты ведут к нарушению работы сооружения, то их восстановление производится немедленно.

Если невозможно срочно восстановить поврежденное крепление, чтобы оно не разрушалось дальше, в данном месте производится отсыпка каменного банкета на урезе воды, т. е. создается временное волногасящее и берегозащитное устройство. Текущий ремонт производится за счет средств, предусматриваемых в смете эксплуатационных расходов.

На каналах основной производственной единицей, самостоятельно производящей работы по текущему ремонту берегоукреплений, является бригада, численность которой зависит от типа крепления, протяженности участка канала, интенсивности движения судов по нему, частоты посещения его берегов населением и состояния креплений. При ремонте каменных креплений бригада состоит из 3—5 человек, ее работой руководит мостовщик V или VI разряда. На текущем ремонте плитных покрытий состав бригады увеличивается до 8—10 человек и ей придаются, как правило, плавучий кран, баржа и буксир. На некоторых участках судоходных каналов может быть создано несколько бригад текущего ремонта. Руководство работами по текущему ремонту обычно осуществляет инженерно-технический работник сооружения, за которым закреплен данный участок работы. Приемка работ производится начальником сооружения.

Текущий ремонт целесообразно производить только в навигационный период, так как производство работ в зимний период, особенно в тех районах страны, где выпадает снег, связано с дополнительными затратами ручного труда по расчистке и удалению снега с поверхности крепления, рыхлению основания на поврежденном участке и выколке вмерзших элементов крепления.

В соответствии с «Положением о планово-предупредительном ремонте судоходных гидротехнических сооружений» [24] в текущий ремонт включаются засыпка промоин и размывов дренирующим материалом с планировкой объемом до 10 $м^3$, восстановление креплений на этой площади, а также выборочный ремонт фильтров и одерновки откосов площадью до 100 $м^2$.

Такое условное включение восстановления разрушений в текущий ремонт облегчает учет и планирование ремонтных работ, но не во всех случаях может оказаться приемлемым. Очагов разрушений с такими объемами работ на берегоукреплении какого-либо канала или сооружения может оказаться от нескольких до нескольких десятков и даже сотен на 1 *пог. км.* При большом объеме мелких разрушений восстановление участка берегоукрепления за счет текущего ремонта потребует значительных средств, которые будут взяты из эксплуатационной сметы за счет уменьшения объемов работ текущего ремонта на других участках, а это сразу скажется на техническом состоянии крепления последних. Поэтому можно рекомендовать при объеме разрушений, составляющем менее 10% от общей площади креплений, приходящихся на 1 *пог. км* берега, работы по восстановлению этих креплений относить к текущему ремонту, а при объеме разрушений более 10% — к капитальному ремонту.

К текущему ремонту креплений обычно принято относить и мероприятия, проводимые районами гидротехнических сооружений по обеспечению сохранности креплений откосов от повреждений купающимися, а также от потравы скотом.

Капитальный ремонт. Главная цель капитального ремонта — улучшить техническое состояние креплений и обеспечить проектный срок их службы с учетом повышения надежности работы сооружения в целом, обеспечения установленных скоростей движения для транспортного и пассажирского флота и создания условий для судов, которые появятся на водных путях к моменту завершения ремонтных работ. При капитальном ремонте производится смена поврежденных или изношенных конструкций берегоукреплений новыми или замена их более совершенными и экономичными.

Работы по капитальному ремонту берегоукреплений могут выполняться как хозяйственным способом, так и путем привлечения строительных подрядных организаций. Финансирование капитального ремонта и проектно-изыскательских работ осуществляется за счет амортизационных отчислений в соответствии с действующими положениями.

Объем и периодичность производства капитального ремонта устанавливаются на основании результатов наблюдений (обследований) за креплениями берегов, проводимых 2 раза в год, и «Положением о планово-предупредительном ремонте судоходных гидротехнических сооружений». Положение предусматривает выполнение по капитальному ремонту следующих работ: ремонта креплений с укладкой обратного фильтра и засыпкой промоин объемом более 10 $м^3$ с планировкой; ремонта одерновки на площади более 100 $м^2$; замены берегоукреплений на более устойчивые типы и конструкции, усиление профилей дамб. Периодичность капитального ремонта берегоукреплений судоходных каналов: для бетонных и железобетонных плитных покрытий — 15 лет, покрытий из каменной мостовой и наброски — 10 лет. Судоходные каналы с откосами без креплений должны капитально ремонтироваться через 5 лет.

Надобность в замене старых креплений новыми возникает в тех случаях, когда крепление отработало свой проектный срок или условия его эксплуатации изменились в сторону усиления нагрузок настолько, что оно стало интенсивно разрушаться.

Характерным примером в этом отношении может служить канал имени Москвы. Значительное увеличение мощности речных судов, скоростей и интенсивности их движения увеличило воздействие на крепления судовых волн и потока обтекания, образуемого при движении судов. В результате каменное мощение начало интенсивно разрушаться. Практика ремонтных работ, проводившихся на канале, показала, что восстановление мощения не дает необходимого эффекта. Сложившиеся условия эксплуатации канала требовали применения более капитальных конструкций берегоукреплений. В связи с этими обстоятельствами Управление канала заказало Гипроречтрансу проект на реконструкцию берегоукреплений всего канала.

Были приняты следующие типы креплений: вертикальная незаанкерованная стенка из железобетонного шпунта, железобетонные плиты, омоноличенные по контуру, и каменная наброска. На отдельных участках (короткие бьефы между шлюзами) усиление существующего мощения рекомендовалось произвести шприцбетонной стяжкой. Был произведен выбор скоростей движения судов по каналу с учетом перспективного грузооборота на 1980 г.

Тип крепления берегов для каждого характерного участка канала производился исходя из геологических, гидрологических и эксплуатационных (возможность понижения уровней, длина участка между шлюзами, способы доставки материалов и др.) условий при выполнении следующих требований: минимальной стоимости и трудоемкости работ, минимального расхода дефицитных строительных материалов, возможности применения индустриальных методов работ и т. п.

Планирование капитального ремонта отдельных участков берегоукреплений производится за год до начала производства работ на основе перспективных планов капитального ремонта, которые составляются управлениями каналов и бассейновыми управлениями пути на срок не менее чем 5 лет. На основании перспективного плана заблаговременно разрабатывается техническая документация, подаются заявки на материалы и оборудование. В случае привлечения строительных подрядных организаций заранее представляются заявки на включение в план этих организа-

ций работ для управлений каналов и бассейновых управлений пути.

Аварийный ремонт. Этот ремонт берегоукреплений является внеплановым. Потребность в нем появляется в результате повреждения креплений паводковыми или ливневыми водами, а также судами. Устранение аварийных повреждений производится немедленно, если они угрожают сохранности сооружения и являются причиной дальнейшего разрушения берегоукреплений. Однако не всегда возможно полное устранение разрушения в навигационный период, так как это часто бывает связано с необходимостью понижения уровня воды в канале. В таких случаях ремонт выполняется в объемах, позволяющих обеспечить сохранность сооружения и предотвратить начало разрушения креплений, прилегающих к очагу повреждения.

Для проведения неотложного аварийного ремонта креплений на каналах (сооружениях) имеется запас аварийных материалов. Ранее их рекомендовалось размещать по трассе канала небольшими объемами (от нескольких до нескольких десятков кубических метров). Такое размещение аварийных материалов при необходимости доставки их к месту работ всегда сопряжено со значительными затратами ручного труда, ввиду невозможности производительно использовать механизмы. Поэтому в современных условиях, когда в распоряжении районов гидросооружений и технических участков для проведения ремонтных работ имеются плавучие средства (баржи, теплоходы, плавучие краны и др.), способные в короткий срок доставить потребное количество материалов к месту аварийных работ, надобность в размещении аварийных материалов по трассе канала отпала. В связи с этим в настоящее время аварийный запас материалов для ремонта креплений хранится, как правило, на складах районов гидросооружений и технических участков. С этих складов материалы берутся на ремонт креплений, которые ведутся в плановом порядке. Количество таких складов определяется протяженностью каналов и и составом сооружений. Обычно на 20—30 *км* канала устраивается один склад.

Количество аварийных материалов на этих складах определяется протяженностью креплений в данном подразделении и суммой нормируемых оборотных средств, но действующими правилами не нормируется. Исходя из опыта эксплуатации, можно рекомендовать количество аварийных материалов для хранения на складах из расчета 10 $м^3$ гравия и 5 $м^3$ камня на 1 *пог. км* любого типа крепления. Хранение аварийного запаса железобетонных конструкций для плитных креплений или креплений из железобетонного шпунта представляется нецелесообразным, так как аварийный ремонт таких покрытий производится, как правило, с применением только гравия и камня.

Аварийный ремонт может производиться как за счет средств сметы эксплуатационных расходов, так и за счет средств амортизационных отчислений на капитальный ремонт.

Набросные крепления. В деформации набросных креплений можно выделить три стадии: вынос основания и фильтра из-под крепления; просадку крепления; размыв и обрушение берега. Такая последовательность характерна для любого крепления откосного типа.

В большинстве своем деформация каменных набросных креплений начинается с выноса мелких частиц основания или фильтра в результате воздействия судовых или ветровых волн, а также потока обтекания движущихся судов. О начале этого процесса свидетельствует то, что в приурезной полосе после прохождения судна или при ветровом волнении заметно помутнение воды. Зона вымыва располагается, как правило, выше уреза воды. Вымываемые частицы основания и фильтра откладываются на подводной поверхности крепления, причем ближе к поверхности уровня воды откладываются частицы более крупных фракций, а ниже — более мелких. При этом в начальный период камни еще не проседают вследствие незначительности образующихся пустот под ними и наличия трения между соприкасающимися поверхностями. Даже при внимательном обходе и осмотре каменных набросных креплений такие дефекты не всегда могут быть своевременно замечены. Обнаруживается деформация, как правило, лишь в тот момент, когда крепление проседает. Продолжительность разрушения до этой стадии обычно измеряется одним или несколькими навигационными периодами.

С течением времени вынос из-под крепления частиц грунта и фильтра увеличивается, а это в свою очередь ведет к дальнейшей его просадке. При этом процесс разрушения крепления идет значительно интенсивнее, чем на первой стадии. Продолжительность второй стадии колеблется от нескольких дней до нескольких месяцев.

По мере выноса обратного фильтра каменное покрытие на таких участках полностью расстраивается и камни более всего концентрируются вдоль уреза воды. Непосредственное воздействие судовых и ветровых волн, а также потока, образованного движением судов, начинает воспринимать земляной откос, в результате чего он подмывается и образуется обвал. Это — третья стадия разрушения.

Наблюдениями установлено, что откосы, сложенные из суглинистых грунтов, менее интенсивно подвергаются размыву, нежели откосы, сложенные из супесей и песков. Третья стадия протекает значительно быстрее, чем две предыдущие, и зависит от интенсивности судоходства. В практике наблюдались случаи, когда в течение нескольких дней разрушались весьма значительные площади креплений откосов.

Подводная часть каменного крепления откосов, как правило, в процессе эксплуатации сохраняется лучше. Более удовлетворительное состояние подводной части по сравнению с надводной

можно объяснить, во-первых, тем, что подводное крепление вообще меньше подвергается воздействию внешних факторов (атмосферные явления, действия человека), а во-вторых, тем, что смываемые волной с надводной части крепления откоса частицы фильтра и грунта заполняют в подводной части все имеющиеся пустоты и щели.

Основные недостатки каменных набросных покрытий — следствие некачественного выполнения работ. К ним можно отнести: резкие колебания в толщине обратного фильтра; высокий процент засорения фильтра при устройстве креплений; применение разномерного камня, в связи с чем в некоторых местах толщина слоя камня значительно меняется; некачественная отсыпка камня, ведущая к образованию больших промежутков (щелей) между отдельными камнями, через которые легко вымывается фильтр; применение камня слабых пород; навалы пристающих к берегу судов; повреждение креплений населением.

Плитные крепления. Процесс разрушения креплений из железобетонных плит начинается с выноса мелких частиц обратного фильтра через открытые швы между плитами в результате волнового воздействия. Вынос обычно наблюдается в приурезной зоне, ниже статического уровня воды на несколько сантиметров. Со временем в обратном фильтре под плитами появляются пустоты, в которые при волнении постоянно заходит вода. В момент отката волны вода из-под крепления выходит через пустоты в фильтре, увлекая мелкие частицы фильтра и грунта. Образовавшиеся под плитами пустоты постепенно увеличиваются, создавая свободный путь для перемещения вниз по откосу более крупных фракций фильтра и грунта. В результате весь фильтр под плитами в надводной части крепления перемещается к урезу воды. Вода, заходящая в образовавшееся пространство при волнении, начинает размывать непосредственно тело откоса. Железобетонные плиты вследствие их малой эластичности не оседают и остаются на прежнем месте, чему способствуют их размеры. С увеличением объема размыва под креплением плиты теряют опору, в результате чего происходит их обвал (рис. 84).

Процесс разрушения железобетонных плитных креплений, омоноличенных по контуру и имеющих гравийный ленточный фильтр под швами, происходит иначе. Предполагается, что такие железобетонные плиты хорошо прилегают к уплотненному грунту. Однако исследованиями в лаборатории и в натуре установлено, что грунт под плитами не имеет той плотности, при которой частицы грунта не перемещаются. В результате волнового воздействия ниже уреза воды грунт под плитами уплотняется и за счет этого образуются небольшие пустоты.

При откате волны и при ее ударе создаются токи воды в пустотах между покрытием и грунтом, вызывающие некоторый размыв с последующей осадкой частиц грунта вниз по откосу и перемещение пустот по откосу вверх. При этом имевшиеся пустоты в свежеуложенном грунте откоса и пустоты между плитами и грун-

том исчезают, а вместо них в суммированном объеме появляется пустота под плитными покрытиями на урезе воды. Это явление было установлено Ф. Ф. Молеро при производстве натурных исследований на канале имени Москвы [21]. Кроме того, было установлено, что необходимая плотность грунта (отсутствие пустот между частицами) и прилегание покрытия к нему создаются самопроизвольно под действием волн. Это явление было названо «процессом самоуплотнения». Следует отметить, что такой процесс за плитными покрытиями происходит как в покрытиях без фильтра, так и с фильтром.

Таким образом, основные причины разрушения плитных креплений таковы: наличие открытых швов между плитами; примене-

Рис. 84. Разрушение крепления из железобетонных плит

ние разнозернистого гравия в качестве обратного фильтра; недостаточное уплотнение грунта, уложенного в тело откоса при ремонте; недостаточная эластичность крепления; навалы судов.

Классификация разрушений. Стадии разрушений одернованных и залуженных откосов, каменного мощения и покрытия из железобетонных плит в практике определяются шкалой разрушений, приведенной в «Инструкции по наблюдениям и исследованиям на судоходных гидротехнических сооружениях» [11]. Стадии разрушений креплений из каменной наброски и вертикального железобетонного шпунта могут быть определены по шкале, предлагаемой нами на основе обобщения небольшого по времени периода эксплуатации этих креплений (последовательность расположения типов крепления в приводимой классификации принята такая же, как в «Инструкции по наблюдениям и исследованиям на судоходных гидротехнических сооружениях»).

Одернованные и залуженные (сухие)- откосы

1-я стадия. Нарушение тела откоса.

На поверхности откоса видны трещины в виде небольших узких полос с незначительным выпучиванием дерна в нижней части откоса. При просадках также появляются трещины, но выпучивания внизу откоса нет.

2-я стадия. Сдвиг тела откоса.

В верхней части откоса видны глубокие трещины шириной до 10 *см*. Ниже по откосу образовалась выпуклость с разрывами дерна.

3-я стадия. Оползень.

Участок поверхности откоса сместился по кривой поверхности, образовалась впадина с вертикальным обрывом в верхней части откоса и выпором грунтов в нижней части оползня.

4-я стадия. Размыв.

Откос размыт поверхностными водами с отложением грунта в кювет и на бечевник.

Каменные и железобетонные крепления берегов

1-я стадия. Расстройство крепления.

Для каменного мощения характерно появление волнистости с расслоением мостовой и увеличением зазоров между камнями. Камни под ногами шевелятся, на поверхности мощения четко видны неглубокие впадины (15—20 *см*) в виде кругов, образовались щели между камнями, через которые виден подстилающий слой щебня.

Для крепления железобетонными плитами характерно расхождение швов, некоторая деформация крепления.

Для каменной наброски характерно появление впадин глубиной 25—50 *см* в виде кругов, но через щели еще не виден подстилающий слой.

Для крепления из вертикального железобетонного шпунта характерно появление просадок в засыпке за стенкой в районе стыков шпунтин. Просадки имеют форму воронок с диаметром до 0,5 *м* и глубиной до 50 *см*.

2-я стадия. Разрушение крепления.

Каменное крепление потеряло вид правильной укладки и представляет собой беспорядочное нагромождение камней на урезе воды. Подстилающий слой щебеночного фильтра заметно уменьшился или местами совершенно отсутствует.

При креплении плитами — полное расхождение швов с заметным уменьшением или полным отсутствием фильтра, сильная деформация плит на откосе, плиты местами отстают от грунта.

Каменная наброска представляет собой беспорядочное нагромождение камней, смещенных к урезу воды. Местами подстилающий слой открыт полностью и имеет толщину меньше проектной.

При креплении вертикальным железобетонным широкополым шпунтом глубина воронки размыва засыпки достигает уреза воды, а ее диаметр 1,0—1,2 *м*. Обратный фильтр за стенкой в районе шва разрушился. Через замковое соединение при волнении свободно проходит вода.

3-я стадия. Размыв тела откоса.

При каменном креплении подстилающий слой обратного фильтра отсутствует, камень нагроможден ниже уреза воды и тело откоса подмыто. Образовалась вертикальная стенка подмыва.

При креплении плитами последние смещены вниз по откосу со своего места, тело откоса подмыто. Также образовалась вертикальная стенка подмыва.

При каменной наброске обратный фильтр полностью отсутствует, камень нагроможден ниже уреза воды, тело откоса подмыто. Есть вертикальная стенка подмыва.

При креплении вертикальным железобетонным шпунтом воронки размыва засыпки между соседними стыками соединились и за стенкой образовался сплошной котлован, дно которого находится на урезе воды. Замковое соединение частично разрушено, и через него свободно идет вынос грунта и мелких фракций разрушенного обратного фильтра. В шпунтинах и шапочном брусе имеются трещины.

4-я стадия. Оползень крепления.

Крепление откоса сползло, начался волновой размыв откоса. За вертикальным железобетонным шпунтом тело откоса подмыто, образовалась стенка подмыва. В стыках между шпунтинами образовались окна, через которые свободно входит волна, стенка частично деформировалась. Идет волновой размыв откоса за стенкой.

СОСТОЯНИЕ КРЕПЛЕНИЙ ДЕЙСТВУЮЩИХ СУДОХОДНЫХ КАНАЛОВ[1]

Канал имени Москвы. В существовании этого канала можно выделить три периода: первый — с 1937 по 1945 г.; второй — с 1945 (после окончания Отечественной войны) до 1962 г.; третий — с 1962 г. по настоящее время.

Первый период освоения и эксплуатации канала выявил недостатки конструкции крепления берегов. После года эксплуатации были зарегистрированы разрушения на площади 173 тыс. *м*^{2}, что составило 8% от общей площади креплений на канале [2]. Разрушениями охватывалась зона на 0,5 *м* ниже уреза воды и до 1,5 *м* выше него по откосу.

Из трех типов укладки камня на откос — в «клетку», с «изюмом» и одномерной укладкой (такие типы укладки были приняты из-за неоднородности заготовленного камня) — вполне удовлетворительным оказался последний. Крепление в данном случае состояло из камня размером 18—25 *см* с расклинцовкой на слое гравия 0,15 *м* и с устройством упора в виде заборки, поддерживаемой сваями (см. рис. 55). Крепления в виде укладки камня в «клетку» и с «изюмом» оказались неудовлетворительными. Разрушения появлялись за счет смыва мелкого камня (8—15 *см*) с последующим размывом гравия и грунта откоса. Восстановление разрушенных участков крепления в этот период производилось в

---

[1] В настоящем разделе использованы результаты исследований М. Э. Плакиды и Д. А. Зернова (1969 г.) по технико-экономическому анализу применяемых типов и методов крепления откосов каналов и эффективности выполняемых работ на каналах Волго-Донском имени В. И. Ленина и имени Москвы.

очень небольших объемах укладкой однородного камня с расклинцовкой на слое гравия или щебня толщиной 0,15 *м*.

Таким образом, уже в первый период эксплуатации стало ясно, что крепления берегов канала имени Москвы будут непрерывно нуждаться в весьма значительном ежегодном ремонте и замене на ряде участков новыми.

Во второй период восстановление разрушенных креплений проводилось тем же способом, что и в первый, правда, в несколько больших объемах. Одновременно велись поиски способов усиления существующих креплений.

Рис. 85. Смешанный тип крепления:
1 — каменная мостовая; *2* — однослойный разнозернистый фильтр толщиной 15 *см*; *3* — железобетонная плита 300×150×12 *см*; *4* — покрытие бермы из плит с бордюром; *5* — упорная заборка

С 1955 г. для крепления берегов канала стали применяться железобетонные плиты, которыми заменялись разрушившиеся каменные крепления на участках значительного протяжения. Применялись плиты двух видов: железобетонные, изготавливаемые строительными базами канала, удовлетворяющие всем необходимым требованиям гидротехнического бетона, и некондиционные железобетонные, забракованные как негодные для жилищного строительства.

Плиты, изготавливаемые строительными базами канала, применялись для ремонта в основном приурезной зоны, в нижней части крепление откоса оставалось каменным. Подобный смешанный тип крепления показан на рис. 85.

Некондиционные плиты с заводов железобетонных изделий, ввиду отсутствия камня для ремонта, по существу являлись временной мерой для предотвращения дальнейших размывов берегов канала там, где эти размывы уже образовались. Крепления из этих плит интенсивно разрушались и служили от двух до пяти лет. Разрушения происходили вследствие выноса фильтра и грунта через швы из-под плит, а также из-за недостаточной прочности бетона на морозостойкость. В этот период также велись работы по укладке железобетонного покрытия, запроектированного конструкторским бюро управления канала (КБ УКиМ), в котором швы

перекрывались деревянными досками, проконопачивались паклей и заливались битумной мастикой.

Третий период характерен разработкой (Гипроречтранс) генеральной схемы реконструкции креплений откосов канала. Выполнение работ было возложено на Подводречстрой. Одновременно сохранилось ведение ремонтных работ хозяйственным способом прежними приемами, без применения некондиционных плит. Проект реконструкции предусматривал применение таких типов креплений: каменной наброски, железобетонных плит, омоноличенных по контуру, и железобетонной шпунтовой стенки.

Общая площадь берегоукреплений на сооружениях канала имени Москвы составляет 2200 тыс. $м^2$, в том числе крепление берегов судоходных каналов — 1700 тыс. $м^2$ [46]. Перечень типов креплений, примененных на канале имени Москвы, и их процентное отношение к общей площади креплений берегов судоходных участков с объемами разрушений приведены в табл. 22.

Таблица 22

Наименование крепления	Площадь крепления тыс. $м^2$	% к общей площади	Количество разрушений на 1.01.71 тыс. $м^2$	% разрушений
Каменное мощение	1309	77,0	77,5	5,9
Смешанное крепление (железобетонные плиты и каменное мощение)	86	5,1	20,1	10,0
Железобетонные плиты (проект КБ УКиМ)	112	6,6	—	—
Каменная наброска	106	6,3	—	—
Железобетонные плиты, омоноличенные по контуру	44	2,6	—	—
Железобетонный шпунт	40	2,4	—	—
Итого	1697	100	97,6	5,7

Разрушения на подводящих каналах ГЭС, насосных станций, дамбах и плотинах составляют 14,8 тыс. $м^2$ при общей площади креплений 500 тыс. $м^2$, т. е. 3%.

Из табл. 22 видно, что весь объем разрушений приходится в основном на два типа крепления: смешанное и каменное мощение.

Каменное мощение разрушается в основном в зоне уреза воды при воздействии судовых волн и потока обтекания, образованного движением судов. Причиной этих разрушений является главным образом неправильное устройство фильтра (он выполнен без учета размеров частиц грунта), а также недостаточная его толщина, что приводило к выносу грунта. На некоторых участках, где канал идет в черте населенных пунктов и городов, причиной разрушения явилась разборка камня населением.

Крепления смешанного типа разрушаются в основном из-за низкого качества работ по устройству дренажной призмы на границе сопряжения железобетонных плит с каменной мостовой —

дренажная призма располагается на урезе воды и выполняется в навигационный период. Разрушение происходит также из-за сползания плит вниз по откосу после разрушения каменной мостовой, служащей упором для плит.

К причинам разрушения железобетонного покрытия из плит, запроектированных конструкторским бюро управления канала, относится несовершенная заделка швов между плитами, результатом чего являлись вымыв грунта из-под отдельных плит и последующая их просадка.

Рис. 86. Динамика разрушения и восстановления креплений берегов на канале имени Москвы за период 1950—1970 гг.:

1 — разрушения; *2* — восстановление; *3* — средняя стоимость восстановления 1 $м^2$ крепления

Крепления, сооружаемые на канале по проекту института «Гипроречтранс» (каменная наброска, плиты, омоноличенные по контуру, и железобетонный шпунт), за период их службы практически не разрушались, если не считать отдельных очаговых разрушений, вызванных навалами судов и просадками отдельных плит из-за подготовки основания и фильтра в зимний период.

Динамика разрушений и восстановления креплений откосов канала имени Москвы за период 1950—1970 гг. дана на рис. 86. Из графика видно, что только в 1960—1962 гг. объем восстановления креплений стал приближаться к объему разрушений креплений. Следует заметить, что этот момент совпадает со временем отказа от применения некондиционных плит, предназначенных для жи-

лищного строительства, камня, слабых пород из Окских карьеров и началом работ по реконструкции креплений по генеральной схеме.

Волго-Донской канал имени В. И. Ленина. Канал принят в эксплуатацию в 1952 г. При проектировании берегоукреплений этого канала был учтен значительный опыт эксплуатации и ремонта креплений канала имени Москвы. [20, 32].

Условия работы берегоукреплений на ВДСК имени В. И. Ленина более тяжелые, чем на канале имени Москвы, так как трасса

Рис. 87. Динамика разрушения и восстановления креплений берегов Волго-Донского канала имени В. И. Ленина:
1 — разрушения; *2* — восстановление

первого проходит в тонких легко размываемых грунтах и площадь живого сечения 270 $м^2$ в 1,4 раза меньше. Учитывая это, был принят в проекте и осуществлен в натуре довольно сложный тип крепления, общая площадь которого составляет 2,2 млн. $м^2$ (90% площади креплений всего канала). В весьма незначительных размерах (6—8% общей площади) применены крепления из слабоармированных бетонных плит. При строительстве канала, в порядке опыта, было выполнено асфальтобетонное покрытие (0,5% общей площади креплений). В первые же годы эксплуатации оно стало интенсивно разрушаться и к настоящему времени все заменено каменным креплением.

Динамика разрушений и восстановления креплений откосов ВДСК за период 1953—1970 гг. показана на графике (рис. 87).

Из него видно, что в последние 7 лет разрушенные крепления в полном объеме не восстанавливаются.

Практика эксплуатации и проведенные на канале наблюдения и исследования показали, что каменная мостовая на трехслойном фильтре в целом обладает хорошей устойчивостью к воздействию судовых волн и потока обтекания, образованного движением судов, являющихся основными силовыми факторами, на которые это крепление рассчитывалось. Отдельные разрушения мостовой наблюдались только на участках, где в нарушение проекта вместо трехслойного фильтра под мостовую был уложен только один слой каменной крошки толщиной 10 *см*.

Основные разрушения каменного мощения происходят вследствие размыва потоком обтекания нижнего неукрепленного участка откоса с последующим подмывом низа мощения и сползанием камня. Такие разрушения имели особенно большие объемы на канале № 104 между шлюзами № 3 и 4 Волжского склона и канале № 117 между Береславским водохранилищем и шлюзом № 11 Донского склона. В 1966 г. было проведено обследование подводных откосов этих каналов с целью определить характер и объемы размыва дна и откосов под водой. Для защиты от размыва неукрепленных откосов ниже каменной мостовой на канале № 104 (протяженность 8,3 *км*) в местах больших размывов было отсыпано щебеночное покрытие слоем 20—30 *см*, протяжением по откосу 2,0—2,5 *м* ниже упора. Как показали результаты последующих обследований, закрепленные участки держатся хорошо и до 1969 г. не ремонтировались.

Отдельные очаговые разрушения каменного мощения возникают вследствие навалов судов (особенно при пониженном уровне воды) и разборки мостовой населением.

Волго-Балтийский водный путь имени В. И. Ленина. В качестве основного типа крепления откосов земляных напорных сооружений в зоне активного волнового воздействия здесь широко применен новый специально разработанный вид крепления. Основой этого сборного крепления являются железобетонные ящики, которые не имеют дна и свободно укладываются на спланированный и покрытый фильтровой подготовкой откос, образуя на нем ячеистую конструкцию (см. рис. 26). Пространство в ячейках заполняется камнем. Этот тип крепления применен на откосах семи каналов (103,2 тыс. $м^2$) и на 16 земляных напорных сооружениях (86,2 тыс. $м^2$) [13, 34].

В значительно меньших масштабах на откосах сооружений применены монолитные железобетонные крепления и крепления из сборных железобетонных плит. И те, и другие имеют толщину до 15 *см* и выполнены на двухслойной фильтровой подготовке. На отдельных второстепенных сооружениях применялось также крепление каменной наброской.

Крепления типа «Волго-Балт» после 9 лет эксплуатации находятся в удовлетворительном состоянии. Самым распространенным дефектом этого типа креплений является размыв грунта ниже

бетонного упора, а также отсутствие камня в верхних углах железобетонных ящиков (на глубине 0,2—0,3 *м*). Эти дефекты наблюдаются почти на всех судоходных каналах и появились в результате воздействия судовых волн и потока обтекания, создаваемых движением судов.

Железобетонное крепление откосов из плит также находится в удовлетворительном состоянии. Имеются местные разрушения бетона с оголением арматуры, трещины в бетоне и просадки. Последние образовались вследствие выноса грунта из-под плит через швы. Объем разрушенных креплений откосов показан в табл. 23. (до 1967 г. учета разрушений на канале не было).

Таблица 23

Тип крепления	Объем разрушений, тыс. $м^2$, в годы			
	1967	1968	1969	1970
Наброска в железобетонных ящиках	0,87	0,87	0,69	1,29
Железобетонные плиты	0,18	0,19	0,17	0,23
Каменная наброска	1,42	2,32	2,92	2,22
Каменная мостовая	0,2	0,1	0,02	0,02

Более 47 *км* каналов, в том числе 39 *км* по водораздельному бьефу, выполнено без устройства креплений берегов. Строительство каналов, особенно водораздельного бьефа, велось в бездо-

Рис. 88 Схема самотрансформирующегося профиля берегов водораздельного канала:

1 — исходный профиль с пляжем; *2* — рабочий профиль

рожных труднодоступных районах на пересеченной и преимущественно заболоченной местности, где использование сухоройных механизмов практически исключалось. Исходя из этого, в качестве единственного способа выполнения земляных работ, при прохождении трассы канала в выемках, был принят способ гидромеханизации [34]. Поскольку этот способ предопределяет получение крутых откосов, которые с течением времени уполаживаются, в проекте был предложен самотрансформирующийся профиль канала (рис. 88). Характерной особенностью этого профиля является наличие широкой бермы, расположенной на высоте 2 *м* от максимального судоходного уровня воды и предназначенной для сохранения высокой надводной части откоса при переработке в

пляж его подводной части. В рабочем профиле ширина бермы достигала 50 *м* и более при глубине выемки 36 *м*.

Наблюдения показывают, что откосы водораздельного канала, проходящего в глубоких выемках в песчаных и супесчаных грунтах, находятся в неудовлетворительном состоянии. Широкие бермы (15 *м*), созданные во время строительства, во многих местах размыты. Ниже уреза воды сформировались пляжи. К 1969 г. ширина пляжей на этих участках достигала 20—25 *м*. Несмотря на эти переформирования, на отмеченных участках наблюдается интенсивное обрушение берегов в виде местных сколов и оплывов сухих откосов, в том числе и на участках, где уже выполнено уполаживание и одерновка откосов. Разрушение откосов происходит в результате воздействия на них волн и потока обтекания, образованных движением судов, а также грунтовых и поверхностных вод. Отмечено, что наиболее интенсивное разрушение наблюдается на участках выхода грунтовой воды на поверхность откоса.

Естественный процесс переформирования откосов постоянно нарушается при производстве землечерпательных работ. При установленной рабочей ширине прорези 60 *м* и фактически допускаемых на время работы отклонениях от кромок прорези в сторону берега до 5 *м* и более сформировавшийся пляж частично подрезается, а это ведет к усилению подмыва и обрушению берегов.

Величины заложения пляжных откосов на участках глубокой выемки, как установлено наблюдениями, меньше проектных. При этом верхняя часть подводного пляжного откоса, как правило, круче нижней части. Это свидетельствует о том, что формирование пляжей еще не закончилось и ширина их будет увеличиваться за счет подмыва берегов до тех пор, пока верхняя точка пологой части откоса не достигнет отметки уровня воды.

В 1964 г. Ленгидропроект разработал проектное задание уширения водораздельного канала по дну, уполаживания подводных откосов до заложения 1 : 4 с сохранением широкой бермы, расположенной на высоте 2 *м* от максимального судоходного уровня воды, и устройством выше нее промежуточных берм и нагорных канав. Надводный откос выше широкой бермы предусматривалось закрепить одерновкой в клетку с посевом трав по слою растительного грунта, а также устроить наслонный дренаж для отвода поверхностных вод. Защита откоса от размыва ниже широкой бермы не проектировалась.

По этому проекту были выполнены работы на надводных откосах (см. рис. 2) протяженностью 3 *км* (правый берег канала № 68). Опыт эксплуатации показал, что эти меры были мало эффективны: уположенные откосы интенсивно размывались волнами и потоком обтекания, образованными движением судов, а одернованные откосы разрушались в местах выхода грунтовых вод.

Случаи строительства каналов с неукрепленными откосами были известны давно. Но все попытки получить экономию первоначальных капитальных вложений на креплении берегов канала оказались малооправданными.

Глава VI

РЕМОНТ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЙ

СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТНО-СМЕТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ. ПРИЕМКА ВЫПОЛНЕННЫХ РАБОТ

Проектно-сметная документация составляется только на капитальный ремонт берегоукреплений. В зависимости от объема и сложности работ она может разрабатываться районами гидросооружений, управлениями каналов (БУП) либо проектными организациями.

Подготовка проектно-сметной документации на производство работ по восстановлению поврежденных участков крепления силами районов гидросооружений ведется комиссией, в состав которой обычно входят старший инженер (инженер) района гидросооружений, занимающийся вопросами наблюдений, эксплуатации и ремонта сооружений, начальник сооружения и производитель работ ремонтно-строительной группы района гидросооружений. Эти специалисты участвуют в составлении ремонтного акта на восстановление крепления.

Комиссия рассматривает ведомости обследования креплений и прежде всего устанавливает границы участка, подлежащего ремонту, с учетом планов финансирования и материально-технического обеспечения того года, в котором предполагается проводить ремонт. Затем изучает имеющиеся проектные материалы по данному участку канала (сооружению), особенности осуществленных проектных решений, геологические и гидрологические условия участка, акты приемки данного объекта в эксплуатацию, режимы эксплуатации и соответствие их проектным предположением. Тщательное изучение и анализ материалов позволяют выявить особенности намеченного к ремонту участка, правильно подойти к установлению причин, вызвавших повреждения, и выбору способа ремонта креплений.

Установление причин, вызвавших повреждение креплений, тремя специалистами не всегда может оказаться им под силу. Однако в подавляющем большинстве случаев причины повреждений устанавливаются правильно. При внимательном осмотре поврежденных креплений почти всегда имеется возможность установить первопричину разрушения. Еще большие данные для выводов дают непосредственные наблюдения за работой крепления в процессе эксплуатации.

Когда выявлены причины повреждения крепления, устанавливается пригодность проектного типа крепления для данного

участка. Каковы критерии для оценки пригодности крепления? Если комиссией в процессе работы было установлено, что первопричиной разрушения данного типа креплений явились отступления от проектных решений в процессе производства работ и эти отступления могут быть исправлены или компенсированы во время предстоящего ремонта, то такой тип крепления признается пригодным.

Для каменного крепления причинами разрушения могут явиться: несоблюдение геометрической непроходимости частиц обратного фильтра, недостаточная толщина фильтра, несоответствие размеров камня действующим нагрузкам (уложенный камень меньше проектных размеров). Все эти недостатки, проявившиеся на отдельных местах намеченного к ремонту участка, свободно устраняются в процессе ремонта. Так, обычный фильтр доводится до проектных требований путем тщательной укладки, недостающая его толщина увеличивается до требуемой, а в зону максимального волнового воздействия подбирается камень больших размеров.

Для креплений откосов из железобетонных плит первопричинами разрушений могут быть недостаточная прочность плит или вымыв основания из-под них в результате плохой заделки швов и некачественного обратного фильтра под ними. Эти недостатки могут быть устранены при проведении ремонтных работ. Прочность железобетонных плит можно увеличить за счет повышения марки бетона.

В каких же случаях проектный тип крепления может быть признан непригодным для последующего восстановления? Для примера рассмотрим участок каменного крепления какого-то судоходного водного пути, который проходит вблизи населенного пункта или через него. Как правило, такие участки водных путей интенсивно посещаются большим количеством людей с целью отдыха (купанье, рыбная ловля и т. д.). Отдыхающие повреждают крепление, устраивая в нем щели для размещения своих снастей или ступеньки для удобного схода в воду. Первоначальные незначительные повреждения в дальнейшем увеличиваются под действием судовых волн и потока обтекания, образованного движением судов. Через некоторое время (1—2 месяца) каменное крепление на этом участке водного пути оказывается в полуразрушенном состоянии.

В приведенном случае первопричиной повреждения каменного крепления является урон, причиненный мостовой отдыхающими. Восстановление крепления на таком участке в первоначальном виде вряд ли окажется целесообразным, так как причина разрушения при ремонте не устраняется. В этом случае проектный тип крепления оказывается явно не пригодным для восстановления в первоначальном виде. Этот тип крепления должен быть заменен другим, который полностью исключал бы появление повреждений по приведенным причинам.

Восстановлением каменного крепления на участках с частой

посещаемостью большим количеством отдыхающих вообще возможно и в первоначальном виде. Однако поддержание крепления в работоспособном состоянии требует повышенных эксплуатационных расходов и значительных объемов тяжелого ручного труда, что ни в коей мере не отвечает требованиям технического прогресса.

В ремонтном акте на восстановление крепления намеченного к ремонту участка указываются: границы участка, его краткая характеристика, причины повреждений, основные приемы работ и конструктивные изменения. Объемы повреждений обычно берутся из ведомости обследования креплений и уточняются пробными замерами на месте в выборочном порядке. При этом определяется объем потребных для ремонта материалов: грунта, гравия, камня, железобетонных плит и т. д.

При определении площади каменного крепления, подлежащей восстановлению, необходимо учитывать, кроме повреждений, дополнительную площадь ремонта для сопряжения сохранившегося крепления с восстанавливаемым. Величина дополнительной площади ремонта зависит от площади разрушения, точнее, от ее периметра. Практика показывает, что при ремонте отдельных разрушений каменного крепления приходится перекладывать сохранившееся крепление от границы разрушения по всему периметру на 0,2—0,3 *м*. Дополнительную площадь ремонта можно определить по табл. 24, которая составлена на основании практических данных.

Таблица 24

Поврежденная площадь крепления $м^2$	До 5	До 10	До 25	До 50	До 100
Дополнительная площадь ремонта, % от поврежденной	50	30	25	20	15

Дополнительную площадь ремонта крепления из железобетонных плит, которую необходимо включать в объем работ, следует определять путем замеров на месте. Величина такой площади будет зависеть от конструктивных особенностей типа крепления.

В ремонтном акте также указывается время года, в течение которого намечается производство ремонтных работ, так как выполнение ремонта в летний навигационный период существенно отличается от ремонта, проводимого в зимнее межнавигационное время. При определении времени производства работ по восстановлению каменного крепления должны различаться два характерных случая.

Первый — если нижняя граница поврежденного крепления расположена между нормальным и минимальным судоходными уровнями воды в канале. В этом случае возможно производство работ в летнее время при обязательном снижении уровня воды в канале или водохранилище до минимального судоходного.

Второй — если повреждение крепления распространяется ниже минимального судоходного уровня в канале или водохранилище, вплоть до упорного элемента крепления (заборка, берма). В таком случае восстановление крепления на участке откоса, расположенном ниже минимального судоходного уровня, следует производить в межнавигационный период, при сниженном уровне воды до обнаружения упорного элемента крепления. При этом целесообразно выполнение ремонта крепления зимой до отметок, на 10—20 *см* превышающих нормальный судоходный уровень. Выполнение остального объема работ, расположенного выше нормального судоходного уровня, может быть произведено весной, после оттаивания поверхности откоса. Такое разделение работ на две очереди дает возможность сократить непроизводительные расходы по расчистке откоса от снега. Однако весь объем работ по всему профилю крепления должен быть закончен до начала интенсивного судоходства. Этот период — от прохода первого судна до начала интенсивного судоходства — в настоящее время составляет 5—15 дней.

Когда ремонт крепления производится с изменением его некоторых элементов, помимо ремонтного акта, необходимо составлять рабочие чертежи на этот тип крепления, которые направляются производителю работ вместе со сметой. Такие чертежи могут быть составлены специалистами района гидросооружений с обязательным утверждением в управлении канала.

В случаях, если ремонт креплений намечается провести на участке канала в несколько километров, для таких капитальных работ составляется проект переустройства крепления. Он разрабатывается, как правило, проектным институтом на основании технического задания, выдаваемого управлением канала (бассейновым управлением пути). В техническом задании указываются основные вопросы, которые должны быть отражены в проекте: требования к новому типу крепления, границы крепления, время производства работ, организация, которая будет выполнять ремонтные работы, и т. п.

Составленная проектно-сметная документация за несколько месяцев до выдачи плана работ на следующий год представляется районами гидросооружений (техническими участками) в управление канала (БУП) для рассмотрения и утверждения. Затем управление канала (БУП) составляет сводный план работ на предстоящий год и соответственно планирует для районов гидросооружений (технических участков) денежные и материальные фонды на ремонт и реконструкцию креплений.

За ремонтом берегоукреплений организуется технический надзор со стороны эксплуатационного персонала. Благодаря такому надзору могут быть своевременно исправлены ошибочные положения проектов, внесены изменения в некоторые проектные решения, направленные на улучшение условий эксплуатации берегоукреплений, запрещено выполнение отдельных узлов с отступлением от проекта, улучшено качество работ и т. п.

По мере окончания ремонтно-строительных работ на отдельных участках канала или другого сооружения создаются комиссии по приемке готовых берегоукреплений. В состав комиссии входят представители заказчика (управления канала и района гидросооружений), строительной и проектной организаций. Приемочные комиссии на основании осмотра объекта и проверки технической документации определяют степень его готовности, соответствие элементов берегоукрепления проекту и техническим условиям на производство работ. Осмотр отремонтированных берегоукреплений производится с берега и с воды. При осмотре готового участка берегоукреплений также осматривается ливневая сеть.

При приемке плитных покрытий не следует допускать в эксплуатацию железобетонные элементы, имеющие сколы кромок, что влияет на прочность заделки швов. Выявленные комиссией дефекты подлежат устранению в установленные ею сроки. После ликвидации дефектов готовый участок вводится в эксплуатацию.

РЕМОНТ ПЛИТНЫХ КРЕПЛЕНИЙ

Общие положения. Производство работ по ремонту берегоукреплений судоходных каналов и других гидротехнических сооружений на реках состоит из следующих этапов:

а) организации складов для приема и хранения поступающих на ремонтируемый участок материалов (песок, гравий, камень, железобетонные изделия и др.);

б) подготовительных работ (подъездные дороги, снижение уровня воды в бьефе, подготовка рабочей площадки и т. д.);

в) транспортировки материалов со складов к месту производства работ;

г) укладки материала и изделий на укрепляемый берег;

д) контроля качества материалов и качества работ.

Работы по ремонту и реконструкции креплений откосов судоходных каналов и других сооружений речных гидроузлов, находящихся в эксплуатации, обеспечиваются, как правило, с расположенных рядом производственных предприятий, занятых добычей и изготовлением требуемых для ремонта материалов и изделий. Такие предприятия, создаваемые для нужд строительства основных сооружений канала или гидроузла, обычно продолжают выпускать продукцию и по окончании строительства.

При ремонте и реконструкции берегоукреплений судоходных каналов и других гидротехнических сооружений основным требованием является максимальная механизация всех работ. В связи с этим на крупных судоходных сооружениях широкое распространение получили сборные железобетонные конструкции, при монтаже которых все процессы почти полностью механизированы — используются подъемно-транспортные механизмы, выпускаемые отечественной промышленностью. Преимуществом сборных креплений является то, что на укрепляемом берегу их можно монтировать в любое время года, при любых климатических условиях.

Подготовительные работы на судоходных каналах. В больших объемах сборные железобетонные покрытия из плит для берегов судоходных каналов, как уже упоминалось, стали применяться на канале имени Москвы в пятидесятых годах. Однако они не были долговечными, и уже через несколько лет возникла необходимость в их ремонте. Ремонт таких покрытий проводился как в летний период при наличии судоходства, так и в зимний при сниженном уровне воды в канале.

Ремонт в навигационный период носил временный характер. К поврежденному участку подводился плавучий кран с баржей,

Рис. 89. Укладка плит в зимнее время от упорной заборки

на которой размещались запасы песка, гравия и железобетонных плит. Бригада рабочих в составе 8—10 человек, включая механизаторов, с помощью плавучего крана снимала обвалившиеся плиты с размытого откоса и временно укладывала их на бечевник. Затем в промоины краном подавался с баржи песок, и откос восстанавливался до проектного профиля. В целях уплотнения песка его слегка смачивали водой (уплотнение песка на откосе с помощью трамбовок, как это рекомендуется различными авторами, выполнить на практике не удается). На уплотненный и спланированный откос отсыпался однослойный разнозернистый гравийный фильтр толщиной 15 *см*. По нему укладывались железобетонные плиты. Затем на участке сопряжения плит с каменной мостовой отсыпалась каменная призма. Восстановленное таким способом крепление недолговечно и способно проработать одну, максимум две навигации. Оно, как правило, подвергалось капитальному ремонту в первый же межнавигационный период при сниженном уровне воды в канале.

Ремонт креплений в зимний период производился уже по всему профилю от заборки до верхней границы с заменой каменного крепления плитами (рис. 89). При этом наметилось два варианта организации работ.

По первому варианту в течение двух месяцев (октябрь и ноябрь) перед окончанием навигации при нормальном уровне воды в канале проводились в максимальном объеме подготовительные работы, заключающиеся в снятии остатков разрушенных плитного и каменного креплений, устройстве небольшой каменной призмы на урезе воды для защиты откоса от размывающего действия потока, образуемого при движении судов, и в проведении земляных работ, связанных с засыпкой промоин и планировкой откосов. Дальнейшие работы по устройству дренажной призмы, упорной заборки или каменной призмы, укладке фильтра производились в зимний период при сниженном уровне воды в канале.

При проведении ремонта в зимнее время добавляется новый вид работ — очистка откосов от снега и льда. В течение суток при работе ГЭС, насосных станций и водосбросов, главным образом в коротких бьефах и на участках в непосредственной близости от указанных сооружений, происходит колебание уровня воды, вызывающее образование новой наледи и смерзание фильтра на небольшой нижней части ремонтируемого крепления. Для устранения этого явления участки, на которых образовывался припай льда, посыпались технической солью. При этом обычно подвергался таянию и выпадавший снег, что значительно снижало трудоемкость работ.

По второму варианту — с образованием на поверхности канала льда толщиной 10—15 *см* — производилось дальнейшее снижение уровня воды до отметки, необходимой для производства работ по замене каменного крепления ниже НПУ на железобетонные плиты. Снижение уровня воды в бьефе при толщине льда в 10—15 *см* не оказывает вредного влияния на крепления откосов, и лед ровным слоем ложится по всему откосу. Выпадающий снег предохраняет откосы от промерзания. Каменное крепление, находящееся под покровом льда и снега, остается несмерзшимся и легко подвергается разборке. При этом необходимо расчистку откоса от снега и льда производить на площади, не превышающей дневной задел, чтобы каменное крепление не подверглось смерзанию. Для расчистки откосов от снега и льда может быть использован экскаватор типа «Драгляйн» и другие средства. Дальнейший процесс работы производился такими же приемами, как и при первом варианте.

Производство работ в зимних условиях. Подготовка откоса и устройство деревянной или железобетонной заборки (последняя применяется при устройстве покрытия из плит, омоноличенных по контуру) в зимних условиях являются наиболее трудоемкими и ответственными видами работ (см. рис. 36 и 55). Они обычно проводятся в следующей последовательности. После снижения уровня воды и уборки с откоса старого крепления (камень, плиты) выбирается траншея для установки заборки. Затем начинается забивка упорных деревянных или железобетонных свай бескопровым дизель-молотом ДБ-45. Легкий дизель-молот подвешивается на треноге, которая укреплена на подвижной раме с полозьями. По

мере забивки свай тренога перемещается вдоль линии берега. При отсутствии льда на акватории молот подвешивается к стреле крана (рис. 90).

Перед установкой упорных досок или железобетонных плит лед перед сваями окалывается и производится подчистка траншеи вручную. Установка плит заборки в основном производится краном. После образования прочного льда вместо этого крана для установки плит можно использовать легкий кран, смонтированный на подвижной раме с полозьями. Это позволяет освободить кран для других работ — подачи песка и гравия на откос, укладки плит и погрузочно-разгрузочных работ. После установки за-

Рис. 90. Забивка свай упорной заборки с помощью молота, подвешенного к стреле плавучего крана

борки и заделки щелей между пластинами (плитами) позади нее (со стороны верхового откоса) отсыпается фильтр из разнозернистого гравия, затем начинаются работы по планировке откоса и по устройству гравийной подготовки.

Выработанная практикой организация этих работ в основном является рациональной. Однако выполнение некоторых операций требует дальнейшего совершенствования. При устройстве траншей под заборку ее не удается выполнить в таком виде, чтобы полностью исключить затраты ручного труда на подчистку грунта со дна траншеи перед установкой деревянных досок или железобетонных плит.

Существенные затруднения при установке плит заборки могут возникнуть из-за повышенного уровня воды в канале. Если уровень воды стоит на 60—70 *см* ниже верха заборки, то установка упорных плит проходит без затруднений. При повышенном уровне воды на 20—30 *см* выше строительного выборка грунта вручную под водой на глубине 35—45 *см* (дальнейшее понижение уровня воды иногда бывает невозможным) затруднительна, поэтому плиты заборки часто не устанавливаются на дно траншеи, а

задавливаются в грунт на глубину 10—15 *см*. Это существенно ухудшает качество заборки, так как между плитами в ряде случаев образуются большие щели, через которые возможен вынос грунта.

Вынутый из траншеи грунт удаляется за бечевник или сразу же отвозится на свалку. Складирование грунта на откосе недопустимо, так как мелкие фракции его выносятся обратно в траншею, а оставшийся грунт замерзает и в дальнейшем резко осложняет процесс подготовки откоса.

Существенным недостатком работ остается отсутствие надежного метода уплотнения песка и гравия, а также контроля плотности отсыпки. При естественном уплотнении рыхлого насыпного песка происходит значительная неравномерная осадка плит, в результате возможно образование трещин в швах и пустот под плитами. Уплотнение песка на откосе ударами специальной плиты, как это делается в настоящее время, не дает необходимого эффекта.

Для сокращения трудоемкости работ по планировке откоса целесообразно непосредственно после разборки старого крепления проверять правильность профиля откоса и до наступления зимы производить грубую его планировку. В этом случае удается существенно сократить объем выемки мерзлого грунта.

Железобетонные плиты укладываются на откос по мере готовности гравийной подготовки. Укладка ведется краном. Правильность положения плит проверяется с помощью специального шаблона с уровнем. Деревянные или железобетонные подкладки под стыки (см. рис. 36) ставятся после укладки на место нижнего ряда плит. Для этого под горизонтальным краем уложенной плиты частично убирается гравий, образуется гнездо для подкладки. После установки подкладки производится ее рихтовка с тем, чтобы добиться плотного контакта с плитой второго верхнего ряда. При деревянных подкладках стык наполовину заполняется смоляной паклей и заливается битумной мастикой.

При железобетонных подкладках, когда возводится крепление из плит, омоноличенных по контуру, заделка стыков значительно сложнее. В большинстве случаев металлические закладные детали плит и планки на подкладках не имеют плотного контакта, что затрудняет их сварку. Образование зазора является следствием отклонений положения закладных деталей при изготовлении плит и подкладок. Образование зазора между подкладкой и плитой до 10 *мм* допустимо. В этом случае для сварки закладных деталей целесообразно применять металлические прокладки, но ни в коем случае нельзя допускать отгибов закладных деталей плит.

После электросварки закладных деталей швы между плитами заполняются цементным раствором. Работы по заполнению швов производятся перед подъемом уровня воды в канале при положительных температурах воздуха. Эта операция еще крайне несовершенна. Ограниченность периода с момента наступления устойчивой положительной температуры воздуха до подъема уровня воды

в канале вынуждает выполнять работы в очень быстром темпе. В связи с этим поверхность плит в пределах шва недостаточно обрабатывается, а раствор слабо уплотняется, что ведет к появлению в швах усадочных трещин и образованию пористой структуры раствора. Опыт эксплуатации показывает, что долговечность такого шва значительно ниже долговечности плит покрытия.

В дальнейшем следует процесс заполнения шва механизировать, при этом вместо цементного раствора нужно применять набрызг-бетон. Одновременно необходимо продолжить работу в направлении поисков долговечного и прочного состава для заполнения швов в зимнее время. Представляют интерес клеи на основе

Рис. 91. Вал из грунта и льда ниже крепления, подлежащий уборке

синтетических смол, применяемые для склеивания бетонных поверхностей, а также специальные швы, применяемые до омоноличивания железобетонных элементов (см. рис. 22).

Укрепление дна перед заборкой является, как правило, завершающим этапом работ, который выполняется в весеннее время с плавсредств еще при сниженном уровне воды в канале. Перед отсыпкой гравийного фильтра грейфером производится уборка льда и грунта (рис. 91), который отсыпается перед заборкой в процессе планировки в зимнее время. При уборке грунта грейфером возникает опасность повреждения заборки, поэтому значительная его часть остается непосредственно у заборки. В результате при сохранении отметки верха наброски толщина гравия и камня получается меньше проектной. Следовательно, качество этого узла не отвечает требованиям проекта. Отсюда ясно, что свалку грунта и льда при планировке откоса и подчистке траншеи в зимнее время следует относить по возможности в сторону канала за линию наброски.

Требования к бетону плит, применяемых для ремонта креплений откосов, остаются такими же, как и при возведении нового крепления. Они обусловливаются тем, что плиты креплений имеют сравнительно малую толщину и значительную удельную поверхность. Бетон плит должен быть однородным и прочным. В сборных железобетонных плитах, изготовляемых на заводах железобетонных конструкций и применяемых для ремонта крепления откосов судоходных сооружений, достаточно высокая прочность бетона обеспечивается за счет применения жестких бетонных смесей (В/Ц=0,4), уплотняемых вибрированием.

РЕМОНТ КАМЕННЫХ ПОКРЫТИЙ

Из всех креплений наибольшее распространение на первых отечественных гидротехнических сооружениях послереволюционной постройки получили каменные покрытия. Широко еще используются каменные крепления и в настоящее время при строительстве судоходных сооружений на внутренних водных путях. Вопросы правильной эксплуатации и особенно ремонта каменных покрытий имеют и еще долгое время будут иметь большое практическое значение.

Обычно каменное крепление откосов судоходных каналов и других земляных гидротехнических сооружений состоит из каменной наброски или укладки, которая располагается на слое мелких каменных материалов (гравий или щебень). Первый, или наружный, слой воспринимает непосредственно действующие нагрузки. Второй слой, лежащий непосредственно на грунте, выполняет двоякую роль: во-первых, защищает грунт от непосредственного размывающего действия воды, во-вторых, предотвращает явление суффозии грунта под действием фильтрационного потока воды, выходящего на откос при откате волны. Таким образом, второй слой крепления должен быть устроен в виде обратного фильтра, только в этом случае создаются условия, при которых исключается суффозия грунта из тела откоса.

Роль обратного фильтра в каменных набросках весьма велика. Пока он исправно работает, устойчивость крепления на откосе обеспечивается (при условии соответствия верхнего слоя покрытия действующим нагрузкам). Поэтому при производстве ремонтных работ подбор и устройство обратного фильтра должны производиться с обязательным выполнением действующих инструкций и указаний.

Обратный фильтр может состоять из одного слоя разнозернистого материала или двух-трех слоев, различных по крупности. Выбор числа, состава и толщины слоев обратного фильтра рекомендуется производить в соответствии с «Инструкцией по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений» [10].

Обратный фильтр, укладываемый на откосы, должен удовлетворять определенным требованиям.

1. Водопроницаемость обратного фильтра должна быть значительно больше водопроницаемости защищаемого им грунта.

2. Гранулометрический состав обратного фильтра должен быть подобран так, чтобы обеспечивались: непроходимость частиц скелета защищаемого грунта в фильтр, а также непроходимость частиц скелета самого фильтра в каменную наброску (и тем самым предотвращалось явление механической суффозии защищаемого грунта и самого фильтра); некольматируемость фильтра мелкими частицами, выносимыми фильтрационным потоком из защищаемого грунта (при этом частицы грунта, вынос которых не вызывает существенных деформаций в защищаемом грунте и является допустимым, должны уноситься через фильтр вместе с фильтрационным потоком).

3. Слой фильтра должен быть такой толщины, чтобы в нем сформировался грунтовый скелет соответствующего гранулометрического состава, способный воспринимать внешние нагрузки, а также превышать толщину примыкающих контактных областей. Толщина слоев фильтра должна назначаться с учетом способов их укладки, при которых обеспечивалась бы однородность гранулометрического состава по толщине и по площади.

Для устройства обратных фильтров должны применяться естественные или искусственно получаемые грунты из твердых и плотных каменных пород, не содержащих водорастворимых солей. К ним относятся песчаные, гравийно-галечниковые грунты, щебень, щебеночные отходы камнедробильных заводов.

Пески должны состоять из твердых и плотных пород — полевого шпата, кварца или их смеси.

Предел прочности каменных пород при сжатии должен быть не менее 300 *кГ/см*^{2}. Во время испытания на морозостойкость они должны выдерживать не менее 50 циклов замораживания и оттаивания при температуре $\pm 17°$ С, причем потеря в весе не должна превышать 5%.

Практика строительства и ремонта креплений последнего десятилетия идет по пути применения однослойных обратных фильтров из разнозернистых грунтов. Это обстоятельство объясняется тем, что предприятия, добывающие этот материал, не производят его обогащение, а поставляют потребителям в виде разнозернистой смеси.

Приступая к подбору состава обратного фильтра, прежде всего необходимо определить, к какой категории относятся защищаемый грунт и применяемый фильтр, являются ли они суффозионными или несуффозионными. Для этого необходимо иметь данные гранулометрического состава грунта, фильтра, камня.

Практика показывает, что если из грунта будут вынесены самые мелкие частицы в количестве не более 3% по весу, то прочность и устойчивость его практически не нарушаются. Следовательно, такой грунт можно считать практически несуффозионным.

Карьерный грунт, предназначенный для фильтра, следует считать (по геометрическому критерию) практически несуффозионным, если его параметры удовлетворяют следующей зависимости:

$$\frac{D_3}{D_{17}} \geqslant N, \tag{77}$$

где $N = (0{,}32 + 0{,}16\,\eta_ф)\sqrt[6]{\eta_ф}\,\frac{m_ф}{1-m_ф}$;

(здесь $\eta_ф = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ — коэффициент разнозернистости грунта обратного фильтра; $m_ф$ — пористость грунта обратного фильтра, определяем по графику, показанному на рис. 92); D_3; D_{17} — диаметры частиц грунта обратного фильтра, меньше которых в его составе содержится соответственно 3 и 17% по весу.

По формуле (77) определяется суффозионность защищаемого обратным фильтром грунта, при этом вместо η и $m_ф$ берут $\eta_г$ и $m_г$ защищаемого грунта.

Если зависимость (77) не удовлетворяется, грунт следует считать суффозионным.

Рис. 92. График для определения допустимой пористости грунтов, укладываемых в обратные фильтры:
I — область щебеночных грунтов; *II* — область песчано-гравийно-галечниковых грунтов

Практика показывает, что значения коэффициентов разнозернистости грунтов обратных фильтров можно назначать в широких пределах. Это дает возможность использовать для фильтров естественные карьерные грунты без дополнительной их обработки — отсева (отмыва) частиц, обогащения.

Максимальные допускаемые значения коэффициентов разнозернистости грунтов обратных фильтров:

для несуффозионных грунтов,

$$\eta_ф^{доп} = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leqslant 25; \tag{78}$$

для суффозионных грунтов

$$\eta_ф^{доп} = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \leqslant 15. \tag{79}$$

Рекомендуются следующие допустимые значения коэффициента разнозернистости грунтов для обратных фильтров креплений откосов: из щебеночных грунтов — $\eta_{ф}^{доп} \leqslant 25$; из окатанных песчано-гравелистых грунтов — $\eta_{ф}^{доп} \leqslant 20$. Грунты, коэффициенты разнозернистости которых превышают допустимые значения, могут быть рекомендованы к укладке в обратные фильтры только после проверки их в натурных или лабораторных условиях.

Состав фильтровой подготовки из карьерных грунтов не должен проникать в поры каменной наброски $D_{o}^{к.н}$. Это условие для каменной наброски может быть выражено следующей зависимостью:

$$D_{85}^{ф} \geqslant 0{,}55 D_{o}^{к.н}, \tag{80}$$

где $D_{85}^{ф}$ — размер расчетной фракции, принимаемый по фактической кривой гранулометрического состава карьерного грунта.

Диаметр пор каменной наброски определяется по формуле

$$D_{o}^{к.н} = C \frac{m}{1-m} D_{17}, \tag{81}$$

где $C = 0{,}455^{6}\sqrt{\eta}$ (здесь η — коэффициент разнозернистости наброски);

m — пористость наброски.

Кроме того, гранулометрический состав исследуемого карьерного грунта и его физические характеристики должны удовлетворять условию непроходимости грунта основания в фильтр:

$$d_{cr} \geqslant 0{,}55 D_{o}^{ф}, \tag{82}$$

где $D_{o}^{ф}$ — средний диаметр пор слоя фильтра, определяемый по формуле (81), при этом вместо $m_{ф}$ и D_{17} подставляются m_{r} и d_{17} защищаемого грунта;

d_{cr} — расчетный размер фракций защищаемого несуффозионного грунта, определяемый по графику (рис. 93).

По данному графику в зависимости от материала фильтра и коэффициента разнозернистости грунта основания η_{r} в пределах зоны *I* или *II* определяется процентное содержание сводообразующих частиц P_{cr} и далее по фактической кривой гранулометрического состава основания находится расчетное значение d_{cr}, так как $d_{p_{cr}} = d_{cr}^{расч}$ (см. рис. 93).

При соблюдении условий (77), (80), (82) карьерный грунт обеспечивает надежную защиту тела откоса и самой фильтровой подготовки от волновых воздействий на откос. Если указанные условия не удовлетворяются, то данный карьерный грунт не может быть использован в качестве фильтровой подготовки без дополнительных мероприятий — отсева мелких или крупных фракций или его обогащения.

Толщина слоя обратного фильтра по фильтрационным условиям должна быть

$$T_{мин} \geqslant (5 \div 7)\, D_{85}, \qquad (83)$$

где D_{85} — размер фракций, меньше которых в грунте фильтра содержится 85% по весу.

Рис. 93. График для определения расчетных размеров сводообразующихся частиц грунта:

I — область выбора расчетных значений d_{cr} для фильтров из щебеночного материала; *II* — область выбора расчетных значений d_{cr} для фильтров из песчано-гравелистого грунта; *B* — коэффициент, учитывающий размеры пор в зависимости от раскладки частиц грунта

По условиям производства работ толщину слоев фильтра рекомендуется принимать при ручной укладке не менее 10 *см*, при механизированной — 20 *см*.

При использовании разнозернистого грунта, как показывает практика, обычно достаточно устройства однослойного фильтра — это обеспечивает надежность покрытия. Производство работ при

однослойном фильтре проще, особенно зимой, чем при двух- и трехслойном. Стоимости покрытий с однослойным фильтром ниже по сравнению с покрытиями, где применяется многослойный фильтр.

Известно, что устройство каменных покрытий и их ремонт, особенно каменной мостовой, связаны со значительными затратами ручного труда, поэтому определенный интерес для специалистов, занятых проектированием и строительством берегоукреплений, представляет зарубежный опыт производства работ по устройству каменной наброски на Сайменском канале.

Рис. 94. Планировка земляного откоса специальными планировщиками

Ранее уже отмечалось, что крепление откосов Сайменского канала, имеющих уклон 1 : 1,5—1 : 2,5, выполнено трехслойным. На подготовленную поверхность первоначально укладывался слой песка толщиной 30 *см*, который тщательно укатывался катками. Затем отсыпался слой щебня размером от 3 до 50 *мм*, толщиной 20 *см*. Он также уплотнялся катками. Третий слой толщиной 40 *см* отсыпался из камня размером от 100 до 400 *мм*. Таким обазом, общая толщина крепления получалась равной 90 *см*.

На планировке земляных откосов и всех отсыпаемых слоев крепления используются специальные телескопические планировщики на автомобильном ходу (рис. 94). Агрегатом управляет один человек из кабины, установленной на шасси автомобиля. В эту кабину выведено и управление автомобилем, что дает возможность машинисту перемещать его вдоль откоса без пересадки в кабину водителя. Планировочные работы (рис. 95), выполняемые этими агрегатами, высокого качества, в том числе и на каменной наброске.

Уплотнение всех слоев крепления производится специальным катком, который свободно перемещается по откосу (1 : 2,5) трактором.

На более крутых откосах уплотнение ведется одним катком, который соединяется с трактором гибкой тягой, имеющей длину, равную длине откоса. Трактор совершает челночное движение по горизонтальной поверхности, а каток — точно такие же движения на откосе.

За рубежом в опытном порядке проводились работы по ре-

монту подводных креплений из каменной наброски и бетонных плит с применением бетона с гудронным вяжущим.

В 1958 г. значительные вымоины в каменной наброске на канале Дортмунд—Эмс были заделаны бетоном с холодным гудронным вяжущим, который укладывался на глубину 1,8 *м*. Инертные состояли из щебня крупностью 34—45 *мм* — 35%, 12—25 *мм* — 20%, 5—12 *мм* — 15%, песка крупностью 0,3 *мм* — 25%, известкового порошка крупностью 0,09 *мм* — 5%. Бетон состоял из 7,5 части гудрона на 100 частей инертных (по весу).

Рис. 95. Ровнение каменной наброски

В 1963 г. был применен бетон с гудронным вяжущим при ремонте подводных бетонных плит на р. Майне. Состав инертных: щебень базальтовый 12—18 *мм* — 20%, 8—12 *мм* — 25%, 5—8 *мм* — 25%, песок крупностью 0,12 *мм* — 25%, известковый порошок 0,09 *мм* — 5%. Бетон состоял из 6,7 части гудрона на 160 частей инертных (по весу). Укладка бетона производилась на глубину 6 *м*. Участки, покрытые бетоном с гудронным вяжущим, пока хорошо работают на внешние воздействия, и в них не произошло никаких изменений.

УСИЛЕНИЕ КАМЕННОЙ МОСТОВОЙ НАБРЫЗГ-БЕТОНОМ

Ремонт разрушенных каменных покрытий сопряжен со значительными трудностями и расходами в связи с тем, что его приходится производить ручным способом и, как правило, в холодное время года или в условиях действующего сооружения (а это, кроме того, резко снижает качество ремонта). Чтобы продлить срок службы таких покрытий и исключить медленное их повреждение, необходимо в каменной мостовой тем или иным способом заделывать зазоры.

В пятидесятых годах на канале имени Москвы и Волго-Донском канале имени В. И. Ленина делались попытки вручную заполнить зазоры в каменных покрытиях цементным раствором. Однако уже через год в цементном заполнении зазоров в большинстве случаев образовывались трещины и сам раствор откалывался от камней, а через 3—4 года такие крепления полностью разрушались.

В 1964—1965 гг. на канале имени Москвы вновь были проведены работы по усилению каменного мощения, но уже путем применения набрызг-бетона. Нанесение бетонной смеси на каменное крепление производилось при помощи шприц-бетономашины С-630А, установленной на самоходном грузовом теплоходе грузоподъемностью 60 *т*. На этом же теплоходе располагались все остальные механизмы, необходимые для работы шприц-машины: бетономешалка емкостью 250 *л*; компрессор КСЭ-5 производительностью 5 $м^3/мин$ с давлением до 5 *атм*; насос марки 2К6 производительностью 18 $м^3/ч$ с напором 20 *м*. На судне имелось три трюма: для гравия — объемом 12 $м^3$, для песка — 15 $м^3$ и для цемента — объемом 9 $м^3$. Электроэнергия в процессе работ подавалась от генератора мощностью 250 *квт*.

Состав бригады, выполнявшей работы непосредственно на стройплощадке по устройству стяжки из набрызг-бетона, включал 9 человек. Работы по устройству каменной мостовой в местах ее нарушения и по загрузке инертных и цемента в трюмы судна выполнялись другими бригадами.

Сухая смесь из бетономешалки подавалась в барабан шприц-машины, а оттуда под давлением 0,8—1,2 *атм* по шлангу в сопло. Вода под давлением 1,5 *атм*, подавалась непосредственно в сопло. Проектный состав бетонной смеси цемент — песок — гравий 1,0 : 3,4 : 1,1; расход цемента на 1 $м^3$ бетона — 330 *кг*. Для ускорения схватывания бетонной смеси применялась специальная добавка ОЭС в количестве 1 *л* на замес. Добавка представляет собою спек, получаемый при производстве алюминия, и состоит из алюмината и феррита натрия [6].

Бетонирование велось одним слоем, сразу на всю проектную толщину. Защитный слой бетона до арматуры на армированном участке был выдержан в пределах 2—3 *см*.

В процессе работ очистка поверхности камня производилась в основном струей воды с песком под давлением до 2 *атм*.

Установку для нанесения набрызг-бетона (особенно шприц-машину) нельзя считать совершенной. Основными недостатками ее являются: отсутствие устройств, обеспечивающих постоянство водоцементного отношения смеси; цикличность работы установки; наличие явления «отскока» материала и неизбежных потерь; относительно низкая производительность шприц-машины; строгое ограничение размера частиц крупного заполнителя и т. п.

Благодаря заполнению пустот, даже при тонкой стяжке, долговечность крепления несколько повышается. Однако при толщине стяжки 1,5 *см* в результате коррозионных процессов после 5 лет

эксплуатации появились отдельные выступы камней, а между тонкой пленкой цементного камня и лицевой поверхностью мощения отсутствует достаточно хорошее сцепление. Поверхностный слой стяжки толщиной до 10 *мм*, имевший рыхлую структуру, в результате размораживания частично разрушился. Ниже этого слоя бетон имеет плотную структуру. Во время работы на откосе были изготовлены кубики путем набрызга смеси в металлические формы. Через 6 месяцев кубики были испытаны на сжатие и показали прочность 100—120 *кГ/см*^{2}.

Ввиду указанных недостатков и значительных трудозатрат этот метод не получил дальнейшего применения на канале имени Москвы при ремонте каменных покрытий.

РЕМОНТ ОДЕРНОВАННЫХ И ЗАЛУЖЕННЫХ ОТКОСОВ

Одерновка земляных откосов производится, как правило, в период строительства сооружения. В процессе эксплуатации за ней постоянно ухаживают и осуществляют ремонт поврежденных мест.

Ремонт одерновки лучше всего производить осенью или ранней весной, так как в летнее время дерн, уложенный на откосы, несмотря на поливку, быстро высыхает и плохо приживается. Перед укладкой дерна на тщательно взрыхленную поверхность откоса добавляется растительная земля слоем не менее 4 *см*. Одерновка откоса может быть сплошной или в клетку. При одерновке в клетку свободное пространство в клетках засыпается растительным грунтом и засевается семенами многолетних трав.

Откосы с мощным слоем дерна и хорошим злаковым травостоем, при надлежащем ежегодном уходе, не нуждаются в капитальном ремонте в течение 8—10 лет. При плохом уходе за 2 года злаковая растительность может уступить место мхам. В этом случае требуется произвести залужение заново. Оно производится с обязательным удалением мха, добавлением растительной земли и минеральных удобрений, в том числе извести, и последующим посевом трав. Лучшей подсыпкой является обыкновенная растительная земля, снятая с пахотных полей, залежей и лугов с некислыми почвами слоем до 6 *см*. Известь применяется в тех случаях, когда злаковые растения вытесняются мхами. Вносится известь ранней весной до начала роста трав или поздней осенью из расчета 1—2 *т* (гашеной извести) на 1 *га*.

Одним из важных мероприятий по укреплению откосов земляных сооружений в период эксплуатации является поддержание имеющегося травянистого покрова. Для этого необходимо на откосы вносить растительную землю не реже чем раз в 8 лет, а на высокие и крутые откосы (плотины, дамбы) — раз в 5 лет, так как почва на них под действием талых и ливневых вод смывается быстрее. В порядке ухода за откосами следует ежегодно вносить минеральные удобрения, желательно в два срока (50% весной и 50% в августе после покоса), а также производить подсев трав [7].

Посев трав на откосах каналов, дамб и т. д. в средней полосе СССР следует производить в начале августа, т. е. вслед за покосом. Перед посевом, в случае необходимости, вносится растительная земля, минеральные удобрения и выполняется обязательное двукратное прочесывание откосов, причем разрыв между прочесыванием и посевом не должен быть более чем 2 дня. Для создания хорошей дернины и ее сохранности на откосах необходимо составлять травосмесь, включающую любое количество видов многолетних трав, но обязательно трех групп — корневищевых, рыхлокустовых и бобовых. Корневищевые травы (костер безостый, овсяница красная) создают высокую прочность дерна на разрыв, так как их корни располагаются в почве горизонтально. На крутых откосах сеют больше корневищевых и бобовых трав, создающих более связанную и прочную дернину, уменьшая посев рыхлокустовых.

Подбор травосмесей производится в зависимости от особенностей почв откосов и их крутизны. Так, например, в условиях выемки, в особенности глубокой, в травосмесь должны входить засухоустойчивые злаки: овсяница красная, костер безостый, пырей американский, клевер белый, люцерна и т. п. Однако такие злаки, как тимофеевка, мятлик луговой и обыкновенный, в условиях высоких откосов развиваются плохо.

Примерный состав травосмеси на 1 *га* откосов выемки, определенный на основании накопленного опыта по уходу и эксплуатации залуженных откосов сооружений, расположенный в средней полосе СССР, приведен в табл. 25.

Таблица 25

Наименование трав	Группа	Содержание, %	Содержание, *кг*
Овсяница луговая	Рыхлокустовых	40	32
Овсяница красная	Корневищевых	10	8
Пырей	»	15	12
Костер безостый	»	15	12
Клевер	Бобовых	10	8
Прочие (тимофеевка, мятлик луговой, люцерна)	»	10	8
Итого	—	100	80

Для залужения одернованных откосов устанавливается средняя норма высева семян — 70—80 *кг* на 1 *га*. При изреженном травостое нормы высева могут быть увеличены до 100—120 *кг* на 1 *га*. На участках с удовлетворительным травостоем норма подсева трав может быть уменьшена в 3—4 раза.

Уход за зеленым покровом откосов заключается в прочесывании откосов граблями в ранний весенний период, удалении мха, сорной растительности и растительных остатков, а также в скашивании травы в самом начале массового ее отцветания. Раз в 5 лет

травы следует оставлять нескошенными до созревания и осыпания семян. Такое самоосеменение способствует восстановлению и новому загущению травостоя.

Все перечисленные выше работы по уходу за травяным покровом откосов выполняются только вручную. В последнее время заметно стремление работников озеленения заменить некоторые трудоемкие ручные работы по уходу более прогрессивными. Так, на откосах судоходных каналов и других сооружений вместо прочесывания производится сжигание старой растительности. Эта работа ведется ранней весной до начала развития растений. Такой прием способствует удобрению почвы и резко сокращает трудозатраты по уходу. Наблюдения за откосами, обработанными таким способом, показали, что травяной покров на них даже улучшился.

В отечественной практике эксплуатации одернованных и залуженных откосов на них запрещается пасти скот. Однако из литературных источников известно, что в некоторых странах пастьба отдельных видов скота разрешается и даже признается полезной.

По данным Ф. Ф. Цитшера [43], внешние откосы дамб, ограждающих европейское побережье Северного моря, защищаются почти исключительно дерновым покровом. Причем отмечается, что пастьба овец на дерновом покрове способствует его укреплению. В этом случае трава становится короткой, а грунт хорошо уплотняется.

Наводнение в Голландии, происшедшее в результате штормового нагона, показало, что состав грунта для покрытия откосов дамб имеет большее значение, чем характер дернового покрова. Это положение особенно важно для дамб с песчаным телом. Поэтому при оценке качеств грунтов для покрытия откосов дамб, подвергающихся затоплению и воздействию волнения, их геологические свойства приобретают первостепенное значение, а биологические свойства, определяющие условия развития дерна, отходят на второй план.

РЕМОНТ ОПОЛЗНЕВЫХ УЧАСТКОВ НА СУДОХОДНЫХ КАНАЛАХ

Причины оползневых явлений. Оползневые явления довольно часто встречаются на берегах рек и реже на берегах каналов и других искусственно созданных водоемов. Эти явления, как правило, сопровождаются разрушениями отдельных элементов сооружений, иногда с выводом последних из эксплуатации.

Оползни являются результатом воздействия чрезвычайно большого количества причин, которые обычно делятся на две большие группы: статико-динамические, вызванные ухудшением внешних условий устойчивости берега, и консистентно-структурные, вызванные ухудшением внутренних условий устойчивости земляных масс.

К первой группе причин в основном относятся: статическая нагрузка от сооружений и подвижная нагрузка от движущихся

транспортных и подъемных средств; увеличение веса призмы обрушения вследствие насыщения грунта атмосферными осадками, понижения уровня грунтовых вод и т. п.; уменьшение отпорного действия упорной призмы в результате ее подмыва течением и т. д.

Ко второй группе причин следует отнести: понижение сцепления и внутреннего трения, вызванное насыщением грунта атмосферной или подземной водой; изменение структуры грунта вследствие выветривания или суффозии; наличие глинистых прослоек, часто выполняющих роль смазки, и т. д.

Перечисленные причины, безусловно, не охватывают полностью тех факторов, которые могут оказать существенное влияние на образование оползней.

Сложность выявления причин оползневых явлений объясняется тем, что они всегда вызываются совокупностью нескольких факторов, причем доминирующая роль остается за водой, которая влияет не только на возникновение оползня, но и на дальнейшее его развитие. Поэтому берега судоходных каналов, проходящих в выемках, особенно в глубоких, должны иметь ливнеотводную сеть. Невыполнение требования по отводу поверхностных вод с берегов канала водораздельного бьефа на глубокой выемке Волго-Балтийского водного пути имени В. И. Ленина привело уже в первые годы эксплуатации к большому расстройству надводной части одернованных в клетку откосов.

В процессе эксплуатации берегоукреплений каналов и других сооружений необходимо проводить постоянные наблюдения за отводом поверхностных вод, особенно в весенний период. Данные по наблюдениям за оползнями на берегах судоходных каналов и других искусственных сооружений показывают, что абсолютное большинство их приходится на март—май и лишь незначительное количество — на осенние месяцы. Ниже приводятся краткое описание некоторых оползней, происшедших в период строительства и эксплуатации на отечественных судоходных каналах, и приемы ремонтных работ по их ликвидации.

Водораздельный канал Волго-Балтийского водного пути имени В. И. Ленина. Часть канала проходит в легкоразмываемых грунтах. Как отмечалось выше, канал был выполнен гидромеханизированным способом, без закрепления берегов и проведения каких-либо инженерных мероприятий по сбору и отводу атмосферных и грунтовых вод [14]. Поэтому в процессе эксплуатации на некоторых участках канала стали происходить оползни (рис. 96), вызванные рядом причин, в том числе отсутствием ливнеотводной сети. Проводимые ежегодно ремонтные работы, в целях обеспечения уширения канала, не способствовали сокращению оползневых явлений. Губительное действие на эти участки оказывали судовая волна и грунтовые воды.

На одном из каналов подрезка правого берега волной достигла местами столь значительных размеров, что весь вышележащий массив тела откоса протяженностью около 300 *м* оказался в неустойчивом положении. Создались условия для появления боль-

ших оползней, особенно в период прохождения дождей, что потребовало от эксплуатационников проведения срочных ремонтных работ.

Рис. 96. Оползневой участок водораздельного канала

Был разработан проект укрепления оползневых участков водораздельного канала. Креплением предусматривалось обеспечить защиту спланированных и одернованных надводных откосов

Рис. 97. Конструкция крепления берегов водораздельного канала:

1 — профиль канала по основному проекту его уширения; *2* — профиль по состоянию на июль 1968 г; *3* — банкет берегоукрепления из рядового камня; *4* — гравий крупностью 5—40 *мм*; *5* — сплошная одерновка; *6* — естественная песчано-гравийная смесь; *7* — засыпка местным песчаным грунтом; *8* — линия выравнивания откоса с одерновкой в клетку и посевом трав; *9* — крупный камень; *b* — расстояние до оси канала по основному проекту уширения — 55,4 *м*; b_1 — расстояние от створа выставленных разбивочных вех до оси канала — 59,3 *м*

от оползания, прекращение переработки судовой волной участков, где откосы сложены легкоразмываемыми грунтами, а также значительное сокращение объемов ремонтного землечерпания и придание надводным откосам правильного очертания и надлежащего внешнего вида.

Конструкция крепления (рис. 97) была принята, исходя из расположения каменного банкета на фактически сформировавшемся плотном пляже у берега канала, уже имеющего в средней части своего профиля достаточные для судоходства габариты по глубине и по ширине. Конструкция учитывала производственный опыт, который показал, что производить укладку камня в банкет непосредственно с баржи 3-тонным плавучим краном невозможно, поскольку при наличии подводного пляжа плавкран не может приблизиться к берегу настолько, чтобы достать до банкета; выполнить углубление дна у берега для создания условий приближения плавкрана не представляется возможным, так как это потребовало бы больших объемов землечерпательных работ и придало бы подводному откосу такое очертание, которое сделало бы положение самого каменного банкета неустойчивым. В связи с этим нужно вести работы автосамосвалами.

Для обеспечения возможности пионерной отсыпки камня в банкет автосамосвалами ширина его в этом проекте была принята увеличенной до 5 *м* по гребню (4 *м* приходится на первоначально отсыпаемый рядовой камень и 1 *м* — на отсыпаемый позднее крупный камень с лицевой стороны) при возвышении всего банкета на 1 *м* над максимальным судоходным уровнем. После отсыпки на тыловой откос банкета полуметрового слоя гравия крупностью 5—40 *мм* остальная часть пазухи засыпается до гребня банкета естественной песчано-гравийной смесью. Смесь должна иметь коэффициент фильтрации не менее 50 *м/сутки* и удовлетворять по крупности условию межслойного соотношения с грунтом тела откоса $\left(\frac{d_{60}\ \text{смеси}}{d_{40}\ \text{грунта}} \leqslant 10\right)$. Неровности в поверхности гребня банкета засыпаются гравием.

Операции по отсыпке камня, а затем гравия и, наконец, песчано-гравийной смеси должны вестись одна за другой непрерывно. Исходя из этого предусматривалось создать на берегу запасы названных материалов, которые следует восполнять по мере расхода. Для приема с воды и складирования материалов отводился участок берега, где сохранялась нижняя берма увеличенной ширины, возле которой можно установить плавучий кран. Отвозка материала с бермы к началу банкета должна производиться по специально организованным съездам.

По достижении банкетом мест выхода на откос грунтовых вод в этих местах закладываются траншеи (рис. 98), которые начинаются от слоя песчано-гравийной смеси, уложенной в пазуху за банкетом, и простираются до очагов выхода грунтовых вод.

Одновременно предусматривалось произвести ликвидацию оврагов и оползневых террас на сухих откосах с закладкой в необходимых местах по образующей откоса дренажных траншей, заполненных песчано-гравийной смесью, планировкой откосов и закреплением одерновкой. Кроме того, должен быть устроен поверхностный водоотвод с нагорными канавами и водовыпусками на откосах каналов.

В ходе работ имели место отступления от проекта. Была допущена несвоевременная укладка слоя гравия за каменный банкет, что приводило к замыву банкета песком, выносимым из тела откоса грунтовыми водами, и нарушению правильности отсыпки обратного фильтра. Разгрузка песчано-гравийной смеси за банкет производилась отдельными кучами без разравнивания. Это вело к тому, что в пространство между этими кучами вклинивались песчаные выносы, прерывая дрену. Задержки с засыпкой пазухи песчано-гравийной смесью не позволяли вести устройство дренаж-

Рис. 98. Сопряжение откосной отводящей дрены с берегоукреплением:
а — продольный разрез; *б* — поперечный разрез; *1* — банкет из рядового камня; *2* — гравий крупностью 5—40 *мм*; *3* — откосная дрена из песчано-гравийной смеси; *4* — уровень грунтовых вод

ных траншей из этой смеси к очагам выхода грунтовых вод, а это, в свою очередь, приводило к разрушению ранее спланированных и одернованных откосов и увеличению объемов работ. Песчано-гравийная смесь по своему гранулометрическому составу не соответствовала требованиям проекта.

Выполнение такого крепления требует проведения довольно большого объема работ. В среднем на 1 *пог. м* крепления приходится отсыпать в банкет рядового и крупного камня (с учетом погружения в грунт 20%) 7 $м^3$; гравия — в обратный фильтр (с учетом выравнивания неровностей в гребне банкета) — 0,62 $м^3$, песчано-гравийной смеси — 12 $м^3$. Кроме того, для образования бермы отсыпается грунт в объеме 80 $м^3$; производится сплошная одерновка — 2 $м^2$ и одерновка в клетку — 120 $м^2$.

Поскольку опыта эксплуатации такого типа крепления еще не было, то за его состоянием сразу же после возведения ведутся систематические инструментальные наблюдения на закрепленных в натуре поперечниках. Основной задачей наблюдений является определение возможных деформаций каменного банкета и переформирований подводных откосов. Возможные в первый период осадки у лицевой грани банкета предусмотрено восполнять дополнительной отсыпкой крупного камня.

Предполагается этот способ укрепления берегов использовать на других участках водораздельного канала, где возможно появление оползней.

Водораздельный бьеф канала имени Москвы. Участок канала, называемый глубокой выемкой (13,5 *км*), находится на водораздельном бьефе и на всем протяжении проходит в выемке, достигающей глубины 24 *м*. Ширина канала по дну здесь равна

Рис. 99. Геологический профиль по оползню на глубокой выемке (период строительства):

1 — профиль откоса канала до оползня; *2* — профиль оползня на 25 ноября 1935 г.; *3* — профиль оползня на 15 июля 1936 г.; *4* — плоскость, по которой происходило оползание; *5* — уровень грунтовых вод; $Q_{II}d$ — делювий; $Q_I m_1$ — морена нижняя; $Q_I m_2$ — морена верхняя; $Q_{II} fg_1$ — флювиогляциальные ледниковые отложения

46 *м*. От отметки дна идет откос с заложением 1 : 4 на высоту 4 *м*, затем он переходит в берму шириной в 1 *м*, выше бермы на высоту 2,5 *м* следует откос с заложением 1 : 2,5, а далее на высоту 1,5 *м* — откос с заложением 1 : 2, который заканчивается бечевником. Выше бечевника откос выемки на всем протяжении канала имеет заложение 1 : 1,5. Откос канала на 1,5 *м* ниже НПУ и на 1 *м* выше НПУ укреплен каменной мостовой. Вся остальная надводная поверхность откосов укреплена одерновкой.

За период существования канала на одном участке глубокой выемки длиной около 200 *м* произошло три крупных оползня.

Геология оползневого участка показана на рис. 99. Мощность делювиальных отложений составляет 2,0—3,5 *м*, морены — около 14 *м*, весьма значительной величины достигает мощность флювиогляциальных песков. Подошва нижней морены располагается на уровне дна канала. Поток грунтовых вод и его зеркало имеют закономерный уклон, направленный в сторону канала.

Первый крупный оползень с объемом оползшей массы, равной 30 тыс. $м^3$ грунта, произошел в 1935—1936 гг. в результате выноса песка из тела откоса при быстром снижении уровня грунтовых вод во время земляных работ на этом участке канала. После снятия

оползшей массы грунта на участке образовалась подковообразная впадина, обращенная вогнутой стороной к каналу.

Второй оползень произошел в 1938 г. (после наполнения канала водой). Объем оползшей массы составлял 10 тыс. $м^3$ грунта. Для наблюдения за оползнем была установлена сеть реперов. Наблюдения показали, что смещению подвергся почти весь откос подковообразной впадины. Наибольшее горизонтальное смещение в нижней части откоса достигло 8 *м*. Основные смещения грунта в 1938 г. происходили по тем же плоскостям, что и в 1935 г.

В качестве мероприятий по «лечению» оползневого участка в 1938—1939 гг. на границе вновь созданного бечевника на глубине 2,0—2,5 *м* был уложен горизонтальный дренаж протяженностью 125 *м*, а для отвода атмосферных вод с откоса в верхней его части «елочный» дренаж с глубиной траншей 0,2—0,3 *м*.

Третий оползень произошел в апреле 1944 г. Он захватил откос примерно на 10 *м* выше уреза воды, а зона срыва достигла 1,5 *м*. В направлении, перпендикулярном урезу воды, оползень простирался на 40—50 *м*, а вдоль уреза — на 100 *м*. Сравнение планов оползневого участка 1938 и 1944 г. показало, что верхняя граница оползня занимала в эти годы одно и то же положение.

В последующие годы дважды наблюдалась подвижка оползня.

Анализ материалов гидрологических исследований и наблюдений за поведением оползневого участка в период эксплуатации канала показал, что основной причиной оползания откоса следует считать малую механическую прочность отторженцев юрских глин (черных суглинка и супеси), на которых покоится морена, слагающая верховую часть откоса. Поверхность отторженцев имеет уклон в сторону канала. Оползание происходило по контактной плоскости моренных суглинков с юрскими глинами. Оно усугублялось тем обстоятельством, что эта плоскость совпадала с уровнем грунтовой воды, выполняющей роль смазки отторженцев.

Второй причиной, оказавшей существенное влияние на развитие оползней, является переувлажнение моренных суглинков атмосферными водами, проникающими в толщу откоса. В результате они ухудшают свои физико-механические свойства — уменьшаются силы сцепления.

Мероприятия, осуществленные на оползневом участке в период эксплуатации канала, не улучшили состояние оползневого откоса. Продольный дренаж, уложенный по границе вдоль созданного бечевника на глубине 2,0—2,5 *м*, не мог выполнять своей основной задачи — понижение уровня грунтовых вод, так как он был на 30—50 *см* выше уровня воды в канале. Поверхностный «елочный» дренаж, назначение которого состояло в том, чтобы организованно отвести с поверхности откоса атмосферные осадки, оказывал только отрицательное действие на устойчивость откоса, так как дно и стенки дрен под действием протекающих по ним с большой скоростью дождевых вод размывались, разрушая прилегающую к ним часть откоса. Нагорная канава на оползневом участке, как правило, находилась в загрязненном состоянии и поэтому

являлась местом, где скапливались дождевые воды, что способствовало увлажнению грунтов откоса.

Учитывая то обстоятельство, что оползанию подверглась надводная часть откоса и совершенно не затронута подводная часть, так как плоскость скольжения совпадала с уровнем воды в канале, при разработке мероприятий по ликвидации оползней откоса не было необходимости предлагать дорогостоящие мероприятия (глубокий дренаж, шпунты, подпорные стенки и т. д.).

При создавшихся условиях Всесоюзный научно-исследовательский институт водоснабжения, канализации, гидротехнических сооружений и инженерной гидрогеологии, проводивший исследования, рекомендовал ограничиться систематическими наблюдениями за состоянием откоса, не допускать скапливания атмосферных осадков на его поверхности, содержать в хорошем состоянии нагорную водоотводную сеть и своевременно заделывать поверхностные трещины. В последующем представлялось целесообразным произвести срезку откоса с целью его уположения до 1 : 2,5, что должно было увеличить устойчивость верховой его части.

Рассмотрим еще один оползневой участок — участок на канале № 289-б. Этот канал также расположен на водораздельном бьефе и соединяет Икшинское водохранилище с Пестовским, его длина 5,8 *км*. На всем протяжении он проходит по низменной болотистой местности. Поперечное сечение канала: ширина по дну 46 *м*, затем — откос с заложением 1 : 4 на высоту 4,1 *м*, заканчивающийся двухметровой бермой, от которой начинается тройной откос на высоту 3,3 *м*. Последний на высоту 3 *м* укреплен каменной наброской толщиной 25 *см* на фильтре из гравия (10 *см*) и мха (30 *см*). Упором для каменной наброски служит деревянная заборка, устроенная на берме.

Откосы канала 289-б слагаются в основном из иловатых и замергелеванных торфов, мощность которых колеблется в пределах 5—8 *м*. Торфяная толща пронизана пропластками ила, илистых песков и илистых суглинков. Подстилающим слоем для торфов служат иловатые суглинки, покоящиеся на мощном слое глинистого песка с галькой. Основанием дна канала почти на всем его протяжении служат иловатые торфы, и лишь на участке в 0,7 *км* торфы сменяются иловатыми суглинками. Уровень грунтовых вод располагается ниже дневной поверхности на 1,0—1,5 *м*.

После того как в момент проведения земляных работ на участке канала протяженностью более 1 *км* обнаружили трещины в откосах с заложением 1 : 4 (которые свидетельствовали о наличии оползневых явлений), откосы были уположены до заложения 1 : 5, а двухметровая берма уширена до 8 *м*. На части поврежденного откоса протяженностью около 300 *м* дополнительно к отмеченным мероприятиям по кромке дна забили досчатый шпунт на глубину 2,5 *м*, а откос с заложением 1 : 5 пригрузили слоем песка толщиной в 1 *м*.

За период эксплуатации канала с 1937 по 1944 г. никаких особых изменений в откосах не наблюдалось. В 1944 г. были обнару-

жены резко выраженные оползневые явления на восточном берегу, в двух местах. В одном месте бечевник имел просадку 0,25—0,60 *м*, вследствие чего образовались трещины, которые захватили мокрый и сухой участки откоса. Трещины на бечевнике шириной в верхнем раскрытии 0,3—0,5 *м* и глубиной 0,25—1,0 *м* располагались концентрическими линиями, концы которых уходили в подводную часть откоса. В результате происшедших деформаций мокрый откос, укрепленный каменной наброской, местами уположился, не нарушая целостности крепления. Откос ниже подводной бермы также подвергся небольшим деформациям. В другом месте характер оползня имел такие же формы, но объемы оползших масс грунта были бо́льшими, в результате чего поперечный профиль канала резко изменился: ширина по дну уменьшилась с 46 до 36 *м*, дно поднялось местами на 1,1—1,5 *м*, а откосы уположились — их заложение колебалось в пределах 1 : 5,3 — 1 : 7,6.

Анализ архивных материалов по гидрогеологическим исследованиям района этого канала, материалов по наблюдениям за состоянием откосов в процессе эксплуатации и лабораторные исследования грунтов показали, что основные причины оползней:

малая устойчивость грунтов — илистые торфы, чрезвычайно легко подвергаются деформациям при относительно небольших дополнительных нагрузках, которыми в период строительства оказались грунты, укладываемые на бровке канала, а в период эксплуатации (1943/44 г.) склады дров на бечевнике;

гидродинамическое давление воды, которое было результатом быстрого сброса в зиму 1943/44 г. уровня воды в канале на 3,1 *м* (не предусматривался проектом);

насыщение грунтов (торф) атмосферными водами, которое увеличивалось через кювет, близко расположенный к бровке (3,5 *м*) и находившийся в запущенном состоянии,— там скапливались атмосферные воды.

Для предупреждения появления дальнейших оползневых явлений все трещины в откосах и бечевнике были прочищены и плотно заделаны торфом; места откосов с разрушенным мощением были укреплены каменной наброской и фашинами; была запрещена езда по бечевнику канала; имеющийся водосборный кювет был засыпан и на расстоянии 100 *м* от бровки канала сделан новый; была запрещена разработка торфа в прибрежной зоне канала, так как выемка служит местом скапливания атмосферных осадков.

В заключение следует отметить, что на тех участках каналов и других земляных гидротехнических сооружениях, где еще в период строительства возникают оползневые явления, необходимо до ввода сооружений в эксплуатацию устанавливать систематические наблюдения и продолжать их в периоды эксплуатации в течение нескольких десятилетий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Водарский Е. А. Берегоукрепительные и выправительные сооружения на реках и укрепление берегов судоходных каналов. М.—Л., Госстройиздат, 1934, 208 с.

2. Быков Л. С. Ремонт креплений откосов. Опыт эксплуатации сооружений канала имени Москвы 1937—1962 гг. М., «Речной транспорт», 1962, с. 46—53.

3. Гуревич В. Б. Строительство гидротехнических сооружений из сборного железобетона. М., «Речной транспорт», 1961, 299 с.

4. Гуревич В. Б. Речные портовые гидротехнические сооружения. М., «Транспорт», 1969, 415 с.

5. Доманевский Н. А., Мясников М. В. Обобщение опыта выправительных работ на реках Верхне-Днепровского бассейна. М., «Речной транспорт», 1956, 126 с.

6. Евдокимова Л. А. Ускоритель схватывания и твердения набрызгбетона. «Гидротехническое строительство», 1966, № 12, с. 20—22.

7. Жданов В. С. и др. Эксплуатация гидротехнических сооружений. М., «Речной транспорт», 1956, 407 с.

8. Зернов Д. А. Определение предельных скоростей движения судов на каналах. М., «Речной транспорт», 1970, № 12, с. 37—39.

9. Инструкция по защите от коррозии стальных и железобетонных строительных конструкций лакокрасочными покрытиями. М., НИЖБ, 1964, 154 с.

10. Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений. М.—Л., «Энергия», 1965, 97 с.

11. Инструкция по наблюдениям и исследованиям на судоходных гидротехнических сооружениях. Часть I. Гидротехническая. Л., «Транспорт», 1967, 88 с.

12. Комиссаров Н. Г. «Скорости движения судов по каналам». Производственно-технический сборник ТУ МРФ, № 8. М., «Речной транспорт», 1963, с. 14—18.

13. Крылов Г. А. Волго-Балтийский водный путь имени В. И. Ленина. «Гидротехническое строительство», 1970, № 3, с. 1—9.

14. Крылов Г. А. Опыт эксплуатации и народнохозяйственное значение Волго-Балтийского водного пути имени В. И. Ленина. «Гидротехническое строительство», 1970, № 4.

15. Кусков Л. С. Зимний режим канала Москва—Волга. Опыт эксплуатации сооружений канала Москва—Волга. Выпуск III. М.—Л., Госэнергоиздат, 1947, с. 203—220.

16. Маслов Н. Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидротехническом строительстве. М.—Л., Госэнергоиздат, 1955, 468 с.

17. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., «Высшая школа», 1968, 629 с.

18. Метелицина Г. Г. Определение веса камня и бетонных блоков в защитной одежде сооружений, подверженных воздействию волн. «Гидротехническое строительство», 1967, № 5, с. 38—48.

19. Методическое пособие по проектированию, строительству и эксплуатации асфальтобетонных покрытий при берегоукреплении и выправлении рек. Новосибирск, Западно-Сибирское книжное изд-во, 1965, 71 с.

20. Михайлов А. В. Волго-Донской судоходный канал имени В. И. Ленина и Цимлянский гидроузел. «Гидротехническое строительство», 1970, № 1, с. 5—10.

21. Молеро Ф. Ф. Крепление волновых откосов. Киев, Госстройиздат, 1960, 162 с.

22. Николадзе Г. И. Пластмассы в водном хозяйстве. М., Россельхозиздат, 1970, 104 с.

23. Патуров В. В. Отвердение полимербетонов при отрицательной температуре. «Бетон и железобетон», 1969, № 5, с. 11—12.

24. Положение о планово-предупредительном ремонте судоходных гидротехнических сооружений. М., «Транспорт», 1970, 104 с.

25. Правила технической эксплуатации судоходных гидротехнических сооружений. М., «Транспорт», 1966, 56 с.

26. Плакида М. Э. Оградительные сооружения при транспортном освоении водохранилищ. Труды ЦНИИЭВТа, вып. XV. Вопросы гидротехники. М., «Речной транспорт», 1958, с. 49—63.

27. Плакида М. Э. О влиянии пологости волн на определение веса блоков в набросных сооружениях, подверженных действию волн. «Гидротехническое строительство», 1969, № 1, с. 38—41.

28. Пышкин Б. А. и др. Проектирование защитных сооружений на водохранилищах. Киев, издательство АН УССР, 1962, 135 с.

29. Сазыкин И. Н., Лещинский В. М. Методика определения параметров вибрации плитного крепления и грунтового откоса при волновом воздействии. Вып. 67. ЦНИИСа. Транспортные гидротехнические сооружения. М., «Транспорт», 1967, 33—54 с.

30. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега. М., Госстройиздат, 1960, 132 с.

31. Технические условия производства и приемки работ по возведению морских и речных портовых сооружений. Укрепление берегов, пляжей и откосов земляных гидротехнических сооружений. М., Оргтрансстрой, 1962, 62 с.

32. Технический отчет о строительстве Волго-Донского судоходного канала имени В. И. Ленина, Цимлянского гидроузла и оросительных сооружений, т. I. Госэнергоиздат, М., 1957, 148 с.

33. Технический отчет о проектировании и строительстве Волжской ГЭС им. XXII съезда КПСС. М.—Л., «Энергия», 1965.

34. Технический отчет о строительстве Волго-Балтийского водного пути им. В. И. Ленина. Том I. Центральный институт нормативных исследований и научно-технической информации. «Оргтрансстрой» Министерства транспортного строительства СССР, М., 1968, 310 с.

35. Указания по проектированию состава гидротехнических бетонов. М.—Л., Госэнергоиздат, 1963, 83 с.

36. Указания по проектированию гидротехнических сооружений подверженных волновым воздействиям. М., Стройиздат, 1965, 131 с.

37. Указания по определению ледовых нагрузок на речные сооружения. М., Стройиздат, 1967, 19 с.

38. Указания по проектированию антикоррозийной защиты строительных конструкций. М., Стройиздат, 1968, 41 с.

39. Указания по проектированию и устройству монолитных асфальтобетонных облицовок гидротехнических сооружений. М., «Энергия», 1968, 103 с.

40. Указания по проектированию судоходных каналов. Л., «Транспорт», 1971.

41. Федоров Г. Ф., Зернов Д. А. Влияние скоростей движения крупнотоннажных судов на откосы канала. М., «Речной транспорт», 1964, № 10, 38—39 с.

42. Хасин Б. Ф. Исследование строительных герметиков для уплотнения стыков плит и деформационных швов железобетонной облицовки каналов. «Гидротехническое строительство», 1969, № 1, с. 19—24.

43. Читшер Ф. Ф. Применение асфальтовых покрытий для укрепления берегов. М., Стройиздат, 1964, 411 с.

44. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Госстройиздат, 1963, 636 с.

45. Чекренев А. И., Гришанин К. В. Водные пути. Ч. II. М., «Транспорт», 1964, 319 с.

46. Шанкин П. А. Расчет покрытий откосов гидротехнических сооружений. М., «Речной транспорт», 1961, 292 с.

47. Шайтан В. С. Проектирование креплений земляных откосов на водохранилищах. М., Госстройиздат, 1962, 215 с.

48. Maschinenmarkt, 1966, № 68.

49. Consult Engineer (USA), 1964, № 2.

50. Sivil Ehgineering, 1963, № 1.

ОГЛАВЛЕНИЕ

От авторов 3

Глава I. **Классификация и применение берегоукреплений на внутренних водных путях** 4

Расположение берегоукреплений 4

Применение берегоукреплений в сооружениях различного назначения . . . . . .

Расположение берегоукреплений относительно уровней воды и способы производства работ . . . . . 2[illegible]

Типы конструкций и виды строительных материалов . . . . 2[illegible]

Глава II. **Материалы, применяемые для берегоукрепительных работ** 2[illegible]

Камень, щебень, гравий . . . . . 2[illegible]

Бетон и железобетон 28

Прочие материалы 39

Глава III. **Современные конструкции берегоукреплений** . . . 4[illegible]

Набросные крепления 46

Плитные крепления 56

Крепление откосов вертикальными стенками . . . . . 7[illegible]

Тюфячные крепления 84

Другие типы креплений 94

Технико-экономические показатели различных типов креплений и рекомендации по их применению 99

Глава IV. **Расчеты берегоукреплений** 107

Нагрузки и воздействия 107

Определение границ крепления 116

Расчет креплений в виде каменной наброски 119

Расчет плитных креплений 121

Расчет креплений в виде незаанкерованных шпунтовых стенок . 128

Расчет креплений из гибких грунтонепроницаемых тюфяков . . 13[illegible]

Статическая устойчивость склонов и откосов . . . . . 13[illegible]

Динамическая устойчивость затопленных песчаных откосов . . 143

Глава V. **Эксплуатация берегоукреплений** 154

Скорости движения судов по каналам 154

Режим уровней воды 160

Техническая эксплуатация креплений 164

Разрушения креплений, их классификация 173

Состояние креплений действующих судоходных каналов . . 177

Глава VI. **Ремонт берегоукреплений** 185

Составление проектно-сметной документации. Приемка выполненных работ 185

Ремонт плитных креплений 189

Ремонт каменных покрытий 195

Усиление каменной мостовой набрызг-бетоном 201

Ремонт одернованных и залуженных откосов 203

Ремонт оползневых участков на судоходных каналах . . . 205

Список литературы 214

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
136	8-я сверху, формула 42	$=R\left[\left(\sum_{l=1}^{l=n} G_l\right.\right.$	$=R\left[\sum_{l=1}^{l=n}(G_l\right.$
151	4-я сверху, формула 68	$+[(\gamma_п+\gamma_в)\delta$	$+[(\gamma_п-\gamma_в)\delta$

Заказ 6232. И. Е. Алперин