ГОССТРОЙ СССР

(ВНИИ "ВОДГЕО")

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННОНАБРОСНЫХ КРЕПЛЕНИЙ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНЫХ СООРУЖЕНИЙ И БЕРЕГОВ ВНУТРЕННИХ ВОДОЕМОВ

МОСКВА-1979 г.

gost.e-ecolog.ru

ГОССТРОЙ СССР

ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ВОДОСНАБЖЕНИЯ, КАНАЛИЗАЦИИ, ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
СООРУЖЕНИЙ И ИНЖЕНЕРНОЙ ГИДРОГЕОЛОГИИ
(ВНИИ "ВОДГЕО")

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННОНАБРОСНЫХ КРЕПЛЕНИЙ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНЫХ СООРУЖЕНИЙ И БЕРЕГОВ ВНУТРЕННИХ ВОДОЕМОВ

Москва - 1979 г.

Рекомендации рассмотрены и одобрены секцией инженерной гидравлики Научно-технического совета ВНИИ "ВОДГЕО" и утверждены директором ВНИИ "ВОДГЕО" д.т.н. проф. Яковлевым С.В. 28 декабря 1978 г.

Рекомендации по проектированию железобетонных и каменнонабросных креплений откосов земляных сооружений и берегов внутренних водоемов составлены по материалам многолетних экспериментальных натурных и лабораторных, а также теоретических исследований ВНИИ ВОДГЕО по данному вопросу. При составлении рекомендаций учтен обобщенный опыт строительства и эксплуатации аналогичных объектов.

Рекомендации включают обширные практические систематизированные данные, что позволяет осуществлять разработку проектов креплений откосов сооружений и берегов на современном научно-техническом уровне с достаточно высокой экономической эффективностью.

Рекомендации составлены под редакцией докт. техн. наук В.С.Шайтана.

П Р Е Д И С Л О В И Е

Рекомендации разработаны применительно к проектированию наиболее распространенных типов креплений откосов земляных сооружений и берегов внутренних водоемов.

Кроме того, материалы, содержащиеся в разделах 3, 4,5,6,9, могут использоваться при проектировании других берегозащитных конструкций и сооружений, что расширяет область практического применения этих рекомендаций.

Рекомендации составлены на основе материалов лаборатории инженерной гидравлики ВНИИ "ВОДГЕО", полученных при теоретических и экспериментальных исследованиях, включающих натурные и лабораторные наблюдения и эксперименты. Натурные инструментальные исследования, проводившиеся стационарно в условиях внутреннего водоема (водохранилища) на разнообразных опытных объектах, впервые специально построенных в нашей стране, а также на производственного назначения креплениях и берегозащитах, позволили собрать обширные фактические данные, существенно изменившие сложившиеся ранее представления о работе защитных конструкций и получить новые расчетные закономерности, обеспечивающие повышение научного уровня обоснования проектных решений и значительного улучшения их технико-экономических показателей. Например, введена новая оценка ветро-волновых воздействий на гидротехнические сооружения, учитывающая их нерегулярный, случайный характер. Воздействия эти представлены в комплексном виде, учитывающем совокупность штормовых процессов, возникающих в зоне сооружений и на их откосах. Комплексные воздействия ветровых волн и сопутствующих процессов приведены как случайные функции в расчетных штормах, что позволяет дифференцировать их использование в проектах берегозащит в зависимости от класса капитальности сооружений, видов волновых воздействий, типа конструкций и сооружений и прочих показателей, и достигнуть оптимальных проектных решений. При этом может быть получено обоснованное значительное снижение расчетных значений, учитываемых величин воздействий, что ведет к экономии материала и

уменьшению стоимости возводимых объектов. Предусматриваемое настоящими рекомендациями повышение эффективности проектных разработок обусловливается также поставленными требованиями к исходным данным проектирования, рекомендуемыми методами расчета конструкций по прочности и деформациям и выполнением определенных рекомендаций по конструкциям креплений. Многие положения рекомендаций основаны на материалах обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации креплений, на данных анализа причин разрушений и аварий берегозащитных объектов.

При составлении рекомендаций использованы требования действующих строительных нормативных документов.

Рекомендации имеют целью дать систематическое изложение порядка и приемов проектирования креплений, начиная с установления исходных проектных данных и включая практические советы по конструкции защиты.

В связи с отсутствием норм проектирования креплений откосов сооружений и берегов, а также аналогичных систематических разработок, основанных на перечисленных базовых материалах, надо полагать, что предлагаемые вниманию проектировщиков и строителей рекомендации ВНИИ ВОДГЕО найдут достаточно широкое применение при решении практических вопросов и окажут заметное влияние на снижение стоимости и материалоемкости рассматриваемых сложных инженерных защитных конструкций.

Рекомендации составлены сотрудниками ВНИИ "ВОДГЕО": разделы с 1 по 6 и 8 по 10; подразделы 7, 6 и 7.7 - В.С.Шайтаном; подразделы с 7.1 по 7.5; 15.1 и 15.2 - Л.Н.Княжанской; разделы 11 и 12 - Н.Н.Сидоровым; разделы 13; 14; 16; подразделы 15.1; с 15.3 по 15.5 - Б.С.Кленовым.

Рекомендации содержат новые положения по проектированию креплений откосов, поэтому ВНИИ "ВОДГЕО" просит все замечания и отзывы по настоящим рекомендациям, дополнения и изменения, которые следует в них внести, а также сведения о достигнутой экономической эффективности при их внедрении направлять по адресу: 119826, Москва, Г-48, Комсомольский проспект, 42, ВНИИ "ВОДГЕО".

ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

$h_{i\%}$ – высота волны i %-ой обеспеченности в группе нерегулярных волн, м;

$\bar{h}$ – средняя высота волны в группе нерегулярных волн, м;

λ_i – длина волны i %-ой обеспеченности в группе нерегулярных волн, м;

$\bar{\lambda}$ – средняя длина волны в группе нерегулярных волн, м;

m_h – пологость волны; $m_h = \frac{\lambda}{h}$

H – глубина воды, м;

W – скорость ветра, м/с;

$Д$ – длина разгона волны, м;

v – скорость течения воды, м/с;

$T; t$ – температура, ^{o}C;

P – давление, тс/м^2;

$h_н$ – высота наката волны на откос, м;

$\bar{z}$ – переменная высота, глубина, м;

$L; l$ – длина, м;

$B; b$ – ширина, м;

$h_t; h_л$ – толщина ледяного покрова, м;

$\delta_ф$ – толщина слоя подготовки или всей подготовки, м;

$\delta_п$ – толщина плиты, м;

$B_п$ – длина ребра плиты, м;

$Д; d$ – диаметр, м или мм;

$\gamma_п$ – объемный вес материала плиты, тс/м^3;

γ – объемный вес воды, тс/м^3;

m – заложение откоса; $ctg\alpha = m$

α – угол наклона откоса к горизонту;

g – ускорение силы тяжести, м/с^2;

e – основание натуральных логарифмов.

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КРЕПЛЕНИЙ

1. Общие положения

1.1. Область применения рекомендаций

1.1.1. Рекомендации распространяются на проектирование железобетонных плитных и каменнонабросных креплений земляных откосов гидротехнических сооружений и берегов внутренних водоемов (озер и водохранилищ) с заложениями от 2 до 5. Содержащиеся в рекомендациях отдельные положения (в частях I и II) могут быть использованы также в соответствующих случаях при проектировании берегозащитных конструкций других типов.

1.1.2. В рекомендациях рассматриваются различные вопросы проектирования креплений, предназначенных для защиты земляных откосов от абразии и водной эрозии. В том числе, рассматриваются вопросы расчета креплений на воздействия фактически возникающих в натуре нерегулярных ветровых волн и на ледовые воздействия, приводятся методы прочностных расчетов железобетонных покрытий, расчетов покрытий из несортированного камня, и рекомендации проектирования подготовок под покрытия, систематизированы вопросы оценки условий работы креплений и назначения исходных данных для проектирования, компоновки и конструирования креплений и решения ряда иных общих вопросов, проектирования мероприятий по защите откосов.

1.1.3. Рекомендации предусматривают использование при проектировании креплений действующих нормативных документов, а также учитывают материалы многолетних теоретических, лабораторных и натурных исследований и испытаний опытных и производственных конструкций креплений, проведенных ВНИИ "ВОДГЕО" в водохранилищных условиях.

1.1.4. Рекомендации распространяются на объекты гидротехнического строительства всех категорий и постоянные сооружения I, II, III и IУ классов, на гидротехни -

ческие сооружения железных дорог I, II и III категорий и автомобильных дорог I, II, III, IУ и У категории согласно классификации СНиП.

1.1.5. Рекомендации не распространяются на проектирование защитных конструкций земляных откосов, возможность переформирования которых при размыве дна в их основании предусматривается проектом.

1.1.6. Вопросы статической и динамической устойчивости земляных масс на защищаемых земляных откосов настоящими рекомендациями не рассматриваются. Предусматривается, что земляные откосы, подлежащие защите от абразии и водной эрозии достаточно надежны по общей устойчивости при всех возможных режимах работы креплений. Рекомендации не рассматривают вопросы устройства земляных и каменнонабросных банкетов и опоясок и проведения прочих мероприятий для стабилизации оползневых склонов.

1.1.7. Рекомендации не распространяются на проектирование креплений откосов судоходных, водопроводных и ирригационных каналов, а также на проектирование защитных конструкций, применяемых при регулировании русел рек.

1.2. Проектная оценка условий работы креплений откосов и их конструкций на внутренних водоемах.

1.2.1. При проектировании берегозащитных сооружений, в том числе креплений откосов гидротехнических сооружений, а также соответствующих их конструктивных элементов следует осуществлять обстоятельный предварительный анализ и изучение предполагаемых режимов воздействий на них влияющих факторов в эксплуатационный период и проводить оценку условий их строительства.

Указанный порядок подготовки исходных данных проектирования определяется требованиями обоснования проектных решений по выбору оптимальных типов конструкций в зависимости от местных условий, компоновки конструкций, обеспечения необходимой их долговечности и надежности, выполнения местных эксплуатационных требований по защищаемым объектам и соответствующего технико-экономического обоснования строительных и эксплуатационных показателей намечаемых инженерных мероприятий.

1.2.2. Проектный прогноз режимов воздействий влияющих факторов и режимов работы берегозащитных соч-

струкций необходимо производить на основе надежных исходных данных, получаемых при комплексных инженерных изысканиях, продолжительных наблюдениях и специальных исследованиях или в отдельных исключительных случаях, лишь при проектировании объектов для строящихся водоемов, путем расчетов по апробированным методам, позволяющим учесть основные характеристики, условия формирования и развития процессов, от которых зависят намечаемые решения.

Состав и содержание исходных данных и иных технических материалов, необходимых для проектирования, а также требования к ним / 1 / приведены в разделе 3.

1.2.3. Работа берегозащитных конструкций на внутренних водоемах определяется разнообразными местными условиями, зависящими от природных особенностей данного района, характеристик водоема, берегового склона или земляного сооружения, а также режимов эксплуатации сооружений.

1.2.4. При проектировании берегозащитных конструкций следует учитывать топографию дна и берега (поперечные профили и плановые очертания, наличие препятствий на подходах к защищаемым объектам и т.д.), общие инженерно-геологические и гидрогеологические условия берегового склона, характеристики грунта сооружения или защищаемого берега, развитие процессов переформирования берегов на защищаемом участке и в его зоне. Учитываются также различные иные важные факторы в сочетаниях, зависящих от местных условий: ветровые волны; скорости и направления течения воды; изменения уровня воды в водоеме и в грунте откоса; агрессивность водной среды; движущиеся наносы; ледяной покров; возможности неравномерной осадки защищаемого откоса; атмосферные воздействия (ветер, изменения температуры воздуха); сейсмические сотрясения.

Необходимость учета перечисленных условий, характера проявления факторов и возникающих при их действии процессов кратко поясняется в пунктах 1,2.5-1.2.16.

Примечание к п.1.2.4. Влияние судовых волн на защитные конструкции в условиях водохранилищ в состав расчетных воздействий не входят. При необходимости в особых случаях учета этих влияний, проектирование защитных конструкций производится по рекомендациям, используемым для судоходных каналов.

1.2.5. Топографические условия в зоне защищаемого берега или откосного сооружения являются одним из основных показателей, определяющих в конкретных случаях возможные варианты намечаемых к применению типов и конструкций защитных устройств, а также их технико-экономические характеристики.

В зависимости от очертаний дна на подходах к укрепляемому откосу и топографии берегового склона, защитные конструкции могут быть подвержены со стороны водоема воздействиям различной интенсивности. При больших глубинах около сооружений, развивающиеся на водной поверхности открытой акватории ветровые волны свободно распространяются от подветренного берега водоема до фронта защищаемого объекта. Если по пути перемещения волн встречаются выступающие участки (берега, острова, отмели и т.п.), на подходах к сооружению или береговому склону имеется поднимающееся дно, то происходит изменение параметров исходных волн и их воздействий на береговые преграды в связи с возникающими процессами рефракции, дифракции и трансформации волновых форм. Плановая и топографическая конфигурация береговой полосы может влиять также на характер и интенсивность ледовых воздействий на сооружения и отдельные конструкции, величины сгонно-нагонных изменений уровня воды, процессы переработки берега, режимы течений, миграции наносов и иные руслоформирующие и гидрологические явления, возникающие локально в прибрежной зоне.

1.2.6. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия берегового склона, характеристики грунта берега, дна или откоса сооружения, признаки и возможные изменения процесса переформирования береговых прилегающих участков в зоне защищаемого объекта влияют на установление оптимальных вариантов типов и конструкций защитных устройств, а результаты изысканий и оценки надежности основания определяют необходимость дренирования склона, каптажа родников и прочих выходов подземных вод, проведения противосуффозионных мероприятий, устанавливают вероятность подвижек склона и неравномерной осадки защищаемого откоса, режимы движения и поступления наносов и продуктов переработки берега в район проектируемого сооружения, а также возможность размыва дна на подходах к сооружению.

1.2.7. Неравномерная осадка берегозащитного сооружения или земляного откоса, зависящая от характеристик грунта, сооружения и его основания, сроков строительства и способов производства работ, вызывает соответствующую деформацию защитных конструкций, что снижает их сопротивляемость всем прочим воздействующим факторам.

1.2.8. Наносы, перемещающиеся вдоль берегозащитного сооружения или защищаемого откоса при волнении или течении воды, их количество и расход, характер движения, состав и физико-механические свойства влияют на работу и долговечность, на выбор типа и компоновку защитных конструкций и на требования, которые необходимо предъявлять к применяемым строительным материалам. В зависимости от баланса мигрирующих наносов на участке берегозащитного строительства принимаются решения по защите основания сооружения или стабилизации берегового склона.

1.2.9. При откосах песчаных и связных грунтов, разжижающихся в водонасыщенном состоянии в случае динамической нагрузки, крупнообломочных грунтов, в зависимости от ожидаемой их осадки, несущей способности, размываемости и других свойств, применяются берегозащитные конструкции различной грунто- и водопроницаемости, жесткости и гибкости.

Берегозащитные сооружения и их конструкции по своим техническим данным и формам работы не предназначены для стабилизации на склонах грунтовых масс. В необходимых случаях противооползневого укрепления береговых склонов и увеличения общей устойчивости откосов сооружений предусматриваются соответствующие противооползневые инженерные мероприятия, применяются различного типа контрбанкеты, проводится уположение откосов, их пригрузка, дренирование и т.д.

1.2.10. Ветровые волны производят большей частью ударное действие на прибрежные сооружения и их конструкции, вызывают их вибрацию, вибрацию земляных масс на откосе и, в некоторых случаях, вибрацию основания сооружения, движение воды со значительной скоростью по его поверхности, пульсирующее движение воды в толще проницаемых защитных конструкций, и по их контакту с поверхностью земляного основания, а также взвешивающее динамическое давление воды на элементы защиты, кото-

рое в зависимости от проницаемости ограждающей конструкции достигает наибольшей величины либо при подходе к линии уреза воды волновой ложбины, либо при обрушении гребня волны.

В результате волнового воздействия может произойти деформация защитной конструкции, размыв грунта на незащищенной части откоса или берега и в основании сооружения.

1.2.11. При течении воды вдоль защитных конструкций создаются местные изменения давления на их поверхности, появляются сдвигающие усилия, а в проницаемых элементах конструкций и по их контакту с основанием – интенсивное движение воды. Возникающие при этом процессы могут привести к деформации элементов, высасыванию из-под них подготовки и к размыву незащищенной части сооружения и дна в его основании.

1.2.12. Изменение уровня воды в водоеме (особенно интенсивное его снижение) может вызвать значительные градиенты фильтрационного потока грунтовых вод, увеличение скоростей их выхода на откосе, повышение порового давления в грунте, взвешивающего давления на непроницаемые конструкции, движение воды в защитных конструкциях и по их контакту с поверхностью основания.

При действии взвешивающего или порового давления может произойти сдвиг защитных элементов или оползание откоса, а при фильтрации воды – вымывание подготовки и частиц грунта их основания. При изменении уровня воды (повышении или понижении уровня) и сплошном ледяном покрове, примерзшем к элементам конструкций, может возникнуть вырывающая нагрузка, передающаяся на них и вызывающая смещение и деформацию элементов.

1.2.13. Агрессивность воды – среды может проявиться в результате физического и химического ее воздействия на материалы защитных конструкций. К физическим процессам, снижающим долговечность защитных конструкций относятся: истирание водой их открытых поверхностей, особенно при наличии крупных взвешенных наносов; кавитация при разбивании волн и течении воды со значительными скоростями; кристаллизация в бетоне солей при испарении минерализованных вод и капиллярном подсосе; попеременное замораживание и оттаивание воды, проникшей в трещины и поры материала.

Химическая агрессивность воды – среды проявляется при содержании в ней вредных примесей естественного происхождения, в том числе от жизнедеятельности и разложения отмершей фауны и флоры водоема, а также примесей, поступающих в водоем от сбрасываемых в него промышленно-хозяйственных и бытовых сточных вод.

С влиянием водной среды связана также электрохимическая коррозия металлических элементов защитных конструкций. Агрессивное воздействие воды – среды снижает долговечность сооружений в результате коррозии и разрушения материалов, уменьшения их прочности и сопротивляемости влиянию других факторов.

1.2.14. Ледяной покров под действием ветра, течений и изменений уровня воды, а также при колебании температуры воздуха оказывает на защитные конструкции либо давление, направленное в сторону берега, либо сдвигающее и выравающее действие вдоль откоса или в сторону водоема. В результате этого могут возникнуть деформации защитных конструкций, отдельные их элементы могут быть смещены со своих мест, разрушены, а их поверхность истерта перемещающимся льдом.

1.2.15. Атмосферные явления (выпадение осадков, колебание температуры и изменение влажности воздуха и т.д.) могут вызывать выветривание и коррозию материалов защитных конструкций и уменьшить их долговечность и прочность.

1.2.16. Сейсмические сотрясения в основании сооружения, даже при сохранении им исходных качеств, могут привести к нарушению нормальной работы защитных конструкций вследствие неравномерной осадки основания, смещения и деформации отдельных элементов конструкций.

1.3. Требования к строительным материалам креплений.

1.3.1. Особые условия работы креплений, перечисленные в п.п. 1.2.4–1.2.16, предъявляют повышенные требования к их строительным материалам. При этом необходимо учитывать, что конструктивные элементы креплений имеют большие поверхности, непосредственно контактирующиеся с водной средой и испытывающие атмосферные влияния. Зона переменного уровня воды и интенсивность смещения ее уреза на откосных креплениях значительно большие, чем на каких-либо иных конструкциях гидротехнических сооружений, работающих в аналогичных

условиях. Следовательно, воздействие температурных, агрессивно-химических и других вредных факторов на крепления носит активный характер. Осложняющими обстоятельствами в обеспечении долговечности железобетонных откосных покрытий, кроме перечисленных физических и химических агентов, является сравнительно небольшая толщина этих конструкций и затруднительность получения при производстве работ достаточно плотной структуры бетона на крутых откосах.

1.3.2. Камень, щебень, гравий и песок, применяемые для защитных конструкций, должны удовлетворять требованиям действующих нормативных документов на материалы и изделия из природного камня, т.е. обладать соответствующими прочностью, морозостойкостью и водостойкостью.

1.3.3. Каменные материалы должны быть из плотных изверженных, осадочных или метаморфических пород. Допускается камень объемной массой не менее 2 $т/м^3$, с пределом прочности при сжатии не менее 300 $кгс/см^2$. Морозостойкость камня должна характеризоваться определенным числом циклов попеременного замораживания и оттаивания, согласно требованиям действующих норм, без явно видимых следов разрушения (трещины, отслоения), в соответствии с местными климатическими условиями, классифицируемыми по этим нормативам.
Водостойкость, которая определяется коэффициентом размягчения, равным отношению пределов прочности материала, насыщенного водой, и в сухом состоянии, не должна быть менее единицы. В защитные конструкции не допускается камень с трещинами и пористостью, уменьшающими его прочность и сопротивляемость выветриванию.

Примечание. К материалу из камня, который постоянно находится под водой и не подвергается воздействию температуры, требование морозостойкости не предъявляется.

1.3.4. Содержание частиц, размером менее 0,15 мм, в грунтах применяемых для слоистых подготовок переходной части крепления, не должно быть более 5% по весу.

1.3.5. Бетон, применяемый для крепления откосов должен быть гидротехническим и обладать прочностью, морозостойкостью и водостойкостью в соответствии с ГОСТом / 2 / и удовлетворять требованиям главы СНиП / 4 /.

Материалы для приготовления бетона должны удовлетворять требованиям ГОСТа / 3 /, а также главы СНиП / 5 /.

При выборе вяжущих материалов, марки бетона и при его проектировании следует руководствоваться главами СНиП / 6, 7, 8, 9 /.

1.3.6. Для защитных конструкций откосов рекомендуется выбирать марки бетона согласно табл. 1.

При этом прочность бетона для монолитных конструкций устанавливается по возрасту 180 дней и сборных - 28 дней.

Таблица 1

Рекомендуемые марки бетона по прочности при сжатии

Наименование конструкции или ее элемента	Марка бетона
Монолитные железобетонные конструкции:	
а) ниже переменного уровня воды;	150
б) в пределах переменного уровня и в надводной зоне откоса	200
Сборные элементы из обычного железобетона	200
Сборные элементы из предварительно напряженного железобетона	300-400
Упор креплений	150
Парапет монолитной конструкции	150
Парапет сборной конструкции	200

1.3.7. Морозостойкость бетона должна удовлетворять требованиям / 2 / и условиям водного и температурного режима работы конструкции, а также требованиям /8/ для сборных конструкций.

Примечание. К бетону элементов защитных конструкций, не подвергающихся действию отрицательных температур, расположенных ниже самого низкого зимнего уровня воды требования морозостойкости, не предъявляются.

1.3.8. Водостойкость бетона обеспечивается соблюдением требований главы СНиП /10/.

1.3.9. *Марка бетона по водонепроницаемости*, характеризующая наибольшее давление воды, при котором не наблюдается просачивание ее через испытываемые образцы 180-дневного возраста, для элементов железобетонных защитных конструкций ориентировочно принимается согласно табл. 2 в зависимости от применяемых для них марок бетона по прочности и морозостойкости.

Таблица 2

Связь между различными марками бетона

Вид испытания бетона	Возраст бетона дни	Марка бетона		
по прочности на сжатие	180	150	200	300
на морозостойкость	28	100	150	300
на водонепроницаемость	180	В-4	В-6	В-12

Примечание. Для обеспечения водостойкости бетона защитных конструкций его марку по водонепроницаемости не следует принимать ниже В-4.

1.3.10. *Для защитных конструкций зоны переменного* уровня на водохранилищах, не загрязненных промышленными или иного характера отходами и растворенными вредными веществами следует применять обычный портландцемент. Для этой зоны пуццолановые и шлаковые портландцементы, снижающие долговечность бетона при попеременном замораживании и оттаивании, не допускаются. В условиях повышенной агрессивности воды-среды необходимо для увеличения долговечности железобетонных креплений применять бетон повышенной плотности, специальный цемент, сборные конструкции со специальной обработкой или конструкции с защитой их поверхности.

1.3.11. Арматура железобетонных элементов защитных конструкций должна применяться в соответствии с

требованиями глав СНиП / 4; 9; 11 /, а также действующих ГОСТов на арматурную сталь.

Связи между элементами конструкций, отгибаемые при монтаже, и строповые захваты сборных элементов должны изготовляться из стали марки Ст.3.

Для арматуры конструкций из предварительно напряженного железобетона может применяться стальная проволока различных марок, удовлетворяющая по прочности требованиям, предъявляемым действующими главами СНиП, ГОСТами и техническими указаниями.

2. Условия применения различных типов креплений и их компоновка

2.1. Общие положения.

2.1.1. Крепления различных типов и конструкций применяются на внутренних водоемах для защиты откосов земляных плотин, напорных и безнапорных дамб инженерной защиты, портовых и водозаборных сооружений, дорожных насыпей и мостовых переходов, земляных контрбанкетов при укреплении берегов, защиты береговых склонов и откосов в прочих соответствующих случаях.

2.1.2. Применение крепления того или иного типа и конструкции в конкретных случаях проектирования зависит от эксплуатационных требований к ним, от режимов воздействия учитываемых факторов и влияния местных условий.

Анализ режимов работы крепления и технико-экономическое обоснование выбора оптимального его варианта по предварительно собранным и обобщенным исходным данным является наиболее сложной и, вместе с тем, одной из основных задач проектирования защиты откосов.

2.1.3. Участки откосов значительной протяженности, имеющие неодинаковые местные условия, следует разделять на зоны для дифференцированного применения различных защитных конструкций как по их типам, так и с учетом класса капитальности.

2.1.4. Оценка местных условий участка должна производиться согласно пункту 1.2.5, с учетом основных факторов, воздействующих на защитные конструкции, а также очертания участка в плане, его защищенности и ориентировки относительно открытых направлений подхода

волн, трансформации исходных волн при их подходе к укрепленному откосу, защищенности участка от течений и перемещений льда, высоты берегового откоса, глубины воды на подходе к участку, примыкания участка к перера - батываемым берегам и возникающего при этом транзита наносов, расположения устьев рек и поступающих от них наносов, колебания уровня воды по сезонам и его характеристик, назначения и характера работы сооружений, прилегающих к защитным конструкциям, оползневых явлений на береговых откосах. Кроме того, в каждом конкретном случае должны учитываться также другие условия местного характера.

2.1.5. Влияние условий, перечисленных в пункте 2.1.4 на выбор типа и капитальности защитной конструкции устанавливается согласно настоящим рекомендациям, а также нормам по определению воздействия природных факторов на гидротехнические сооружения.

2.1.6. Применение в конкретных условиях различных типов креплений, в том числе и не рассматриваемых настоящими рекомендациями, а также осуществление иных защитных мероприятий, например, путем уположения откосов, применения грунтовых пригрузок, бун, подводных волноломов и т.д., проектируемых по специальным рекомендациям, производится в зависимости от технических характеристик креплений или методов защиты и пределов их рациональной применимости. Основные технические показатели и оптимальные условия для некоторых типов креплений приведены в подразделах 2.2 и 2.3.

2.1.7. Выбор типа защитной конструкции для отдельных участков укрепляемых земляных откосов производится на основании результатов технико-экономического сравнения вариантов креплений.

2.2. Основные технические характеристики креплений.

2.2.1. В состав крепления, применяемого для защиты земляного откоса входят главным образом пять конструктивных частей: 1) основное покрытие (крепление), защищающее земляной откос в зоне наиболее интенсивного механического действия волн, льда и других факторов (см. 1.2), могущих вызвать его размыв; 2) переходная часть в виде подготовки или обратного фильтра, которая главным образом служит для сопряжения покрытия с земляным откосом, для защиты от выноса (суффозии) частиц грунта откоса при проницаемом покрытии или для дрени -

рования берегового откоса при высоком уровне грунтовых вод и резком колебании уровня водоема; 3) упор внизу основной части крепления для защиты покрытия от сползания по откосу и сопряжения основного крепления с облегченными покрытиями на дне или на откосе; 4) облегченное покрытие с соответствующей подготовкой на дне или откосе в зоне ослабленных механических влияний действующих факторов; 5) парапет, позволяющий снизить отметку верхней границы крепления.

Типовая компоновка конструктивных элементов крепления приведена на рис. 1 (пояснение буквенных обозначений на профиле см. в разделе 6).

2.2.2. Основные покрытия из железобетона подразделяются по конструкции на сплошные, бетонируемые непосредственно на откосе, сборные смоноличиваемые и сборные с открытыми швами, армированные обычным способом или с предварительным напряжением арматуры.

Сплошные покрытия из монолитного железобетона (рис. 2) при бетонировании разрезаются на отдельные плиты, швы между которыми уплотняются. Покрытия этого типа отличаются жесткостью конструкции.

Сборные омоноличиваемые железобетонные покрытия обычно выполняются из плит, соединяемых связями из арматуры с уплотнением швов для увеличения жесткости конструкции и ее водонепроницаемости.

Сборные железобетонные покрытия с открытыми швами обычно выполняются из плит. Плиты соединяются шарнирными связями из арматуры (рис. 3), что придает конструкции гибкость и повышенную водопроницаемость.

2.2.3. Основные покрытия из каменной наброски (рис. 4) выполняются с применением материала сортированного и несортированного по фракциям. Применение однородного сортированного камня требует специального технико-экономического обоснования, особенно при высоте расчетных волн, достигающих 2 м и более, когда используются камни значительной крупности.

2.2.4. Переходная часть крепления – подготовка под сплошными и сквозными покрытиями выполняется однослойной, из разнозернистого материала или слоистой, из двух или трех слоев различного по крупности материалов, подобранного по типу обратного фильтра или по правилам, учитывающим условия волнового воздействия. В некото-

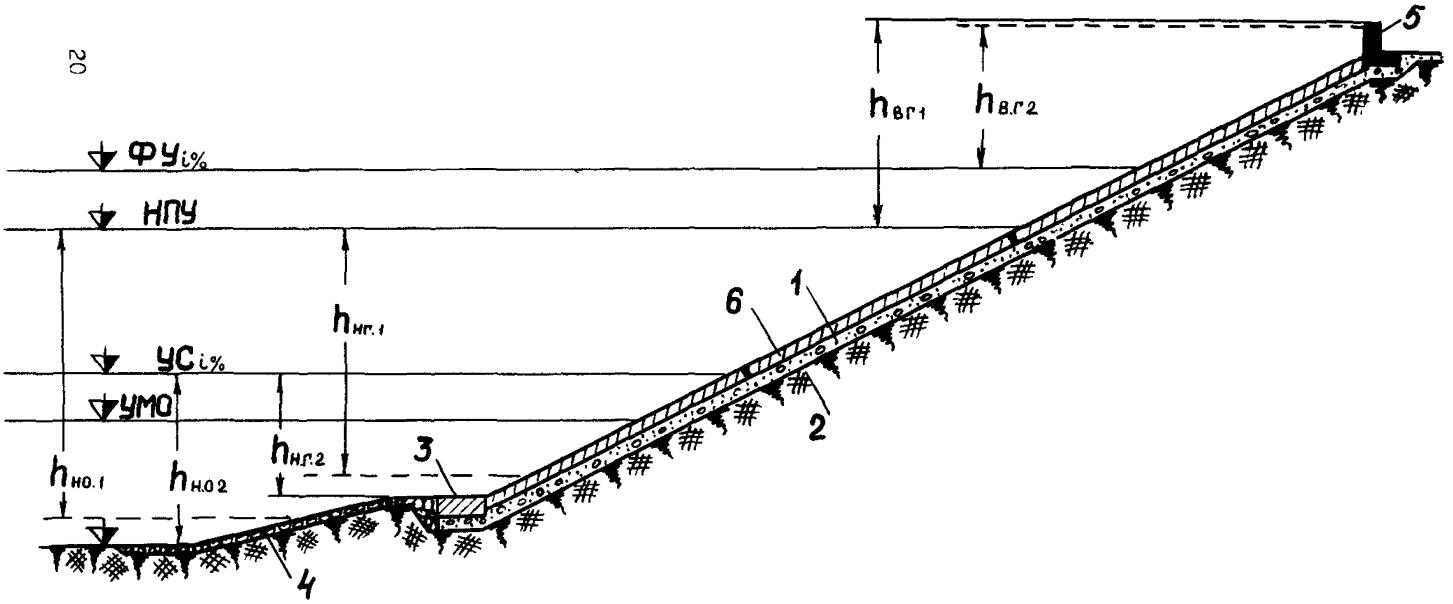

Рис. I. Компоновка конструктивных элементов на защищаемом земляном откосе:
I - основное крепление; 2 - подготовка под покрытие;
3 - упор основного крепления; 4 - облегченное покрытие;
5 - парапет; 6 - покрытие на участке основного крепления.

рых случаях подготовка может выполняться из рядового крупнообломочного грунта или рядового щебня. Под сплошными покрытиями подготовка может иногда вообще не применяться (см. раздел 10).

2.2.5. Облегченное крепление и покрытие подводного откоса и дна или защитная пригрузка применяются на больших глубинах ниже основного крепления, где вследствие уменьшенной интенсивности воздействий волн, льда и других факторов не требуются более капитальные конструкции.

2.2.6. Облегченное покрытие обычно выполняется из одного слоя разнозернистого щебня, гравия, галечника или набросанного мелкого камня, реже – из железобетонных плит.

2.2.7. Гранулометрический состав материала облегченного покрытия в виде слоя пригрузки должен обеспечить достаточную ее устойчивость от размыва и не допускать суффозии грунта откоса через пригрузку.

Гранулометрический состав материала облегченного подводного покрытия определяется из условия превышения скорости трогания (или неразмывающей скорости) для выбранного материала фактических донных скоростей (волновых и течений) на рассматриваемом участке крепления.

2.2.8. Сопряжение облегченного покрытия с земляным откосом производится вдоль нижней его границы посредством зуба, а по верхней границе – контактированием с упором основного крепления.

Некоторые конструкции упоров основного крепления приведены на рис. 5.

2.3. Применение креплений при различных условиях их работы

2.3.1. Ограничения в применении защитных конструкций различных типов связаны с несоответствием их конструктивных, производственных, эксплуатационных и других технических признаков природным и иным условиям, в которых проводится строительство и предполагается работа конструкций, а также требованиям, предъявляемым к ним по долговечности.

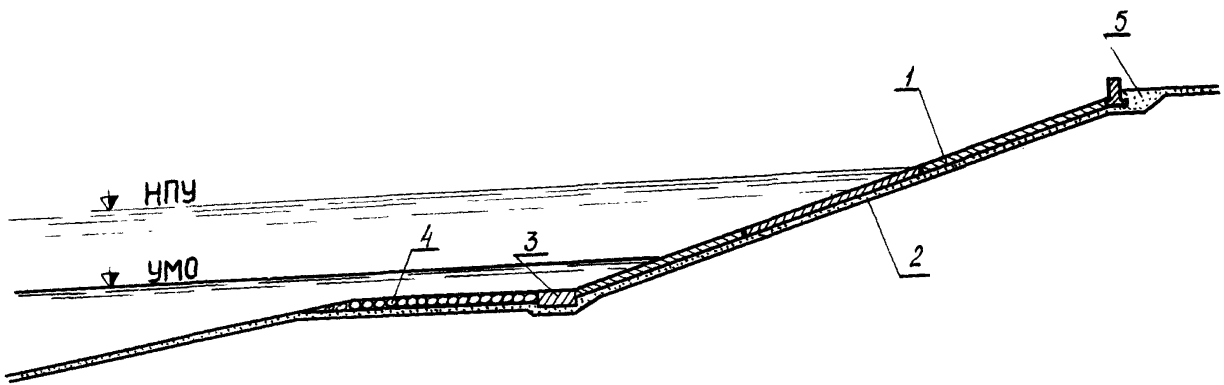

Рис. 2. Пример конструкции откосного крепления из монолитного или сборного омоноличиваемого железобетона на подготовке:
1 – основное железобетонное покрытие; 2 – подготовка;
3 – упор основного крепления; 4 – облегченное крепление;
5 – засыпка из рядового щебня или крупнообломочного грунта.

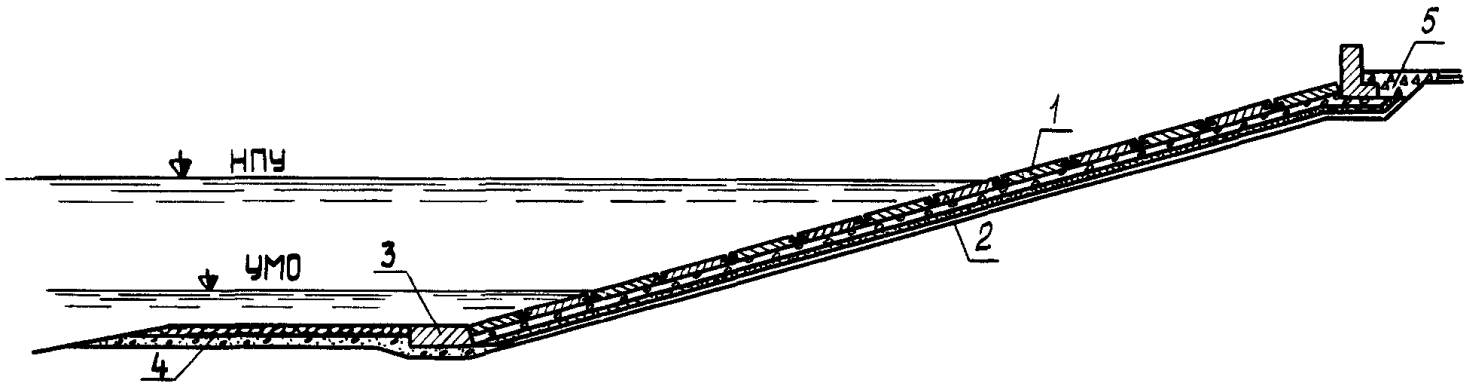

Рис. 3. Пример конструкции сквозного крепления откоса с применением сборных железобетонных плит:
I - основное покрытие из плит с открытыми швами;
2 - подготовка слоистая или однослойная; 3 - упор основного крепления; 4 - облегченное крепление; 5 - засыпка из рядового щебня.

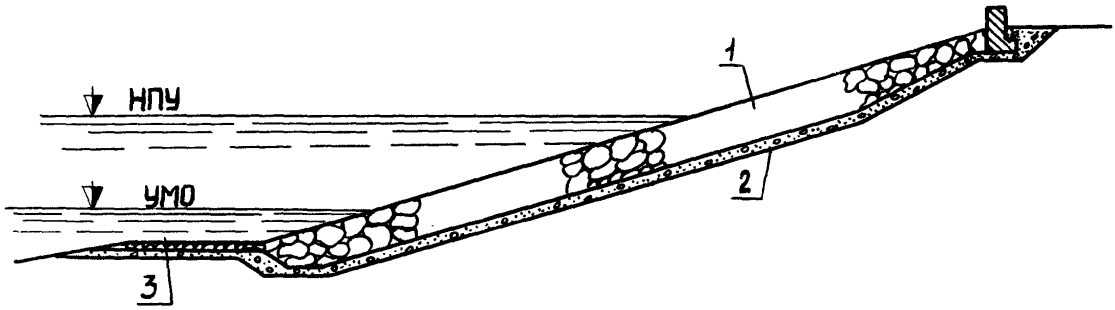

Рис. 4. Пример конструкции откосного крепления из каменной наброски на однослойной подготовке:
I – основное покрытие из камня; 2 – подготовка однослойная;
3 – облегченное крепление.

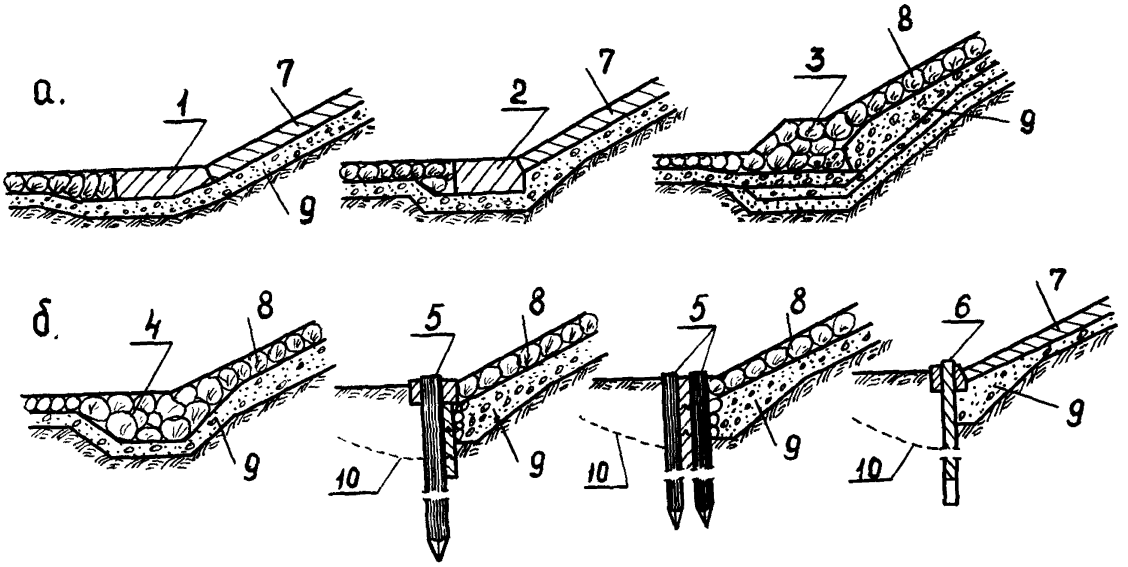

Рис. 5. Различные конструкции для оформления нижней границы основного крепления:

а-варианты упора; б-варианты зуба;
1-железобетонная плита; 2-бетонный блок; 3-каменная призма; 4-каменная наброска; 5-свая; 6-шпунт; 7-железобетонное покрытие; 8-каменная укладка; 9-подготовка; 10-граница вероятного размыва дна.

2.3.2. Основные условия, ограничивающие по технико-экономическим соображениям применение различных типов защитных конструкций, перечислены ниже в пунктах 2.2.3 - 2.3.6. В условиях, не перечисленных как ограничивающие, защитные конструкции различных типов могут использоваться без ограничения.

Технические характеристики отдельных типов защитных конструкций в некоторых случаях наиболее приспособлены к условиям их строительства и эксплуатации. Соответствующие рекомендации о пределах преимущественного использования этих конструкций даны ниже в пунктах 2.3.7 и 2.3.8.

2.3.3. Покрытия из монолитных сплошных железобетонных плит не рекомендуется применять, если заложение укрепляемого откоса менее 3,5÷4; предполагается значительная неравномерная осадка откоса, которая может вызвать деформацию плит; действие воды - среды агрессивно; возможно истирающее действие крупных наносов; строительные работы производятся в зимнее время (поверхностный электрообогрев бетона с помощью шин на покрытии не допускается) необходима подводная укладка бетона и требуется выполнение иных подводно-технических работ.

2.3.4. Покрытия из омоноличиваемых сборных железобетонных плит не рекомендуется применять в тех случаях, когда высота расчетной волны более 3 м; предполагается неравномерная осадка откоса, при которой возможно нарушение плотности заполнения швов между плитами; действие воды - среды агрессивно по отношению к применяемому бетону; омоноличивание швов производится в условиях не гарантирующих их надежность и долговечность.

2.3.5. Покрытия из железобетонных плит с открытыми швами не рекомендуется применять, если высота расчетной волны более 2,5 м, заложение откоса менее 3,5 (без анкеровки плит на верхней бровке откоса или установки специальных ограничителей в швах для защиты плит от сползания и закрытия швов).

2.3.6. Защитные конструкции из каменной наброски не рекомендуется применять при отсутствии местного камня или если имеющейся камень не соответствует

предъявляемым к нему техническим требованиям; если высота расчетной волны менее 1 м и предполагаются подвижки ледяного покрова, толщина которого превышает средний расчетный размер камня.

2.3.7. Условия, в которых наиболее полно используются технические преимущества различных типов откосных плитных покрытий, определяются:

а) для монолитных сплошных железобетонных покрытий - высотой расчетной волны более 2 м и укреплением откосов из грунтов, требующих достаточно жестких креплений;

б) для сборных железобетонных покрытий из омоноличиваемых плит - необходимостью сокращения сроков строительства, осуществления комплексной механизации работ и требованиями водо- и грунтонепроницаемости покрытия;

в) для сборных железобетонных покрытий из плит с открытыми швами - значительной неравномерностью осадки откоса; интенсивным изменением уровня воды в водоеме и в грунте откоса; выходом из откоса фильтрующих или изливающихся подземных вод; агрессивным воздействием сред; укреплением подводных откосов, производством работ в зимнее время; необходимостью сокращения сроков строительства и комплексной механизации работ; условиями эксплуатации, отрицательно влияющими на прочность и долговечность омоноличивающего заполнителя швов.

2.3.8. Условия, в которых наиболее полно используются технические преимущества каменной наброски: значительная агрессивность воды - среды, содержащей вредные химические примеси большой концентрации; грунт откоса с растворимыми вредными примесями, повышенные требования по долговечности покрытия в условиях сурового климата (перечисленные выше преимущества обусловлены наличием соответствующего по качеству местного камня); необходимость защиты откоса водопроницаемым покрытием; значительная неравномерность осадки откосов; укрепление подводных откосов; производство работ в зимнее время.

2.4. Компоновка креплений

2.4.1. При проектной компоновке креплений береговых откосов и откосов земляных гидротехнических сооружений следует руководствоваться положениями, приведенными в подразделах 1.2 и 2.1+2,3, устанавливающими требования и порядок проектной предварительной оценки режимов работы креплений, режимов воздействий на крепление учитываемых факторов, рекомендациями по применению различных типов защитных конструкций в зависимости от местных условий.

2.4.2. Компоновочные решения должны обеспечить выбор оптимальных, по технико-экономическим показателям в данных условиях, типов и конструкций креплений и рациональное их расположение на сооружениях.

2.4.3. Проектная компоновка креплений включает разработку рационального расположения оптимальных вариантов их типов и конструкций по фронту сооружения и по высоте откоса.

2.4.4. При разработке компоновочных решений по фронту сооружения (пункт 2.1.3) необходимо учитывать изменения по длине откоса инженерно-геологических и инженерно-геологических и гидрогеологических усло - гидрогеологических условий, геотехнических характеристик грунта, топографии береговых надводных, подводных склонов и дна на подходах в зоне берега или сооружения, плановых и поперечных же технические и эксплуатационные требования, предъявляемые к различным участкам креплений, в том числе изменения в интенсивности и характере действующих факторов (волн, течения, наносов, льда и проч.), что особенно важно при большой протяженности проектируемого объекта. В случае большой протяженности берегозащиты или сооружения следует иметь ввиду возможность неодинакового по их длине режима движения и отложения наносов, поступающих со стороны перерабатываемого берега, и возникновения на отдельных участках подошвы берегового склона дефицитного баланса мигрирующих продуктов переработки.

2.4.5. При разработке компоновочных решений для креплений по высоте откоса учитывается неодинаковая интенсивность и характер воздействия на них различных факторов, обусловленных положениями уровня воды, зна-

чениями глубин на подходах к откосу, сочетаниями фаз прочих воздействий с уровенным режимом по сезонам и режимами водохозяйственной эксплуатации водоема. Кроме того, в отдельных случаях, в зависимости от местных условий, необходимо учитывать в компоновочных решениях изменения инженерно-геологических характеристик по высоте склонов, топографических и иных показателей, влияющих на работу креплений в соответствии с удалением их отдельных зон от линии уреза воды на откосе при различных расчетных положениях уровня водоема.

2.4.6. Вдоль фронта защищаемого объекта, с существенно изменяющимися техническими требованиями эксплуатации и режимами воздействующих факторов, берегозащитные сооружения, в том числе, откосные крепления различных типов и конструкций могут при необходимости сочетаться с иными защитными сооружениями и элементами при условии обеспечения надежного их контактирования на границах раздела и по разделяющим швам.

2.4.7. В связи с неодинаковыми условиями работы по высоте откосов и различными по характеру и интенсивности воздействиями факторов, учитываемых при проектировании защитных конструкций, крепления должны подразделяться в разных зонах по высоте откосов, по конструктивным типам и по капитальности. В зоне наиболее интенсивных воздействий применяются так называемые основные крепления, которые обычно выполняются между верхней и нижней их границами по одному из выбранных типов. Однако в пределах этих границ основное крепление может иметь различную капитальность, уменьшающуюся с глубиной и в надводной части откоса.

2.4.8. Ниже основного крепления откос, дно перед откосом или берегозащитным сооружением иного типа защищается, в случае необходимости, облегченным креплением (см. пункт 2.2.7), которое доводится до глубины, где донные скорости не превышают неразмывающие скорости для залегающего здесь грунта.

3. Основные исходные данные и технические материалы для проектирования берегозащитных объектов

3.1. Состав основных исходных данных и технических материалов и их применение при проектировании.

3.1.1. Для проектирования берегозащитных объектов необходимы следующие основные исходные данные:

а) гидрологическая характеристика водоема в районе расположения сооружения при строительстве, при нормальных и форсированных условиях его эксплуатации. Для строящихся водохранилищ необходимы также материалы по режиму их наполнения;

б) метеорологическая характеристика района водоема и зоны расположения сооружения;

в) инженерно-геологическая и гидрогеологическая характеристика основания сооружения, защищаемого откоса или берега, а также прилегающих участков берега и дна на подходах к защищаемому откосу;

г) сейсмическая характеристика района сооружения;

д) технические данные по сооружению;

е) данные о предполагаемой осадке сооружения;

ж) особые требования, предъявляемые к сооружению, укрепляемому откосу и к защитной конструкции;

з) сведения о сроках и способах производства работ по водоему и сооружению;

и) физико-механические характеристики местных строительных материалов;

к) топографические материалы.

В пунктах 3.1.2–3.1.11 приводятся пояснения по основному составу и содержанию необходимых исходных данных и их применению при проектировании / 1 /.

3.1.2. Гидрологическая характеристика водоема на период строительства и эксплуатации берегозащиты включает следующие основные сведения:

– общие данные по режиму регулирования стока реки, объему водоема и режимам изменения его уровня, в том числе, пределам (отметкам) изменения уровня воды расчетной обеспеченностью в зависимости от класса капитальности, категории, типа и назначения проектируемого сооружения согласно указаниям строительных норм и настоящих рекомендаций; календарные сроки (по сезонам) и величины наибольших по интенсивности изменений уровня воды; данные о колебании уровня воды при действии ветра по различным направлениям. Сведения о режимах регулирования водоема и связанных с ними изменениях уровня воды используются при проектировании защитных конструкций для обоснования: выбора их типа и конструктив-

ных решений; границ их расположения на защищаемом объекте; определения значений параметров иных действующих факторов, связанных с глубинами, размерами водной поверхности, с фильтрационным режимом берега или сооружения и прочими условиями;

– данные по высоте расчетных волн в глубоководной части водоема, по трансформации и иным изменениям волн глубоководной зоны при подходе их к защищаемому сооружению со стороны открытых направлений, параметры волн различной обеспеченности в зависимости от требований применяемых методов расчета, типа, класса капитальности, назначения и прочих определяющих показателей защищаемого объекта. Значения параметров волн различной обеспеченности и на различном удалении от фронта защищаемых объектов используются при проектировании защитных конструкций для определения: величин кинематических и силовых воздействий волн; габаритов сооружений; характеристик процесса переработки берега и дна в зоне сооружений; волновой миграции наносов и проведения прочих аналогичных расчетов;

– данные о скоростях течения воды, их распределении и направлении на прилегающей акватории и в прибрежной зоне при различных регуляционных режимах и волнении, в бытовом состоянии и по научно-исследовательским прогнозам (с применением моделирования и других методов) при эксплуатации проектируемых сооружений;

– данные о наносах, их генезисе, составе, характере движения, распределении по объемам и крупности, миграции обратимой и необратимой, балансе наносов на прилегающей к сооружениям акватории и в прибрежной зоне, в бытовом режиме и в результате строительства защитных сооружений. Сведения о течениях и наносах используются при проектировании берегозащитных сооружений и защитных конструкций в целях: определения размеров и оценки устойчивости их элементов в условиях преимущественного действия на объекты текущей воды; прогнозирования влияния переработки прилегающих участков неукрепленного берега и дна на работу объектов защиты и разработки технических мероприятий по предотвращению этих вредных влияний, которые могут вызвать размыв основания сооружения и берегового склона с потерей сооружением устойчивости и его связи с защищаемым объектом;

– химический состав воды по данным анализа. Результаты химического анализа воды используются для оценки ее агрессивности влияния на применяемые строительные материалы защитных конструкций и определения требований к ним по долговечности;

– сведения по зимнему режиму водоема, включающие сроки ледостава, наибольшую (и 1%-ной обеспеченности) толщину ледяного покрова на акватории и в зоне уреза воды, его толщину при изменениях положения уровня воды, толщину кристаллической части льда, характеристики фаз ледяного покрова и их изменений во времени и в календарные сроки, температурные показатели воды и расчетную толщину снегового покрова на поверхности льда в прибрежной зоне. Материалы по зимнему режиму водоема в зоне осуществления защитных мероприятий используются при проектировании для выполнения расчетов на различные ледовые нагрузки и воздействия, в зависимости от применяемых конструктивных решений и конкретных местных условий эксплуатации объектов;

– для периода наполнения водохранилища составляется отдельная гидрологическая характеристика, которая содержит: сроки стояния промежуточных уровней воды, их отметки, календарные сроки подъема по НПУ и сработки водохранилища в производственных целях, вероятные наибольшие интенсивности колебаний уровня воды, пределы отметок резких колебаний; расчетные значения высоты волны требуемой обеспеченности при промежуточных уровнях воды и свободной от льда поверхности водоема;

– в зависимости от особых местных условий, в состав гидрологической характеристики водоема в районе расположения проектируемой берегозащиты могут включаться дополнительные, не перечисленные выше сведения. При проектировании защитных конструкций на действующих водоемах, гидрологические исходные характеристики, зависящие от природных условий, должны обосновываться материалами соответствующих наблюдений, изысканий и специальных исследований; лишь для проектируемых водных объектов допускается проводить прогнозирование исходных гидрологических данных расчетным путем или с привлечением аналогов (см. пункты 3.2.1–3.2.4).

3.1.3. Метеорологическая характеристика района водоема и зоны сооружения включает следующие данные:

– максимальные скорости ветра и соответствующие его направления за многолетний период (не менее 15 лет) со стороны открытых для сооружения румбов в сроки свободного от льда русла. Данные по максимальным скоростям ветра и соответствующим направлениям используются: для определения расчетным путем параметров волн, сгонно-нагонных изменений уровня водного объекта и некоторых ледовых нагрузок; при расчетах в условиях нормального режима эксплуатации сооружения учитывается ряд максимальных годовых значений скорости (зафиксированных наблюдателями по одному разу в год за многолетний период в соответствующие сезоны); по годовым величинам вычисляются расчетные значения скорости нормативной вероятности превышения (глава СНиП /12/) в зависимости от класса капитальности проектируемого сооружения; при расчетах в условиях форсирования уровня, паводковых расходов и попусков учитываются значения средней из максимальных скоростей, получаемые из ряда срочных наблюдений за многолетний период в сроки подъема уровня (расчеты с применением значений средней из максимальных скоростей допускается проводить лишь в случаях кратковременных подъемов уровня, не превышающих по продолжительности 20 ÷ 30 суток).

– температуру воздуха наинизшую и колебания температуры воздуха в зимний период, сумму отрицательных температур воздуха (нарастающим итогом по месяцам); дополнительные данные по температуре воздуха и толщине снегового покрова согласно требованиям расчета покрытий на нагрузки от ледяного покрова. Сведения по температуре воздуха используются для определения марки каменных материалов по морозостойкости, определения циклов попеременного замораживания и оттаивания при установлении марки бетона по морозостойкости, а также вычисления толщины ледяного покрова расчетным методом.

3.1.4. Геологическая и гидрогеологическая характеристики района сооружения объединяют: физико-механические данные по грунтам укрепляемого берега, а также берега и дна, прилегающих к сооружению, переработка которых может оказать влияние на работу защитных конструкций; режим уровня грунтовых вод на укрепляемых участках откоса и предполагаемые изменения режима уров-

ня грунтовых вод; прогноз переработки берегов, остро - вов и дна в районе укрепляемого откоса; данные по оползневым процессам в районе укрепляемого берега или сооружения и прогноз их изменения в связи с влияни - ем водохранилища; данные по геологическому строению и гидрогеологическому режиму укрепляемого берегового склона.

3.1.5. Сейсмическая характеристика сооружения устанавливает расчетную сейсмичность сооружения и района строительства, а также другие показатели согласно раз - делу 5 главы СНиП /13/.

3.1.6. Технические данные по сооружению должны содержать: сведения о его категории и классе; материалы, поясняющие конструкции водопропускных, водозабор - ных и других устройств или сооружений, сопряженных с защищаемым земляным откосом; физико-механическую характеристику грунта сооружения или земляного откоса; сведения о назначении сооружения и условиях его работы в напорном или безнапорном режиме; характеристику предполагаемого укрепления внутреннего откоса и покры - тия гребня сооружения; продольные и поперечные профили сооружения; план сооружения или укрепляемого участка берега.

3.1.7. Данные о предполагаемой осадке сооружения или защищаемого берегового откоса должны содержать: сведения о наибольшей осадке, интенсивности ее нарастания, сроках затухания как в период строительства защитных конструкций, так и после наполнения водохранилища.

3.1.8. Особые требования, предъявляемые к сооружению, укрепляемому откосу или к защитной конструкции могут быть разнообразными и связанными с требованиями водонепроницаемости; повышенной сопротивляемости агрессивному влиянию среды и истиранию наносами и льдом; архитектурного оформления конструкций; дополнительного использования сооружения в производственных, комму - нальных, спортивных и иных целях.

3.1.9. Сведения о сроках и способах производства работ по водоему и сооружению необходимы для оценки условий, при которых будет осуществляться строительство защитных конструкций и для учета влияния на них внешних факторов в этот период. Они включают данные, позволяющие судить о продолжительности наполнения водохранилища и промежуточного стояния уровней воды, се-

зонности строительных работ по креплениям и имеющегося времени для их выполнения, о влияних на работы начального режима водохранилища и т.д.

Сведения такого характера в ряде случаев определяют выбор типа конструкций, подбор для них строительных материалов, а также методы производства работ по защите откосов.

3.1.10. Физико-механические характеристики местных строительных материалов (песок, крупнообломочные грунты, щебень, камень) необходимы для оценки возможности их применения в креплениях и выбора конструкций для защиты откосов.

3.1.11. Топографические материалы должны включать: карту водоема в масштабе 1:5000 ÷ 1:100000 (в зависимости от размеров водной поверхности); карту района земляного сооружения или укрепляемого берегового участка с горизонталями дна и выше НПУ, в пределах возможного подъема уровня, в масштабе 1:1000 ÷ 1:2000 ; продольные профили дна по направлениям возможного подхода волн к откосу.

3.2. Требования к техническим материалам изысканий и исследованиям для проектирования.

3.2.1. Исходные данные для проектирования береговых креплений устанавливаются: специальными изысканиями, исследованиями и наблюдениями, проводимыми на месте намечаемого строительства; обработкой и анализом материалов сети гидрометеослужбы и других организаций, ведущих систематические режимные наблюдения; привлечением материалов, полученных при изысканиях для других объектов в этом же районе; по данным проекта основных сооружений; расчетными методами по отдельным вопросам при отсутствии необходимых данных наблюдений; на основе аналогов.

3.2.2. Расчетами или с привлечением аналогов допускается определять при отсутствии необходимых материалов непосредственных наблюдений следующие исходные данные:

элементы (высота и длина) ветровой волны на глубоководных участках водоема и в прибрежной зоне;

скорость ветра над водной поверхностью по данным материковой метеостанции;

амплитуды колебаний уровня воды при действии ветра;

толщину ледяного покрова;

размеры переработки берега, земляного откоса и дна в пределах сооружения.

3.2.3. Исходные данные, полученные расчетными методами (упомянутые в пункте 3.2.2) допускается использовать в проектах берегозащитных сооружений при разработке инженерных решений для проектируемых водоемов или в качестве поверочных материалов для новых водоемов, срок эксплуатации которых не превышает 15-ти лет, а также для предварительных проектных разработок.

3.2.4. При проектировании берегозащитных конструкций на действующих водоемах, основные исходные данные проектирования следует обосновывать материалами многолетних местных наблюдений, специальных изысканий и исследований. Требование к высокому качеству исходных данных проектирования обусловлено необходимостью обеспечения надежности инженерной защиты, ее ответственностью, высокой стоимостью и необходимостью максимального снижения материальных затрат на возведение и эксплуатацию объектов, что может быть достигнуто на основе использования в проектах фактических данных по режимам эксплуатации сооружений.

3.2.5. Материалы местных наблюдений, специальных изысканий и исследований (пункт 3.2.1), используемые для обоснования исходных данных проектирования берегозащитных конструкций на новых строящихся, а также на существующих водоемах, обеспечивают надежность проводимых инженерных мероприятий лишь при соответствующей организации работ по составлению режимных прогнозов.

3.2.6. Указанным в пункте 3.2.5 требованиям удовлетворяет изучение местных условий, организованное непрерывно, с применением регистрирующей аппаратуры, на стационарных пунктах наблюдений по комплексной программе, с выявлением достаточно продолжительного ряда характеристик для вероятностно-статистического их анализа.

3.2.7. При берегозащитном строительстве уделяется особое внимание постановке инженерно-геологических и инженерно-гидрологических изысканий и исследований, с

тем, чтобы обеспечить получение надежных дифференцированных исходных материалов по характерным створам для достаточно полного описания соответствующей обстановки в зоне проектируемого объекта. Дифференцированное изучение и расчлененную оценку зоны строительства следует применять при значительной протяженности или изменчивости объекта как на ровном участке берега, так и расположенного на извилистом береговом участке.

3.3. Выполнение расчетов по определению основных характеристик ветро-волнового, уровенного и ледового режимов водоемов

а. Ветро-волновые расчеты

3.3.1. Расчеты ветрового волнения на водоемах в соответствии с пояснением пункта 3.2.2 производятся согласно указаниям главы СНиП /12/.

3.3.2. В дополнение указаниям СНиП /12/ длина ветровых нерегулярных трехмерных волн на ограниченных внутренних водоемах (водохранилищах) при скорости ветра более 10 м/с может быть определена по их пологости согласно данным табл. 3.

Таблица 3

Значения пологости нерегулярных волн (округлено)

Тип значения	Обеспеченность высоты волны в расчетном шторме, %				
	1	2	5	10	50
Наибольшие	7	7	10	13	22
Средние	3,5	4	5	6	8

Наибольшими значениями из табл.3 следует пользоваться при расчете защитных конструкций на прочность, устойчивость и на другие случаи действия одиночной волны. При расчетах действия волн во времени (переработка дна, берегов, миграция наносов и т.д.) следует пользоваться средними данными табл. 3.

3.3.3. Для определения высоты и длины волны любой обеспеченности на ограниченных внутренних водоемах при вынужденном нерегулярном ветровом волнении могут быть применены переходные коэффициенты $\frac{h_{i\%}}{\bar{h}}$ и $\frac{\lambda_{i\%}}{\bar{\lambda}}$

В зависимости от обеспеченности элемента рассчитываемой волны в шторме рекомендуются следующие величины переходных коэффициентов:

обеспеченность элемента волны, %	1	2	5	10	50
значение коэффициента	2,1	1,85	1,65	1,5	1

3.3.4. Элементы волн определяются по расчетным открытым румбам, со стороны которых возможен подход волн к откосу (обычно в пределах $0 \div 180^{\circ}$). В случаях, когда свободный подход к откосу в пределах $0 \div 180^{\circ}$ ограничен каким-либо препятствием (остров, мыс, сооружение и т.д.), выбор расчетных румбов следует производить с учетом возможного обхода препятствий волнами и изменений в связи с этим в направлении их подхода к откосу. Расчетные открытые румбы выбираются из следующих восьми направлений: С, СВ, В, ЮВ, Ю, ЮЗ, З, СЗ.

3.3.5. Элементы волн определяются для всех открытых румбов по соответствующим этим направлениям расчетным скоростям ветра, глубинам и длинам разгона волн. Для получения наиболее неблагоприятных сочетаний направлений ветра и разгона волн направления считаются совпадающими в пределах $\pm 22{,}5^{\circ}$. Элементы расчетной волны принимаются по наибольшему их значению из полученных для открытых румбов.

3.3.6. Длина разгона волны по направлению действия ветра со стороны расчетных открытых румбов определяется по карте, причем, если направление наибольшего разгона не совпадает с одним из расчетных румбов, то это направление учитывается отдельно.

Расчетная скорость ветра по дополнительному направлению принимается равной расчетной скорости ветра со стороны ближайшего расчетного румба.

3.3.7. При уменьшении глубин непосредственно на подходе к укрепляемому откосу следует учитывать возможную трансформацию исходных волн, распространяющихся с глубокой части водоема. В этом случае расчетными для крепления будут волны, трансформированные на уменьшающейся глубине.

3.3.8. Расчетные скорости ветра для определения высоты волны устанавливаются согласно пунктам 3.3.9 -

3.3.13 / 1; 14 /, разработанных в дополнение к указаниям СНиП /12/.

3.3.9. Расчетная скорость ветра для вычисления элементов расчетной волны определяется по данным многолетних наблюдений (продолжительностью не менее 15 лет) в периоды свободной от льда поверхности воды на береговых или материковых метеостанциях, оборудованных флюгером с тяжелой доской или анеморумбометром.

3.3.10. Данные метеостанций, оборудованных флюгером с легкой доской, могут приниматься в расчет только в том случае, если замеренные максимальные скорости ветра были менее 20 м/сек. Если данные метеостанций получены по наблюдениям недостаточной продолжительности, а также если данные наблюдений метеостанций, оборудованные флюгером с легкой доской, содержат максимальные скорости ветра в 20 м/с, то расчетные скорости ветра определяются для отдельных районов по карте-схеме (рис.6) наибольших скоростейветра, указанных в табл. 4 / 15 /.

Таблица 4

Расчетные скорости ветра различной вероятности по районам, м/с

Район	Скорость ветра повторяемостью один раз в:				
	год	5 лет	10 лет	15 лет	20 лет
I	17	21	22	23	24
II	20	24	26	27	28
III	24	29	31	32	33
IУ	28	33	35	37	38
У	32	38	40	42	43
У1	35	43	45	47	48
УП	40	47	50	более 50	более 51

3.3.11. Расчетная скорость ветра для вычисления элементов расчетной волны на водоемах в условиях нормальной эксплуатации принимается различной повторяемости в зависимости от назначения и класса капитальности гидротехнического сооружения, согласно табл. 5 по ежегодным максимальным скоростям ветра, замеренным на метеостанциях со стороны расчетных румбов, но не меньшая наблюдавшейся скорости ветра.

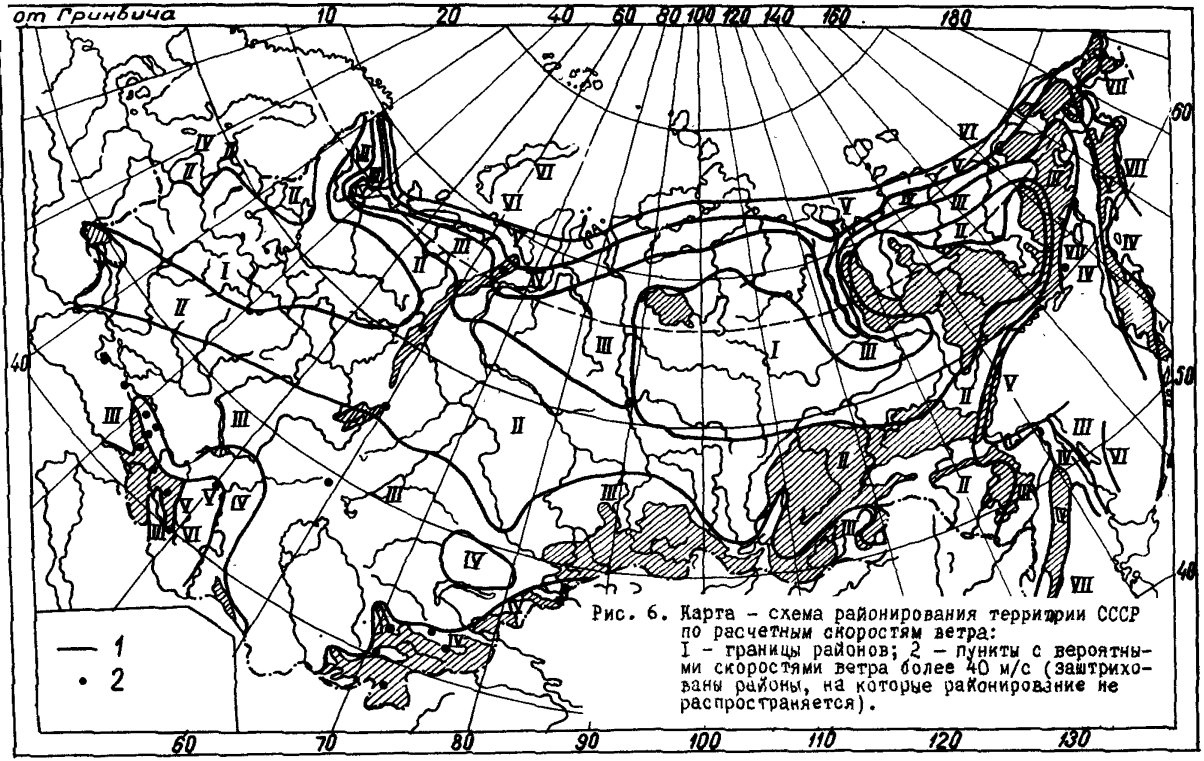

Рис. 6. Карта – схема районирования территории СССР по расчетным скоростям ветра:
I – границы районов; 2 – пункты с вероятными скоростями ветра более 40 м/с (заштрихованы районы, на которые районирование не распространяется).

Таблица 5

Вероятность превышения расчетной скорости ветра над внутренними водоемами в условиях нормальной эксплуатации (при НПУ)

Наименование	Вероятность превышения, %
Объекты гидротехнического строительства	
I и II класса капитальности	2(1 раз в 50 лет)
III и IУ -"- -"-	4(1 раз в 25 лет)
У -"- -"-	10(1 раз в 10 лет)
Гидротехнические сооружения	
железных дорог I,II, III категории	2
автомобильных дорог I-IУ категории	2
автомобильных дорог У категории	5(1 раз в 20 лет)

3.3.12. Расчетная скорость ветра при вычислении элементов расчетной волны на водоемах во время превышения нормального подпорного уровня (НПУ) воды (при пропуске максимальных расходов воды продолжительностью не более 20-30 суток), принимается для объектов гидротехнического строительства I-IУ классов капитальности, а также гидротехнических сооружений железных и автомобильных дорог всех категорий согласно /16/ равной среднемноголетней максимальной скорости ветра, наблюдавшейся в сроки форсированных уровней или в период паводков за период не менее 10 лет.

3.3.13. Расчетная скорость ветра над водной поверхностью для определения высоты расчетной волны и значений ветрового нагона при использовании данных материковой метеостанции вычисляется по формуле

$$W_p = W \cdot K_z \cdot K_w \cdot K_д \quad , \qquad (3.1)$$

где W_p – расчетная скорость ветра на высоте 10 м над водной поверхностью, м/с;

W – скорость ветра расчетной вероятности превышения согласно табл. 5 по данным материковой метеостанции, замеренная на высоте z, не меньше максимальной наблюдавшейся скорости ветра, м/с;

K_z – коэффициент для приведения скорости ветра, замеренной на высоте z, к скорости ветра на высоте 10 м;

Значения коэффициента принимаются равными / 17 /

для высоты измерения ветра 2 м	1,22
" " " " 6,5 м	1,05
" " " " 8–12 м	1
" " " " 17 м	0,95
" " " " 28 м	0,9

K_w – коэффициент для пересчета скорости ветра, замеренной на материковой метеостанции на высоте 10 м, на скорость ветра над водной поверхностью. Значения коэффициента принимаются по табл. 6 / 17 / в зависимости от коэффициента $K_м$, характеризующего место расположения материковой метеостанции (табл. 7);

$K_д$ – коэффициент, учитывающий изменение шероховатости земной поверхности, в связи с образованием нового водоема. Значения коэффициента $K_д$ принимаются по графику на рис. 7 / 14 /.

Таблица 6

Значения коэффициента K_w для определения скорости ветра над водоемом по срочным наблюдениям материковых метеостанций (при измерении скорости ветра на высоте 10 м)

Скорость ветра, м/с	Значение коэффициента $K_м$				
	1	1,4	1,5	1,7	2
5	1	1,4	1,5	1,7	2
10	1	1,2	1,4	1,5	1,7
15	1	1,1	1,3	1,4	1,5
20	1	1,1	1,1	1,2	1,3
25	1	1,1	1,1	1,2	1,3

Таблица 7

Переходный коэффициент $K_м$ для определения среднемесячной скорости ветра над водной поверхностью (при измерении ветра на высоте 10 м)

Характеристика местоположения метеостанции, где замерялась скорость ветра	Положение флюгера относительно окружающих предметов	Значения коэффициента $K_м$
В лесу	Флюгер на уровне деревьев, отдельные деревья выше флюгера	3
	Флюгер значительно выше деревьев	2,9
На окраине города (кустарник, отдельные строения или деревья с одной стороны на расстоянии 30 – 40 м от метеостанции)	Флюгер ниже отдельных деревьев и строений	2
В селении на открытой ровной площадке (ближайшие строения расположены на расстоянии 30–50 м)	Флюгер выше окружающих предметов	1,7
	Флюгер значительно выше окружающих предметов	1,8
На открытой ровной местности (в 200–500 м от метеостанции лес или кустарник)		1,6
На берегу большой реки, озера или моря (в 100–200 м лес или строения)		1,4

На ровной степени поверхности	1,3
На совершенно открытом берегу большой реки, озера или у самой воды	1,1
На совершенно открытой узкой косе у самой воды	1,05

б. Определение высоты подъема уровня воды при ветровом нагоне

3.3.14. Высота подъема уровня воды под влиянием ветра принимается при расчете креплений по данным проекта водоема или согласно СНиП /12/.

3.3.15. Для предварительных расчетов высота ветрового нагона может быть установлена по следующей приближенной формуле / 18 /, применимой при расчетной скорости ветра большей 12-15 м/с

$$\Delta h = \left(3 + 10\, h_{cp}\right) \cdot 10^{-8}\, \frac{\mathcal{L}}{H_{cp}} \cos\theta\, W_p^2, \qquad (3.2)$$

где Δh - абсолютное значение разности уровней (ветровой нагон) в двух точках (А,Б) - в центре тяжести площади водохранилищ (А) и у укрепляемого откоса (Б), м;

$\mathcal{L}$ - расстояние между точками с разностью уровня Δh, м;

H_{cp} - средняя глубина водохранилища на участке между точками с разностью уровня Δh, м;

θ - угол между направлением ветра и направлением, по которому измеряется расстояние;

W_p - расчетная скорость ветра, м/с, на высоте 10 м над поверхностью воды при повышениях уровня воды над НПУ, определяемая согласно пунктам 3.3.8 ÷ 3.3.13;

h_{cp} - средняя на рассматриваемом участке высота ветровой волны, 1%-ной обеспеченности в данной системе волн, м;

$$h_{cp} = \frac{\left(h_{1\%}\right)_A + \left(h_{1\%}\right)_Б}{2}.$$

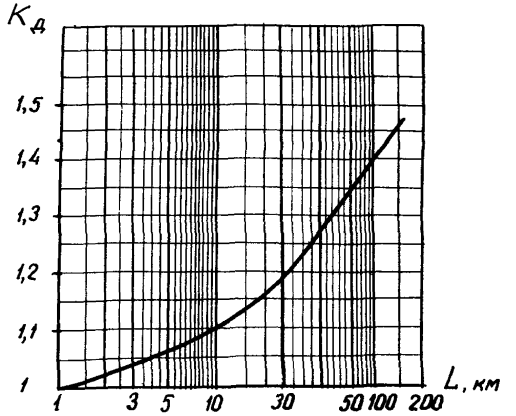

Рис. 7. Зависимость коэффициента увеличения скорости ветра над водной поверхностью от длины разгона L до наветренного берега.

в. Определение толщины ледяного покрова

3.3.16. *Толщина ледяного покрова для проектирования креплений на существующих водоемах* определяется многолетними наблюдениями в зоне, близкой к береговым откосам, с поверхностью, очищенной от снега. Расчетное значение толщины ледяного покрова принимается 1%-ной обеспеченности по замеренным данным без учета слоя береговой наледи.

3.3.17. Для вновь создаваемых водоемов расчетная толщина ледяного покрова определяется по наибольшей замеренной толщине льда при многолетних наблюдениях в речных бытовых условиях с введением повышающего коэффициента, значение которого в среднем принимается равным 1,2.

3.3.18. При отсутствии данных наблюдений расчетная толщина ледяного покрова $\delta_л$, см, определяется по формуле

$$\delta_л = a\sqrt{\Sigma T}, \qquad (3.3)$$

где a – эмпирический коэффициент, значение которого принимается для центральных и северных районов, равным 2, и для южных районов при значительном образовании наледей – 2,5;

ΣT – сумма абсолютных величин среднесуточных отрицательных температур воздуха от начала зимы до периода с расчетной толщиной ледяного покрова, °С.

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

ВОЗДЕЙСТВИЯ И НАГРУЗКИ НА КРЕПЛЕНИЯ

4. Воздействия и нагрузки при нерегулярном волнении.

4.1. Общие положения.

4.1.1. Расчеты откосных гидротехнических сооружений и их конструктивных элементов в целях снижения материалоемкости и стоимости строительства следует производить согласно указаниям главы СНиП /12/, п.2.16 с учетом нерегулярности ветровых волн, а также учитывать вероятностные изменения волновых воздействий в штормах.

В данном разделе приводятся соответствующие расчетные методы, основанные на результатах новых натурных исследований в условиях внутренних водоемов.

Примечание. Ветровые (вынужденные) волны при наиболее сильных штормах, являющихся обычно расчетными для гидротехнических сооружений различных классов капитальности на внутренних водоемах в характерных физико-географических и климатических зонах нашей страны, имеют нерегулярные (случайные) и трехмерные формы.

4.1.2. При расчетах защитных конструкций следует использовать дифференцированные значения нерегулярных волновых комплексных, т.е. штормовых, воздействий, что позволяет осуществлять проектирование с наиболее полным учетом местных условий работы сооружений, типа и класса их капитальности, а также с обеспечением необходимых технико-экономических показателей.

4.2. Высота наката нерегулярных волн на откос с креплением

4.2.1. Метод расчета высоты наката на откос нерегулярных ветровых волн в реальных условиях учитывает совместное влияние на процесс наката смежных волн (в их системах или группах), а также влияния на него иных гидродинамических процессов в зоне откоса при штормах.

Метод расчета применим при проектировании креплений без бермы на откосах с заложениями в

пределах 2 ÷ 4,5, и глубине воды у подошвы откоса

$$H \geq 2H_{1\%}.$$

4.2.2. Высота волнового наката $h_{i\%}$ обеспеченностью $i\%$ в расчетном шторме при действии на откос систем нерегулярных ветровых волн определяется по формуле:

$$h_{hi\%} = \mathcal{L}_{1\%} \cdot \varphi(n) \cdot K_ш K_\beta \cdot h_{1\%} tg\alpha, \qquad (4.1)$$

где $\mathcal{L}_{1\%}$ - относительная длина наката (пути перемещения волны по откосу) 1%-ной обеспеченности в расчетном шторме; измеряется по откосу от расчетного уровня воды нормально к линии ее уреза до верхней границы зоны полного наката; значение $\mathcal{L}_{1\%}$ принимается по табл. 8;

$\varphi(n)$ - функция, определяющая связь величины $\mathcal{L}_{1\%}$ с величиной $\mathcal{L}_{i\%}$; численные значения $\varphi(n)$ принимаются по табл. 9;

$K_ш$ - коэффициент, учитывающий влияние шероховатости и проницаемости крепления; принимается по табл. 10;

K_β - коэффициент, учитывающий влияние угла подхода волн к откосу; принимается по табл. 11;

$h_{1\%}$ - высота волны, м, 1%-ной обеспеченности в расчетном шторме непосредственно перед откосом (в створе подошвы откоса); численное значение расчетной высоты волны определяется в зависимости от местных волнообразующих факторов, с учетом вероятной ее рефракции и дифракции около препятствий и трансформации на уменьшающихся глубинах при подходе к сооружению, по методам, приведенным в СНиП / 12 /;

α - угол наклона откоса к горизонтальной плоскости.

Таблица 8

Значения относительной длины полного наката волн на сплошной бетонный откос при фронтальном подходе к сооружению группы нерегулярных волн

Высота волны $h_{1\%}$, м	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2 и более
Относительная длина наката $\lambda_{1\%}$	10,5	8	6,5	5,6	5	4,5

Таблица 9

Значения функции $\Psi(\Pi)$ при относительной длине наката различной обеспеченности

Высота волны $h_{1\%}$, м	Тип значения	Обеспеченность в расчетном шторме относительной длины наката, %					
		1	2	5	7	10	50
до 1,2 м	наибольшие	1	0,99	0,98	0,97	0,96	0,78
	средние	1	0,96	0,88	0,86	0,82	0,68
более 1, 2 м	наибольшие	1	0,98	0,91	0,88	0,81	0,56
	средние	1	0,94	0,85	0,82	0,78	0,53

Примечание к табл.9. Наибольшие табличные значения применяются для напорных, а средние - для безнапорных сооружений.

Таблица 10

Значения коэффициента $K_ш$, учитывающего влияние шероховатости и проницаемости крепления на длину наката волн

Характеристика крепления	
Бетонные крепления с закрытыми швами и при площади отверстий или открытых швов до 4-6%	1
Наброска из несортированного камня размерами до 50 см	0,55
То же, при размерах камня 80-90 см и более	0,5

Таблица 11

Значения коэффициента K_β, учитывающего влияние угла подхода волны к откосу на длину ее *наката*

Тип значения	Угол подхода фронта волны к откосу, град.					
	0	20	40	60	80	90
Наибольшие	1	0,98	0,88	0,76	0,65	0,6
Средние	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,55

Примечание к табл. 11: Наибольшие табличные значения принимаются для напорных, а средние – для безнапорных сооружений.

4.3. Нагрузка на плитное крепление при разрушении на откосе нерегулярных волн

4.3.1. Нагрузка на откос со сплошным или сквозным (с площадью отверстий до 6%) бетонным покрытием, учитывающая комплексный и случайный характер штормовых воздействий при разрушении систем нерегулярных волн принимается как квазистатическая и определяется мгновенной типовой эпюрой, приведенной на рис.8. Нагрузка, определенная по типовой эпюре является полной, включающей все сопутствующие штормам силовые воздействия в зоне откоса (влияние ветра, течений, смежных волн, их рефракции и прочих факторов).

4.3.2. Типовая эпюра (рис.8), состоящая из элементов в относительных величинах, представляет нормативную волновую (штормовую) нагрузку на откос.

4.3.3. Расчетные значения нагрузки для проектирования конкретных конструкций определяются посредством абсолютных величин эпюры, которые вычисляются по относительным ее параметрам, приведенным в табл. 12 / 19 /.

4.3.4. Относительные нормативные параметры типовой эпюры (табл. 12) подразделены по величине, что позволяет производить дифференцированный выбор значений расчетной нагрузки. Это разделение выполнено в зависимости от силы расчетного шторма, определяемой волнами 1%-ной обеспеченности с различных направлений их подхода к откосу, по обеспеченности значений нагрузки в расчетном шторме и по двум градациям значений нагрузки в

диапазоне каждой из обеспеченностей, – по средним из максимальных ее значений и по средним значениям в группах одинаковых расчетных штормов.

4.3.5. Абсолютные величины типовой эпюры (рис. 8) вычисляются путем умножения соответствующих значений относительных параметров, приведенных в табл. 12 на величины, характеризующие расчетный шторм: относительных значений ординат $\frac{P}{\gamma h_{1\%}}$ – на расчетную величину $\gamma h_{1\%}$ и относительных отметок $\frac{Z}{h_{1\%}}$ характерных точек эпюры – на $h_{1\%}$, где γ – объемный вес воды; тс/м^3; $h_{1\%}$ – высота волны 1%-ной обеспеченности в расчетном шторме непосредственно перед откосом (в створе подошвы откоса, м); численные значения расчетной высоты волны определяются в зависимости от местных волнообразующих факторов, с учетом вероятной ее рефракции и дифракции около препятствий и трансформации на уменьшающихся глубинах при подходе к сооружению, по методам, приведенным в разделе 3 и в главе СНиП / 12 /; Z – отметки характерных точек типовой эпюры на откосе относительно расчетного спокойного уровня воды, м.

4.3.6. Относительные значения параметров типовой эпюры нагрузки на откос в табл. 12 даны для расчетных штормов в диапазоне 1 м $\geq h_{1\%} \geq$ 1,5 м.

При штормах с высотой расчетной волны в пределах 1 м $< h_{1\%} <$ 1,5 м относительные численные величины расчетных эпюр $\frac{P}{\gamma h_{1\%}}$ и $\frac{Z}{h_{1\%}}$ устанавливаются путем интерполяции соответствующих их значений, приведенных в табл. 12.

4.3.7. Условия применимости данного метода расчета комплексной штормовой полной нагрузки на откос определяются следующими исходными данными проектирования: заложение откоса находится в пределах 2:4,5; откос с постоянным уклоном и без бермы в зоне перестройки волн при их разрушении на глубинах $2h_{1\%} \geq H \geq 0$. Откос укреплен бетонными (железобетонными) плитами без открытых швов и сквозных отверстий или с открытыми швами и дренажными отверстиями, площадь которых не более 6% от площади крепления; глубина воды над подошвой откоса $H \geq 2h_{1\%}$.

Таблица 12

Относительные параметры эпюры нормативной полной нагрузки на откос при нерегулярном волнении

Наименование параметра эпюры	Обеспеченность нагрузки, %	Высота расчетной волны $h_{1\%} \geq 1{,}5$ м					Высота расчетной волны $h_{1\%} \leq 1{,}0$ м				
		Индексы точек приложения ординат эпюры									
		а	б	в	г	д	а	б	в	г	д
Относительные ординаты эпюры $\frac{P}{\gamma h_{1\%}}$		Средние значения в группах расчетных штормов при угле подхода волн к откосу 70–90°									
	0,5	0,37	0,63	2	0,46	0,26	0,34	0,55	2,5	0,4	0,24
	1	0,33	0,56	1,8	0,4	0,22	0,31	0,5	2,3	0,36	0,2
	2	0,3	0,5	1,62	0,35	0,18	0,28	0,47	2,1	0,32	0,16
	5	0,27	0,45	1,4	0,31	0,15	0,25	0,43	1,86	0,28	0,13
	10	0,24	0,43	1,24	0,28	0,13	0,23	0,4	1,66	0,26	0,12
Относительные отметки точек $z/h_{1\%}$	0,5÷10	–0,6	–0,4	–0,2	–0,01	0,2	–0,9	–0,6	–0,3	0,05	0,2

Продолжение табл.12

Относительные ординаты эпюры $\frac{P}{\gamma h_{1\%}}$			Средние из максимальных значений в группах расчетных штормов при угле подхода волн к откосу 70-90°								
	0,5	0,54	0,82	2,4	0,5	0,3	0,48	0,75	2,84	0,46	0,25
	1	0,5	0,75	2,1	0,45	0,25	0,44	0,7	2,64	0,42	0,22
	2	0,45	0,7	1,8	0,42	0,21	0,4	0,65	2,43	0,39	0,18
	5	0,4	0,6	1,5	0,36	0,17	0,35	0,56	2,17	0,34	0,14
	10	0,34	0,54	1,3	0,31	0,14	0,3	0,5	1,93	0,29	0,12
Относительные отметки точек $z/h_{1\%}$	0,5÷10	-0,6	-0,4	-0,2	0,01	0,2	-0,9	-0,6	-0,3	0,1	0,2
Относительные ординаты эпюры $\frac{P}{\gamma h_{1\%}}$			Средние из максимальных значений в группах расчетных штормов при угле подхода волн к откосу 30-69°								
	0,5	0,5	0,6	2,1	0,4	0,2	0,3	0,4	2,2	0,4	0,2
	1	0,4	0,5	1,9	0,4	0,2	0,3	0,4	2	0,4	0,2
	2	0,4	0,5	1,7	0,3	0,1	0,3	0,4	1,8	0,3	0,2
	5	0,4	0,45	1,4	0,3	0,1	0,2	0,3	1,5	0,3	0,2
	10	0,3	0,4	1,3	0,3	0,1	0,2	0,3	1,3	0,3	0,1
Относительные отметки точек $z/h_{1\%}$	0,5÷10	-0,5	-0,3	-0,1	0,15	0,3	-0,7	-0,5	-0,2	0,2	0,4

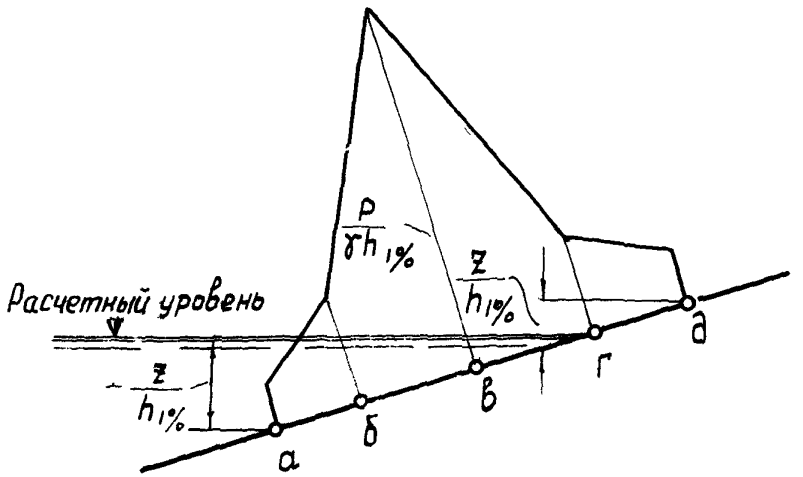

Рис. 8. Типовая эпюра нагрузки на откос при нерегулярных волнах и сплошном или сборном бетонном покрытии с площадью отверстий до 6% от поверхности откоса.

4.3.8. Нормативные параметры и расчетная волновая полная нагрузка, подразделяемые согласно табл. 12 по обеспеченности (в практическом ее диапазоне 1-10%) в расчетном шторме и дополнительно классифицированные в пределах каждой из обеспеченностей по величинам средним из максимальных значений и средним по значениям в группах одинаковых по силе расчетных штормов, учитываются при проектировании постоянных основных, второстепенных и временчых сооружений соответственно классам их капитальности, установленным главой СНиП /20/.

При выборе расчетных значений волновой нагрузки на откос следует учитывать, кроме упомянутых классов капитальности сооружений также их тип, режимы эксплуатации и иные определяющие условия и характеристики.

4.3.9. При проектировании постоянных основных сооружений и их несущих конструктивных элементов расчетная волновая полная нагрузка на откос, подразделяемая согласно табл. 12, принимается по средним значениям из максимальных величин различной обеспеченности в расчетном шторме:

класс сооружений	обеспеченность средней из максимальных значений полной нагрузки в расчетном шторме, %
I	1
II	2
III	2
IУ	5

4.3.10. При проектировании постоянных второстепенных сооружений и их несущих конструктивных элементов расчетная волновая полная нагрузка на откос, подразделяемая согласно табл. 12 принимается по средним значениям 2%-ной обеспеченности для упомянутых сооружений III-го класса капитальности и 5%-ной обеспеченности - для IУ класса капитальности.

4.3.11. При проектировании временных сооружений и их несущих конструктивных элементов волновая полная нагрузка на откос, подразделяемая согласно табл. 12, принимается по средним значениям 10%-ной обеспеченности в расчетном шторме.

4.4. Взвешивающая нагрузка на сплошное плитное крепление откоса при нерегулярном волнении

4.4.1. Волновая взвешивающая нагрузка 1%-ной обеспеченности в расчетном шторме, действующая на сплошное покрытие откоса, определяется по расчетной эпюре согласно схеме, приведенной на рис. 9.

4.4.2. Расчетные величины взвешивающей нагрузки, тс, на сплошное плитное покрытие земляного откоса в расчетном шторме вычисляются по абсолютным значениям элементов типовой эпюры (рис. 9), устанавливаемым путем умножения соответствующих, приведенных в табл.13 относительных параметров: относительной ординаты $\xi = \frac{P_{пд}}{\gamma h_{1\%}}$ на расчетную величину $\gamma h_{1\%} \ell_1$ и относительного линейного размера эпюры $\psi = \frac{\ell_1}{h_{1\%}}$ – на $h_{1\%}$, где γ – объемный вес воды, равный 1 тс/м^3; $h_{1\%}$ – высота волны, м, 1%-ной обеспеченностью в расчетном шторме непосредственно перед откосом (*в створе подошвы откоса*); *численные значения* расчетной высоты волны определяются в зависимости от местных волнообразующих факторов, с учетом вероятной ее рефракции и дифракции около препятствий и трансформации на уменьшающихся глубинах при подходе к сооружению, по методам, приведенным в разделе 3 и в /12/; ℓ_1 – расстояние по откосу от расчетной линии уреза воды до наибольшей ординаты ($P_{пд}$) эпюры, м; ℓ_2 – расстояние по откосу от наибольшей ординаты эпюры до точки на откосе с нулевой ординатой эпюры, м.

4.4.3. *Метод расчета* взвешивающей динамической нагрузки на сплошное плитное покрытие земляного откоса при нерегулярном волнении учитывает весь комплекс действующих в зоне сооружений штормовых процессов.

Таблица 13

Относительные параметры эпюры взвешивающей нагрузки, действующей на сплошное плитное покрытие откоса

Заложение откоса	$\xi = \frac{P_{пд}}{\gamma h_{1\%}}$	$\psi = \frac{\ell_1}{h_{1\%}}$	$K = \frac{\ell_2}{\ell_1}$
2	0,4	1,2	1,2
2,5	0,3	1,2	1,1
3	0,3	1,6	1,1
3,5	0,3	1,6	0,9
4-4,5	0,25	1,9	0,8

4.4.4. Условия применимости метода расчета взвешивающей динамической нагрузки ограничены следующими исходными данными проектирования: - заложение откоса в пределах 2÷4,5; откос с постоянным уклоном и без бермы в зоне перестройки волн при их разрушении в пределах глубин $2h_{1\%} \geq H \geq 0$; угол подхода нерегулярных волн к откосу в пределах $70 \div 90^{0}$ (фронтальный подход); глубина воды над подошвой откоса $H \geq 2h_{1\%}$.

4.5. Взвешивающая нагрузка на сквозное плитное крепление откоса при нерегулярном волнении.

4.5.1. Волновая взвешивающая нагрузка 1%-ной обеспеченности в расчетном шторме, действующая на сквозное покрытие откоса определяется по расчетной эпюре согласно схеме, приведенной на рис. 10.

4.5.2. Расчетные величины взвешивающей нагрузки, тс, на сквозное плитное покрытие земляного откоса в расчетном шторме вычисляются по абсолютным значениям элементов типовой эпюры (рис. 10), устанавливаемым путем умножения соответствующих, приведенных в табл.14 относительных параметров: относительной ординаты $\frac{P_{пд}}{\gamma_в \bar{h}}$ на расчетную величину $\gamma_в \bar{h}$ и относительных отметок $\pm \frac{z}{\bar{h}}$ характерных точек эпюры - на $\bar{h}$, где $\gamma_в$ - объемный вес воды, принимаемый равным 1 тс/м^3; $\bar{h}$ - средняя высота волны, м, в расчетном шторме непосредственно перед откосом (в створе подошвы откоса); численные значения расчетной высоты волны определяются в зависимости от местных волнообразующих факторов, с учетом вероятной ее рефракции и дифракции около препятствий и трансформации на уменьшающихся глубинах при подходе к сооружению, по методам, приведенным в главе СНиП / 12 /.

z - отметки характерных точек типовой эпюры на откосе относительно расчетного статического уровня воды, м.

4.5.3. Метод расчета взвешивающей динамической нагрузки на сквозное плитное покрытие земляного откоса при нерегулярном волнении учитывает весь комплекс действующих в зоне сооружений штормовых процессов.

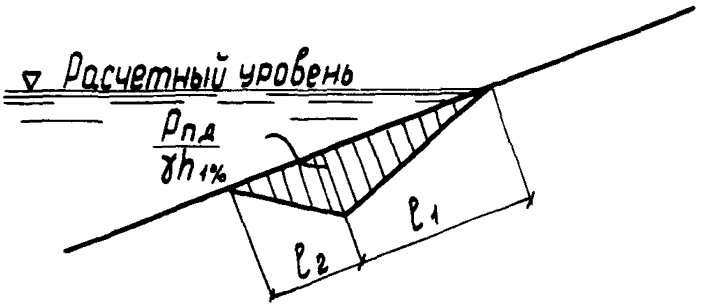

Рис. 9. Типовая эпюра взвешивающей нагрузки на сплошное бетонное покрытие откоса при нерегулярном волнении.

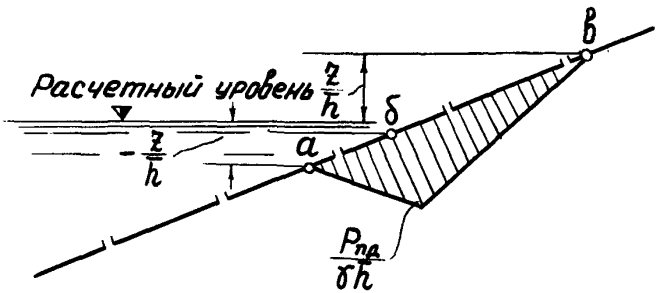

Рис. 10. Типовая эпюра взвешивающей нагрузки на сквозное (плитное) покрытие откоса с площадью отверстий до 6% от поверхности откоса при нерегулярном волнении.

Таблица 14

Относительные параметры эпюры взвешивающей нагрузки, действующей на сквозное плитное покрытие откоса

Пределы углов подхода волн к откосу, град.	Относительные ординаты $\frac{P_{пд}}{\gamma \bar{h}}$ эпюры в точках			Относительные отметки $\frac{z}{\bar{h}}$ точек эпюры		
	а	б	в	а	б	в
90 ÷ 70	0	0,6	0	-1,25	-0,75	2
69 ÷ 50	0	0,55	0	-1	-0,5	2
49 ÷ 30	0	0,5	0	-0,75	-0,5	2,25
29 ÷ 0	0	0,4	0	-0,75	0	2,5

4.5.4. Условия применимости метода расчета взвешивающей динамической нагрузки определяются следующими исходными данными проектирования: заложение откоса в пределах 3 ÷ 4; откос с постоянным уклоном и без бермы в зоне перестройки волн при их разрушении в пределах глубин $2\,h_{1\%} \geq H \geq 0$; площадь сквозных отверстий в покрытии до 6% от поверхности откоса, угол подхода нерегулярных волн к откосу в пределах $70 \div 90^{\circ}$ (фронтальный подход) и в пределах $0 \div 69^{\circ}$ (косой подход); глубина воды над подошвой откоса $H \geq 2\,h_{1\%}$.

4.5.5. При определении взвешивающей нагрузки от нерегулярных волн на отдельную плиту для проверки ее устойчивости на откосе следует располагать проверяемую расчетную плиту в отношении треугольной типовой эпюры (рис. 10) общего распределения давления по сквозному покрытию так, что бы упомянутая нагрузка на плиту была наибольшей. Данное условие учитывается далее в п. 8.2.3 при определении толщины плиты, устойчивой на откосе при комплексных штормовых воздействиях.

4.6. Донные волновые скорости в зоне основания укрепляемого откоса

4.6.1. Донные волновые скорости на глубинах $z \geq 2\,h_{1\%}$ для проектирования креплений на участках непосредственного подхода нерегулярных волн к от-

косу и около подошвы откоса вычисляются по формуле

$$v_z = \frac{n\pi h_{50\%}}{\sqrt{\frac{\pi\lambda_{50\%}}{g}\,sh\,\frac{2\pi z}{\lambda_{50\%}}}}, \qquad (4.2)$$

где z – переменная глубина воды на откосе, м;

$h_{50\%}$ – высота волны обеспеченностью 50% в шторме при расчетной скорости ветра;

$\lambda_{50\%}$ – длина волны $h_{50\%}$, определяемая по ее наибольшей пологости согласно табл.3.1;

n – коэффициент, равный 0,8 при $\frac{\lambda}{h} \geq 20$ и 0,7 при $\frac{\lambda}{h} \leq 10$.

5. Нагрузки при действии ледяного покрова

5.1. Общие положения

5.1.1. При расчете креплений откосов в зависимости от условий их работы учитываются следующие нагрузки, определяемые согласно главе СНиП /12/:

– от движущихся ледяных полей на сооружения откосного профиля;

– от остановившегося ледяного поля, наваливающегося на сооружение под воздействием течения воды и ветра;

– при навале зажорных масс льда:

– от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменениях уровня воды и предельной прочности льда (действующая в виде изгибающего момента, воспринимаемого креплением).

5.1.2. Нагрузки от ледяного поля и зажорных масс льда составляют усилия, действующие в сторону откоса в горизонтальном направлении. Величины нормальных к откосу составляющих от этих нагрузок при расчете защитных откосных конструкций с наклонной внешней поверхностью определяются по формуле

$$P_н = P_г \cdot \sin\alpha, \qquad (5.1)$$

где $P_н$ – нормальная к откосу составляющая нагрузка;

$P_г$ – нагрузка в горизонтальном направлении;

α – угол наклона откоса к горизонту.

При движении ледяного поля под углом $\theta \leq 80^\circ$ к фронту сооружения, нагрузка от льда нормальная к откосу определяется по формуле

$$P_ф = P_н \sin\theta, \qquad (5.2)$$

где $P_ф$ – нормальная к откосу составляющая нагрузки, действующей под углом к фронту сооружения.

5.2. Нагрузки от движущихся ледяных полей

5.2.1. Нагрузки, тс, от движущегося ледяного поля на наклонную поверхность крепления определяются следующим образом:

а) при расчете горизонтальной составляющей берется наименьшее значение, из полученных по формулам (5.3) и (5.4)

$$P_{г.1} = m_j R_р \ell h_л; \qquad (5.3)$$

$$P_{г.2} = m_t K_в R_и h_л^2; \qquad (5.4)$$

б) при расчете вертикальной составляющей используется формула:

$$P_z = \frac{P_{г.2}}{m_t}, \qquad (5.5)$$

где m_j – коэффициент, равный единице для прямоугольной формы преграды;

$R_р$ – предел прочности льда на раздробление, принимаемый равным 0,5 $R_с$. Для водохранилищ и озер, а также при наивысшем уровне ледохода на реках южнее линии Архангельск – Киров, Уфа, Кустанай, Караганда, Усть-Каменогорск допускается принимать предел прочности льда на раздробление $R_р$ = 45 тс/м^2;

R_c – предел прочности льда на сжатие, равный при среднесуточной температуре воздуха

$t = 0^{\circ}$ ..... 45 тс/м^2;
$t = -3^{\circ}$ ..... 75 тс/м^2;
$t = -15^{\circ}$ ..... 120 тс/м^2;
$t = -30^{\circ}$ ..... 150 тс/м^2.

Здесь t – среднесуточная температура воздуха за трое суток до действия льда на сооружение при толщине льда до 0,5 м и менее, и за шесть суток при толщине льда более 0,5 м;

ℓ – расчетная длина сооружения (расчетной плиты креплений) по фронту на уровне действия льда, м;

$h_л$ – расчетная толщина льда, м, принимаемая равной 0,8 от толщины льда 1%-ной обеспеченности за зимний период;

m_t – коэффициент, зависящий от заложения откоса;

при $\alpha = 15^{\circ}$ $m_t = 0{,}3$; при $\alpha = 30^{\circ}$ $m_t = 0{,}6$;
при $\alpha = 45^{\circ}$ $m_t = 1$;

$K_в$ – коэффициент, определяемый для сооружений откосного профиля по формуле $K_в = 0{,}1$;

$R_и$ – предел прочности льда на изгиб, тс/м^2; $R_и = 0{,}75 R_c$.

5.2.2. Нагрузки на секцию сооружения (плиту креплений) от удара отдельной льдины P_3, тс, и при разрушении льда P_4, тс, определяются по формулам

$$P_3 = 0{,}7 \cdot v_л \cdot h_л \sqrt{\Omega R_c}; \qquad (5.6)$$

$$P_4 = 0{,}5 R_c \ell h_л, \qquad (5.7)$$

где $v_л$ – скорость движения ледяного поля, м/с, определяемая по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии допускается принимать равной для рек скорости течения воды и для водохранилищ – 3% от значения скорости ветра 1%-ной обеспеченности в период движения льда, но не более 1 м/с;

Ω – площадь ледяного поля, м^2, определяемая по натурным наблюдениям в данном или смежных пунктах;

$R_c, h_л, \ell$ – согласно п.5.2.1.

5.3. Нагрузки от навала ледяного поля и зажорных масс

5.3.1. Нагрузка P_7, тс, от остановившегося ледяного поля, наваливающегося на участке откоса расчетной длины под воздействием течения воды и ветра определяется по формуле

$$P_7 = \left(P_1 + P_2 + P_3 + P_4\right)\Omega, \qquad (5.8)$$

где составляющие величины P_1, P_2, P_3 и P_4 вычисляются по формулам

$$P_1 = 5 \cdot 10^{-4} v_в^2; \qquad (5.9)$$

$$P_2 = 0{,}05 \frac{h_л v_в^2}{\mathcal{L}_л}; \qquad (5.10)$$

$$P_3 = 0{,}92 h_л \cdot i_л; \qquad (5.11)$$

$$P_4 = 2 \cdot 10^{-6} W_м^2, \qquad (5.12)$$

где $v_в$ – скорость течения воды под льдом 1%-ной обеспеченности из максимальных средних значений в период навалов льда, м/с;

$W_м$ – максимальная скорость ветра в период ледохода обеспеченностью 1%, м/с;

$\mathcal{L}_л$ – средняя длина (расчетная) ледяного поля по направлению потока, принимаемая по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии для рек допускается принимать равной утроенной ширине реки, м;

$i_л$ – уклон поверхности потока;

Ω – согласно п.5.2.2.

5.3.2. Нагрузку P_9, тс, при навале зажорных масс льда на сооружение перпендикулярно его фронту следует определять по формуле

$$P_g = B\mathcal{I}_3\left(4p_1 + p_2 + p_3 + p_4\right), \qquad (5.13)$$

где B – длина участка сооружения (плит) на уровне воздействия зажорных масс, м;

$\mathcal{I}_3$ – длина участка зажора, принимаемая равной полуторной ширине реки в створе сооружения, м;

p_1; p_2; p_3; p_4 – величины давления льда, определяемые по формулам (5.9 – 5.12); при этом толщину зажора ($h_л = h_3$) необходимо принимать по данным натурных наблюдений. Допускается принимать расчетную толщину зажора по ледотермическому режиму прилегающих участков реки, но не более 80% от средней глубины потока при расходе воды зажорного периода. Скорость течения воды и уклон водной поверхности в месте образования зажора должны приниматься по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии – по аналогии с данными натурных наблюдений для смежных районов.

5.3.3. Нагрузка q_3, тс/м, от навала зажорных масс льда на единицу длины сооружения, расположенного параллельно направлению течения, а также на берега следует определять по формуле

$$q_3 = \xi\,\frac{P_g}{B}, \qquad (5.14)$$

где ξ – коэффициент, принимаемый равным для песчаных берегов – 0,7; глинистых – 0,8; скальных – 0,9;

P_g и B – принимаются согласно п. 5.3.2.

5.4. Предельная нагрузка от примерзшего к креплению ледяного покрова при изменениях уровня воды

5.4.1. Нагрузка в виде изгибающего момента $M_{пр}$, тс.м, воспринимается креплением откоса как вырывающая от примерзшего ледяного покрова при понижении или повышении уровня воды и при достижении льдом предельной прочности (вдоль берега в сплошном ледяном покрове

возникает продольная трещина), определяется по формуле

$$M_{пр}=\frac{\ell h_л^2 \cdot R_р' R_с'}{6\left(R_р' + R_с'\right)}\left(1+2K_ε\right), \qquad (5.15)$$

где $R_р'$ и $R_с'$ – пределы прочности при растяжении и сжатии деформирующегося ледяного покрова, тс/м^2, вычисляемые по формулам

$$R_р' = R_{тр}\, e^{-\frac{400\tau_2}{\mu}}; \qquad (5.16)$$

$$R_с' = R_{тс}\, e^{-\frac{400\tau_2}{\mu}}; \qquad (5.17)$$

$R_{тр}$ и $R_{тс}$ – средние значения пределов текучести льда соответственно на растяжение и сжатие, тс/м^2, определяемые по опытным данным, а при их отсутствии допускается принимать по табл. 15 / 21 /:

ℓ и $h_л$ – принимаются по п.5.2.1;

τ_2 – время, ч, в течение которого уровень воды изменяется на величину, равную толщине льда;

$K_ε$ – коэффициент, принимаемый в зависимости от величины $K_р = e^{-\frac{400\tau_2}{\mu}}$, равным 1 при $K_р \leq 0{,}8$; 1,5 при $K_р = 0{,}85$; 2 при $K_р \geq 0{,}9$. μ – коэффициент вязкости льда, $\frac{тс.ч}{м^2}$, определяемый по формулам: при $t_л \geq -20^{\circ}C$

$$\mu = (3{,}3 - 0{,}28\, t_л + 0{,}083\, t_л^2)\cdot 10^{-4}; \qquad (5.18)$$

при $t_л < -20^{\circ}C$

$$\mu = (3{,}3 - 1{,}85\, t_л)\cdot 10^{-4}; \qquad (5.19)$$

$t_л$ – температура льда, $^{\circ}C$, определяемая по формуле

$$t_л = t_н \eta_0 + \frac{\vartheta\tau}{2}\psi; \qquad (5.20)$$

$t_н$ – начальная температура воздуха, $^{\circ}C$, от которой начинается ее повышение;

ϑ – максимальная скорость повышения температуры воздуха, $\frac{^{\circ}C}{ч}$, за время τ, ч (за 6 ч при 4-х срочных наблюдениях);

Ψ – безразмерный коэффициент, принимаемый по графикам рис. 11 при заданных значениях относительной толщины ледяного покрова η_0 и безразмерной величины $F_0 = \frac{4 \cdot 10^{-3} \tau}{h_n^2}$;

η_0 – относительная толщина ледяного покрова с учетом влияния снега, определяемая по формуле

$$\eta_0 = \frac{h_t}{h_n}; \qquad (5.21)$$

h_t – толщина ледяного покрова, м; $h_t = 0{,}8\, h_{л\,1\%}$

h_n – приведенная толщина ледяного покрова, м, определяемая по формуле

$$h_n = h_t + 1{,}43\, h_c + \frac{2}{\alpha_в}; \qquad (5.22)$$

$h_{л\,1\%}$ – толщина ледяного покрова, м, 1%-ной обеспеченности в расчетный срок колебания уровня воды;

h_c – наименьшая толщина снежного покрова за расчетный период, м, определяемая по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии следует принимать $h_c = 0$; влияние снега на температуру ледяного покрова учитывается только в районах с устойчивым снежным покровом в расчетный период изменения уровня воды;

$\alpha_в$ – коэффициент теплоотдачи от воздуха и поверхности снежного покрова, ккал/м^{2}ч, принимаемый равным $20\sqrt{W+03}$ – при наличии снега, и л и $5\sqrt{W+0.3}$ – при отсутствии снега.

Таблица 15

Температура льда $t_л$, °С	Пределы текучести льда, тс/м^2	
	на растяжение $R_{тр}$	На сжатие $R_{тс}$
	Верхняя часть ледяного покрова	
от 0 до -2	70	180
от -3 до -10	80	250
от -11 до -20	100	280
	Нижняя часть ледяного покрова	
от 0 до -2	50	120

Примечание к табл. 15. Обозначение $t_л$, °С, то же, что по формуле (5.20).

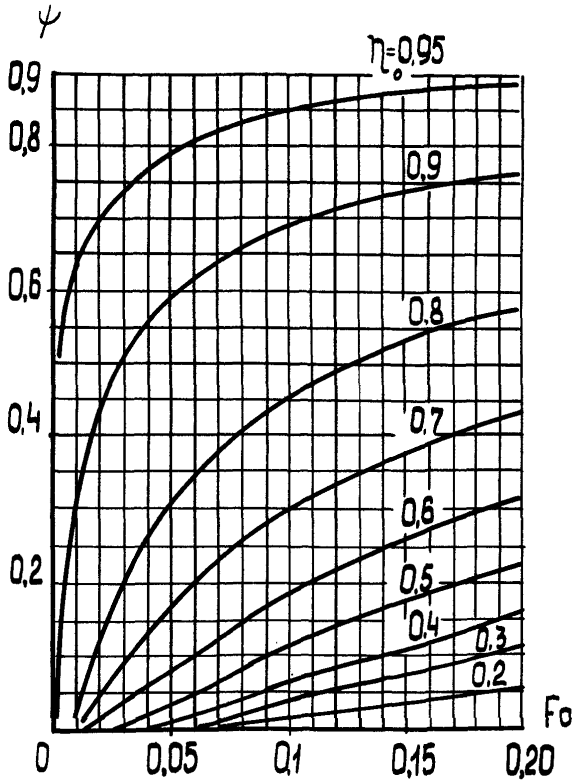

Рис. II. График значений коэффициента Ψ.

5.4.2. Расчеты предельной нагрузки, воспринимаемой креплением откоса от примерзшего ледяного покрова при изменении уровня воды могут выполняться согласно формуле (5.15) с применением четырех номограмм, которые приведены на рис. 12 ÷ 15.

Применимость номограмм на рис. 12÷15 определяется следующими диапазонами основных исходных условий:

- толщиной ледяного покрова h_t в пределах 0,5÷2 м;
- толщиной снежного покрова h_c в пределах 0÷0,5 м;
- средней скоростью ветра (W) в пределах 0÷20 м/с;
- скоростью изменения уровня воды (v) в пределах 0,005–0,25 м/ч;
- расчетной температурой воздуха (θ) в пределах $(-2)÷(-20)^{\circ}$C и величинами:
- относительной толщиной ледяного покрова (η_0), определяемой по формуле (5.21);
- расчетной температурой (t) верхней части ледяного покрова, принимаемой при понижении уровня воды по формуле $t = \theta\eta_0$, а при повышении уровня воды в пределах $0 ÷ (-2)^{\circ}$C, расчетная температура нижней части ледяного покрова принимается во всех случаях равной 0°C.

5.4.3. При применении в расчетах номограмм на рис.12÷15 необходимо учитывать следующие пояснения:

- номограмма № 1 служит для определения величин μ и t. Исходными данными для номограммы № 1 являются величины h_c; θ и h_t. Схема пользования номограммой приведена на рис. 12;

- номограмма № 2 служит для определения величин $K = \frac{400\tau_2}{\mu}$; $V = \frac{h_t}{\tau_2}$; R_{pp}; R_{pc} и K_ε. Исходными данными для номограммы № 2 являются величины h_t; V; $\frac{\mu}{10^4}$; t, где $\frac{\mu}{10^4}$ и t определяются из номограммы № 1. Схемы пользования номограммой приведена на рис. 13;

- номограмма № 3 служит для определения конечной величины расчета – предельной моментной нагрузки $M_{пр}$ от деформирующегося ледяного покрова согласно формуле (5.15).

Исходными данными для номограммы № 3 являются величины h_t; K_ε; R_{pp}; R_{pc}, где K_ε; R_{pp} и R_{pc}

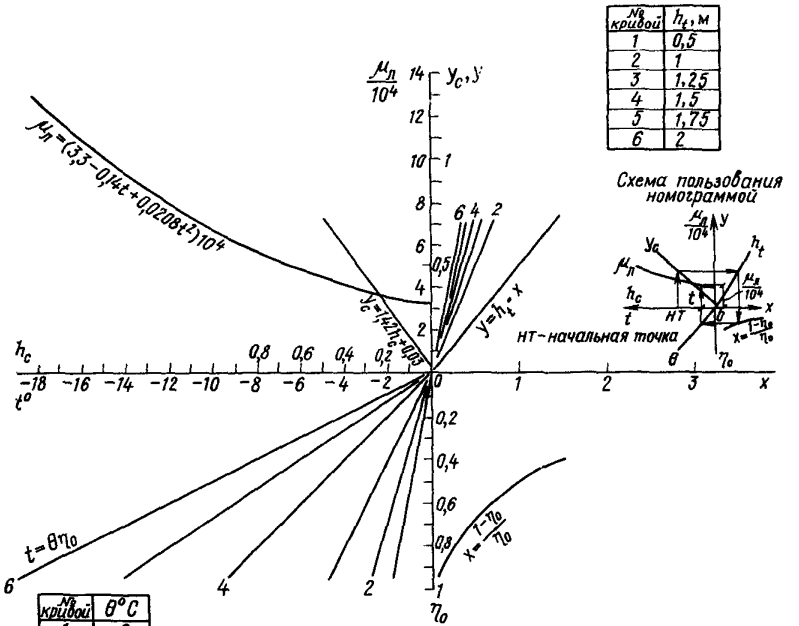

Рис.I2. Номограмма № I для определения $\mu_л$ и t при заданных h_t, θ и h_c

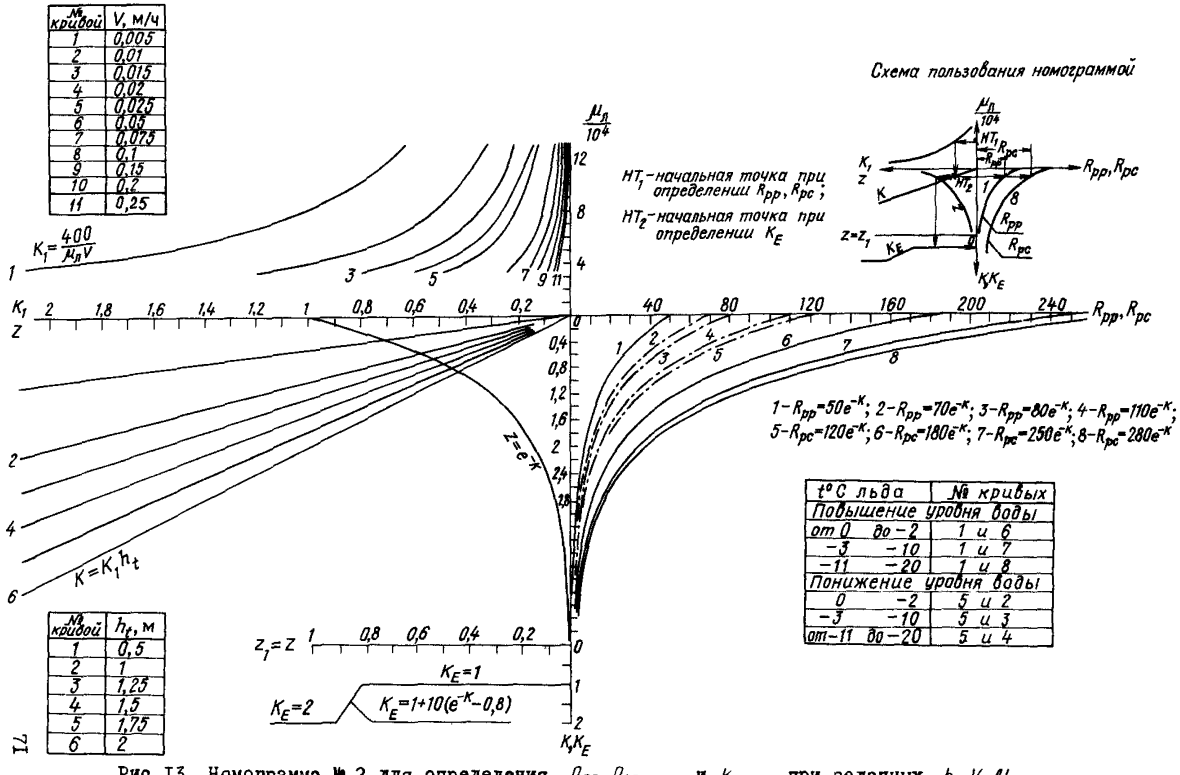

Рис.13. Номограмма № 2 для определения R_{pp}, R_{pc} и K_ε при заданных h_t, V, μ_n.

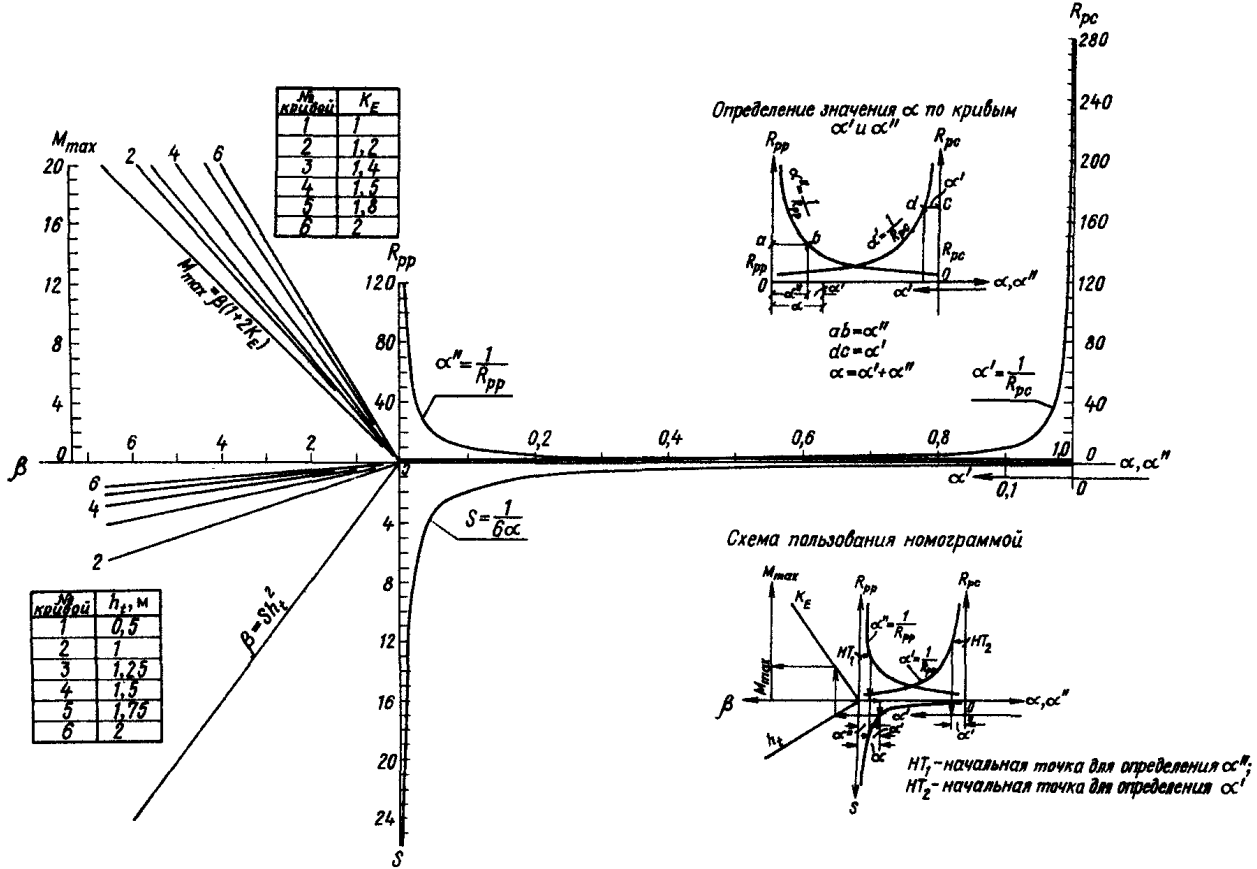

Рис.I4. Номограмма № 3 для определения M_{max} при заданных R_{pp}, R_{pc}, K_ε и h_t.

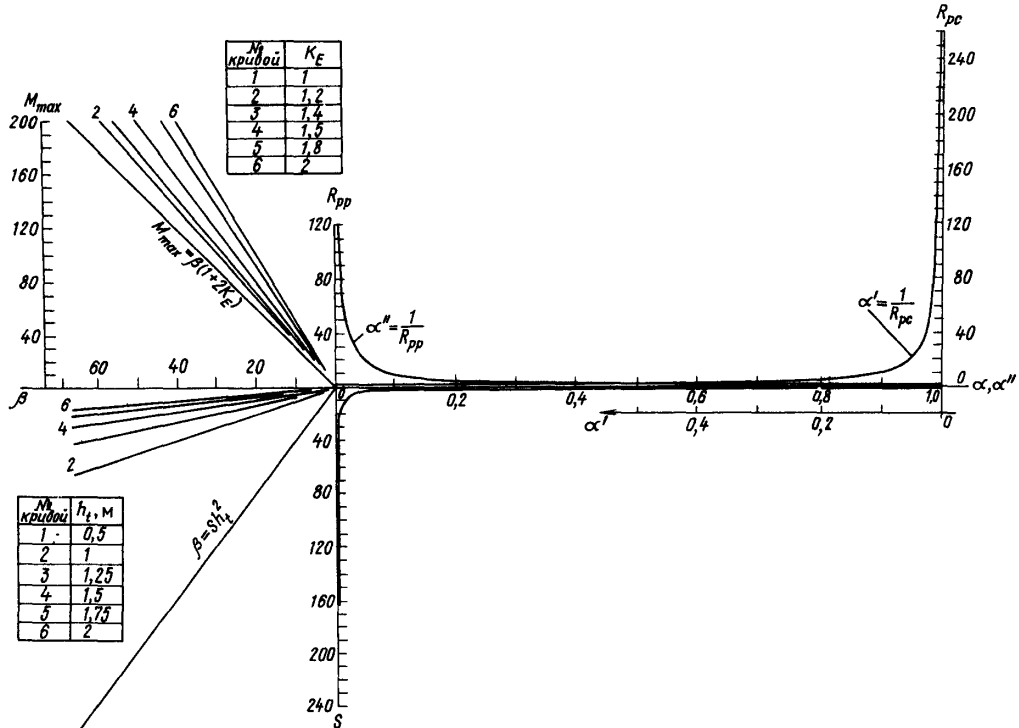

Рис.I5. Номограмма № 4 для определения M_{max} в интервале $20 < M_{max} < 200$ при заданных $R_{pp}, R_{pc}, K_\varepsilon, h_t$; схему пользования номограммой № 4 см. на рис.I4

определяются по монограмме № 2. Схема пользования номограммой приведена на рис. 14;

– номограмма № 4 позволяет определить предельную нагрузку согласно формуле (5.15) в интервале от 20 до 200 тс.м. Схема пользования номограммой № 4 такая же, как и номограммой № 3. Отличие заключается в том, что в номограмме № 4 по осям S ; β_y и $M_{пр}$ выбран масштаб в 10 раз меньший, чем в номограмме № 3 и уменьшен диапазон применимости по исходным данным.

ЧАСТЬ ТРЕТЬЯ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КРЕПЛЕНИЙ И РАСЧЕТЫ ИХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6. Границы расположения креплений на откосе

6.1. Общие положения

6.1.1. Границы расположения крепления устанавливаются исходя из положения зон действия различных влияющих факторов по высоте сооружения, требований по защите дна около подошвы откоса, а также необходимости устранения возможных деформаций защищаемого земляного откоса за пределами крепления при возникновении на его флангах и на прилегающих незащищенных склонах участков размыва.

6.1.2. Надежность крепления по высоте сооружения обеспечивается непрерывным расположением защитных конструкций в пределах возможных границ размыва земляного откоса и дна в его основании, а также непрерывностью конструкций по фронту защищаемого объекта, с устройством врезок крепления на его флангах в береговые массивы на расстояние от уреза воды, превышающее ширину предполагаемой переработки берега. Экономичность решений по назначению границ крепления обеспечивается выполнением требований по дифференцированному выбору капитальности конструкций на отдельных участках защищаемого объекта согласно рекомендациям подраздела 2.4.

6.1.3. Повышение технико-экономической эффективности проектных решений по защите земляных откосов берегов и сооружений достигается обоснованным определением необходимых общих границ (верхней и нижней границы, боковых границ зоны защиты), а также по высоте и фронту объекта, промежуточных границ креплений, разделяющих отдельные их участки с конструкциями различных типов и капитальности.

6.2. Верхняя граница основного крепления

6.2.1. Верхняя граница основного крепления располагается на отметках равных или несколько превышающих вероятную наибольшую высоту подъема волны на укрепляемый откос, которая принимается расчетной обеспеченностью при заданном в проекте шторме в зависимости от типа и класса капитальности крепления или сооружения и отсчитывается от соответствующего расчетного уровня.

6.2.2. Верхняя граница основного крепления располагается выше расчетного уровня – нормального подпорного уровня воды (НПУ) водохранилища или иного обусловленного (переменного) расчетного уровня водоема на величину, равную $h_{вг}$ (рис.1). Возвышение верхней границы основного крепления принимается в расчет по наибольшему значению из двух, определяемых условиями, которые могут возникнуть при НПУ или ином расчетном уровне и при превышении воды нормального расчетного его положения (при пропуске максимальных расчетных расходов воды или формирования уровня по иным причинам). Расчет производится по следующим формулам:

при НПУ или ином нормальном расчетном уровне соответствующей обеспеченности

$$h_{вг.1} = h_{нi\,\%} + \Delta h_1 + a; \qquad (6.1)$$

при уровне, превышающем НПУ или нормальный расчетный уровень водоема

$$h_{вг.2} = h_п + h_{нi\,\%} + \Delta h_2, \qquad (6.2)$$

Здесь $h_п$ – расчетная высота подъема уровня воды над НПУ, м, принимаемая равной ее значению при соответствующих расчетных расходах воды, вероятностью превышения в зависимости от типа сооружения, условий работы и класса его капитальности согласно норма-

тивным указаниям и проектным решениям по водоему и водопропускным объектам или равной значению для безнапорных гидротехнических сооружений всех классов капитальности 5%-ной вероятности превышения;

$\Delta h_1; \Delta h_2$ – высота подъема уровня воды от ветрового нагона (см. пп. 3.3.14 и 3.3.15), м, соответственно при створе в период НПУ или ином нормальном расчетном уровне водоема и при пропуске максимальных расходов воды или форсировании уровня водоема;

$h_{hi\%}$ – высота наката волны на откос, м, соответственно при ветре в период НПУ или ином нормальном расчетном уровне и при пропуске максимальных расчетных расходов воды или форсировании уровня, которая отсчитывается по вертикали от соответствующего уровня спокойной воды и определяется по формуле (4.1) обеспеченностью в расчетном шторме согласно рекомендациям табл. 16.

a – постоянный запас на случай наката на откос волны, высота и длина которой имеют обеспеченности в данной системе волн меньшие, чем принимаемые при определении $h_{hi\%}$; для ответственных плотин из грунтовых материалов и других напорных сооружений согласно главам СНиП /22/, /23/ во всех расчетных случаях $a \geq 0{,}5$ м; для насыпей земляного полотна железных дорог согласно главе СНиП / 24 / принимается $a \geq 0{,}5$ м; для насыпей земляного полотна автомобильных дорог согласно главе СНиП /25/ принимается $a \geq 0{,}5$; для регуляционных незатапливаемых сооружений $a \geq 0{,}25$ м; на железных дорогах согласно главе СНиП /24/ и на автомобильных дорогах согласно / 16, 25 / для безнапорных дамб и берегоукреплений во всех расчетных случаях $a \geq 0{,}25$ м.

Примечание к п. 6.2.2. Значение $h_{вг}$ при устройстве на бровке откоса водонепроницаемого парапета уменьшается на его высоту, однако с таким расчетом, чтобы согласно главе СНиП / 22/ возвышение гребня плотины независимо от ее класса над нормальным подпорным уровнем воды было не менее 0,3 м, а при пропуске расчетного максимального расхода воды было не ниже соответствующего статического уровня воды.

6.3. Нижние границы основного и облегченного креплений

6.3.1. Нижняя граница основного крепления по условиям волнового воздействия располагается, считая от расчетного уровня спокойной воды, на глубине

$$h_{нг} \geq 2h_{1\%}. \qquad (6.2)$$

Отметка этой границы принимается по наименьшему ее значению, полученному при проверке для двух расчетных случаев:

а) при нормальном подпорном уровне воды в водохранилище или ином нормальном расчетном уровне водоема и действии соответствующей расчетной волны ($h_{нг1}$ на рис. 1);

Таблица 16

Расчетные случаи наката волны	Обеспеченность в расчетном шторме относительной длины наката волны по откосу или высоты наката, %
1	2
Насыпи полотна железных дорог 1 – Ш категорий.....	1
Напорные сооружения 1 и П классов капитальности с укрепленным гребнем и насыпи автодорог 1 и П категорий с укрепленными обочинами.....	5
Напорные сооружения Ш и 1У классов капитальности с укрепленным гребнем и насыпи автодорог Ш–У категорий с укрепленными обочинами.....	7

1	2
Безнапорные сооружения всех видов (молы, волноломы, дамбы и т.п.), регуляционные и берегоукрепительные сооружения:	
- с укрепленным гребнем.....	10
- с неукрепленным гребнем.....	2

б) при минимальных уровнях воды в водоеме и действии волн, которые могут возникнуть в условиях уменьшенной длины разгона волны и меньшей глубины ($h_{нг.2}$).

6.3.2. Нижняя граница основного крепления принимается ниже подводной кромки ледяного покрова на величину не менее половины от расчетной толщины льда.

6.3.3. Нижняя граница облегченного крепления назначается на глубине $h_{но}$, на которой донные волновые скорости не превышают размывающие скорости для грунтов, расположенных в пределах откоса и прилегающего к нему дна.

6.3.4. Донные волновые скорости на глубинах $\mathcal{I} \geq 2h_{1\%}$ для определения нижней границы облегченных креплений вычисляются по формуле (4.2).

6.3.5. Донные волновые скорости вычисляются по формуле (4.2) применительно к двум расчетным случаям "а" и "б" упомянутым в п.6.3.1 для определения отметки расположения нижней границы облегченного крепления по наименьшему полученному значению из двух величин: $h_{но.1}$ и $h_{но.2}$.

6.3.6. Волновые начальные размывающие и допускаемые неразмывающие скорости для соответствующих частиц несвязного грунта определяются с использованием графика А.Ф.Высоцкого на рис. 16 / 21 / или графика на рис.17 /12/.

6.3.7. При установлении нижних границ конструкций в соответствии с пп. 6.3.1 - 6.3.3 необходимо учитывать возможность размыва низовой части откоса в периоды наполнения и в отдельных случаях полной сработки водохранилища.

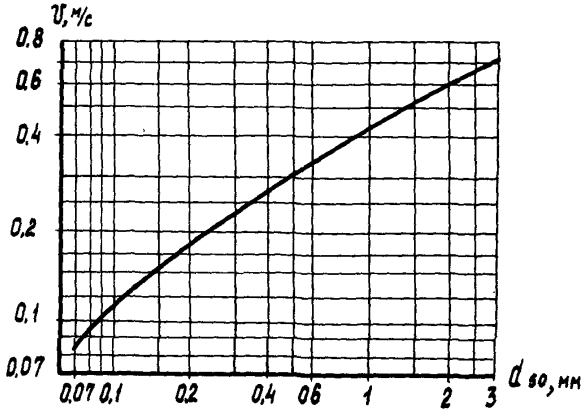

Рис. 16. Волновые начальные размывающие скорости для несвязного грунта.

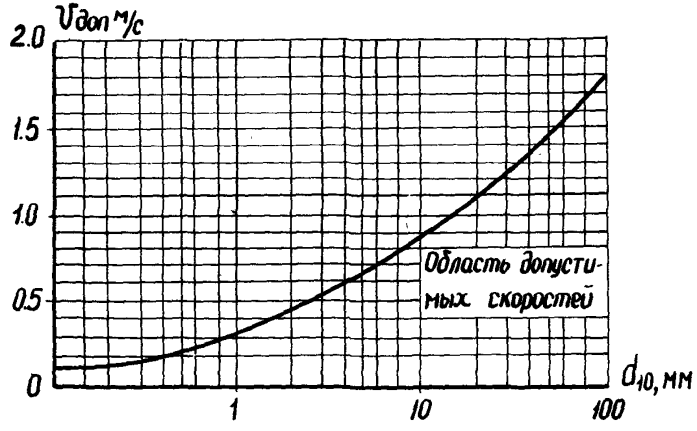

Рис. 17. График допускаемых значений неразмывающих донных скоростей.

6.4. Промежуточные границы крепления

6.4.1. Предусмотренная п. 6.3.1 нижняя граница основного крепления в случае необходимости применения облегченных защитных конструкций на более низких отметках откоса или на дне около подошвы сооружения является между ними промежуточной и определяет место их сопряжения.

6.4.2. Сопряжение основного и облегченного креплений на откосе выполняется на предусматриваемой для этого случая специальной берме и оформляется посредством упора основного крепления, конструктивно решаемого по одному из вариантов, приведенных на рис. 5.

Сопряжение основного и облегченного креплений около подошвы откоса на дне осуществляется посредством упора, выполняемого по упомянутым вариантам.

6.4.3. В зоне расположения основного крепления может быть предусмотрено, в зависимости от изменения интенсивности действия влияющих факторов по высоте откоса, применение защитных конструкций различной капитальности и различных типов, разделяемых промежуточными границами.

Рекомендуется в надводной зоне откоса, расположенной выше расчетного уровня воды на $(0,5 \div 0,6)\ h_{1\%}$, где $h_{1\%}$ – соответствующая расчетная высота волны, принимать толщину покрытий, равную половине от его размера в наиболее нагруженном поясе крепления.

6.5. Проектирование парапета на верхней границе крепления

6.5.1. Положение низа внешней отражающей грани парапета принимается на высоте, относительно расчетного уровня воды, определяемой по зависимости

$$z_п \geq h_{1\%}, \qquad (6.3)$$

где $z_п$ – повышение низа внешней отражающей грани парапета относительно расчетного статического уровня воды, м; $h_{1\%}$ – высота волны в створе подошвы откоса 1%-ной обеспеченности в расчетном шторме, м.

6.5.2. Очертание внешней отражающей грани парапета рекомендуется принимать по схеме, приведенной на рис. 18. При этом высота парапета (a) назначается обычно не более 0,8–1,2 м.

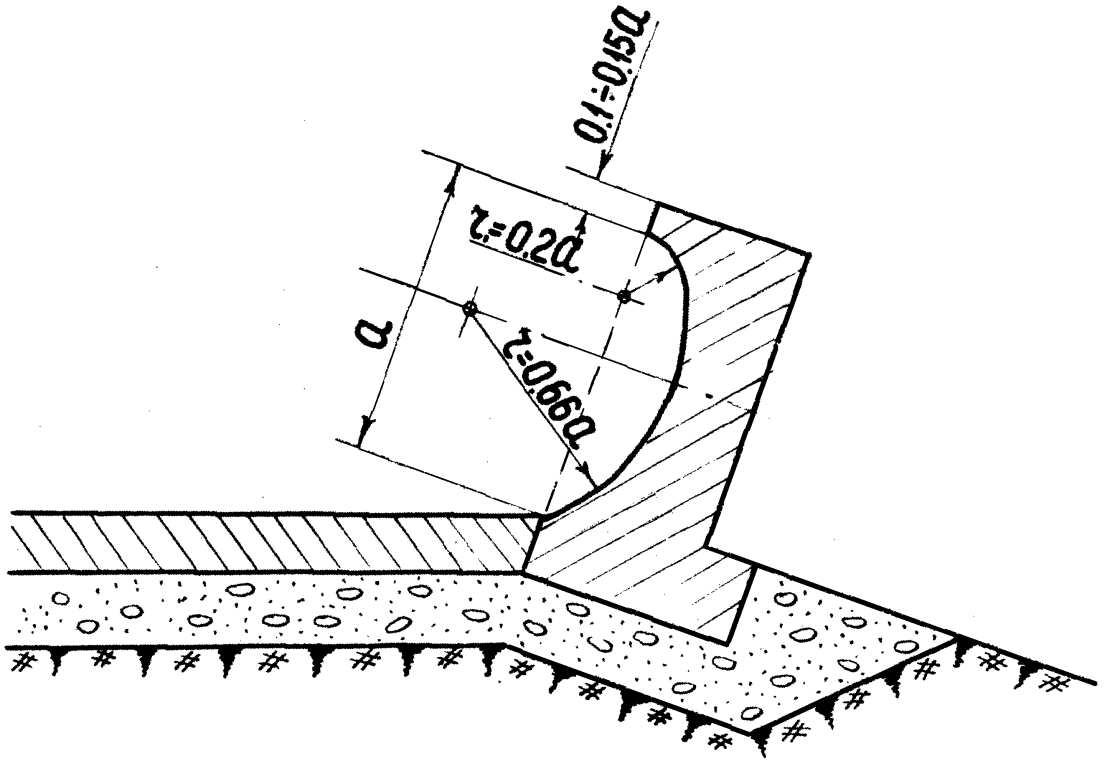

Рис. I8. Рекомендуемое очертание внешней отражающей грани парапета.

7. Сплошные монолитные и сборные омоноличенные железобетонные покрытия

7.1. Общие положения

7.1.1. Монолитные железобетонные (бетонируемые на откосе) и сборные (из отдельных омоноличиваемых железобетонных элементов) покрытия при уплотнении швов и при отсутствии сквозных отверстий относятся по характеру работы к типу практически водо- и грунтонепроницаемых покрытий.

Специальные конструктивные меры, принимаемые к уплотнению и армированию швов, разделяющих отдельные железобетонные элементы покрытий, позволяют рассчитывать эти покрытия как сплошные.

7.1.2. При проектировании сплошных покрытий первоначально устанавливаются исходные данные, определяются требования к качеству строительных материалов, назначаются границы креплений, а также выбирается конструкция и состав подготовок. После этого производятся расчеты устойчивости и прочности покрытий в целом, а в некоторых случаях и отдельных их элементов.

В состав расчетов по устойчивости и на прочность покрытий входит:

а) определение толщины покрытий, обеспечивающей их устойчивость (невозможность всплывания, опрокидывания) при действии взвешивающих гидростатических и волновых нагрузок на поверхность плит со стороны откоса (расчет производится согласно подразделу 7.2);

б) определение плотности грунта откоса, необходимой для устойчивости покрытий при динамической нагрузке (расчет производится по особым рекомендациям с учетом п. 7.4.5);

в) определение местных деформаций и напряжений в покрытиях от волновой взвешивающей нагрузки со стороны откоса при подходе и откате волны (расчет производится согласно подразделу 7.3);

г) определение толщины покрытия, при которой давление на поверхность грунта откоса при ударе разрушившейся волны, не вызывает недопустимые деформаций грунта под креплением (расчет производится согласно подразделу 7.4);

д) проверка напряжений в покрытии в случае удара разрушившейся на откосе волны (расчет производится согласно подразделу 7.5);

е) проверка напряжений в покрытии и давлений на грунт откоса при нагрузке от навала и ударов льда, при действии момента от примерзшего ледяного покрова, изгибающегося под влиянием колебаний уровня воды (расчет производится согласно подразделу 7.6);

ж) проверка на выносливость и трещиностойкость при динамических (многократно повторяющихся) и статических нагрузках (по главам СНиП / 4; 9 /);

з) проверка напряжений в покрытии между температурно усадочными швами при изменениях температуры окружающей среды (по действующим НиТУ);

и) проверка напряжений в сборных элементах покрытия от их собственного веса при подъемно-транспортных операциях и укладке на откос (расчет производится согласно подразделу 8.6).

7.1.3. Перечисленные в п. 7.1.2 расчеты железобетонных покрытий по устойчивости и прочности выполняются в зависимости от их значения и важности в 6 этапов в следующем порядке:

- на первом этапе производится определение толщины покрытий, обеспечивающей их устойчивость при действии взвешивающих нагрузок (п. 7.1.2 а);

- на втором этапе производится определение толщины покрытий, обеспечивающей стабильность работы грунта под покрытием при ударах волн (п. 7.1.2 г);

- на третьем этапе выполняется проверка покрытий, толщина которых берется наибольшая из двух значений полученных на первом и втором этапах, по прочности и деформациям при действии волновой нагрузки на обе стороны плиты (п. 7.1.2 в,д). На этом же этапе подбирается армирование покрытий;

- на четвертом этапе выполняются проверочные расчеты покрытий, указанные в пп. 7.1.2 е, учитывающие различные ледовые воздействия;

- на пятом этапе определяется плотность грунта откоса, необходимая для устойчивой работы покрытий (п. 7.1.2 б);

- на шестом этапе производятся проверочные расчеты покрытий, предусмотренные в пп. 7.1.2 ж-и .

7.2. Расчеты покрытий по общей устойчивости при взвешивающей волновой нагрузке

7.2.1. Устойчивость или сопротивляемость всплыванию сплошных, непрерывно армированных жестких покрытий обеспечивается, если их толщина не менее определяемой из зависимостей (7.1) и (7.2). Принимается для дальнейших расчетов большее полученное значение толщины:

$$\delta_{n1} = \frac{h_{1\%}^2 \xi \Psi \gamma \left[3B_1(1+K) + h_{1\%}\Psi(1{,}5+K)^2\right]}{3\left[B^2\gamma_n - (B^2 - B_1^2)\gamma\right]\cos\alpha}; \qquad (7.1)$$

$$\delta_{n2} = \frac{h_{1\%}^2 \xi \Psi \gamma \left[3B_2(1+K) - h_{1\%}\Psi(1{,}5+K)^2\right]}{3\left(B^2\gamma_n - B_2^2\gamma\right)\cos\alpha}, \qquad (7.2)$$

где $h_{1\%}$ – высота расчетной волны 1%-ной обеспеченности в шторме, м;

B – расстояние по откосу между верхней и нижней границами рассчитываемого крепления, м;

B_1 – расстояние от уреза воды на откосе при расчетном статическом ее уровне до верхней границы покрытия, м;

B_2 – расстояние от уреза воды на откосе при расчетном статическом ее уровне до нижней границы покрытия, м;

ξ, Ψ, K – параметры, характеризующие эпюру взвешивающего волнового давления, определяются по таблице 13 согласно выбранному заложению откоса m.

7.3. Расчеты покрытий по прочности и деформациям при взвешивающей волновой нагрузке

7.3.1. Расчеты железобетонных покрытий по прочности производятся в соответствии с главами СНиП /4, 9/ по максимальным величинам изгибающего момента M_{max} и поперечной силы Q_{max}. Эти величины определяются, пользуясь приведенными в подразделе 4.4 данными по

эпюре взвешивающей нагрузки, по следующим формулам:

$$M_{max} = \gamma h_{1\%}^3 \xi \Psi^2 \left[\bar{M}_A - \frac{\bar{X}_2}{2\tau} + \bar{A}x + \frac{\kappa\left(x-a+\frac{\kappa}{3}\right)}{2} - \frac{(x-a)^2(x-a-3)}{6} \right], \quad (7.3)$$

$$Q_{max} = \gamma h_{1\%}^2 \xi \Psi \left[\bar{A} - \frac{X}{\tau} + \frac{1}{2\kappa}\left(x-\bar{a}+\kappa\right)^2 \right]; \quad (7.4)$$

$$\bar{M}_A = \frac{\ell^{-2}}{24\tau} - \frac{\left(1+\kappa+\kappa^2\right)}{36\tau} - \frac{\bar{A}\bar{\ell}}{2}; \quad (7.5)$$

$$\bar{A} = \frac{1}{3^3 \cdot 10}\left[\frac{2\left(\kappa^4-1\right)+5\kappa\left(\kappa^2-1\right)}{\bar{\ell}^3} \right]; \quad (7.6)$$

$$\bar{a} = \frac{(\kappa-1)}{3} + \frac{\bar{\ell}}{2}, \quad (7.7)$$

где τ – параметр, характеризующий величину взвешивающей нагрузки по отношению к весу покрытия и определяемый по формуле:

$$\tau = \frac{\xi \gamma h_{1\%}}{q \cos\alpha};$$

q – погонный вес покрытия с учетом гидростатического взвешивания, тс/м^2

$$q = \delta_n\left(\gamma_n - \gamma\right);$$

α – угол наклона откоса, град;

ξ, Ψ, κ – те же, что в п. 7.2.1.

Величины $\bar{X}$ и X определяются по формулам:

$$\bar{X} = \frac{\tau - 1 - \sqrt{(\tau-1)^2 + 2\left(\bar{A}\tau - \bar{a}\tau + \frac{\tau^2\kappa}{2}\right)}}{\tau}; \quad (7.7)$$

$$X = \bar{a} - \kappa + \frac{\kappa}{\tau}. \quad (7.9)$$

Величина $\bar{\ell}$ есть относительная длина части плиты, приподнятой взвешивающей нагрузкой, которая определяется из условия равновесия сил, действующих на плиту, в зависимости от величины τ по следующим формулам:

для $\tau \geq 2$ $$\bar{\ell} = \frac{\tau}{2}(1+K); \qquad (7.10)$$

для $1 < \tau < 2$ $$\bar{\ell} = \frac{\tau}{2}(1+K) - \Delta$$

где Δ - определяется по табл. 17 для различных значений τ и K ;

для $\tau < 1$ $\bar{\ell} = 0$, расчет не производится, так как взвешивающее давление уравновешивается собственным весом плиты и изгибающего момента в плите не возникает.

Таблица 17

Значения параметра τ	Значения параметра K				
	1,2	1,1	1	0,9	0,8
1,75	0,020	0,018	0,0174	0,018	0,020
1,5	0,083	0,079	0,075	0,079	0,083
1,25	0,186	0,174	0,165	0,174	0,186

7.3.2. Во избежание значительных перемещений покрытий над откосом, которые могут привести к нежелательным переформированиям частиц грунта под покрытиями, следует проводить расчет сплошных покрытий на местные деформации при действии взвешивающей волновой нагрузки. При этом величина допустимых упругих перемещений над откосом $\sum f$ должна удовлетворять соотношению: $\sum f < d_{50}$, где d_{50} - средний размер частиц под покрытием.

7.3.3. Величина максимального перемещения сплошного покрытия над откосом определяется по следующей формуле:

$$\sum f = \frac{\gamma h_{1\%}^5 \xi \psi^4}{D}\left[M\frac{\bar{\ell}^2}{8} + A\frac{\bar{\ell}^3}{48} - \frac{\bar{\ell}^4}{384\tau} + \frac{\bar{\ell}}{144} + \right. \qquad (7.12)$$

$$+\frac{\left(\bar{l}-2a+\frac{2}{3}K\right)^3}{96K}-\frac{\left(\frac{\ell}{2}-\bar{a}\right)\left(\frac{\ell}{2}-\bar{a}-5\right)\left(45\bar{a}-17\right)}{120}-\frac{}{3^3\cdot 12\cdot 10}\Bigg],$$

где $D=\frac{E_n J}{\delta_n^3\left(1-\nu_n^2\right)}$ – цилиндрическая жесткость плиты, $J=\frac{\delta_n^3}{12}$ – момент инерции плиты; остальные обозначения те же, что в п. 7.3.1. E_n, ν_n – модуль упругости и коэффициент Пуассона для материала плиты.

7.4. Расчеты напряженного состояния грунтового основания покрытия для обеспечения стабильности его работы

7.4.1. Воздействие волн на откос имеет динамический и повторяющийся характер. Для такого рода воздействий стабильность работы массива грунта обеспечивается лишь на первой фазе его деформирования (фаза уплотнения за счет пористости) и неизбежно нарушается при переходе ко второй фазе (фаза возникновения локальных сдвигов). Критерием перехода грунта из первой во вторую фазу является наличие в массиве области, в которой коэффициент устойчивости меньше единицы. Коэффициент устойчивости K_y определяется напряженным состоянием среды и имеет вид / 27 /:

$$K_y=\frac{\sin\varphi}{\sin\theta_{max}}=\frac{\sin\varphi\left(\sigma_1+\sigma_3+\frac{2c}{tg\varphi}\right)}{\sigma_1-\sigma_3}, \qquad (7.13)$$

где σ_1, σ_3 – главные напряжения; φ – угол внутреннего трения грунта; C – удельное сцепление грунта; θ_{max} – максимальный угол отклонения вектора напряжений.

7.4.2. Для определения минимального значения коэффициента устойчивости K_y в грунтовом откосе при ударном воздействии волны, когда, согласно экспериментальным данным, происходят наибольшие подвижки грунта, предлагается следующая последовательность расчетов.

1. Определяется эпюра давления $p(x)$ на грунт со стороны покрытия, подвергающегося действию волновой нагрузки.

Система координат X, Z выбирается так, чтобы ось X лежала в плоскости откоса перпендикулярно урезу, а ось Z была направлена вглубь откоса перпендикулярно оси X.

Расчет покрытия проводится по схеме длинной балки (плоская задача) на упругом основании без учета подготовки из крупнообломочных материалов под плитой.

Нагрузка на покрытие определяется согласно подразделу 4.3, причем достаточно брать эпюру 5%-ной обеспеченности для данных расчетов, связанных с повторяющимся характером нагрузок. Точка B, соответствующая максимальной ординате эпюры, принимается за начало координат.

Реактивные давления в точке X определяются с помощью соответствующих таблиц / 38 /. Для этого типовая эпюра волновой нагрузки представляется в виде ряда сосредоточенных сил, воздействия от каждой из которых суммируются в выбранной точке

$$p(x) = \sum_{\xi} P(x - \xi L)\,\bar{p}(\xi)\,\Delta\xi, \qquad (7.14)$$

где $\bar{p}$ – значения безразмерного реактивного давления, приведенные в / 28 /;

ξ – приведенные координаты эпюры давления; $\xi = \frac{x}{L}$;

$\Delta\xi$ – шаг в таблице, соответствующий расстоянию между сосредоточенными силами $\Delta X = L\Delta\xi$;

L – характеристика бесконечнодлинной плиты, м;

$$L = \delta_n \sqrt[3]{\frac{E_n}{6E_{гр}}};$$

δ_n – толщина плиты; E_n, $E_{гр}$ – модули деформации плиты и грунта;

P – ордината эпюры волнового давления в точке откоса с координатой $(x - \xi L)$, т.е. на расстоянии ξL от точки X. Величина P определяется линейной интерполяцией по табл.12, причем отметки точек откоса Z и координаты X связаны зависимостью

$$x = (z - z_в)\sin\alpha;$$

$z_в$ – отметка точки $в$ эпюры нагрузки (рис.8).

2. Определяются составляющие напряжений σ_z, σ_x, $\tau_к$ в грунте как в упругой среде / 27 /, при действии на его поверхность эпюры $p(x)$ (с помощью методов численного интегрирования)

$$\sigma_z(x,z) = -\frac{2}{\pi}\int_{-\infty}^{\infty} p(x_0)\frac{z^3 dx_0}{\left[z^2+(x-x_0)^2\right]^2};$$

$$\sigma_x(x,z) = \frac{2}{\pi}\int_{-\infty}^{\infty} p(x_0)\frac{z(x_0-x)^2 dx_0}{\left[z^2+(x-x_0)^2\right]^2}; \qquad (7.15)$$

$$\tau_к(x,z) = -\frac{2}{\pi}\int_{-\infty}^{\infty} p(x_0)\frac{z^2(x_0-x)dx_0}{\left[z^2+(x-x_0)^2\right]^2},$$

где x_0 – переменная интегрирования;

z, x – координаты точки массива грунта, в которой определяются напряжения.

3. Определяются напряжения за счет собственного веса грунта по формулам:

$$\sigma_z^{с.в} = -\left(1+\frac{h_0}{z}\right)\frac{z}{h_{1\%}\cos\alpha}; \qquad (7.16)$$

$$\tau_к^{с.в.} = -\left(1+\frac{h_0}{z}\right)\frac{z}{h_{1\%}\cos\alpha}\cdot\frac{(1-\xi_\delta)\cdot\sin 2\alpha}{2}, \qquad (7.17)$$

где h_0 – слой грунта, эквивалентный статической пригрузке от веса плиты и подготовки;

$$h_0 = \frac{\gamma_п \delta_п + \gamma_ф \delta_ф}{\gamma_{гр}}.$$

4. Определяется коэффициент устойчивости K_y в различных точках массива грунта.

Величина K_y находится по формуле

$$K_y = \frac{\left[\sigma_z+\sigma_x+(1+\xi_\delta)\left(1-\frac{a}{g\cdot\cos\alpha}\right)\sigma_z^{с.в}+2ctg\varphi\right]\sin\varphi}{\left[\sigma_z+\sigma_x+\left(1-\xi_\delta\right)\left(1-\frac{a}{g\cdot\cos\alpha}\right)\cdot\cos 2\alpha\,\sigma_z^{с.в.}\right]^2+\left(\tau+\tau^{с.в.}\right)^2}, \qquad (7.18)$$

где σ_z , σ_x , $\tau_к$, $\sigma_z^{св}$, $\tau^{св}$ – составляющие напряжений в данной точке, определяемые по формулам (7.15), (7.16), (7.17);

ξ_δ – коэффициент бокового давления грунта в условиях плоской задачи: φ , C – те же, что в п.7.4.1.

α – угол наклона откоса; a – ускорение по оси z. Величина a оценивается по формуле, полученной для распространения волны в условиях плоской задачи:

$$a = \frac{P_{max}(x)}{t_0}\sqrt{\frac{g}{\gamma_{гр} E_{гр}}}, \qquad (7.20)$$

где t_0 – время нарастания нагрузки до максимума.

При отсутствии специальных исследований в условиях нерегулярного волнения рекомендуется принимать $t_0 = 0{,}05$ с.

5. Производится построение линий равных значений коэффициента устойчивости.

Для этого строится сетка с шагом $0{,}25\, h_{1\%}$ м, в пределах области $[-1{,}5 h_{1\%} < x < 0;\ 0 < z < 2{,}5 h_{1\%}]$, внутри которой заведомо находиться точка минимальной устойчивости массива грунта. В узлах сетки вычисляются значения коэффициента устойчивости K_y по формуле (7.18) и точки, соответствующие одинаковым значениям этого коэффициента, соединяются (см. пример п. 15.2, рис. 27).

6. В соответствии с полученным расположением линий равных значений коэффициента устойчивости (п.7.4.2,4) определяется точка наименьшей устойчивости массива грунта и в ней величина коэффициента устойчивости $K_{y\min}$ методом интерполяции с соседними точками.

7.4.3. Приведенная в п.7.4.2, 4 формула (7.18) может быть применена лишь в случае надежно обеспеченного экранирования откоса для длительного срока службы сооружения, а также при отсутствии интенсивных колебаний уровня. В случаях наличия воды под покрытием в районе обрушения волн создается динамический избыточный напор в момент максимального загружения откоса. Этот напор ведет к снижению эффективных напряжений грунта и, следовательно, необходимо оценить его влияние на устойчивость откоса. С этой целью рекомендуется

вместо формулы (7.18) применять видоизмененную формулу для коэффициента устойчивости $K_ч$

$$K_ч = \frac{\left[(\sigma_z + \sigma_x)(1+\varkappa)(1+\xi_\delta)\left(1 - \frac{a}{g \cdot \cos\alpha}\right)\sigma_z^{c.б} + 2 c \operatorname{tg}\varphi\right] \cdot \sin\varphi}{\left[\sigma_z - \sigma_x + (1-\xi_\delta)\left(1 - \frac{a}{g \cdot \cos\alpha}\right) \cdot \cos 2\alpha\, \sigma_z^{c.б}\right]\left[\tau + \tau^{c.б}\right]^2}, \quad (7.21)$$

где $\varkappa = \frac{2(\bar{E}_{гр} - E_{гр})}{2\bar{E}_{гр} - E_{гр}(1-\xi_\delta)}$;

$E_{гр}$ – модуль деформации сухого грунта;

$\bar{E}_{гр}$ – модуль деформации водонасыщенного грунта с определенным содержанием защемленного воздуха при отсутствии возможности оттока воды, соответствующий быстрому динамическому нагружению;

остальные обозначения те же, что и в формуле (7.18).

Для вышеупомянутых условий в расчетах по п.7.4.2,1 включающих модуль упругости грунта, также следует использовать вместо $E_{гр}$ величину $\bar{E}_{гр}$.

7.4.4. Для определения толщины покрытия, соответствующей передаче допустимого давления на грунт при выбранном угле наклона откоса α, расчетной высоте волны $h_{1\%}$ и геотехнических характеристиках грунта откоса φ, c, $E_{гр}$, ξ_δ, $\gamma_{гр}$, полученных с помощью изысканий либо по специальным рекомендациям, вычисляется минимальный коэффициент устойчивости $K_{ч\,min}$ (по пп. 7.4.2; 7.4.3) для нескольких значений $\delta_п$ ($\delta_п = 0{,}1\, h_{1\%}$; $0{,}15\, h_{1\%}$; $0{,}2\, h_{1\%}$). По результатам вычислений строится график $K_{ч\,min}(\delta_п)$ при фиксированных α и $h_{1\%}$. Точка пересечения графика с $K_ч = 1$, дает критическое значение $\delta_п^*$ для данных условий. При толщинах, меньших $\delta_п^*$, давление на грунт превысит допустимое, т.е. в массиве образуются области неустойчивости, которые при повторяющихся нагрузках приведут к прогрессирующим сдвигам.

7.4.5. Приведенный (п. 7.4.4) способ выбора толщины покрытия не гарантирует от появления осадок откоса за счет его уплотнения в процессе длительной работы. Следует оценить возможную величину осадки, ее опасность для работы сооружения и необходимые меры дополнительного

уплотнения, ликвидирующие эту опасность, по особым рекомендациям либо с помощью местных изысканий. Величина осадки грунта не должна превышать прогиба плиты под действием собственного веса, чтобы не образовался зазор между покрытием и откосом, ухудшающий работу покрытия.

7.5. Расчеты покрытий по прочности при ударной волновой нагрузке

7.5.1. Для расчетов плит по прочности используется типовая эпюра ударной волновой нагрузки, которая строится согласно указаниям подраздела 4.3. Точка $б$ соответствующая точке приложения наибольшей ординаты эпюры, принимается за начало отсчета $X = 0$, причем ось X лежит в плоскости откоса перпендикулярно урезу воды.

7.5.2. Прочностной расчет покрытий откосов ведется по схеме плиты на упругом основании (плоская задача), характеристики которого (модуль деформации) определяются по соответствующим рекомендациям для грунта откоса сооружения. Влияние подготовки из крупнообломочных материалов под покрытием не учитывается. Динамический характер нагрузки может быть учтен с помощью соответствующего динамического коэффициента /29/. Для рассматриваемого диапазона характеристик плитных покрытий, собственные частоты колебаний которых меняются в пределах $\omega = 100–300$ 1/с при толщине плиты $\delta_п = 10–40$ см, и времени нарастания ударной нагрузки $t_0 = 0{,}05–0{,}1$ с, величина динамического коэффициента $K_д$ практически равна единице.

7.5.3. Для определения изгибающих моментов и поперечных сил используются таблицы /28/ для длинных балок под действием сосредоточенной силы, при этом эпюра нагрузки (п.7.5.1) представляется в виде ряда сосредоточенных сил, воздействия от которых суммируются.

Максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы при $X = 0$ определяются по формулам:

$$M_{max} = L^2 \sum_{\xi} M(\xi) P_{\xi} \Delta \xi; \qquad (7.22)$$

$$Q_{max} = L \sum_{\xi} \bar{Q}(\xi) P_{\xi} \Delta \xi; \qquad (7.23)$$

где $\bar{M}$, $\bar{Q}$ – безразмерные значения изгибающего момента и поперечной силы в упомянутых таблицах;

ξ – приведенные координаты точек откоса;

$$\xi = \frac{X}{L};$$

L – характеристика бесконечнодлинной плиты, м, (см. п.7.4.2,1);

$\Delta\xi$ – шаг в таблице / 28 /, соответствующий расстоянию между сосредоточенными силами;

P_ξ – ордината эпюры волнового давления в точке откоса, соответствующей приведенной координате ξ. Величина P_ξ определяется линейной интерполяцией по табл.12, причем отметки точек откоса Z и их координаты X связаны зависимостью $X = (Z - Z_в)\sin\alpha$.

$Z_в$ – отметка точки в (рис. 8).

7.5.4. По найденным величинам M_{max} и Q_{max} (п. 7.5.3) для размеров, установленных согласно подразделам 7.2 – 7.4, проводится проверка плиты на прочность и расчеты по армированию в соответствии с главами СНиП / 4, 9 /. Для расчетов по армированию сборных плит, подлежащих омоноличиванию следует пользоваться рекомендациями п.п. 8.3.6, 8.3.7, а также раздела 7.7.

7.6. Расчеты покрытий по прочности при ледовых нагрузках

7.6.1. Прочностные расчеты сплошных покрытий при ледовых нагрузках (раздел 5) производятся применительно к условиям расположения конструкции на упругом основании, без возможного его промерзания и изменения геотехнических характеристик в связи с действием отрицательных температур, вызывающих переход в грунте из жидкой в твердую фазу.

7.6.2. При расчетах откосных конструкций на упругом основании и ледовых воздействиях влияние на их работу подготовок из крупнообломочных грунтов не учиты –

вается. В случае тяжелых ледовых режимов, при которых этими приближенными расчетами установлено перенапряженное состояние конструкций и грунта основания, рекомендуется вводить на основе специальных исследований в уточняющие расчеты дополнительные облегчающие условия опирания плит на основание посредством учета работы подготовок из крупнообломочных грунтов или слоя более качественного грунта.

7.6.3. Проверка прочности сплошных железобетонных покрытий при ледовых нагрузках производится в случае если соотношение между толщиной ледяного покрова и толщиной покрытия превышает 3–3,5 или имеются специальные данные об усложненных зимних режимах эксплуатации проектируемых сооружений.

7.7. Конструкции сплошных железобетонных покрытий

7.7.1. Сплошные монолитные железобетонные покрытия по условиям температурно-усадочных деформаций и технологическим требованиям разрезаются на плиты с длиной ребра до 20 м / 30 /.

7.7.2. Условия возведения сплошных покрытий на грунтовом основании, претерпевающем различного вида осадки в процессе эксплуатации сооружений, требуют устройства осадочных швов, которые одновременно служат температурными компенсаторами.

Расстояние между температурно-осадочными швами монолитных железобетонных покрытий следует принимать не более 40 ÷ 60 м.

7.7.3. Уплотнение швов между монолитными плитами можно осуществлять деревянными антисептированными досками "на ребро", резиновыми шпонками, асфальтовыми досками, битумными замками с цементной защитой, железобетонными досками, подкладываемыми под швы или комбинациями этих решений, которыми достигается сопротивляемость заполнителя размыву при ударах волн и его долговечность при действии вредных факторов / 31 /.

7.7.4. Следует выполнять непрерывное армирование сплошных покрытий с перепуском рабочей и монтажной арматуры между соответственно верхней и нижней границами покрытия, а также между температурно-осадочными швами для включения отдельных монолитных плит в

совместную работу при действии волновых и ледовых нагрузок и иных факторов, влияющих на их прочность и устойчивость. Непрерывное армирование можно заменить стержнями, препускаемыми через швы в соседние плиты.

7.7.5. Монолитные железобетонные покрытия для повышения качества работ и увеличения долговечности конструкций выполняются с соблюдением следующих основных правил.

Опалубка, устанавливаемая при бетонировании отдельных плит и служащая иногда одновременно для уплотнения швов, прочно закрепляется за арматурные стержни с тем, чтобы при бетонировании не нарушалось ее положение. Допуск на искривление опалубки следует принимать в пределах ±5 мм.

Укладываемый на откос бетон весьма тщательно прорабатывается, особенно в углах и вдоль швов плит. Бетонирование плиты следует вести непрерывно. На поверхности бетона после ее выравнивания следует устранять выступы, борозды, наплывы, и другие крупные шероховатости.

Для монолитных покрытий, целесообразно применять бетон жесткой консистенции с водоцементным отношением не более 0,5÷0,55. Крупные инертные заполнители допускаются размерами не более 1/3 толщины плиты и не более 150 мм.

В целях увеличения коррозийной стойкости бетона против агрессивного действия внешних факторов в зоне переменного уровня воды желательно применять вакуумирование поверхности монолитных покрытий.

7.7.6. Сборные плиты в плане применяются квадратной или прямоугольной формы. Прямоугольные сборные плиты следует располагать длинной стороной перпендикулярно линии уреза воды для уменьшения количества продольных швов и увеличения их устойчивости при волновых и ледовых нагрузках.

7.7.7. Размеры сборных железобетонных плит в плане назначаются в зависимости от грузоподъемности имеющегося подъемно-транспортного оборудования, условий перевозки и укладки плит, высоты откоса, а также от результатов технико-экономического сравнения вариантов.

7.7.8. Толщина сборных железобетонных плит с обычной арматурой принимается по конструктивным соображениям не менее 12 см.

Толщина сборных железобетонных плит с предвари - тельно напряженной арматурой регламентируется норма - тивными соответствующими указаниями.

7.7.9. Изготовление и приемка сборных железобетонных плит производится по соответствующим техничес - ким условиям.

7.7.10. Для сборных плит допустимые отклонения от основных проектных размеров имеют следующие значения:

длина и ширина плиты	.....	± 5 мм
толщина "	.....	± 2,5%
длина диагоналей "	.....	± 15 мм
вес "	.....	- 5%
толщина защитного слоя	.....	+ 5 мм - 0

7.7.11. Сборные железобетонные плиты при обычных способах их изготовления рекомендуется армировать двойной сеткой в связи со знакопеременной нагрузкой, возни - кающей при волновых, ледовых и другого вида воздейст - вия, при возможной неравномерной осадке откоса, а так - же при погрузочно-разгрузочных и транспортных операци - ях в период производства работ.

7.7.12. Сборные железобетонные плиты омоноличиваются соединением (сваркой или другими способами), вы - пущенных в торцах плит закладных частей (рис.19) и за - полнением швов раствором или бетоном на расширяющем - ся цементе, с инертными заполнителями определенной круп - ности в зависимости от ширины швов.

7.7.13. Для обеспечения повышенной жесткости по - крытий в швах подводных откосов на каждой боковой сто - роне сборной плиты следует устанавливать не менее двух соединений.

7.7.14. Для подъема сборных плит при погрузо-раз - грузочных операциях, а также монтаже покрытия служат четыре проушины из арматурной стали, которые заделы - ваются в бетон по диагоналям верхней плоскости плиты или располагаются в гнездах закладных частей соедине - ний на боковых гранях плит. Последний способ располо - жения предпочтительнее, так как при подъеме сборных плит бетон, не набравший достаточной прочности, не бу - дет скалываться под влиянием изгиба проушин.

7.7.15. При заполнении швов между омоноличивае - мыми сборными плитами предпочтительнее применять составы, расширяющиеся при схватывании и твердении.

7.7.16. В целях увеличения жесткости и прочности омоноличиваемых сборных железобетонных покрытий при действии поперечных сил, а также улучшения технологии заполнения и повышения водонепроницаемости швов следует под них укладывать железобетонные доски или достаточно надежные подкладки других конструктивных форм.

7.7.17. Расстояние между температурно-осадочными швами сплошных покрытий из сборных железобетонных плит принимается не более 30 м.

7.7.18. Покрытия сплошные непроницаемые из сборных железобетонных плит в целях их более плотного прилегания к откосу укладываются во всех случаях на щебеночную или гравийную подготовку, исключая перечис - ленные в п. 10.2.2.

7.7.19. В соответствии с п.10.2.6 при пучинистых грунтах откоса, связных грунтах, подвергающихся деформациям в случае промерзания, под сплошные монолитные и сборные покрытия необходимо укладывать слой песча - ного грунта толщиной не менее глубины его промерзания с учетом отепляющего влияния ограждающих конструкций.

7.7.20. Под температурно-осадочными швами моно - литных покрытий и температурными швами покрытий из сборных плит применяется ленточная подготовка, проектируемая, согласно рекомендациям раздела 10, как для плит с открытыми швами.

7.7.21. Упоры внизу креплений из монолитного и сборного железобетона или в исключительных случаях анкер - ные связи покрытий на верхней бровке откоса осуществляются таким образом, чтобы в зависимости от местных условий предохранять крепления от сползания, которое может быть вызвано размывами в основании откоса, сейсмическими сотрясениями, ледяным покровом и т.д. Одновременно упоры предназначены для сопряжения основных покрытий с облегченными креплениями и для защиты подготовок от размыва.

7.7.22. Конструктивно упоры креплений при сплошных монолитных и сборных железобетонных покрытиях выпол - няются в виде заглубленных в грунт железобетонных плит или железобетонных блоков и более редко в виде камен - ных призм или ряда свай.

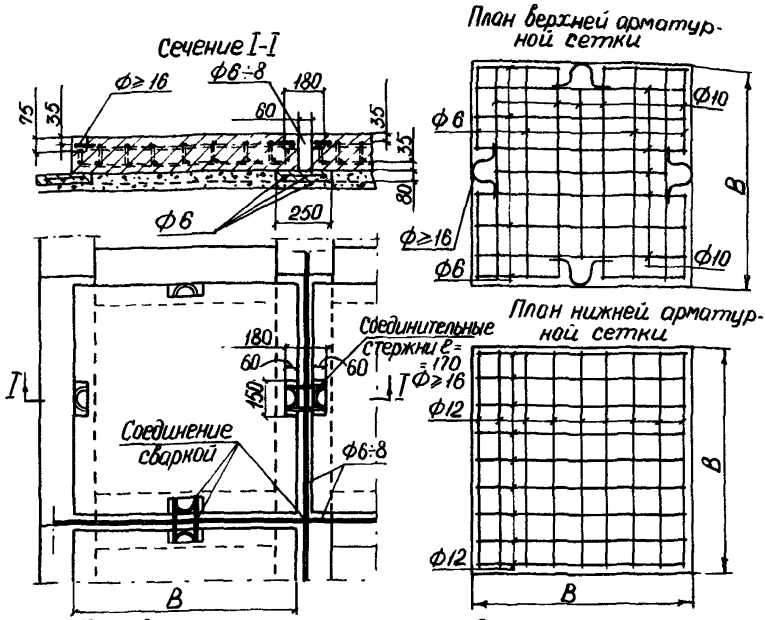

Рис. 19. Варианты омоноличиваемых сборных железобетонных плит в покрытии откоса.

Высота упора не должна быть меньшей, чем суммарная толщина плиты покрытия и подготовки.

При устройстве упора в виде плиты ширина ее назначается не менее 1,5 - 2 м.

Под упорные плиты укладывается подготовка из рядового щебня или гравия толщиной слоя 15 см. С внешней стороны упорных плит пазуха заполняется камнем.

Нижний ряд плит креплений соединяется с упорами жесткими связями.

8. Сквозные сборные железобетонные покрытия из отдельных плит

8.1. Общие положения

8.1.1. Сквозные сборные покрытия состоят из железобетонных плит, укладываемых на откос с открытыми швами или имеющих сквозные отверстия.

8.1.2. Для повышения надежности и общей устойчивости покрытий отдельные их элементы следует соединять шарнирными связями. При расчете устойчивости элементов покрытий влияние этих свободных ненатянутых соединений не учитывается, исходя из недопустимости каких-либо перемещений плит при действии расчетных нагрузок.

8.1.3. При проектировании сквозных сборных покрытий производятся расчеты устойчивости и прочности отдельных их элементов.

В состав расчетов свободно лежащих на откосе сборных элементов покрытий входят:

а) определение толщины элементов, с учетом предварительно установленных по условиям производства строительных работ их плановых размеров, при действии волновой взвешивающей нагрузки (по подразделу 8.2);

б) проверка плит, удовлетворяющих условиям действия волновой взвешивающей нагрузки, на прочность и расчет их арматуры при действии ударной волновой нагрузки (по подразделу 8.3);

в) расчеты подготовки покрытия (согласно разделу 10);

г) проверка сборного плитного крепления, включая его покрытие, на общую устойчивость при действии вырывающей ледовой нагрузки в условиях изменения уровня воды (по подразделу 8.4);

д) проверка плит, удовлетворяющих условиям действия различных волновых нагрузок и вырывающей ледовой нагрузки на сборное плитное крепление в целом, на прочность при ледовых нагрузках на откос (по подразделу 8.5);

е) проверка плит, удовлетворяющих условиям действия различных волновых и ледовых нагрузок, на прочность при подъемно-транспортных операциях и неравномерной осадке основания (по подразделу 8.6).

8.2. Расчет сборных плит по устойчивости при взвешивающей волновой нагрузке

8.2.1. Устойчивость плит, свободно лежащих на откосе, зависит при действии взвешивающей волновой нагрузки от ряда факторов, в том числе от плановых размеров плит и их толщины. Прочие факторы являются либо исходными данными проектирования или определяются этими данными.

8.2.2. Плановые размеры плит назначаются в зависимости от грузоподъемности и иных технических характеристик подъемно-транспортных средств, а также производственных возможностей изготовителей плит.

8.2.3. Толщина свободно лежащей плиты на откосе при его заложении в пределах 2÷5, при суммарной площади сквозных отверстий в покрытии в пределах 2,5÷6% от общей площади покрытия и действии взвешивающей волновой нагрузки с учетом гидростатического взвешивания и коэффициента перегрузки $n_1 = 1,2 \div 1,3$ определяется по формуле

$$\delta_п = 0,6 \frac{n_2 \bar{h}^2 \sqrt[4]{B_{отн}^3}}{B \cos\alpha} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_п - 0,3 K_в \gamma}, \qquad (8.1)$$

где $\bar{h}$ – средняя высота волны в расчетном шторме, м;

B – длина ребра плиты, расположенного по нормали к линии уреза воды, м;

$B_{отн}$ – относительная длина ребра плиты; $B_{отн} = \frac{B}{\bar{h}}$;

n_2 – коэффициент перегрузки (дополнительный), принимаемый для сооружений I–II классов (категорий) капитальности равным 1,1, исходя из вероятности появления в расчетном шторме

волн высотою менее 1%-ной обеспеченности, и в остальных случаях равным 1;

$K_в$ – коэффициент относительного погружения расчетной плиты в аэрированную водную среду при действии расчетной взвешивающей нагрузки; значения коэффициента относительного погружения плиты принимаются по следующим соотношениям:

относительная длина ребра плиты $\frac{B}{h}$	до 1	1,2÷1,5	2,2÷2,8	3,5÷4,3	5÷6 и более
значения $K_в$	1	0,75	0,67	0,6	0,5

γ – объемный вес воды, тс/м^3;

$\gamma_п$ – объемный вес материала плиты, тс/м^3.

8.3. Расчеты сборных плит по прочности при ударной волновой нагрузке

8.3.1. Расчет сборных плит по прочности производится при волновой нагрузке, определяемой согласно подразделу 4.3. Наибольшая ордината в точке $б$ типовой эпюры нагрузки (рис. 8) совмещается с центром рассчитываемой плиты и принимается за начало отсчета $X = 0$, ось X располагаем в плоскости откоса перпендикулярно урезу воды. Волновая нагрузка вдоль линии уреза воды условно принимается распределенной по плите равномерно согласно типовой эпюре.

8.3.2. Согласно принятой схеме прочностного расчета плита располагается на упругом основании с геотехническими характеристиками, определяемыми для грунта откоса сооружения, без учета сжимаемости слоя или слоев подготовки из крупнообломочных материалов укладываемых под плиту, жесткость которых велика по сравнению с грунтом откоса.

8.3.3. Поперечные силы и изгибающие моменты для рассчитываемой плиты устанавливаются применительно к ее размерам, полученным согласно подразделу 8.2 при расчете плиты по устойчивости в условиях действия взвешивающей волновой нагрузки.

Максимальные величины изгибающего момента M_{max} и поперечной силы Q_{max} определяются с помощью таблиц /28/ для коротких балок на упругом основании при действии сосредоточенной силы в произвольном сечении. Для этого эпюра волновой нагрузки представляется в виде отдельных сосредоточенных сил, для каждой из этих сил определяется изгибающий момент и поперечная сила в центре плиты по строке в таблице с соответствующим значением гибкости плиты, вычисленным по формуле (8.2), и полученные величины суммируются согласно формулам (8.3):

$$t = 10 \frac{E_{гр}}{E_п} \frac{b_п^3}{\delta_п^3}; \qquad (8.2)$$

$$M_{max} = b_п^2 \sum_{\xi} M(\xi, \alpha) P_\xi \Delta\xi;$$
$$Q_{max} = b_п \sum_{\xi} \bar{Q}(\xi, \alpha) P_\xi \Delta\xi. \qquad (8.3)$$

В приведенных формулах использованы следующие обозначения:

$\bar{M}, \bar{Q}$ – безразмерные значения изгибающего момента и поперечной силы, взятые по выбранным таблицам;

ξ – приведенные координаты точек откоса;

$$\xi = \frac{x}{b_п};$$

$\Delta\xi$ – шаг в таблице, соответствующий расстоянию между сосредоточенными силами; α – приведенное расстояние от точки приложения P_ξ до края плиты, отнесенное к $b_п$;

$b_п$ – полудлина плиты; $b_п = \frac{B_п}{2}$;

P_ξ – ордината эпюры волнового давления (п. 8.3.1) в точке откоса с приведенной координатой ξ. Величина P_ξ определяется линейной интерполяцией по табл. 12 (см. также п. 7.4.2, 1 и 7.5.3).

8.3.4. Динамический характер нагрузки может быть учтен с помощью динамического коэффициента /29/, величина которого определяется как для системы с одной степенью свободы, собственная частота колебаний которой

равна основной частоте колебания плиты

$$\omega = \sqrt{\frac{E_n \delta_n^3}{12 m} + \frac{4 \delta_n^4 C_z}{\pi^4 m}}, \qquad (8.3)$$

где δ_n - толщина плиты, m - погонная масса плиты, C_z - коэффициент жесткости основания, остальные обозначения те же, что в п. 8.3.3.

Ударная волновая нагрузка соответствует треугольному импульсу, время нарастания ее до максимума в условиях нерегулярного волнения рекомендуется принимать равным 0,05 ÷ 0,1 с.

8.3.5. Расчеты по армированию плит на основе значений поперечных сил и изгибающих моментов, полученных в п. 8.3 производится согласно указаниям СНиП /9/.

8.3.6. Арматура, рассчитанная для плиты по /9/, а также арматура монтажная распределяются по плите равномерно с одинаковыми интервалами для каждого вида арматуры.

8.3.7. Рекомендуется применять для сборных плит креплений двойную арматуру, что улучшает сопротивляемость плит растрескиванию при подъемно-транспортных операциях, складировании их и в случае неравномерной осадки откосного основания.

8.3.8. Среднее реактивное давление в основании рассчитываемой плиты не должно превышать допускаемого напряжения на водонасыщенный грунт откоса проектируемого объекта.

8.4. Расчет сборного плитного покрытия по общей устойчивости при вырывающей ледовой нагрузке

8.4.1. Расчет сборного плитного покрытия по общей устойчивости производится при вырывающей ледовой нагрузке, определяемой согласно подразделу 5.4. Ледовая нагрузка на плитное покрытие вдоль линии уреза воды принимается распределенной равномерно.

8.4.2. Расчет устойчивости сборного плитного покрытия на вырывающую ледовую нагрузку производится при толщине ледяного покрова, превышающей 0,5 м.

8.4.3. Проверка общей устойчивости покрытия согласно п. 8.4.1 или устойчивости всего крепления на откосе

при действии вырывающей ледовой нагрузки производится по формуле

$$K \le \frac{\sum (M_y)_{x_0}}{M}, \qquad (8.4)$$

где $K \le 1$; $\sum (M_y)_{x_0}$ – сумма моментов удерживающих крепление сил относительно расчетного вертикального сечения x_0;

$M_{пр}$ – предельный (вырывающий) момент, определяемый согласно подразделу 5.4 и действующий в сечении x, в котором появляется первая береговая трещина в ледяном покрове при возникновении в нем разрушающих напряжений.

При опускании ледяного покрова, в случае снижения уровня воды, сечение x_0 совпадает с плоскостью x в сечении первой береговой трещины (рис. 20).

При подъеме ледяного покрова вслед за уровнем воды сечение x_0 проходит через центр вращения всего "смерзшегося массива", состоящего из наледи, крепления и грунта, примерзшего к нему с низовой стороны. Центр вращения в этом случае находится на пересечении плоскости, лежащей на уровне воды, с поверхностью контура, ограничивающего низ промерзшего грунта, который расположен выше уровня воды (рис. 21).

8.4.4. Силы, удерживающие крепление, состоят из его собственного веса, веса намерзшего льда и веса примерзшего к креплению грунта откоса, т.е. веса "смерзшегося массива". При опускании ледяного покрова и имеющихся связях между отдельными элементами покрытия в состав удерживающих сил могут быть включены также реактивные силы в связях с конструктивными элементами, расположенными выше по откосу.

Сумма моментов силы, удерживающих крепление, определяется по формуле

$$\sum (M_y)_{x_0} = \sum (M_к)_{x_0} + \sum (M_л)_{x_0} + \sum (M_г)_{x_0} + \sum (M_с)_{x_0}, \qquad (8.5)$$

где $\sum (M_к)_{x_0}$ – сумма моментов сил $G_к$ от собственного веса крепления относительно сечения x_0;

$\sum (M_л)_{x_0}$ – то же, от веса $G_л$ наледи;

$\sum (M_г)_{x_0}$ – то же, от веса $G_г$ примерзшего грунта;

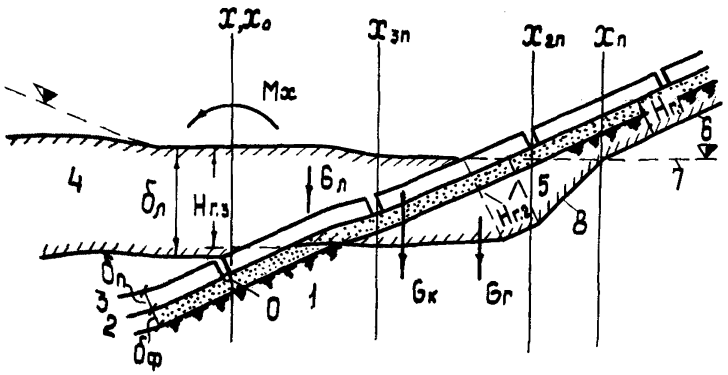

Рис. 20. Схема сил к расчету устойчивости крепления при опускании ледяного покрова:
0 - центр вращения " смерзшегося массива";
I - грунт откоса; 2 - подготовка; 3 - покрытие;
4 - ледяной покров; 5 - смерзшийся грунт ниже уровня воды; 6 - граница промерзания грунта выше уровня воды;
7 - уровень воды (зимний); 8 - граница грунта и подготовки, примерзших к покрытию.

$\Sigma(M_c)_{X_0}$ – то же, от реактивных сил в связях с соседними элементами покрытия (только при понижении уровня воды).

При понижении уровня воды все суммы моментов, кроме $\Sigma(M_c)_{X_0}$ определяются в границах только того участка грунта, примерзшего к покрытию, который оказывает удерживающее влияние на крепление. Нижняя граница этого участка находится около сечения X, что устанавливается расчетом по формуле (8.6). Верхняя граница расчетного участка примерзшего к покрытию грунта может проходить не по его краю, как указано на рис. 20 (сечение $X_п$), а через один из швов, между составляющими покрытие несоединенными элементами (сечения $X_{2п}$; $X_{3п}$) или через любые промежуточные сечения между X и $X_п$ (например, при покрытиях из камня).

При подъеме уровня воды все суммы моментов, кроме $\Sigma(M_c)_{X_0}$ принимаются полностью в пределах сечений $X \div X_0$ в предположении, что в этом случае "смерзшийся массив" не деформируется (рис. 21).

8.4.5. Для определения удерживающих сил от веса промерзшего грунта устанавливается очертание его контура под покрытием (рис. 20 и 21). Основные размеры этого контура для установления нижней границы промерзшего грунта могут быть вычислены при предварительных расчетах по формулам 8.6–8.8, согласно которым: глубина промерзания грунта выше уровня воды (УВ) при ледоставе

$$H_{г.1} = H_г - \left(\frac{\delta_c}{\beta_c} + \frac{\delta_п}{\beta_п} + \frac{\delta_{ф1}}{\beta_{ф.1}}\right)\beta_г; \qquad (8.6)$$

глубина промерзания грунта на УВ

$$H_{г2} = H_г - \left(\frac{\delta_c}{\beta_c} + \frac{\delta_п}{\beta_п} + \frac{\delta_{ф2}}{\beta_{ф.2}}\right)\beta_г; \qquad (8.7)$$

глубина промерзания грунта ниже УВ

$$H_{г3} = \delta_{л1} + \delta_п \cdot \cos\alpha; \qquad (8.8)$$

$$\delta_{л.1} = \delta_{л1} - \delta_{л2}; \qquad \delta_{л2} = \frac{\delta_п \beta_л}{\beta_п},$$

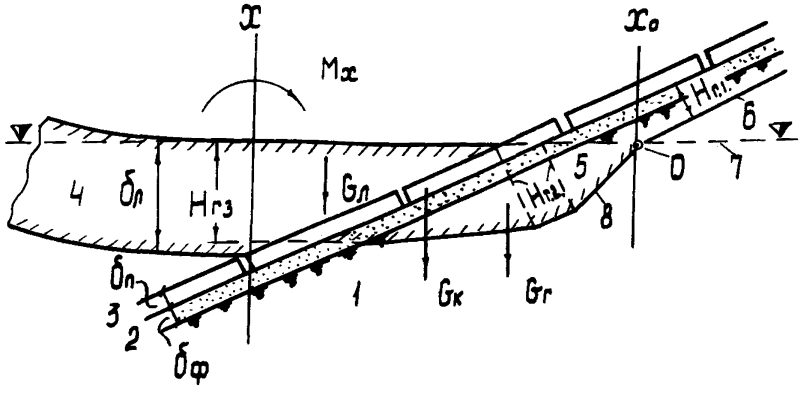

Рис.21. Схема сил к расчету устойчивости крепления при повышении уровня воды:
0 – центр вращения "смерзшегося массива";
1 – грунт откоса; 2 – подготовка; 3 – покрытие;
4 – ледяной покров, 5 – смерзшийся грунт ниже уровня воды; 6 – граница промерзания выше уровня воды; 7 – уровень воды (зимний) при ледоставе и нарастании ледяного покрова;
8 – граница грунта и подготовки, примерзших к покрытию.

где $H_г$ – глубина промерзания грунта на откосе без ограждающих покрытий. При предваритель - ных расчетах значение H может приниматься по нормативной глубине промерза - ния грунта аналогичной категории в данном районе;

δ – толщина соответствующей, ограждающей среды (с – снега, п – покрытия);

$\delta_{ф.1}, \delta_{ф.2}$ – глубина промерзания подготовки соответственно выше уровня и на уровне воды; обычно $\delta_{ф.1} \approx \delta_{ф.2} \approx \delta_ф$;

β – коэффициент теплопроводности соответствующей среды в ккал/м.ч.°С (по приложению, табл. 1);

$\delta_ф$ – толщина подготовки.

Примечания: 1. При окончательных расчетах устойчивости покрытия глубина промерзания грунта на откосе определяется теплотехническим расчетом.

2. Расчетная толщина снежного покрова для определения глубины промерзания откоса под креплением принимается равной среднемноголетней его толщине на ледяном покрове.

8.4.6. Вес примерзшего к покрытию грунта откоса и подготовки, от которого зависит величина удерживающей нагрузки при понижении уровня воды, определяется по соответствующей эпюре с ординатами:

в точке промерзания на глубину $H_{г.1}$

$$q_{г1} = H_{г.1}\gamma_г + \delta_{ф.1}\gamma_ф; \qquad (8.9)$$

в точке промерзания на глубину $H_{г2}$

$$q_{г2} = H_{г2}\gamma_{г.л} + \delta_{ф2}\gamma_{ф.л}, \qquad (8.10)$$

где $\gamma_г$ – объемный вес мерзлого грунта откоса выше уровня воды, тс/м^3;

$\gamma_{г.л}$ – объемный вес мерзлого грунта откоса, ранее покрытого водой, с учетом веса льда в порох, тс/м^3;

$$\gamma_{г.л} = \gamma_г \left(1 + i_л W_{общ.}\right); \qquad (8.11)$$

$i_л$ – льдистость грунта (отношение веса льда к весу всей воды в порах грунта); для приближенных расчетов может определяться по приложению, табл. 2;

$W_{общ}$ – общая влажность грунта, численно равная отношению веса всей воды (во всех фазах) к весу сухого грунта в единице его объема; для приближенных расчетов при несвязных грунтах в данном случае может приниматься равной 0,5;

$\gamma_ф$ – объемный вес мерзлого материала подготовки выше уровня воды, содержащего в порах неучитываемое количество льда, тс/м^3;

$\gamma_{фл}$ – объемный вес мерзлого материала подготовки, ранее находившегося под водой, с учетом веса льда, заполняющего его порты, тс/м^3;

$$\gamma_{ф.л} = \gamma_ф + \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} i \gamma_л ; \qquad (8.12)$$

ε – коэффициент пористости грунта откоса или подготовки (отношение объема пор к объему минеральной части грунта), осредненные значения которого определяются по приложению, табл. 3, согласно главе СНиП / 32 /;

$\gamma_л$ – объемные вес пресноводного льда, равный 0,9–0,92 тс/м^3.

8.4.7. Вес примерзшего к покрытию грунта откоса и подготовки при повышении уровня воды определяется по эпюре с ординатами:

в точке промерзания на глубине $H_{г.1}$

$$q_{г.1} = H_{г.1} \gamma_{г.в} + \delta_{ф.1} \gamma_{ф.в} ; \qquad (8.13)$$

в точке промерзания на глубине

$$q_{г.2} = H_{г.2} \gamma_{гл\,в} + \delta_{ф.2} \gamma_{фл\,в} , \qquad (8.14)$$

где $\gamma_{гв}$ – объемный вес мерзлого грунта, содержащего в порах неучитываемое количество льда, при взвешивающем действии воды, тс/м^3;

$$\gamma_{гв} = \gamma_г - \frac{1}{1+\varepsilon} \gamma ; \qquad (8.15)$$

γ – объемный вес воды, тс/м^3;

$\gamma_{глв}$ – объемный вес мерзлого грунта с учетом веса льда в порах, при взвешивающем действии воды, тс/м^3;

$$\gamma_{глв} = \gamma_г\left(1 + i W_{общ}\right) - \gamma\left(1 + \varepsilon i W_{общ}\right)\frac{1}{1+\varepsilon}; \qquad (8.16)$$

$\gamma_{фв}$ – объемный вес мерзлого материала подготовки, содержащего в порах неучитываемое количество льда, при взвешивающем действии воды, тс/м^3;

$$\gamma_{фв} = \gamma_ф - \frac{1}{1+\varepsilon}\gamma; \qquad (8.17)$$

$\gamma_{флв}$ – объемный вес мерзлого материала подготовки с учетом веса льда в порах, при взвешивающем действии воды, тс/м^3;

$$\gamma_{флв} = \gamma_ф\left(1 + i W_{общ}\right) - \gamma\left(1 + \varepsilon i W_{общ}\right)\frac{1}{1+\varepsilon}; \qquad (8.18)$$

8.4.8. Допустимость учета веса мерзлого грунта при определении удерживающего момента, действующего на крепление, устанавливается путем сопоставления значения предельного момента $M^г_{пр}$ внутренних сил в сечении $X_п$ мерзлого грунта с суммой моментов внешних сил $\Sigma M_к$; $\Sigma M_л$; $\Sigma M_г$; относительно сечений $X_п$ по соотношению

$$\Sigma\left(M_к\right)_{X_п} + \Sigma\left(M_л\right)_{X_п} + \Sigma\left(M_г\right) \le M^г_{пр}, \qquad (8.19)$$

Для определения $M^г_{пр}$ используется формула (5.15).

Предельные напряжения на растяжение и сжатие принимаются применительно к мерзлому грунту соответствующей категории.

8.4.9. Дополнительные удерживающие силы от примерзлого к креплению грунта откоса и подготовки учитываются при расчете по формуле (8.4) только в тех случаях, когда соотношение удерживающего момента от соб-

ственного веса крепления и вырывающего момента меньше 0,8–0,9.

8.5. Расчеты сборных плит по прочности при ледовых нагрузках

8.5.1. Расчеты сборных плит по прочности производятся при действии нагрузок, определяемых согласно подразделу 5.2 от движущихся ледяных полей, при действии нагрузок, определяемых согласно подразделу 5.3, от навала ледяного поля и зажорных масс и действии предельной нагрузки, определяемой согласно подразделу 5.4 от примерзшего к плите ледяного покрова при изменениях уровня воды.

8.5.2. При расчете плиты на действие предельной моментной нагрузки согласно подразделу 5.4 принимается, что силы смерзания льда с поверхностью плиты превышают силы, передающиеся на плиту от деформирующегося льда.

При ширине наледи, примерзшей к плитам, превышающей по откосу длину ребра отдельной плиты более, чем в 1,5 раза, предельная моментная нагрузка по подразделу 5.4 равномерно распределяется между двумя смежными плитами или теми плитами, на которых располагается наледь.

8.5.3. Прочностные расчеты сборных плит при ледовых нагрузках производятся с учетом их расположения на упругом оттаявшем основании и нормального к откосу действия нагрузки.

8.5.4. Геотехнические характеристики основания, принимаемые в расчете, определяются применительно к грунту откоса, без учета подготовки из крупнообломочных материалов под плитами.

8.5.5. Среднее реактивное давление в основании рассчитываемой плиты не должно превышать допустимые напряжения на водонасыщенный грунт откоса проектируемого объекта.

8.5.6. Прочностной расчет сборных плит при действии ледовых нагрузок по поперечным силам и изгибающим моментам состоит в проверке достаточности армирования рассчитываемой плиты, произведенном ранее согласно определениям подраздела 8.3.

Если при поверочных расчетах по поперечным силам и изгибающим моментам от ледовых нагрузок установлена недостаточная прочность рассчитываемой плиты, то следует, соответственно последующему расчету, увеличить сечение ее арматуры или бетона.

8.6. Расчеты сборных плит по прочности при подъемно-транспортных операциях и неравномерной осадке основания

8.6.1. Прочностной расчет сборной плиты при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах производится по расчетной схеме, приведенной на рис. 22. Учитываемый в расчете собственный вес плиты увеличивается на коэффициент динамичности, равный 1,5.

8.6.2. Прочность плиты для случая неравномерной осадки земляного откоса может быть проверена по условной схеме действия сил, согласно которой плита опирается на откос в центральной своей части в пределах 1/2 длины ребра и нагружена с двух сторон, в центре противоположных ребер, сосредоточенными силами, равными 1/2 части от веса соседних с нею плит (рис. 23). Возможно также применение других вариантов расчета плит на прочность при неравномерной осадке откоса.

8.7. Конструкции сквозных сборных железобетонных покрытий

8.7.1. При проектировании сквозных покрытий из сборных железобетонных плит следует пользоваться соответствующими основными рекомендациями раздела 7, относящимися к конструкции сборных омоноличиваемых покрытий.

Дополнительные положения по конструкции сквозных покрытий помещены ниже в пп. 8.7.2 - 8.7.7.

8.7.2. Сборные плиты, укладываемые с открытыми швами, соединяются шарнирно. Один из вариантов шарнирного соединения сборных плит с открытыми швами приведен на рис. 24 / 33 /.

Звено соединения выполняется из круглой арматурной стали диаметром не менее 16 мм с заваренным стыком. Анкерные стержни, изготовляемые из круглой стали диаметром не менее 16 мм, имеют на концах отгибы под

прямым углом. Анкерные стержни соединяются хомутами с нижней арматурной сеткой плиты.

При сборке покрытия производится установка звеньев за отогнутые под прямым углом концы соединяемых анкеров. Далее концы анкерных стержней отгибаются в сторону плиты до образования крюка, захватывающего звено. Анкерные стежни и звенья защищаются от коррозии кузбасслаком в 3-4 слоя или другими водостойкими покрытиями.

8.7.3. Сборные плиты укладываются с плотным прилеганием к подготовке, которая весьма тщательно выравнивается и легко уплотняется трамбовками до укладки плит.

8.7.4. Плиты покрытий с открытыми швами и шарнирными соединениями имеют на откосе достаточную свободу перемещения по вертикали с тем, чтобы при неравномерной осадке основания между покрытием и откосом не нарушался контакт и в покрытии были уменьшены внутренние напряжения. Эти условия должны сочетаться с ограничением (до определенного предела) открытия швов при неравномерной осадке основания.

8.7.5. Плиты в смежных горизонтальных рядах (параллельных линий уреза воды) при крутизне откоса 1:3,5 и более следует укладывать со смещением на 1/2 длины ребра плиты, чтобы открытые швы не были сквозными по всей высоте откоса.

8.7.6. Допустимые отклонения в размерах сборных плит /34/ принимаются по данным п.7.7.10, при этом отклонения в ширине открытых швов не следует допускать более ± 5 мм или более $\pm 10\%$ от размера, установленного проектом.

8.7.7. При применении покрытий из сборных плит с открытыми швами на откосах из разжижающихся грунтов (лессовидные пылеватые суглинки, пылеватые и мелкозернистые пески, оттаявшие вечномерзлые грунты и др.) подготовка под покрытие укладывается на дренирующий слой разнозернистого песка. Толщина слоя песка и его состав устанавливаются в зависимости от характеристики грунта, величины и характера нагрузки, размеров плит и других условий, учитываемых проводимыми для этого специальными исследованиями.

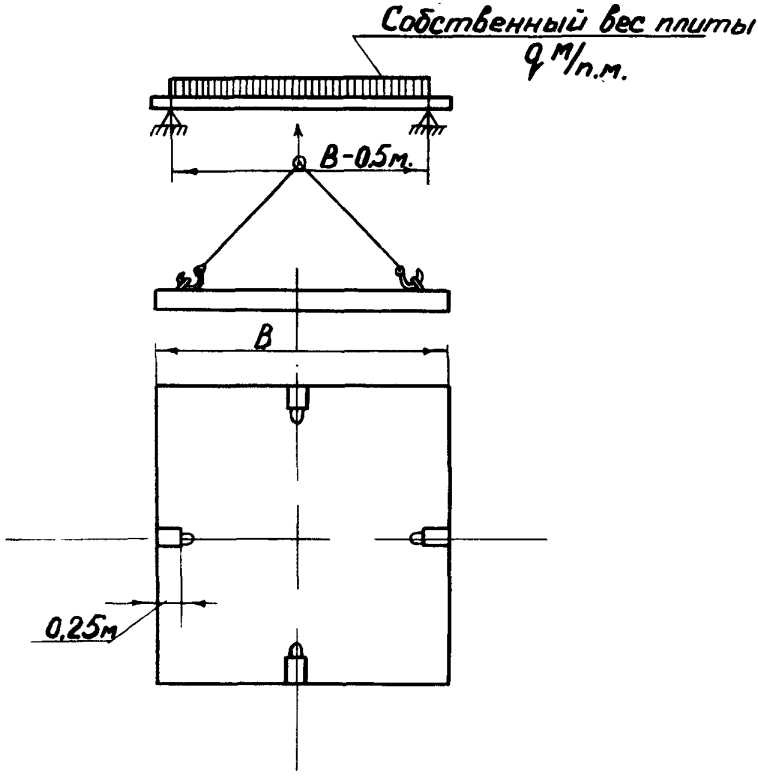

Рис. 22. Схема сил для проверки прочности плиты при подъеме её строповыми захватами.

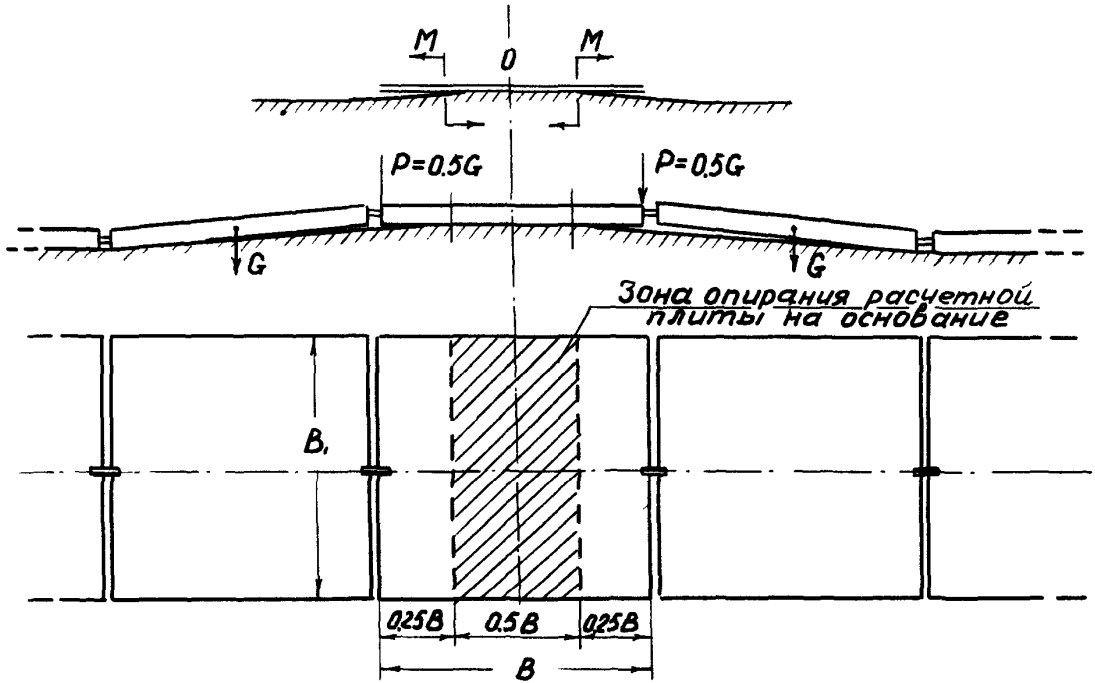

Рис. 23. Вариант схемы сил к расчету на прочность сборной шарнирно соединенной плиты при неравномерной осадке откоса.

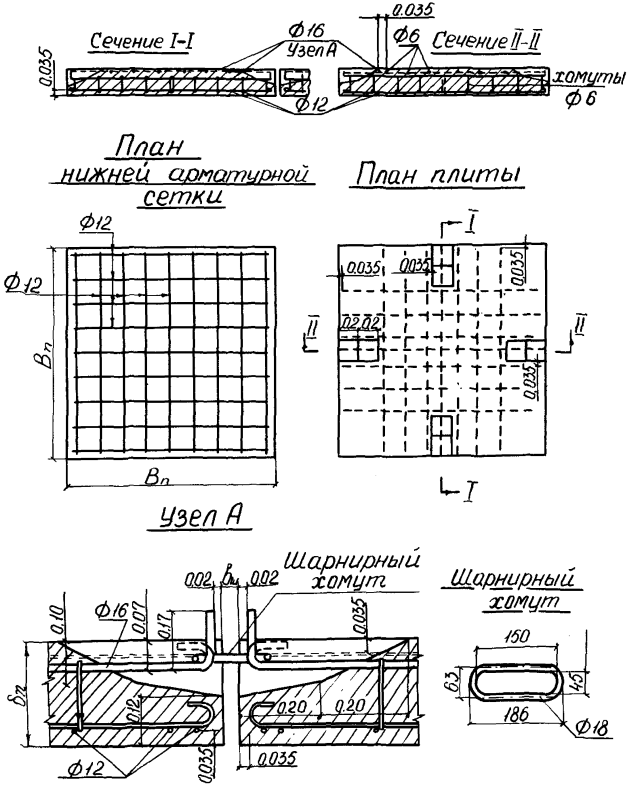

Рис. 24. Вариант шарнирного соединения сборных плит.

9. Каменнонабросные покрытия из несортированного материала

9.1. Общие положения

9.1.1. Для защиты земляных откосов от абразии и водной эрозии применяется преимущественно несортированный камень.

9.1.2. Использование в защитных набросках сортированного камня допускается в исключительных случаях - при наличии такого местного материала и соответствующем технико-экономическом обосновании целесообразности его применения. При этом следует учитывать технические трудности сортировки, особенно крупного камня, требующей затраты дополнительных средств.

9.1.3. В настоящем разделе 9 приводятся рекомендации по проектированию каменнонабросных покрытий из несортированного материала для земляных откосов, основанные на многолетних натурных исследованиях опытных и производственных объектов в условиях водохранилищ.

9.1.4. Размеры камня и толщина слоя наброски при сортированном (однородном) материале в условиях волновых воздействий могут быть определены согласно главе СНиП / 12 /.

9.1.5. Наброска несортированного камня на откосах песчаных и связных грунтов производится по рядовой подготовке из крупнообломочного материала (см. раздел 10) без применения дополнительного отепляющего слоя независимо от возможных деформаций основания при его замораживании и оттаивании.

9.1.6. При проектировании покрытий из несортированного камня подлежат расчетному определению следующие характеристики:

а) наименьшие расчетные размеры камня для наброски по его устойчивости в условиях волновых воздействий;

б) расчетные размеры камня, необходимого для образования опорной, пространственной решетки наброски, в гнездах которой обеспечивается устойчивость более мелких фракций материала, а также необходимого для обеспечения устойчивости покрытия в целом при волновых воздействиях;

в) толщина слоя наброски по условиям волновых воздействий (согласно подразделу 9.3);

г) общая устойчивость покрытия по вырывающему действию ледяного покрова при изменениях уровня воды и возможном примерзании льда к каменной наброске (нагрузка по подразделу 5.4, а расчет общей устойчивости согласно схеме и методике, приведенным в подразделе 8.4). Общая устойчивость каменнонабросного покрытия подлежит проверке при толщине ледяного покрова, превышающей 0,8 от толщины слоя наброски, и во всех случаях при толщине ледяного покрова, превышающей 1 м.

9.1.7. При применении несортированного камня в наброске для защиты земляных откосов от абразии и водной эрозии оптимальный технико-экономический эффект получается в случае назначения внешнего откоса наброски с заложением 3 и более.

9.2. Определение размеров камня и фракционного состава несортированного материала / 35 /

9.2.1. Наименьший расчетный размер $D_м$, м, камня приведенного к шару, для наброски из несортированного материала по его устойчивости в условиях волновых воздействий при откосах с заложениями в пределах 2 ÷ 5 определяется по формуле

$$D_м = 0{,}12\, C_д \frac{h_{1\%}}{m_{h1\%}} \left(m^2_{h1\%} + 10\right) \frac{2{,}8m - 0{,}8}{1{,}8m + 1} \frac{\gamma_в}{\gamma_к - \gamma_в}, \quad (9.1)$$

где $C_д$ – гидравлический коэффициент сопротивления, принимаемый при диаметре камня более 15 см и высоте волны более 0,5 м, равным 0,2;

$m_{h1\%}$ – пологость волны 1%-ной обеспеченности, принимаемая для водохранилищ равной 7;

$\gamma_с$ – объемный вес аэрированной воды в струе от разрушающейся волны на откосе наброски, который принимается (с учетом коэффициента запаса устойчивости) равный 0,8 тс/м^3

$\gamma_к$ – объемный вес камня, тс/м^3.

Примечания: 1. Размер камня, получаемый по формуле (9.1) относится к камню наименьших фракций, которые при производстве наброски не перемещаются в нижнюю часть ее поперечного сечения, а задерживаются на поверхности покрытия.

2. Формула (9.1) составлена для случая действия прибойной волны на откос наброски и такого расположения расчетного камня, при котором он на половину диаметра выступает за пределы габарита поперечного профиля покрытия.

9.2.2. Расчетный размер $D_б$ м, камня, приведенного к шару, необходимого для образования опорной пространственной решетки и обеспечения общей устойчивости наброски из несортированного материала в условиях волновых воздействий при откосах с заложением в пределах 2 ÷ 5 определяется по формуле

$$D_б = 1{,}5\, C_д\, h_{1\%} \left(\frac{\sqrt{m_{h_{1\%}}}}{m} + 0{,}5 \right) \frac{m + 1{,}8}{1{,}8\,m - 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_к - \gamma_a}, \quad (9.2)$$

где $C_б$ – гидравлический коэффициент сопротивления принимаемый при диаметре камня более 15 см и высоте волны более 1 м, равным 0,2;

γ_a – объемный вес аэрированной воды, стекающей с наброски в конце отката волны, который с учетом коэффициента перегрузки принимается в расчет равным 1 тс/м^3.

9.3. Конструкции каменнонабросного покрытия

9.3.1. Несортированный материал для наброски состоит из камня наибольшего расчетного размера $D_б$ в количестве по объему не менее 50%.

Камень размерами в пределах наибольшего и наименьшего расчетных диаметров допускается в количестве по объему не менее 25%.

Камень размерами, выходящими за пределы расчетных (по формулам 9.1 и 9.2) допускается в наброску в количестве по объему, не превышающему 25%.

9.3.2. При составлении проекта организации работ по наброске камни следует предусматривать такие техно-

логические методы, которые обеспечивают равномерное распределение фракций несортированного каменного материала как по поперечному сечению, так и по площади укрепляемого откоса.

9.3.3. Толщина покрытия из несортированного камня для условий волнового воздействия определяется зависимостью

$$\delta_н = (2 \div 2{,}1)\, D_б . \qquad (9.3)$$

9.3.4. На нижней границе каменнонабросного покрытия следует предусматривать каменный упор, в виде банкета, либо железобетонный упор, в виде массива, либо надежный упор иной конструкции, сопрягаемый, в необходимых случаях, с облегченным покрытием дна или нижней части откоса для защиты их от размыва и нарушения устойчивости основания самого покрытия.

9.3.5. Вследствие особого характера взаимодействия волн с каменной наброской, при котором возникают на внешнем ее контуре значительно аэрированные всплески воды, препятствующие формированию волн перемещения на откосе, применение парапета для их отражения на верхней границе покрытия имеет малую эффективность. Рекомендуется применять отражательные парапеты при размерах наибольшего камня, не превышающих в диаметре 0,5 м.

9.3.6. Форма камня для образования внешней поверхности наброски предпочтительнее в виде фигур с равномерными поперечными размерами. Плитчатые камни следует укладывать длинной стороной нормально плоскости откоса, что необходимо указывать в пояснениях к проектной документации.

9.3.7. Проектом следует предусматривать равнение поверхности каменнонабросного покрытия, при котором камни наименьшего расчетного размера не выступают за габариты плоскости откоса более, чем на половину расчетного диаметра.

10. Подготовка под покрытия откосов

10.1. Общие положения

10.1.1. Подготовка, предназначенная в креплениях для сопряжения покрытий с грунтом откосов, применяется в зависимости от условий ее работы, в различном конструктивном исполнении и из материалов, имеющих соответствующие гранулометрические характеристики.

10.1.2. Подготовка может состоять из нескольких слоев различного по крупности материала, т.е. быть слоистой, либо выполняться из одного слоя.

Выбор типа подготовки производится в зависимости от состава и наличия местного материала, а также с учетом конструкции покрытия и характеристик основания.

10.1.3. В наиболее ответственных случаях, когда от исправной работы подготовок зависит надежность креплений в целом, зерновой состав материалов, укладываемых под покрытия, назначается в соответствии с результатами специальных расчетов.

В некоторых случаях допускается применение подготовок из рядовых материалов или укладка покрытий непосредственно на грунт откосов без подготовок.

10.1.4. В зависимости от местных режимов эксплуатации и условий работы креплений, подготовки служат для дренирования подземных вод с откоса, для гашения энергии волновых потоков и отвода из-под покрытий воды, профильтровавшей при воздействиях волн на откос, для перераспределения нагрузки на грунт откоса и его защиты от промерзания, а также комбинированного выполнения, перечисленных функций или имеют производственно-технологическое назначение.

10.1.5. Подготовку следует выполнять из материалов, в которых не допускается содержание пылеватых частиц ($d \leq 0{,}1$ мм) более 5% по весу.

10.2. Подготовка под сплошные покрытия

10.2.1. При сплошных покрытиях типа монолитных железобетонных, сборных железобетонных с омоноличивающими швами и других, практически водо- и грунтонепроницаемых конструкциях, на откосах, требующих дренирования вследствие интенсивных эксплуатационных понижений уровня воды в водоемах или высокого расположения уровня подземной воды в береговых склонах, подготовки работают в условиях поперечной и продольной фильтрации, характерной для обычных дренажных устройств. Расчеты подготовок в таких случаях производятся согласно общим правилам проектирования обратных фильтров напорных гидротехнических сооружений.

10.2.2. Сплошные покрытия достаточной жесткости с надежно уплотненными швами, работающие в условиях ста-

билизированных или медленно изменяющихся уровней воды, на откосах напорных сооружений из несвязных грунтов или при отсутствии подпора со стороны подземных вод, а также расположенные на откосах, состоящих из грунтов с повышенными фильтрационными свойствами, при которых исключается возможность появления избыточного давления воды со стороны нижней грани покрытия, могут устраиваться без подготовок, если они не обусловлены строительно-технологическими или иными требованиями.

10.2.3. Покрытия упомянутых в п.10.2.1 типов, применяемые при укреплении откосов из пылеватых, вечномерзлых или разжижающихся грунтов, а также в условиях вероятной осадки основания следует располагать на сплошных подготовках.

10.2.4. Во всех случаях, исключая упомянутые в п.10.2.1, подготовки под сплошные покрытия водо- и грунтонепроницаемых конструкций выполняются из рядового щебня или разнозернистого крупнообломочного грунта, укладываемого в один слой толщиной 15-20 см.

10.2.5. Под температурно-осадочными швами, обычно располагаемыми с шагом 40 - 60 м в монолитных и 30 - 40 м в сборных сплошных покрытиях, не имеющих подготовки или с подготовкой, но из рядового материала, следует устраивать ленточные подготовки, конструкции и гранулометрический состав которых назначаются в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним при сквозных покрытиях, работающих в условиях волнового воздействия (см. ниже).

10.2.6. При укреплении откосов связных грунтов, пучинящихся в условиях действия отрицательных температур, под подготовки из крупнообломочных материалов для сплошных покрытий, не обеспечивающих вследствие своей недостаточной толщины защиту основания от промерзания, следует укладывать отепляющий слой разнозернистого песка соответствующей мощности. Толщина слоя песка определяется теплотехническим расчетом с учетом ограждающих влияний покрытий и подготовки.

10.3. Подготовка под сквозные покрытия

10.3.1. Для подготовок под покрытия из наброски несортированного камня применяется рядовой щебень или разнозернистый крупнообломочный грунт, укладываемый в один слой толщиной порядка 20 см.

10.3.2. Подготовки, работающие в условиях волнового воздействия под сквозными покрытиями из железобетонных плит с открытыми швами или отверстиями, могут быть сделаны из нескольких подобранных по крупности материалов, уложенных в два или три слоя, или из одного слоя разнозернистого материала, удовлетворяющего по зерновому составу определенным требованиям.

10.3.3. При укреплении откосов связных грунтов сквозными железобетонными покрытиями на слоистых подготовках нижний их слой должен состоять, в условиях волнового воздействия, из средне - или крупнозернистого песчаного грунта, удовлетворяющего определенным требованиям контактирования с вышерасположенным слоем подготовки.

10.3.4. Под однослойные подготовки сквозных покрытий из железобетонных плит на откосах связанных и пылеватых песчаных грунтов укладывается уплотняющий слой разнозернистого песка. При применении в таких случаях слоистых подготовок нижний их слой выполняется из песка.

10.3.5. Расчеты подготовок под сквозные покрытия из сборных железобетонных плит на откосах, требующих дренирования, вследствие интенсивных эксплуатационных понижений уровня водоемов или высокого уровня подземных вод на береговых склонах, производятся согласно общим правилам проектирования обратных фильтров напорных гидротехнических сооружений.

Подбор крупности материала верхнего слоя подготовки в этом случае выполняется по методам, учитывающим условия волнового воздействия на крепления (пп. 10.4.3 и 10.5.2).

10.3.6. При расчетах подготовки под сквозные покрытия из сборных железобетонных плит, работающих в условиях волнового воздействия, рекомендуется пользоваться зависимостями, приведенными в п.п. 10.4.1–10.4.4, 10.5.1–10.5.3.

10.4. Зерновой состав однослойных подготовок при волновых воздействиях

10.4.1. Пригодность местного материала по зерновому составу для однослойных подготовок под сквозные покрытия устанавливается исходя из степени его неоднород-

ности, а также из соотношения размеров частиц материала с размерами открытых швов и сквозных отверстий в покрытии и размерами частиц грунта откоса.

10.4.2. Степень неоднородности материала однослойной подготовки следует допускать в пределах:

$$K_{\frac{60}{10}} = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 5 \div 20. \qquad (10.1)$$

При покрытиях из плит не рекомендуется принимать D_{60} более 50–60 мм.

10.4.3. Размеры фракций однослойной подготовки D_n и поперечное сечение отверстий в покрытии δ должны удовлетворять соотношению

$$\delta \leq 0{,}6\, D_n . \qquad (10.2)$$

При укладке плит с открытыми швами или щелевыми отверстиями, расположенными в покрытии продольной осью нормально к линии уреза воды, соотношения между размерами фракций однослойной подготовки и поперечными размерами δ швов или отверстий принимаются в пределах:

при высоте расчетной волны 1%-ной обеспеченности до 2 м

$$3\,\text{см} \geq \delta \leq 0{,}6\, D_n ; \qquad (10.3)$$

при высоте расчетной волны 1%-ной обеспеченности более 2 м

$$2\,\text{см} \geq \delta \leq 0{,}6\, D_n . \qquad (10.4)$$

Если продольная ось швов или отверстий расположена вдоль линии уреза воды, то можно применять в расчетах соотношение

$$4\,\text{см} \geq \delta \leq 0{,}8\, D_n , \qquad (10.5)$$

где n – количество частиц в процентах по весу, которое допускается к вымыванию из верхнего слоя подготовки, исходя из безвредных размеров деформаций покрытия. Рекомендуется принимать для сквозных покрытий из плит

$$n \leq 25 \div 30\%.$$

10.4.4. Размеры частиц однослойной подготовки D_{10} следует выбирать в зависимости от размеров частиц песчаного грунта откоса d_{50} по соотношению

$$\frac{D_{10}}{d_{50}} \leq 30. \qquad (10.6)$$

10.5. Зерновой состав слоистых подготовок при волновых воздействиях

10.5.1. Нижний слой подготовки, состоящей из двух или трех слоев, в зависимости от характеристики применяемых материалов, для надежного контактирования с песчаным грунтом откоса выполняется из материала со степенью неоднородности

$$K_{\frac{60}{10}} \leq 20 \qquad (10.7)$$

и удовлетворяющего определенным пределам соотношений между размерами своих частиц D и размерами частиц d грунта откоса: по соотношению действующих диаметров

$$\frac{D_{10}}{d_{10}} \leq 10 \qquad (10.8)$$

или по соотношению средних диаметров

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 10. \qquad (10.9)$$

10.5.2. Состав слоя, расположенного непосредственно под сквозным покрытием, определяется исходя из трех следующих критериев:

- значения степени неоднородности фракций в материале в пределах

$$K_{\frac{60}{10}} \leq 2; \qquad (10.10)$$

- значения коэффициента междуслойности с расположением под ним слоем подготовки в диапазоне

$$K_м = \frac{D_{50}}{d_{50}} = 3 \div 4; \qquad (10.11)$$

- размер наименьшей $D_м$ фракции верхнего слоя подготовки и поперечного сечения отверстий в покрытии $б$ по соотношению

$$б \leq 0{,}6\, D_м. \qquad (10.12)$$

При укладке плит с открытыми швами или щелевыми отверстиями, расположенными в покрытии продольной осью нормально линии уреза воды, соотношения между размерами фракций верхнего слоя подготовки и поперечными размерами b швов или отверстий допускаются в пределах: при высоте расчетной волны 1%-ной обеспеченности до 2 м

$$3\,\text{см} \geq b \leq 0{,}6\,D_м; \qquad (10.13)$$

при высоте расчетной волны 1%-ной обеспеченности более 2 м

$$2\,\text{см} \geq b \leq 0{,}6\,D_м. \qquad (10.14)$$

Если продольная ось швов или отверстий расположена вдоль линии уреза воды, то можно применять в расчетах соотношение

$$4\,\text{см} \geq b \leq 0{,}8\,D_м. \qquad (10.15)$$

10.5.3. Состав промежуточного слоя трехслойной подготовки и состав расположенного под ним нижнего слоя устанавливаются по соотношению размеров частиц согласно следующим требованиям:
по пределам значений междуслойного коэффициента

$$K_м \leq 20 \qquad (10.16)$$

и по пределам соотношений между значениями степени неоднородности

$$K_{\frac{60}{10}} : K_{\frac{60}{10}} \leq 12. \qquad (10.17)$$

10.6. Толщина слоев подготовок

10.6.1. Толщина однослойных подготовок $\delta_ф$ под покрытиями из плит с открытыми швами или сквозными отверстиями принимается в пределах

$$35\,\text{см} \leq \delta_ф \geq 10\,D_{60} \qquad (10.18)$$

под каменной наброской из разномерного камня соответственно в пределах

$$20\,\text{см} \leq \delta_ф \geq 7\,D_{50} \qquad (10.19)$$

10.6.2. Толщина однослойных подготовок под сплошными покрытиями типа монолитных и сборных железобетонных плит с уплотненными или омоноличивающими швами принимается в пределах

$$15\ \text{см} \leq \delta_{ф} \geq 4D_{50}. \qquad (10.20)$$

10.6.3. Толщина отдельных слоев подготовок, состоящих из двух или трех слоев, принимается: для крупнообломочных грунтов и щебня при механизированной их укладке на откос не менее 20 см; для крупнозернистого песка при механизированной его укладке на откос не менее 15 см.

ЧАСТЬ ЧЕТВЕРТАЯ

ПРЕДУСМАТРИВАЕМЫЕ В ПРОЕКТАХ КОНТРОЛЬНЫЕ ПРОВЕРКИ СОСТОЯНИЯ КРЕПЛЕНИЙ ОТКОСОВ ОТВЕТСТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ИХ ТЕХНИЧЕСКОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

11. Общие положения организации и постановки контрольных проверок креплений

11.1. Область применения рекомендаций по проектной подготовке креплений откосов к контрольным проверкам

11.1.1. Настоящая часть рекомендаций признана служить пособием к проектной подготовке контроля состояния креплений откосов сооружений при их технической эксплуатации и, в частности, при определении необходимого состава и объема работ, а также номенклатуры оборудования для осуществления контрольных и режимных наблюдений за работой и состоянием креплений откосов сооружений.

11.1.2. Рекомендации основаны на решении Научно-технического совета Госстроя СССР от 2 декабря 1964 года (протокол № 45/3), утвержденным 21 апреля 1965 г. Госстроем СССР и главе СНиП П-50-74, п. 2.7, где уке-

зывается, что ведомствам и организациям, осуществляю - щим проектирование, строительство и эксплуатацию гидротехнических сооружений Ш класса и выше, следует проводить стационарные контрольные и режимные наблюдения на этих сооружениях для обеспечения эксплуатации сооружений на высоком техническом уровне.

В развитие этого решения Госстроя СССР, Минвод - хоз РСФСР утвердил в 1986 г. в качестве обязательного документа сборник соответствующих инструкций / 36 /.

11.1.3. Согласно упомянутым в п. 11.1.2 документам основной задачей технической эксплуатации откосных креплений является обеспечение их долговременной и безава - рийной работы на всех участках сооружений. Поэтому при проектировании креплений откосов ответственных сооружений необходимо предусматривать выполнение определенного объема работ и выделение необходимых средств, которые позволят службе эксплуатации сооружения надлежащим образом организовывать и осуществлять техническую эксплуатацию креплений откосов.

Не менее важной задачей технической эксплуатации сооружения, является накопление, первичная обработка и обобщение материалов наблюдений за работой сооружения, материалов для анализа причин деформаций и аварий объектов и выполнения проектных работ при реконструкции сооружений. Эти данные представляют ценнейший материал для обмена опытом работы между службами эксплуатации родственных сооружений, а также для научной организации разработки методов расчета подобных сооружений.

11.2. Основные требования к проведению контрольных проверок креплений

11.2.1. Обеспечение долговременной и безаварийной работы креплений требует систематического контроля за местными условиями, от которых зависит работа инженерной защиты; оперативного сопоставления этих условий с расчетными для данного сооружения; своевременного обнаружения возникших деформаций и других дефектов и нарушений в креплениях; составления правил по выполнению текущего ремонта; накопления данных по эксплуатации для проведения восстановительных работ и реконструкций; обобщения опыта эксплуатации и его внедрения на других строящихся и эксплуатируемых объектах.

11.2.2. Техническая эксплуатация креплений сооружений выполняется службой эксплуатации данного сооружения на водохранилище. Контрольные и режимные наблюдения осуществляются непосредственно контрольно-наблюдательными станциями, которые укомплектованы необходимыми штатами наблюдателей и соответствующей контрольно-измерительной аппаратурой. Контрольно-наблюдательные станции организуются и подчиняются службе эксплуатации сооружений.

11.2.3. Контрольные проверки креплений проводятся стационарно, с инструментальными регистрациями, по программе непрерывных и срочных наблюдений. Регистрация результатов наблюдений осуществляется документально, с последующими анализом, обобщением и выводами.

11.3. Состав основных работ, проводимых при контрольных проверках креплений

11.3.1. Гидрометеорологические наблюдения состоят в регистрации направления и скорости ветра, температуры и влажности воздуха, уровня воды, характеристик ветрового волнения (высоты, длины, периода и направления волн), температуры воды толщины и фаз ледяного покрова, химического состава воды.

11.3.2. Наблюдения за состоянием креплений откосов включают следующие работы: нивелировку поверхности покрытия для определения их деформаций, обследование подводной части водолазами или с помощью светильников,опускаемых в воду, фотосъемку поверхности покрытий для сравнения с первоначальным состоянием, анализ проб из подготовок под разборными покрытиями для определения их состояния, наблюдения за коррозией и сохраняемостью материалов креплений.

11.4. Организация и постановка контрольных и режимных наблюдений при технической эксплуатации креплений

11.4.1. Для выполнения систематической контрольной проверки состояния креплений в составе службы их технической эксплуатации организуется одно или несколько, в зависимости от объема работ, специальных контрольных подразделений.

11.4.2. При значительных размерах сооружений, большой их протяженности следует организовать контрольные подразделения в виде специальных инженерных станций согласно распределению, приведенному в табл. 18 /36/. На сооружениях относительно небольшого размера формируются группы по контрольным наблюдениям.

11.4.3. Для размещения аппаратуры, а также для выполнения различных вспомогательных работ следует предусматривать помещение станции. Полезную площадь, в зависимости от разряда станции рекомендуется назначать в пределах 75–130 м^2. Разряд станции определяется с помощью табл. 18.

11.4.4. Состав помещений здания станции устанавливается в зависимости от ее разряда по табл. 19.

11.4.5. При разобщенности сооружений на водохранилище могут предусматриваться на них филиалы центральной контрольной станции. Состав и площадь помещения филиалов станции устанавливается согласно табл. 20.

11.4.6. Отдельные посты при необходимости размещения в них приборов и дежурного персонала проектируются полезной площадью не менее 25–30 м^2.

11.4.7. Рекомендуется предусматривать в проектах здание станции одноэтажное, каменное или крупнообломочное, с шиферной кровлей, без наружной штукатурки, с перекрытием железобетонным или деревянным, полы деревянные. Здание должно иметь водопровод, канализацию, электроснабжение, телефон, отопление.

11.4.8. Состав персонала контрольно-наблюдательной станции определяется разрядом станции (табл. 21).

12. Техническое оснащение и отчетность при проведении контрольных и режимных наблюдений на креплениях

12.1. Общие положения

12.1.1. Приборы, применяемые при наблюдениях комплектуются в основном из образцов дистанционного типа.

12.1.2. Аппаратура, для работы которой необходимы электрические источники питания, обеспечивается магистральной линией электропередачи и автономными источниками для аварийных случаев.

Таблица 18

Условный тип сооружения	Основная характеристика сооружения	Общая длина сооружений на водохранилище, км						
		разряд станции при однотипных сооружениях			разряд станции при эксплуатации на водохранилище сооружений различных типов			пост при одном сооружении на водохранилище
		1	2	3	1	2	3	
I.	Дамбы с постоянным напором более 3 м	16 и более	12–15	8–11	10 и более	8–9	6–7	до 7
II.	Дамбы с постоянным напором до 3 м	24 и более	20–23	10–19	14 и более	12–13	8–10	до 8
III.	Дамбы с напором в отдельные сезоны до 3 м	32 и более	25–31	10–24	16 и более	10–15	5–9	до 9
IV.	Берегоукрепления	36 и более	30–35	11–29	16 и более	12–18	7–11	до 10

12.1.3. Отчетный первичный материал наблюдений регистрируется на лентах самопишущих приборов.

12.1.4. Первичные приборы регистрации метеорологических данных (датчики) устанавливаются непосредственно на сооружении и для устранения помех от их экранирования на достаточном удалении от помещения станции.

Таблица 19

Наименование помещения	Разряд станции и площадь помещений, м^2		
	1	2	3
- Аппаратная	25	22	18
- Комната для камеральной обработки материалов наблюдений	25	22	16
- Лаборатория - 1	20	15	15
- Лаборатория - 2	20	20	20
- Лаборатория - 3	30	8	-
- Кладовая	10	8	6
Итого:	130	95	75

Таблица 20

Наименование помещения	Разряд станции и площадь помещений, м^2	
	1	2
- Аппаратная	18	14
- Комната для камеральной обработки материалов наблюдений	16	15
- Лаборатория - 1	15	10
- Лаборатория - 2	20	20
- Кладовая	6	6
Итого:	75	65

Таблица 21

Наименование должности	Количество штатных единиц					
	разряд станции			филиалы при станциях		отдельные контрольные посты
	1	2	3	1	2	
- Начальник станции	1	1	–	–	–	–
- Начальник филиала	–	–	–	1	–	–
- Ст.инженер	1	–	1	–	1	–
- Инженер	1	1	–	–	–	–
- Ст. техник по приборам	1	1	1	1	1	–
- Ст.техник оператор	1	–	–	–	–	–
- Техник	2	1	–	1	–	1
- Лаборант	2	1	1	–	1	–
- Инженер геодезист	1	1	–	–	–	–
- Техник геодезист	–	–	1	–	–	–
- Наблюдатели	4	4	4	4	4	4
- Разнорабочие	3	2	2	2	–	–
Итого:	17	12	10	9	7	5

Таблица 22

№№ п п	Наименование	Тип, марка	Ед. изм.	Количество					
				разряд станции			филиал при станции		пост
				1	2	3	1	2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1. Анеморумбометр		М63М-1	компл.	1	1	1	1	1	1
2. Самописец направления и скорости ветра			-"-	1	1	1	1	1	1
3. Дистанционная метеорологическая станция		ДМС	-"-	1	1	1	1	1	1
4. Волнограф		ГМ-16	-"-	1	1	1	1	1	1
5. Волнографы электроконтактные		по разработке ВОДГЕО	шт.	6	6	6	6	6	6
6. Термограф суточный		МТ-22с	-"-	1	1	1	1	1	1
-"- недельный		МТ-22н	-"-	2	2	2	2	-	-
7. Барометр-анероид метеорологический		МД-19	-"-	1	1	1	1	1	1
8. Бинокль		12-крат.	-"-	1	1	1	1	1	1

Продолжение табл. 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
9.	Перспектометр-волномер	Системы Иванова	шт.	1	1	1	1	1	1
10.	Осциллограф светолучевой	Н-700	-"-	1	1	-	-	-	-
11.	Генератор сигналов	ГЗ-33	-"-	1	1	-	1	-	-
12.	Секундомер	Л-СД	-"-	3	2	1	1	1	1
13.	Фотоаппарат с комплектом объективов	пленка 35 мм	-"-	1	1	1	1	1	1
14.	Фотоувеличитель для пленки 35 мм	-	-"-	1	1	1	1	1	1
15.	Нивелир со штативом	-	-"-	1	1	1	1	1	-
16.	Рейка нивелирная	НР-4	-"-	2	2	2	2	2	-
17.	Теодолит со штативом	Угломер-шкала 30 сек	-"-	1	1	1	-	-	-
18.	Мерная геодезическая лента	-	-"-	1	1	1	1	1	1
19.	Рулетка металлическая	-	-"-	1	1	1	1	1	1
20.	Метеомачты	ММ-49	-"-	3	3	3	3	3	3
21.	Весы	до 20 кг	-"-	1	1	1	1	1	-

Продолжение табл. 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
22.	Весы	до 1 кг	шт.	1	1	1	1	1	–
23.	Сита металлические для зернового анализа грунта	–	компл.	1	1	1	1	1	–
24.	Латр	–	шт.	1	1	1	1	1	–
25.	Тестер	ТТ-3	–"–	1	1	1	1	1	–
26.	Выпрямитель	ВСА-5	–"–	1	1	–	1	–	–
27.	Аккумуляторы	СТА-120	–"–	4	4	–	4	–	–
28.	Шлюпка деревян. с подвесным мотором	6,5 м	–"–	1	1	–	–	–	–
29.	Шлюпка деревян. с подвесным мотором	4,5 м	–"–	1	–	1	1	1	1
30.	Будка психрометрическая	–	–"–	1	1	1	1	1	1

На сооружении следует установить специальные будки для размещения в них различных регистраторов- вторичных приборов.

12.1.5. Навесные приборы в зоне откосов устанавливаются на служебных мостиках.

12.1.6. Для связи приборов между собой и со станцией прокладываются низковольтные кабельные линии.

12.2. Аппаратура и оборудование для наблюдений

12.2.1. Перечень основной аппаратуры и оборудования для комплектования контрольно-наблюдательной станции приведен в таблице 22.

12.2.2. Приведенный в табл. 22 перечень уточняется в проектах станций в зависимости от местных требований к их работе и изменений типов приборов, выпускаемых промышленностью.

12.2.3. Состав необходимого оборудования станций для организации контрольных наблюдений на конкретных объектах и для включения его в проекты строящихся сооружений рекомендуется определять при участии соответствующих научно-исследовательских институтов (ВНИИ "ВОДГЕО" и др.).

12.2.4. В перечень основной аппаратуры и оборудования контрольных станций (п. 12.2.1) не включены стационарные установки, применяемые для монтажа приборов : водомерные посты, волнографные и прочие опоры, служебные мостики и т.д., а также оборудование, устанавливаемое на сооружениях для контрольных наблюдений и специальных исследований: реперы, пьезометры, створная обстановка и т.д., перечисленные в соответствующих инструкциях / 36 /.

12.3. Установка оборудования для наблюдений

12.3.1. Для проведения метеонаблюдений организуется метеоплощадка, на которой располагаются мачты с датчиками ветра и психрометрическая будка на подставке. Размеры метеоплощадки 6х18 м, которая по периметру ограждается забором. Расстояние от метеоплощадки до аппаратной - не менее 30 м. Для прокладки кабеля, соединяющего приборы метеоплощадки с аппаратной, делается закрытый кабельный канал.

12.3.2. Водомерный шахтный пост располагается на служебном мостике. Диаметр шахты 700 мм. Над шахтой устанвливается утепленная будка с размерами 2х2х2,3 м, в которой размещается самописец уровня типа "Валдай". При установке другого типа дистанционного измерителя уровня необходимо предусмотреть прокладку электрокабеля от будки до аппаратной.

12.3.3. Служебные мостики монтируются из металлических труб и профильного металла. Длина мостиков от уреза воды при нормальном подпорном уровне (НПУ) в сторону водохранилища при крутизне откоса более 1:5 не менее 5 м и при крутизне менее 1:5 определяется расстоянием до глубины, равной 2 м. Временная нагрузка на мостик 150 кг на 1 пог.м.

12.3.4. При применении для измерения параметров волнения, электроконтактных вех необходима установка волнографных опор на дне водохранилища на расстоянии 150-250 м от берега на открытой акватории.

12.3.5. Для связи волнографов с аппаратной необходима прокладка от опоры по дну кабеля (типа КСРБ 24х2,5 или другого типа, согласно проекту установки аппаратуры). Опора ограждается световыми буями озерного типа.

12.3.6. На верхней кромке откоса устанавливаются переходные распределительные шкафы с телефонными клеммами. Эти металлические шкафы располагаются в районах установки первичных датчиков и служат для связи их с общей кабельной сетью станции.

12.3.7. Линии электропитания станций проектируются из расчета их мощности на 10-15 кВА. Вокруг помещений станции устраивается контур заземления. Кроме того предусматривается грозозащита зданий и метеоплощадки. Территория станции оборудуется электроосвещением.

12.4. Отчетность при проведении контрольных и режимных наблюдений на креплениях

12.4.1. Для выполнения требований по контрольным проверкам креплений при их эксплуатации, в проекты соответствующих объектов следует включать инструкции по организации и проведению контрольных и режимных наблюдений, учитывающие местные условия работы сооружений.

12.4.2. В состав инструкций входят общие и конкретные указания по организации и проведению контрольных и режимных наблюдений, а также формы документации, необходимые для систематизации предусматриваемых наблюдений.

12.4.3. Документация, предусмотренная в инструкции по наблюдениям, подразделяется на исходную и отчетную. Исходная документация состоит из технических паспортов на защитные конструкции и эксплуатируемые сооружения (в том числе их чертежи, описания объектов и проектные прогнозы режимов их работы).

12.4.4. Формы отчетной документации, упомянутые в п. 12.4.3, разрабатываются при составлении соответствующих инструкций применительно к местным задачам и условиям наблюдений на защитных объектах, либо используются формы, рекомендованные в / 36 /.

ЧАСТЬ ПЯТАЯ

ПРИМЕНЕНИЕ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ КРЕПЛЕНИЙ (ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ)

13. Исходные данные для примеров расчета креплений

13.1. Техническая характеристика проектируемого сооружения (рис. 25).

- Класс земляного сооружения - П-ой.
- Заложение верхового откоса $m = 3{,}5$.
- Физико-механическая характеристика грунта сооружения: мелкозернистый песок.

Гранулометрический состав грунта приведен в табл.23.

Таблица 23

Содержание в %	0,1	10,5	87,9	1,5			
Крупность, мм	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1	0,12	0,17	0,19

- Грунт основания земляного сооружения: среднезернистый песок, средний диаметр частиц - 0,3 мм.

13.2. Гидрологическая характеристика водохранилища

- Длина водохранилища при отметке НПУ равна 10 км и ширина - 0,7.
- Нормальный подпорный уровень воды - отм. 13,5 м.
- Максимальный УВ при паводках 0,1% - отм. 14,3 м.
- Уровень мертвого объема - отм. 9,0 м.
- Уровень воды при ледоставе - отм. 13,5 м.
- Вода не содержит вредных примесей для бетона.
- Наибольшая толщина льда, наблюдавшаяся в районе проектируемого водохранилища за многолетний период - 1,2 м.

13.3. Расчеты высоты и длины ветровых волн

Высота волны 1%-ной обеспеченности в расчетном шторме согласно главе СНиП /12/ для глубоководной зоны определена по главному (наибольшему) лучу, так как при расчете по угловым составляющим высота волны получилась на 40% меньшей.

Высота расчетной волны при различных уровнях воды в водохранилище составляет:

- при НПУ и максимальной вычисленной скорости ветра 2%-ной обеспеченности со стороны наибольшего разгона, $h_{1\%} = 2{,}25$ м;
- при ФПУ и среднемноголетней максимальной скорости ветра, наблюдавшейся в сроки форсированных уровней, $h_{1\%} = 1{,}52$ м;
- при минимальном уровне в водохранилище на отметке УМО и среднемноголетней максимальной скорости ветра, наблюдавшейся в периоды этого уровня, $h_{1\%} = 0{,}98$ м.

Средние длина $\bar{\lambda}$ и высота $\bar{h}$ волны, рассчитанные по главе СНиП /12/ при НПУ равны соответственно - 22 м и 1,0 м.

Средние длина $\bar{\lambda}$ и высота $\bar{h}$ волны при УМО равны - 9,5 м и 0,44 м.

Высота нагона Δh по главе СНиП /12/ равна при НПУ - 0,16 м, при ФПУ - 0,05 м.

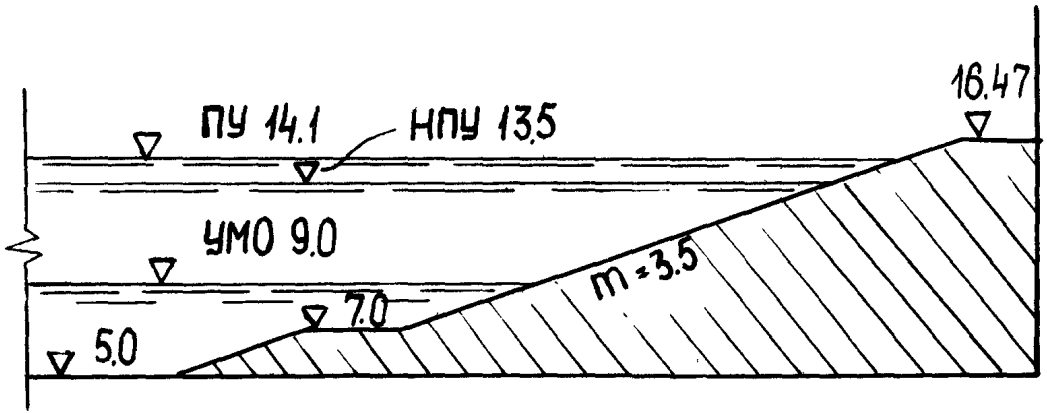

Рис. 25. Поперечный профиль верховой части земляного сооружения к примерам расчета.

14. Определение верхней и нижней границ креплений

14.1. Расчет верхней границы основного крепления при НПУ

По формуле (6.1) возвышение верхней границы крепления над НПУ при нормальных условиях эксплуатации равно

$$h_{в г.1} = h_{н.i\%} + \Delta h_1 + a,$$

где Δh_1 – высота подъема уровня от ветрового нагона при НПУ равна 0,16 м;

a – для сооружения П-го класса равно 0,5 м;

$h_{н i\%}$ – высота наката волны на откос при НПУ.

Высота наката нерегулярных ветровых волн на откосы определяется по формуле (4.1):

$$h_{н i\%} = \mathcal{I}_{1\%} \cdot \gamma(n) \cdot K_ш \cdot K_\beta \cdot h_{1\%} \cdot tg\alpha,$$

$\mathcal{I}_{1\%}$ – относительная длина наката 1%-ной обеспеченности принимается по табл. 8, равной 4,5 при $h_{1\%} = 2{,}25$ м;

$\gamma(n)$ – функция, определяемая по значениям табл. 9 в зависимости от высоты волны и характеристики сооружения согласно табл. 16; при укрепленном гребне плотины П-го класса обеспеченность наката принимается 5% и $\gamma(n) = 0{,}91$;

$K_ш$ – коэффициент, значение которого принимается по табл. 10 для бетонного покрытия равным 1, а для наброски из камня при $d < 50$ см равным 0,55;

K_β – коэффициент, значение которого по табл. 11 равно 0,88 при угле подхода 50°;

$tg\alpha = 0{,}286$.

Высота наката волны на откос с железобетонным креплением

$$h_{н 5\%} = 4{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 1 \cdot 0{,}88 \cdot 2{,}25 \cdot 0{,}286 = 2{,}31 \text{ м}.$$

Высота наката волны на откос с каменнонабросным креплением

$$h_{н 5\%} = 4{,}50 \cdot 0{,}91 \cdot 0{,}55 \cdot 0{,}88 \cdot 2{,}25 \cdot 0{,}286 = 1{,}27 \text{ м}$$

14.2. Расчет верхней границы основного крепления при ФПУ

Верхняя граница крепления при ФПУ определяется по формуле (6.2)

$$h_{бг2} = h_п + h_{н\,i\%} + \Delta h_2,$$

где Δh_2 – высота подъема уровня от ветрового нагона при ФПУ, равна 0,05 м;

$h_п$ – высота подъема форсированного уровня в водохранилище над НПУ, равна 0,8 м;

$h_{н\,i\%}$ – высота наката волны на откос, соответственно при ветре в период ФПУ определяется по приведенной выше формуле (4.1); где $\mathcal{I}_{1\%}$ – по табл.8 равна 5 при $h_{1\%} = 1{,}52$ м;

$\gamma_{(п)}$ – по табл. 9 равна 0,91 при $i = 5\%$ и $h_{1\%} = 1{,}52$ м. Значения остальных коэффициентов в формуле (4.1) остаются без изменений.

Высота наката волны на откос с железобетонным креплением при ФПУ $h_{н\,5\%} = 5 \cdot 0{,}91 \cdot 1 \cdot 0{,}88 \cdot 1{,}52 \cdot 0{,}286 = 1{,}74$ м.
Высота наката волны на откос при каменнонаброском креплении при ФПУ

$$h_{н.5\%} = 5 \cdot 0{,}91 \cdot 0{,}55 \cdot 0{,}88 \cdot 1{,}52 \cdot 0{,}286 = 0{,}95 \text{ м},$$

Учитывая отметку НПУ и ФПУ водохранилища и соответствующие значения $h_{бг.1}$ или $h_{бг.2}$ определяется отметка верха крепления откоса (отм. гребня плотины), при этом принимается наибольшая величина отметки гребня.

Результаты расчетов высоты наката волн и отметок гребня плотины для НПУ и ФПУ в водохранилище при различных типах крепления верхового откоса сведены в табл. 24.

Таблица 24

При НПУ				При НФУ			
Железобетонное покрытие		Каменная наброска		Железобетонное покрытие		Каменная наброска	
$h_{бг.1}$	Отметка гребня	$h_{бг.1}$	Отметка гребня	$h_{бг.2}$	Отметка гребня	$h_{бг.2}$	Отметка гребня
2,97	16,47	1,93	15,43 м	2,59	16,09 м	1,80	15,30 м

При железобетонном креплении отметка гребня сооруже - ния принята равной 16,47 и при каменнонаброс ном крепле- нии - 15,43.

14.3. Расчет нижней границы основного крепления

Согласно подразделу 6.3 основное крепление должно располагаться на глубине не менее 2 $h_{1\%}$ и проверять- ся для двух случаев расчета:

а) при нормальном подпорном уровне водохранилища отметку низа крепления следует принять не выше

$$\nabla\ 13{,}5 - 2 \cdot 2{,}25 = \nabla\ 9{,}0\ \text{м};$$

б) при расчетном уровне УМО на отм.9 нижнюю гра- ницу основного крепления следует принять на отметке

$$\nabla\ 9 - 2 \cdot 0{,}98 = \nabla\ 7{,}04\ \text{м}.$$

В соответствии с расчетом основное крепление рас- полагается на отметке 7 м, с устройством бермы и упора на ней для крепления.

14.4. Расчет нижней границы облегченного крепления

Согласно формуле (4.2) донные волновые скорости на уровне нижней границы основного крепления равны:

а) при НПУ - 13,5 м

$$v_z = \frac{n\pi h_{50\%}}{\sqrt{\frac{\pi \lambda_{50\%}}{g}\,\mathrm{Sh}\,\frac{4\pi z}{\lambda_{50\%}}}} = \frac{0{,}8 \cdot 3{,}14 \cdot 1}{\sqrt{\frac{3{,}14 \cdot 22}{9{,}81}\,\mathrm{Sh}\,\frac{4 \cdot 3{,}14 \cdot 6{,}5}{22}}} = 0{,}21\ \text{м/с};$$

б) при УМО - 9,0 м

$$v_z = \frac{0{,}7 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}44}{\sqrt{\frac{3{,}14 \cdot 9{,}5}{9{,}81}\,\mathrm{Sh}\,\frac{4 \cdot 3{,}14 \cdot 2}{9{,}5}}} = 0{,}207\ \text{м/с}.$$

По графикам рис.16 или 17 для применяемого в сооруже - нии грунта d_{50} = 0,17 мм и d_{10} = 0,25-0,5 мм со- ответственно размывающая и неразмывающая скорости

$$v_p \simeq 0{,}17 - 0{,}2\ \text{м/с}.$$

Отсюда, на откосе ниже бермы необходимо крепление, но облегченного типа. Для бермы применяется крепление основного типа. Для установления необходимости крепления дна у подошвы откоса определяются возможные донные скорости: при НПУ – 13,5 м

$$V_z = \frac{0{,}8 \cdot 3{,}14 \cdot 1}{\sqrt{\frac{3{,}14 \cdot 22}{9{,}81} \operatorname{Sh} \frac{4 \cdot 3{,}14 \cdot 8{,}5}{22}}} = 0{,}119 \text{ м/с};$$

при УМО – 9,0 м

$$V_z = \frac{0{,}7 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}44}{\sqrt{\frac{3{,}14 \cdot 9{,}5}{9{,}81} \operatorname{Sh} \frac{4 \cdot 3{,}14 \cdot 4}{9{,}5}}} = 0{,}055 \text{ м/с}.$$

Дно у подошвы откоса можно оставить без крепления.

15. Расчеты креплений откоса на волновые нагрузки

15.1. Расчет сплошного покрытия по общей устойчивости, прочности и деформациям

а) Необходимая толщина железобетонной плиты по условию общей устойчивости при действии взвешивающей нагрузки.

По формулам (7.1) и (7.2) принимаем наибольшее значение толщины плиты,

где $$B = \frac{\nabla 16{,}47 - \nabla 7}{\sin\alpha} = \frac{9{,}47}{0{,}274} = 3{,}45 \text{ м};$$

$$B_1 = \frac{\nabla 16{,}47 - \nabla 13{,}5}{\sin\alpha} = 10{,}8 \text{ м};$$

$$B_2 = \frac{\nabla 13{,}5 - \nabla 7}{\sin\alpha} = 23{,}7 \text{ м};$$

ξ – параметр определяется по табл. 13 для нерегулярного волнения и m = 3,5, равен 0,3;

ψ –параметр определяется по табл.13 для нерегулярного волнения и m = 3,5, равен 1,6; ℓ_1 = 3,6 м;

K – параметр определяется по табл. 13 при m =3,5 и = 0,3, равен 0,9; ℓ_2 = 3,24 м.

$$\delta_{n1} = \frac{2{,}25^2 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}6 \cdot 1\left[3 \cdot 10{,}8(1+0{,}9) + 2{,}25 \cdot 1{,}6\,(1{,}5+0{,}9)^2\right]}{3\left[3\,4{,}5^2 \cdot 2{,}5 - (34{,}5^2 - 10{,}8^2)1\right] \cdot 0{,}274} = 0{,}037\text{м};$$

$$\delta_{n2} = \frac{2{,}25^2 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}6 \cdot 1\left[3 \cdot 23{,}7\,(1+0{,}9) - 2{,}25 \cdot 1{,}6\,(1{,}5+0{,}9)^2\right]}{3\,(34{,}5^2 \cdot 2{,}5 - 23{,}7^2 \cdot 1) \cdot 0{,}274} = 0{,}04\text{м}.$$

Принимается для дальнейших расчетов толщина монолитного покрытия равная 15 см (по условиям армирования и производства работ).

б) Расчет сплошного покрытия по прочности

Определение максимального изгибающего момента в покрытии при ударной волновой нагрузке.

Расчетная категория полосы определяется по значению показателя гибкости t из формулы

$$t \simeq 10\,\frac{E_{гр}}{E_n}\,\frac{\ell^3}{\delta_n^3} = 10\,\frac{400 \cdot 5^3}{2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 0{,}15^3} = 511$$

при длине плиты B_n = 10 м и $B_{n/2}$ = ℓ = 5 м.

Учитывая, что $t > 10$, полоса считается бесконечно длинной. Определяется характеристика полосы по формуле

$$L = \delta_n \sqrt[3]{\frac{E_n}{6E_{гр}}} = 0{,}15\sqrt[3]{\frac{2{,}9 \cdot 10^5}{6 \cdot 4 \cdot 10^5}} = 0{,}75\,\text{м},$$

где E_n и $E_{гр}$ – модули упругости бетона и деформации грунта принимаем по главам СНиП /9/ и /37/.

Расчет производится на 1 пог.м ширины плиты вдоль уреза воды. Максимальный изгибающий момент в точке приложения наибольшей ординаты волновой нагрузки в середине плиты определяется по формуле (7.22)

$$M_{max} = L^2 \xi \sum_{\xi} \bar{M}(\xi) P_{\xi},$$

где P_{ξ} – сосредоточенные силы, приложенные в точках с координатой $X_i = \Delta\xi L$ (рис. 26);

$\Delta\xi$ – шаг в табл. 25, равный 0,2L ; 0,4L;

M_{ξ} – безразмерный изгибающий момент, принимаемый по табл.10 /28/ при $\frac{H}{L} = \infty$ для ξ =0,2; 0,4;

Все расчеты производим в табличной форме (табл.25). Тогда M_{max} в точке 0 от правых и левых сил волнового давления при

$$M_{пр} = \sum \bar{M}(\xi) P_{\xi} = 2{,}18 \text{ тс} \quad и \quad M_{л} = \sum \bar{M}(\xi) P_{\xi} = 3{,}62 \text{ тс,м};$$

$$M_{max} = M_{пр} + M_{л} = 0{,}72^2 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}18 + 0{,}75^2 \cdot 0{,}2 \cdot 3{,}62 = 0{,}652 \text{ тс.м}$$

Определение допустимого изгибающего момента и подбор арматуры

Расчет изгибающего момента по предельному состоянию первой группы и одиночном армировании плит выполняем по формуле (14) глины СНиП / 9 / при $X \leq \xi h_0$

$$K_n n_c M \leq m_{\delta} R_{пр} \cdot b \cdot X (h_0 - 0{,}5X),$$

Принимая для армирования 5 стержней d = 10 мм на 1 п.м ширины плиты, определяем толщину сжатой зоны бетона марки М-300 из соотношения $m_a \cdot R_a \cdot F_a = m_{\delta} R_{пр} \cdot b \cdot X$, откуда X = 0,86 см удовлетворяет условию $X < \xi_R h_0$ = =0,6 10 = 6 см, где m_{δ} – коэффициент условий работы бетона согласно табл. 2 / 9 / при многократно повторяющихся нагрузках или для плитных конструкций; принимаем m_{δ} = 1; m_a – коэффициент работы арматуры; принимаем по табл. 6 /9/ равным 1,1;

Таблица 25

Точка приложения силы / Величины			От сил, приложенных с левой стороны	0	0,2 L	0,4 L	0,6 L	0,8 L	1,0 L	1,2 L
R_ξ				4,05	3,82	3,60	3,37	3,15	2,92	2,70
P_ξ				0,38	0,29	0,21	0,15	0,10	0,06	0,02
M_ξ				1,539	1,107	0,756	0,505	0,315	0,174	0,054
$M_\xi \cdot P_\xi$										

продолжение табл.

1,4 L	1,6 L	1,8 L	2,0 L	2,2 L	2,4 L	2,6 L	2,8 L	3,0 L	3,2 L
2,47	2,25	2,02	1,80	1,57	1,51	1,45	1,39	1,33	1,27
0,0	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05
0	-0,045	-0,06	-0,072	-0,078	-0,075	-0,172	-0,069	-0,066	-0,063

продолжение табл.

3,4 L	3,6 L	3,8 L	4,0 L	4,2 L	4,4 L	От сил приложенных с правой стороны	0,2 L	0,4 L	0,6 L
1,21	1,15	1,09	1,03	0,97	0,91		3,86	3,67	3,48
-0,04	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,03		0,29	0,21	0,15
-0,048	-0,046	-0,044	-0,031	-0,029	-0,027		1,119	0,771	0,522

Продолжение табл. 25

R_ξ/L	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6
продолжение табл.	3,29	3,10	2,91	2,72	2,53	2,34	2,15	1,96	1,77	1,58
	0,10	0,06	0,02	0,0	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,05	-0,05
	0,329	0,186	0,058	0	-0,051	-0,070	-0,086	-0,098	-0,088	-0,079

R_ξ/L	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	4,4
продолжение табл.	1,39	1,20	1,01	0,90	0,81	0,73	0,64	0,56	0,47
	0,05	-0,5	-0,5	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,03
	0,069	-0,06	-0,050	-0,036	-0,032	-0,029	-0,019	-0,017	-0,014

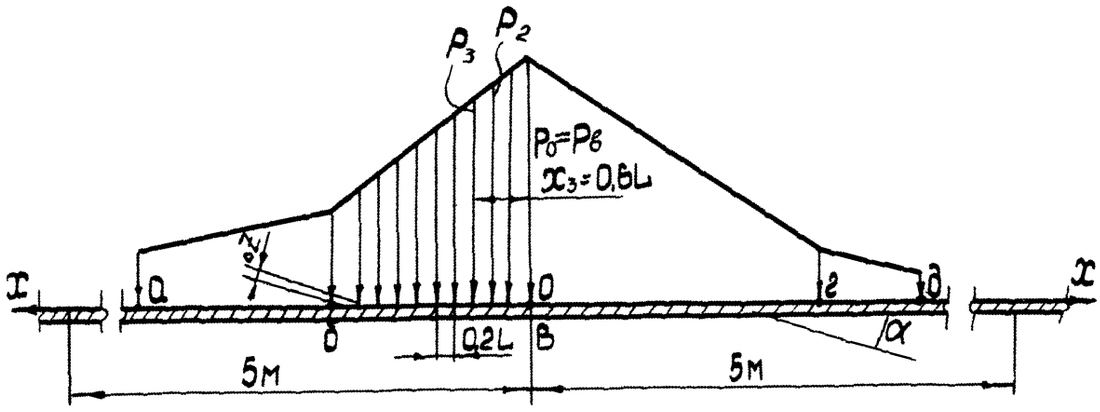

Рис. 26. Схема сил к расчету на прочность монолитного железобетонного покрытия при волновой нагрузке.

$K_н$ и n_c – коэффициенты, принимаемые по главе СНиП /20/, соответственно равным 1,2 и 1; $R_{пр}$ = =135 кгс/см^2; $R_а$ = 2700 кгс/ $б$ = 100 см; $h_о$ = 10 см.

Расчетный допустимый изгибающий момент

$$M = \frac{1 \cdot 35 \cdot 100 \cdot 0{,}86 (10 - 0{,}5 \cdot 0{,}86)}{1 \; 1{,}2} = 1{,}07 \text{ тс.м}$$

превышает момент от ударной волновой нагрузки M_{max}=0,652 тс.м при толщине плиты 15 см, что удовлетворяет условиям прочности.

15.2. Расчет напряженного состояния грунтового основания сплошного покрытия

Расчет производится в данном примере при высоте волны, равной 1,5 м и заложении откоса, равном 4. Характеристики грунта откоса приняты по главе СНиП /37/ для песков средней крупности с коэффициентом пористости e = 0,50, $E_{прэ}$ = 500 кгс/см^2; C = 0,02; φ = 38°; $\gamma_{гр}$ = 1,8 т/м^3; $\xi_б$ = 0,4. Согласно п.7.4.1 определяется величина $K_{уплп}$ (по формуле 7.16) при $\delta_п$ = 0,15 м; и $E_п$ = 2 10^5 кг/см^2 для бетона марки М 150. Для построения эпюры давления на грунт, находим значения $P(\xi)$ по формуле (7.14):

$$\Delta\xi = 0{,}2; \qquad L = \delta_п \sqrt[3]{\frac{E_п}{6 E_{гр}}} = 0{,}58 \text{ м};$$

значения $P(\xi)$, приведенные в табл.10 /28/ для ξ = 0 ÷ 3,6, используются симметрично для отрицательных значений ξ = –3,6÷0; вне этих интервалов полагаем $P(\xi)$ = 0; величину волнового давления (рис. 8) вне точек $а$ и $д$ полагаем равной нулю; координаты этих точек по оси X следующие:

$$X_а = -0{,}4 \frac{h_{1\%}}{\sin\alpha} = -2{,}48 \text{ м}; \qquad X_д = -0{,}4 \frac{h_{1\%}}{\sin\alpha} = 2{,}48 \text{ м},$$

причем $X_в$ = 0.

Найденные величины $p(x_о)\ \frac{тс}{м^2}$ для интервала изменения $X_о$ от

$$-3 h_{1\%} \approx -3{,}6 L - X_д \qquad до + 3 h_{1\%} \approx 3{,}6 L + X_а$$

с шагом 0,31 $h_{1\%}$ = 0,464 м приведены в табл. 26.

Таблица 26

$X_0/h_{1\%}$	-3	2,79	-2,48	-2,17	-1,86	-1,55	-1,24	-0,93	-0,62	-0,31	0
P	0	0,0058	0,0298	0,0923	0,2243	0,4356	0,6682	0,9278	1,2305	1,5046	1,6175

$X_0/h_{1\%}$	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3
P	1,4939	1,206	0,8568	0,5329	0,2836	0,1213	0,0417	0,0108	0,0014	0

Далее определяется σ_z, σ_x, $\tau_к$ $\frac{тс}{м^2}$

(по формулам (7.15) интегрированием во всем интервале изменения X_0 (от – 4,57 м до 4,57) в точках со следующими координатами (шаг 0,25 $h_{1\%}$ = 0,375 м):

Z = 0; 0,375; 0,75 м; 1,125 м; 1,5 м; 1,875; 2,25 м; 2,625; 3 м; 3,75 м;

X = –3 м; –2,625 м; –2,25 м; –1,875 м; –1,5 м; –1,125 м; –0,75 м; –0,375 м; 0; 0,375 м; 0;75; 1,125; 1,5 м.

Полученные значения приводятся в таблице 27.

По формулам (7.16) в указанных точках определяются величины K_y при $\delta_ф$ = 0,20 м; $\gamma_ф$ = 1,9 т/м³

$$h_0 = \frac{0,15 \cdot 2,5 + 0,2 \cdot 1,9}{1,3} = 0,42 \text{ м}; \quad \alpha = 14^\circ;$$

ускорение a полагаем равным 0.

Результаты в виде линий равных значений K_y представлены на рис. 27.

Координаты точки наименьшей устойчивости X° = = 0,875 м; Z° = 2,625 м.

Значение коэффициента устойчивости в этой точке

$$K_{y\min} = \frac{\sin^2 \gamma}{\sin^2 \theta_{max}} = \frac{0,378}{0,313} = 1,21$$

Для учета динамики нагружения определяем ускорение a по формуле (7.20)

$$p_{max} = 1,61 \frac{тс}{м^2}; \quad t_0 = 0,05 сек; \quad E_{гр} = 5000 \frac{тс}{м^2}; \quad \gamma = 1,8 \frac{тс}{м^2}; \quad a = 0,1088 g$$

где g – ускорение силы тяжести.

Величина коэффициента устойчивости при таком значении a будет равной

$$K_{y\min} = \frac{0,378}{0,3234} = 1.172$$

Таблица 27

	z м \ x м	-3	-2,625	-2,25	-1,875	-1,5	-1,125	-0,75	-0,375	0	0,375	0,75	1,125	1,5
σ_z	0,375	0,156	0,282	0,448	0,642	0,837	1,061	1,289	1.474	1,558	1,505	1,335	1,092	0,825
	0,75	0,194	0,315	0,470	0,655	0,841	1,044	1,238	1,386	1,450	1,406	1,265	1,059	0,826
	1,5	0,234	0,349	0,492	0,659	0,827	1,003	1,165	1,284	1,330	1,294	1,181	1,013	0,817
	1,127	0,275	0,384	0,515	0,664	0,814	0,963	1,092	1,182	1,216	1,186	1,090	0,959	0,798
	1,875	0,305	0,4065	0,524	0,654	0,7851	0,911	1,017	1,0905	1,111	1,086	1,014	0,905	0,771
	2,25	0,336	0,429	0,533	0,645	0,757	0,859	0,943	0,999	1,018	0,997	0,939	0,850	0,741
	2,625	0,356	0,440	0,533	0,628	0,723	0,808	0,876	0,921	0,935	0,918	0,871	0,799	0,709
	3	0,370	0,446	0,527	0,608	0,689	0,760	0,816	0,851	0,862	0,848	0,810	0,751	0,677
	3,375	0,379	0,447	0,518	0,587	0,656	0,715	0,761	0,789	0,798	0,786	0,755	0,706	0,645
σ_x	0,375	0,282	0,371	0,475	0,596	0,718	0,837	0,936	1,002	1,026	1,004	0,934	0,831	0,704
	0,75	0,342	0,402	0,464	0,527	0,590	0,639	0,669	0,682	0,683	0,675	0,656	0,624	0,578
	1,125	0,358	0,383	0,421	0,453	0,485	0,504	0,512	0,511	0,471	0,469	0,472	0,473	0,467
	1,5	0,345	0,364	0,377	0,383	0,380	0,370	0,355	0,341	0,333	0,335	0,346	0,361	0,375
	1,875	0,317	0,326	0,328	0,319	0,311	0,295	0,277	0,263	0,242	0,246	0,260	0,280	0,302
	2,25	0,290	0,288	0,279	0,261	0,243	0,221	0,200	0,185	0,179	0,184	0,198	0,219	0,243
	2,625	0,259	0,251	0,237	0,216	0,196	0,174	0,154	0,141	0,135	0,140	0,153	0,174	0,197
	3	0,229	0,217	0,201	0,180	0,159	0,138	0,120	0,108	0,104	0,108	0,121	0,139	0,162
	3,375	0,201	0,188	0,171	0,150	0,130	0,111	0,095	0,085	0,082	0,086	0,096	0,113	0,133
τ_{xz}	0,375	0,091	0,123	0,145	0,156	0,168	0,171	0,150	0,095	0,009	-0,082	-0,152	-0,190	-0,198
	0,75	0,161	0,200	0,231	0,243	0,256	0,243	0,199	0,117	0,007	-0,108	-0,204	-0,264	-0,286
	1,125	0,200	0,236	0,264	0,282	0,301	0,266	0,203	0,111	0,003	-0,113	-0,214	-0,282	-0,315
	1,5	0,239	0,273	0,297	0,308	0,293	0,257	0,194	0,105	-0,0008	-0,109	-0,204	-0,274	-0,313
	1,875	0,258	0,291	0,310	0,303	0,277	0,238	0,175	0,093	-0,0032	-0,100	-0,188	-0,255	-0,297
	2,25	0,261	0,281	0,289	0,275	0,261	0,219	0,157	0,081	-0,0046	-0,091	-0,169	-0,232	-0,274
	2,625	0,259	0,272	0,275	0,257	0,239	0,197	0,140	0,071	-0,005	-0,082	-0,151	-0,209	-0,260
	3	0,252	0,259	0,256	0,236	0,216	0,176	0,123	0,062	-0,0055	-0,073	-0,135	-0,187	-0,227
	3,375	0,241	0,244	0,238	0,216	0,195	0,157	0,109	0,054	-0,0054	-0,065	-0,120	-0,167	-0,205

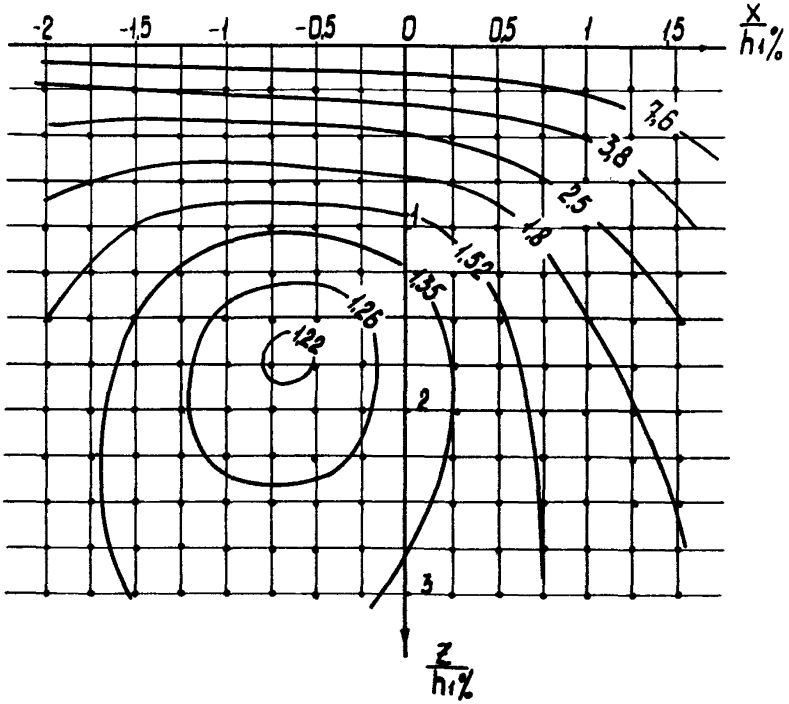

Рис. 27. Линии равных значений коэффициента устойчивости грунта откоса для примера расчета $h_{1\%}$=1,5м; m = 4 ; δ_n =0,15м; φ = 38 .

Следовательно, при принятой толщине $\delta_п$ и выбранных характеристиках грунта, основание покрытия работает устойчиво с запасом 1,2.

15.3. Расчеты сквозного сборного покрытия

а) Толщина свободнолежащей плиты на откосе определяется по формуле (8.1)

$$\delta_п = 0{,}6\, n_2 \frac{\bar{h}^2 \sqrt[4]{B_{отн}^3}}{B_п \cdot \sin\alpha} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_п - 0{,}3 K_в \cdot \gamma},$$

где $\bar{h}$ - средняя высота волны, равная 1 м;

n_2 - коэффициент перегрузки принимаем в данном случае для сооружений 1-го класса равным 1,1;

$B_п$ - длина ребра плиты, равная 2 м;

$B_{отн} = \frac{B_п}{\bar{h}} = 2$ - относительная длина ребра плиты;

$K_в$ - коэффициент относительного погружения плиты в водную среду, принимаемый согласно п. 8.2.3 в зависимости от $B_п$ равным 0,69;

$\gamma_п$ - объемный вес плиты, равный 2,5 тс/м^3;

γ - объемный вес воды, равный 1 тс/м^3;

α - угол наклона откоса к горизонту; $ctg\alpha = 3{,}5$;

тогда $$\delta_п = 0{,}6 \cdot 1 \frac{1^2 \sqrt[4]{2^3}}{2 \cdot 0{,}963} \cdot \frac{1}{2{,}5 - 0{,}69 \cdot 0{,}3} \simeq 0{,}25 \text{ м}.$$

б) Построение эпюры волнового давления

Типовая эпюра нормативной нагрузки от волнового давления на сборную железобетонную плиту определяется из рис. 8 по данным табл. 12. Для П-го класса капитальности согласно п. 4.3.9 обеспеченность нагрузки при расчетном шторме - 2%. Тогда из табл. 12 относительные параметры для нагрузки средней из максимальных значений при $h_{1\%} > 1{,}5$ м и при фронтальном подходе волны, принимаются согласно табл. 28.

Таблица 28

	а	б	в	г	д
$P/\gamma h_{1\%}$	0,4	0,7	1,8	0,4	0,20
$Z/h_{1\%}$	-0,6	-0,4	-0,2	0,1	0,20

При пересчете табличных значений в абсолютные величины получим данные, приведенные в табл. 29.

Таблица 29

	а	б	в	г	д
P, $\frac{тс}{м^2}$	0,9	1,57	4,05	0,9	0,45
Z, м	-1,35	-0,9	-0,45	0,23	0,45

в) Определение изгибающего момента от волновой нагрузки

Расчет производим на 1 пог.м ширины плиты при учете упругости основания (рис. 28).

Показатель гибкости полосы определяется по формуле

$$t \simeq \frac{10 E_{гр}}{E_п} \frac{b_п^3}{\delta_п^3} = 10 \frac{400}{2{,}9 \cdot 10^5} \frac{1^3}{0{,}25^3} = 0{,}88,$$

где $E_{гр}$ - модуль деформации грунта подготовки по табл. 1 приложения 2 главы СНиП /37/ равен 400 кгс/см^2;

$E_п$ - модуль упругости железобетона по табл.4 главы СНиП /9/ принимаем равным $2{,}9 \cdot 10^5$ кгс/см^2;

$b_п = \frac{B_п}{2} = 1$м - полудлина полосы плиты;

$\delta_п$ = 0,25 м - толщина плиты.

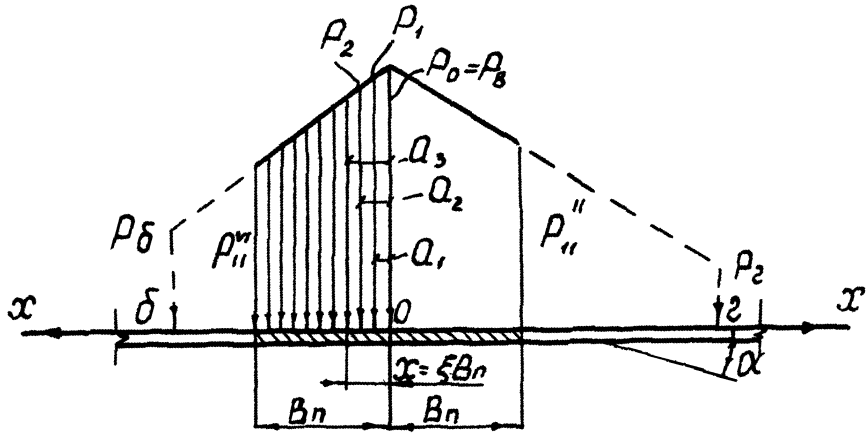

Рис. 28. Схема сил к расчету на прочность отдельной плиты при волновой нагрузке.

Так как $t < 1$, то полоса плиты принимается при расчете абсолютно жесткой.

Изгибающий максимальный момент от волнового давления определяется по формуле (8.3), где $\bar{M}$ – определяем по табл. 9-а –/ 28 / для значений ξ и α при $t = 0$;

P_ξ – сосредоточенная сила в точке, равная распределенной нагрузке волнового давления на участке ΔX.

$$\alpha_i = \frac{a_i}{b_n},$$

где α_i – расстояние от середины плиты до точки приложения нагрузки; $\alpha = 0;\ 0{,}1;\ 0{,}2;\ \ldots\ 1{,}0$.

$\Delta\xi = \frac{\Delta X}{b_n}$ при $b_n = 1$ и $\Delta X = 0{,}1$ м, получили $\Delta\xi = 0{,}1$; $\xi = \frac{X}{b_n} = 1;\ 0{,}9;\ 0{,}8;\ \ldots\ 0$ – относительные расстояния от приложенной силы до расчетных сечений (для нашего случая сечение в точке $б$ по рис. 8). В результате построенной эпюры волнового давления на откос, получим следующее распределение ординат давления на сборную железобетонную плиту: в центре $P_б = 4{,}05\ \frac{кгс}{см^2}$ и по краям

$$P_{II}^{л} = 2{,}54\ \frac{кгс}{см^2}\ и\ P_{II}^{п} = 2{,}79\ \frac{кгс}{см^2}.$$

По эпюре (рис. 28) определяются силы P_ξ в каждой из промежуточных точек (P_1, P_2 ...) Расчеты сведены в табл. 30.

Максимальный момент, приложенный в середине плиты от волновой нагрузки равен $M_{max} = M_л + M_{пр} = b_n^2 \cdot \Delta\xi\ (3{,}37 + 1{,}963) = 0{,}530$ тс.м

г) Определение изгибающего момента при подъемно-транспортных операциях. Собственный вес 1 $м^2$ плиты с учетом коэффициента динамичности, равного 1,5:

$$Q = 1{,}5\ \delta_п \cdot \gamma_п = 1{,}5 \cdot 0{,}25 \cdot 2{,}5 = 0{,}94\ кг,$$

Таблица 30

Точка приложения P_ξ	Силы с левой стороны от точки "б"	0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0
Значение P_ξ		4,05	3,90	3,75	3,60	3,45	3,30	3,15	3,0	2,85	2,70	2,55
$\bar{M}$ в точке ξ =0		0,32	0,27	0,22	0,17	0,12	0,07	0,02	-0,03	-0,08	-0,13	-0,18
$\bar{M} \cdot P_\xi$		1,296	1,05	0,82	0,61	0,41	0,23	0,063	-0,085	-0,228	-0,35	-0,46

$M_л = \sum \bar{M} \cdot P_\xi$ = 3,37 тс.м

Точка приложения P_ξ	Силы с правой стороны от точки "б"	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Значение P_ξ		3,93	3,80	3,68	3,66	3,43	3,30	3,18	3,05	2,93	2,80
M в точке ξ =0		0,27	0,22	0,17	0,12	0,07	0,02	-0,03	-0,08	-0,13	-0,18
$\bar{M} \cdot P_\xi$		1,06	0,636	0,625	0,426	0,24	0,066	0,095	-0,24	-0,38	-0,50

$M_{пр} = \sum \bar{M} \cdot P_\xi = 1,963$ тс.м

Изгибающий момент на 1 пог.м ширины плиты:

$$M = \frac{Q\,(B_n - 0{,}2)^2}{8} = \frac{0{,}94\,(2 - 0{,}2)^2}{8} = 0{,}38 \text{ тс.м.}$$

д) Определение допустимого изгибающего момента и подбор арматуры

Расчет производится по главе СНиП /9/. Для марки бетона М-300 (по табл. 1, СНиП) принимаем $R_{пр}$=135 кгс/см^2, при толщине плиты, равной 25 см и a' = 4 см, a = 5 см, h_o = 20 см, b = 100 см. В виду неблагоприятных условий при подъемно-транспортных операциях, принимается двойное армирование плиты.

Верхняя сетка принимается из арматуры класса А-I в количестве 4 стержней: d = 6 мм; F_a' = 1,13 см^2; R_a = 2100 кгс/см^2. Нижняя сетка из арматуры класса А-II в количестве четырех стержней: d =10 мм; F_a =3,14 см^2; R_a = 2700 кгс/см^2. По формуле (14) /9/ определяется

$$X = \frac{m_a\,(R_a \cdot F_a - R_{ac} \cdot F_a')}{m_b\,R_{пр} \cdot b} = \frac{1{,}1\,(2700 \cdot 3{,}14 - 2100 \cdot 1{,}13)}{1 \cdot 135 \cdot 100} = 0{,}50 \text{ см},$$

где коэффициенты m_a и $m_б$, принимаемые по табл. 2 и 6 /9/, соответственно равными 1,1 и 1.

Для сжатой зоны должно соблюдаться условие

$$\xi \leq \xi_a \quad \text{или} \quad \xi = \frac{X}{h_o} = 0{,}03 \leq 0{,}65,$$

где ξ_a – коэффициент, принимаемый по табл. 14 /9/ равным 0,65.

Допустимый расчетный изгибающий момент определится из соотношения (14) /9/

$$M_б = \frac{m_б\,R_{пр} \cdot b \cdot x\,(h_o - 0{,}5x) + m_a \cdot R_{ac}\,F_a'\,(h_o - a')}{K_н\,n_c} = 1{,}55 \text{ тс м},$$

где $K_н$ и n_c – коэффициенты, см. п.15.1 рекомендаций, равные 1,2 и 1.

Так как моменты от волновой и подъемно-транспортной нагрузок соответственно равные 0,53 и 0,38 тсм, что меньше допустимого $M_д$ = 1,55 тсм, то можно последую-

щим расчетом уменьшить сечение арматуры и снизить марку бетона до 200.

15.4. Расчеты покрытия из каменной наброски

а) Наименьший расчетный размер $D_м$ камня, приведенного к шару, определяется по формуле

$$D_м = 0{,}12\, C_g \frac{h_{1\%}}{m_{h1\%}} \left(m_{h1\%} + 10\right) \frac{2{,}8m - 0{,}8}{1{,}8m + 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_к - \gamma_a} \qquad (9.1)$$

где C_g – гидравлический коэффициент сопротивления, равный 0,2;

$m_{h1\%}$ – для водохранилища, равная 7;

γ_a – объемный вес аэрированной воды в струе, 0,8 тс/м^3;

$\gamma_к$ – объемный вес камня, 2,6 тс/м^3;

$$D_м = 0{,}12 \cdot 0{,}2 \frac{2{,}25}{7} \left(7^2 + 10\right) \frac{2{,}8 \cdot 3{,}5 - 0{,}8}{1{,}8 \cdot 3{,}5 + 1} \cdot \frac{0{,}8}{2{,}6 - 0{,}8} \simeq 0{,}25\,м.$$

Наибольший необходимый диаметр камня $D_б$, приведенного к шару, определяется по формуле

$$D_б = 1{,}5\, C_g\, h_{1\%} \left(\frac{\sqrt[3]{m_{h\%}}}{m} + 0{,}5\right) \frac{m + 1{,}8}{1{,}8m - 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_к - \gamma_a}, \qquad (9.2)$$

где γ_a – объемный вес аэрированной воды, 1 тс/м^3. Остальные обозначения в формуле и их величины приняты такими же как при расчете $D_м$

$$D_б = 1{,}5 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}25 \left(\frac{\sqrt[3]{7}}{3{,}5} + 0{,}7\right) \frac{3{,}5 + 1{,}8}{1{,}8 \cdot 3{,}5 - 1} \cdot \frac{1}{2{,}6 - 1} \simeq 0{,}45\,м.$$

Толщина покрытия из разнозернистого камня в условиях воздействия определиться из формулы

$$\delta_п = 2 D_б = 0{,}9\,м.$$

Количество несортированного камня в наброске наибольшего и наименьшего размеров, определяется согласно подразделу 9.2 данных рекомендаций.

15.5. Расчеты подготовок под покрытия

а) Однослойная подготовка

Материал однослойной подготовки под плиты крепления, укладываемые с открытыми швами должен удовлетворять следующим требованиям:

необходимо, чтобы степень неоднородности материала согласно (10.1) была в пределах

$$K_{\frac{60}{10}} = 5 \div 20$$

и действующий размер частиц, согласно (10.6) был не более

$$D_{10} \leq 30\, d_{50}.$$

Если грунт откоса $d_{50} = 0{,}17$ мм, то необходимо иметь материал подготовки $D_0 \leq 5$ мм.

С учетом зависимости (10.1), контролирующий размер частиц материала может быть в пределах

$$D_{60} = (5 \div 20)\, D_{10} = 25 \div 100\ \text{мм},$$

Однако следует принимать D_{60} равным не более 50–60 мм. Допустимая ширина шва между плитами определяется по неравенству

$$0{,}6\ D_n \geq 20\ \text{мм}$$

или, при допустимости вымыва из верхнего слоя подготовки, на глубину не более 10–15 см около 30% частиц, $D_{30} \geq 33$ мм. Толщина однослойной подготовки назначается по формуле (10.18). Если средний размер частиц материала находится в пределах 25–30 мм, то согласно этой зависимости толщина однослойной подготовки покрытия из плит с открытыми швами $\delta_\varphi = 35$ см, под каменной наброской $\delta_\varphi = 20$ см, а под сплошными покрытиями согласно (10.20) порядка 15 см.

б) Слоистая подготовка

При отсутствии материала, удовлетворяющего требованиям, которые установлены для однослойных подготовок, можно применять подготовки из нескольких слоев. Обычно подготовки выполняются не более, чем из 3-х слоев в составе песка, мелкого щебня или отсевов и крупного щебня. По зависимости (10.9) средний размер частиц песка для нижнего слоя подготовки в рассматриваемом примере расчета должен быть в пределах

$$D_{50} \geq 10\, d_{50} = 10 \cdot 0{,}17 = 1{,}7 \text{ мм}.$$

Верхний слой подготовки при ширине швов $\delta = 20$ мм необходимо выполнить из материала, наименьший размер которого устанавливается по зависимости (10, 12)

$$D_м \geq \frac{20}{0{,}8} = 33 \text{ мм}.$$

Степень неоднородности этого материала по зависимости (10.10) не должна быть более 2 или если принять, что действующий размер его частиц $D_{10} = 35 \div 40$ мм, то можно принять материал, у которого $D_{60} \leq 70 \div 80$ мм. Для промежуточного слоя подбирается материал, удовлетворяющий по крупности частиц зависимостям (10.16); (10.17); (10.11). Толщина отдельных слоев такой подготовки принимается согласно рекомендации п. 10.6.1.

16. Расчеты креплений откоса на ледовую нагрузку при изменениях уровня воды

16.1. Расчет сборных плит на вырывающую нагрузку от ледяного покрова (рис. 29)

а) Расчетная моментная нагрузка $M_{пр}$ тс.м, передающая на плиту в целом от примерзшего к ней ледяного покрова, деформирующегося при колебаниях уровня, определяется по формуле

$$M_{пр} = \frac{\ell h_t^2}{6} \cdot \frac{R_p' - R_c'}{R_p' + R_c'} \left(1 + 2K_\varepsilon\right), \qquad (5.15)$$

где ℓ – расчетная длина фронта примерзания, равная 2 м;

h_t – расчетная толщина ледяного покрова.

$$h_t = (0{,}8 \div 0{,}9) h_{л1\%} = 0{,}9 \cdot 1{,}2 = 1{,}08 \text{ м},$$

$h_{л1\%}$ – толщина ледяного покрова с вероятностью превышения 1% для расчетного периода колебания уровня воды.

Определяем остальные величины для приведенной формулы. Коэффициент вязкости льда μ при $t_л \geq -20^\circ$C вычисляется по формуле

$$\mu = \left(3{,}3 - 0{,}28 t_л + 0{,}083 t_л^2\right) 10^4; \qquad (5.18)$$

$$t_л = t_н \eta_0 + \frac{\nu \tau}{2} \psi; \qquad (5.20)$$

$t_н$ – начальная температура воздуха, равная -10°C;

η_0 – относительная толщина ледяного покрова

$$\eta_0 = \frac{h_t}{h_п} = \frac{1{,}08}{1{,}92} = 0{,}56; \qquad (5.21)$$

$$h_п = h_t + 1{,}43 h_c + \frac{2}{\alpha_в} = 1{,}08 + 0 + \frac{2}{2{,}75} = 1{,}81 \text{ м}; \qquad (5.22)$$

h_c – толщина снежного покрова, равная 0 (начало зимы);

$\alpha_в$ – коэффициент теплоотдачи определится из формулы

$$\alpha_в = \sqrt{W + 0{,}3} = 2{,}75 \quad \text{при} \quad W = 0;$$

ν – равен 1 град/час, за период τ, равный 10 часам;

ψ – определяется из рис. 5.1 по величине

$$F_0 = \frac{4 \cdot 10^{-3} \tau}{h_п^2} = \frac{0{,}004 \cdot 10}{1{,}81^2} = 0{,}0122, \text{ откуда } \psi = 0,$$

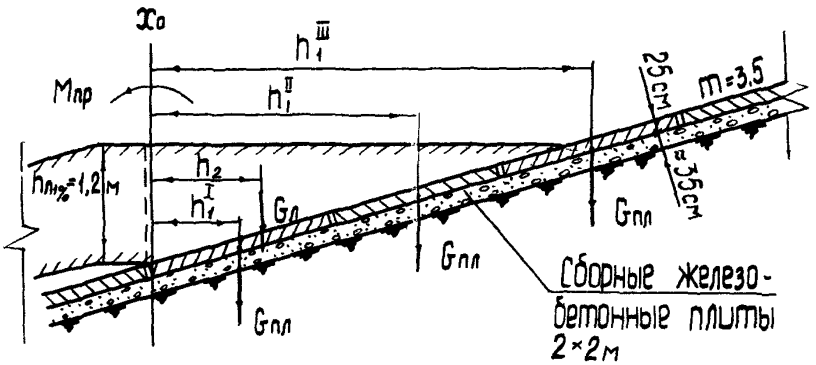

Рис. 29. Схема сил к расчету на устойчивость сборного крепления при вырывающей ледовой нагрузке.

Тогда $$t_л = -10 \cdot 0{,}56 + \frac{1 \cdot 10}{2} \cdot 0 = -5{,}6^\circ C,$$

$$\mu = \left[3{,}3 - 0{,}28\left(-5{,}6\right) + 0{,}083\left(-5{,}6^2\right)\right] \cdot 10^4 = 7{,}78 \cdot 10^4 \frac{тс \cdot ч}{м^2}.$$

Интенсивность релаксации напряжения льда, из формулы:

$$n = \frac{\mu}{400} = \frac{7{,}78 \cdot 10^4}{400} = 194.$$

Показатель уменьшения напряжения льда во времени в связи с релаксацией определяется по формуле $K_p = e^{\frac{-t_2}{n}}$

где t_2 – время в ч, в течение которого происходит понижение уровня на величину, равную h_t = 1,2 м. Приближенно определим скорость понижения уровня воды в водохранилище, считая сработку полезного объема до отметки мертвого уровня на величину 4,5 м за пятимесячный зимний период, откуда получаем $v_{ср}$ = 0,125 см/ч. Для дальнейшего расчета примем возможную максимальную скорость понижения уровня равную 0,5 см/ч.
Тогда

$$t_2 = \frac{h_{л\,1\%}}{v_{ср}} = \frac{120}{0{,}5} = 240 ч; \quad K_p = e^{\frac{-240}{194}} = 0{,}29.$$

При K_p < 0,85 расчетные предельные напряжения кристаллического льда определяются по формулам:

$$R_p^1 = R_{тр} \cdot K_p = 23{,}1 \frac{тс}{м^2}; \quad R_t^1 = R_{тс} \cdot K_p = 72{,}3 \frac{тс}{м^2}.$$

Пределы текучести льда

$$R_{тр} = 80 \frac{тс}{м^2}; \quad R_{тс} = 250 \frac{тс}{м^2} \text{ при } t_л = -5{,}6^\circ C.$$

Коэффициент K_ξ = 1 при K_p < 0,85.

Определяем расчетный момент

$$M_{пр} = \frac{2 \cdot 108^2}{6} \frac{23{,}1 \cdot 72{,}3}{23{,}1 + 72{,}3} (1 + 2{,}1) = 20{,}4 \text{ тс.м}$$

б) Расчет крепления на устойчивость при вырывающем действии ледяного покрова производится по формуле

$$K = \frac{\sum (M_ц)_{X_0}}{M_{пр}},$$

где $M_{пр}$ = 20,4тсм – предельный момент внутренних сил в ледяном покрове в сечении " X_0 " ;

$\sum(M_y)_{X_0}$ – сумма моментов сил, удерживающих крепление определяется по формуле:

$$\sum(M_y)_{X_0} = \sum(M_к)_{X_0} + \sum(M_л)_{X_0} + \sum(M_г)_{X_0} + \sum(M_c)_{X_0}.$$

Силы: $\sum(M_г)_{X_0}$ – от примерзшего грунта и подготовки;

$\sum(M_c)_{X_0}$ – от реакции связи с соседними плитами, учитываем лишь тогда, когда "К" меньше 0,9. Сумма моментов от собственного веса крепления относительно сечения X_0

$$\sum(M_к)_{X_0} = G_п h_1^{I} + G_п h_1^{II} + G_п h_1^{III} = 2{,}5 \cdot 0{,}96 + 2{,}5 \cdot 2{,}88 + 2{,}5 \cdot 4{,}87 = 2{,}17 тм,$$

$$G_п = b \cdot l \cdot \delta_п \cdot \gamma_п = 2 \cdot 2 \cdot 0{,}25 \cdot 2{,}5 = 2{,}5 т.$$

Сумма моментов от веса наледи

$$\sum(M_л)_{X_0} = G_л \cdot h_2 = 4{,}55 \cdot 2{,}1 = 9{,}5 т.м,$$

$$G_л = 0{,}5 \cdot h_л \cdot b \cdot l \cdot \gamma_л = 0{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 4{,}2 \cdot 2 \cdot 0{,}9 = 4{,}55 т.$$

Тогда коэффициент запаса на устойчивость равен

$$K = \frac{21{,}7 + 9{,}5}{20{,}4} = 1{,}53 \quad \text{при допустимом} \quad [K] \geq 0{,}90.$$

16.2. Расчет каменной наброски на вырывающую нагрузку от ледяного покрова (рис. 30)

а) Расчетная моментная нагрузка $M_{пр}$ передающая на 1 пог.м слоя камня от примерзшего к ней ледяного покрова при колебании уровня воды определяется по предыдущей формуле:

$$M_{пр} = \frac{1 \cdot 1{,}08^2}{6} \cdot \frac{23{,}1 \cdot 72{,}3}{23{,}1 + 72{,}3}(1 + 2{,}1) = 10{,}2 \text{ тс.м},$$

все величины в формуле остались прежними (см. выше), за исключением l_1 равной 1 пог.м.

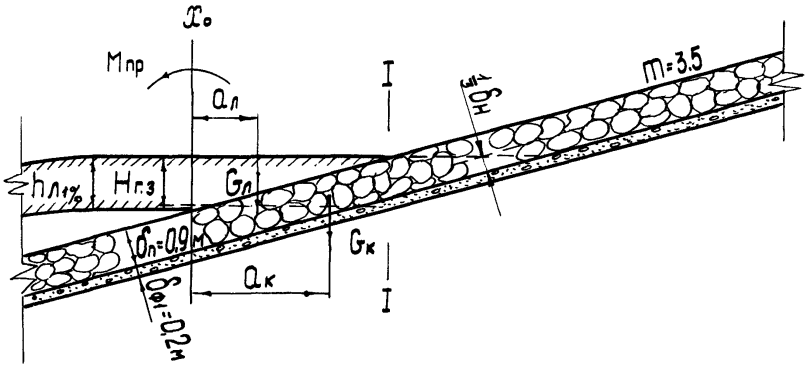

Рис. 30. Схема сил к расчету на устойчивость каменной наброски при вырывающей ледовой нагрузке.

б) Глубина промерзания каменной наброски ниже УВ определяется по формуле:

$$H_{гз} = \delta_{л\,1\%} + \delta_п \cdot \cos\alpha = 0{,}8 + \frac{0{,}9}{3} \cdot 0{,}96 = 1{,}09\ м;$$

$$\delta_{л.1\%} = h_{л.1\%} - \frac{\delta_п \cdot \beta_л}{\beta_п} = 1{,}2 - \frac{0{,}9 \cdot 2}{1{,}5} = 0{,}8\ м,$$

где коэффициент теплопроводности для каменной наброски принимаем равным 1,5 ккал/м ч, как и для щебня, а толщину покрытия $\delta_п$ равной - 1/3 $\delta_к$

в) Проверка устойчивости каменной наброски

Сумма моментов сил, относительно сечения "х", удерживающих наброску, равна

$$\Sigma(M_у)_{x_0} = \Sigma(G_л \cdot a_л)_{x_0} + \Sigma(G_к \cdot a_к)_{x_0} + \Sigma(G_г \cdot a_г)_{x_0}.$$

Вычисление значений членов этого уравнения моментов производится в табличной форме (табл. 31).

Коэффициент запаса на устойчивость определяется по формуле:

$$K = \frac{\Sigma(M_у)_{x_0}}{M_{пр}} = \frac{15{,}46}{10{,}2} = 1{,}51;\quad K > 0{,}9.$$

Расчет устойчивости каменной наброски при разрушении по сечению 1-1 производится в табличной форме.

В связи с тем, что учет веса наледи и собственного веса камня удовлетворяет условиям устойчивости крепления, дальнейший расчет с учетом промерзания грунта под креплением откоса не производится.

Таблица 31

Действующие силы, в тс	Плечо приложения силы относительно сечения "X_0"	Удерживающий момент тс м
1) Вес береговой наледи $G_л = \frac{1}{2} h_л^2 \cdot m \cdot \gamma_л =$ $=0,5 \cdot 1,2^2 \cdot 3,5 \cdot 0,9 = 2,26$	$a_л = 1,4$	$G_л \cdot a_л = 3,16$
2) Вес примерзшей каменной наброски $G_к = \frac{1}{2} H_{гз}^2 \cdot m \cdot \gamma_к^1 =$ $=0,5 \cdot 1,09 \cdot 3,5 \cdot 2,21 = 4,2$	$a_к = h_{л.1\%} \cdot m - \frac{1}{3} H_{гз} \cdot m =$ $=1,2 \cdot 3,5 - \frac{1}{3} \cdot 1,09 \cdot 3,5 = 2,93$	$G_к \cdot a_к = 12,3$
где $\gamma_к^1 = \gamma_к + n i \cdot \gamma_л =$ $1,9+0,35 \cdot 1,09 = 2,21$ тс/м^3		
3) Весом подготовки пренебрегаем	–	–
		$\Sigma (M_y)_{X_0} = 15,46$ тс.м

ЛИТЕРАТУРА

1. Шайтан В.С. ВНИИ "ВОДГЕО" Рекомендации по проектированию железобетонных и каменнонабросных креплений откосов земляных сооружений и берегов внутренних водоемов. М., издательство ВОДГЕО, М, 1969.
2. ГОСТ 4795-68. "Бетон гидротехнический. Технические требования".
3. ГОСТ 4797-69. "Бетон гидротехнический. Технические требования к материалам для его приготовления".
4. СНиП.П-21-75. "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".
5. ГОСТ 10268-70. "Заполнители для тяжелого бетона. Технические требования".
6. СНиП. 1-В.2-69. "Вяжущие материалы неорганические и добавки для бетонов и растворов".
7. СНиП 111-15-76. "Бетонные и железобетонные конструкции монолитные".
8. СНиП 111-16-76. "Бетонные и железобетонные конструкции сборные".
9. СНиП П-56-77. "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования".
10. СНиП П-28-73 "Защита строительных конструкций от коррозии".
11. СНиП П-А.10-71 "Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования".
12. СНиП П-57-75. "Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). Нормы проектирования".
13. СНиП.П-А.12-69. "Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. Гидротехнические сооружения".

14. Гугняев Я.Э., Шайтан В.С. О методике вычисления расчетной скорости ветра для прогноза волнового режима водохранилищ. Труды гидравлической лаборатории ВНИИ "ВОДГЕО", вып. 6, М. Госстройиздат, 1957.

15. Анапольская Л.Е. Режим скоростей ветра на территории СССР, Гидрометеоиздат, М., 1961.

16. СН 200-62 "Технические условия и нормы проектирования железнодорожных, автодорожных городских мостов и труб".

17. Браславский А.П. Расчет ветровых волн. Труды ГГИ, вып. 35, Гидрометеоиздат, Л., 1952.

18. Караушев А.В. Исследование и расчет сгонно-нагонных явлений на водохранилищах. Труды Ш Всесоюзного гидрологического съезда, т. 1У, Л., Гидрометеоиздат, 1959.

19. Шайтан В.С. Крепления земляных откосов гидротехнических сооружений, Стройиздат, 1974.

20. СНиП П-50-74."Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования."

21. Шайтан В.С., Высоцкий А.Ф. Рекомендации по проектированию креплений земляных откосов сборными железобетонными плитами ВНИИ ВОДГЕО и ЦНИИПС изд-во "ВОДГЕО", М., 1963.

22. СНиП П-53-73."Плотины из грунтовых материалов."

23. СНиП П-52-74."Сооружения мелиоративных систем."

24. СНиП П-39-76."Железные дороги колеи 1524 мм. Нормы проектирования."

25. СНиП П-Д.5-72 "Автомобильные дороги. Нормы проектирования".

26. СНиП П-В.1-62[х] "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

27. Цытович Н.А. Механика грунтов, М., Стройиздат, 1963.

28. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А. Расчет конструкций на упругом основании, Стройиздат, М., 1973.

29. Справочник по динамике сооружений. Под редакцией Б.Г.Коренева и И.М.Рабиновича. Стройиздат, 1972.

30. Высоцкий А.Ф., Петров Н.А., Славин В.А. Технические указания по укреплению откосов сооружений и берегов водохранилищ железобетонными плитами, ВСН 82-62, Минтрансстрой, М., Оргтрансстрой, 1962.

31. Высоцкий А.Ф. Технические указания по производству работ при укреплении земляных откосов железобетонными плитами, ВСН 82-69, Минтрансстрой, М., изд. Оргтрансстрой, 1969.

32. СНиП П-16-76. "Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования".

33. Сборные железобетонные крепления откосов земляных дамб и плотин. Из опыта "Никопольстрой", Информационный листок № 15 ЦБТИ Минметаллургхимстроя, М., 1957.

34. Высоцкий А.Ф. Технические указания по производству и приемке работ при возведении морских и речных сооружений, глава XIX, Укрепление берегов, пляжей и откосов земляных гидротехнических сооружений, ВСН/XIX-70, Минтрансстрой, М., изд. Оргтрансстрой, 1970.

35. Шайтан В.С. Исследование устойчивости камня в неоднородной наброске при действии волн. Труды гидравлической лаборатории ВНИИ "ВОДГЕО" сб. № 11, Стройиздат, 1965.

36. Сборник инструкций по контрольным и режимным наблюдениям на сооружениях инженерной защиты в условиях водохранилищ, Минводхоз РСФСР, М., Россельхозиздат, 1966.

37. СНиП П-15-74. "Основания зданий и сооружений".

ПРИЛОЖЕНИЕ

СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

Таблица 1

Коэффициенты теплопроводности некоторых ограждающих материалов[1)]

Наименование материалов	Объемный вес сухого материала в кгс/м³	Температура испытан. в гр.	Влажн. по весу в %	Коэффициент теплопровод. в ккал м.ч.град.
1	2	3	4	5
Железобетон набивной	2200	0	–	1,33
Лед	900	0	–	2
Гравий в сухом состоянии	1840	20	–	0,31
Высевки 2,5–5 мм	1200	–	0	0,32
Щебень в сухом состоянии	1900	0	0	1,4–1,52
Щебень ниже уровня грунтовых вод в зоне промерз.	1900	0	–	2[2)]
Песок сухой речной	1370	0	0	1
Песок сильно уплотненный	1640	–0,2	7	1,42
Песок карьерный и речной	1520	–2	7–10	1,95
Песок карьерный и речной	1520	–2	20	2,25
Песок карьерный и речной	1520	–2	28	2,4
Песок со щебнем	–	0	10	2,25
Глина	1460	–2	2	2,45
Глина	1460	–2	10	2,65
Глина	1460	–2	22	2,85
Глина	1460	–2	28	2,9
Глина	1460	–2	35	3

Продолжение табл. 1

1	2	3	4	5
Суглинок	1540	0	10	1,8
Суглинок	1540	0	20	2,5
Суглинок	1540	0	28	2,7
Снег (средней плотности)	1540	–	–	0,22[3)]

1. Справочное пособие по производству земляных работ, ч.1, Стройиздат 1948; Справочник строителя, Стройиздат, 1944; Справочник машиностроителя т. 2, Машгиз, 1954.

2. Коэффициенты теплопроводности щебня приняты здесь по аналогии с коэффициентами других несвязных грунтов, характеристики которых приведены в этой таблице.

3. Коэффициент теплопроводности снежного покрова может быть определен также по формуле Б.В.Прескурякова $\beta = 0{,}018 \div 0{,}873 \gamma_c$, где γ_c – удельный вес снега в т/м; принимаемый для открытой местности в начале зимы – 0,18; в середине зимы –0,23; в конце зимы –0,31.

Таблица 2

Льдистость грунтов[1)]

Наименование грунта	Температура грунта	$i_л$
Песок, щебень, гравий	0	1
Суглинки легкие	-0,3	0,9
Суглинки тяжелые, глины	-0,6 и ниже	0,8-0,7 и менее

Таблица 3

Коэффициенты пористости ε песчаных грунтов[2)]

Виды песчаных грунтов	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые крупные и средней крупности	менее 0,55	0,55-0,7	более 0,7
Пески мелкие	менее 0,6	0,6-0,75	более 0,75
Пески пылеватые	менее 0,6	0,6-0,8	более 0,8

1) Лукьянов В.С., Головко М.Д. Указания по определению расчетной глубины промерзания грунта. ЦИНИС. Сообщение № 53, 1955.

2) Глава СНиП П-15-74, Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования.

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

Предисловие..... 3
Основные обозначения..... 5

Часть первая
Исходные данные для проектирования креплений

1. Общие положения

1.1. Область применения рекомендаций..... 7

1.2. Проектная оценка условий работы креплений откосов и их конструкций на внутренних водоемах 8

1.3. Требования к строительным материалам креплений 13

2. Условия применения различных типов креплений и их компоновка

2.1. Общие положения..... 17

2.2. Основные технические характеристики креплений 18

2.3. Применение креплений при различных условиях их работы..... 21

2.4. Компоновка креплений..... 28

3. Основные исходные данные и технические материалы для проектирования берегозащитных объектов

3.1. Состав основных исходных данных и технических материалов и их применение при проектировании.. 29

3.2. Требования к техническим материалам изысканий и исследований для проектирования..... 35

3.3. Выполнение расчетов по определению основных характеристик ветро-волнового, уровенного и ледового режимов водоемов..... 37

Часть вторая
Воздействия и нагрузки на крепления

4. Воздействия и нагрузки при нерегулярном волнении

4.1. Общие положения..... 47

4.2. Высота наката нерегулярных волн на откос с креплением..... 47

4.3. Нагрузка на плитное крепление при разрушении на откосе нерегулярных волн..... 50

4.4. Взвешивающая нагрузка на сплошное плитное крепление откоса при нерегулярном волнении..... 56

4.5. Взвешивающая нагрузка на сквозное плитное крепление откоса при нерегулярном волнении..... 57

4.6. Донные волновые скорости в зоне основания укрепляемого откоса..... 69

5. Нагрузки при действии ледяного покрова

5.1. Общие положения..... 61

5.2. Нагрузки от движущихся ледяных полей..... 62

5.3. Нагрузки от навала ледяного поля и зажорных масс..... 64

5.4. Предельная нагрузка от примерзшего к креплению ледяного покрова при изменениях уровня воды..... 65

Часть третья

Проектирование креплений и расчеты их конструктивных элементов

6. Границы расположения крепления на откосе

6.1. Общие положения..... 74

6.2. Верхняя граница основного крепления..... 75

6.3. Нижние границы основного и облегченного креплений..... 77

6.4. Промежуточные границы крепления..... 81

6.5. Проектирование парапета на верхней границе крепления..... 81

7. Сплошные монолитные и сборные омоноличенные железобетонные покрытия

7.1. Общие положения..... 82

7.2. Расчеты покрытий по общей устойчивости при взвешивающей волновой нагрузке..... 84

7.3. Расчеты покрытий по прочности и деформациям при взвешивающей волновой нагрузке..... 84

7.4. Расчет напряженного состояния грунтового основания покрытия для обеспечения стабильности его работы..... 87

7.5. Расчеты покрытий по прочности при ударной волновой нагрузке 92

7.6. Расчеты покрытий по прочности при ледовых нагрузках..... 93

7.7. Конструкции сплошных железобетонных покрытий.. 94

8. Сквозные сборные железобетонные покрытия из отдельных плит

8.1. Общие положения..... 99

8.2. Расчет сборных плит по устойчивости при взвешивающей волновой нагрузке 100

8.3. Расчеты сборных плит по прочности при ударной волновой нагрузке 101

8.4. Расчет сборного плитного покрытия по общей устойчивости при вырывающей ледовой нагрузке..... 103

8.5. Расчеты сборных плит по прочности при ледовых нагрузках..... 111

8.6. Расчеты сборных плит по прочности при подъемно-транспортных операциях и неравномерной осадке основания..... 112

8.7. Конструкции сквозных сборных железобетонных покрытий..... 112

9. Каменнонабросные покрытия из несортированного материала

9.1. Общие положения..... 117

9.2. Определение размеров камня и фракционного состава несортированного материала..... 118

9.3. Конструкции каменнонабросного покрытия..... 119

10. Подготовка под покрытия откосов

10.1. Общие положения..... 120

10.2. Подготовка под сплошные покрытия..... 121

10.3. Подготовка под сквозные покрытия..... 122

10.4. Зерновой состав однослойных подготовок при волновых воздействиях..... 123

10.5. Зерновой состав слоистых подготовок при волновых воздействиях 125

10.6. Толщина слоев подготовок..... 126

Часть четвертая

Предусматриваемые в проектах контрольные проверки состояния креплений откосов ответственных сооружений при их технической эксплуатации

11. Общие положения организации и постановки контрольных проверок креплений

11.1. Область применения рекомендаций по проектной подготовке креплений откосов к контрольным проверкам..... 127

11.2. Основные требования к проведению контрольных проверок креплений 128

11.3. Состав основных работ, проводимых при контрольных проверках креплений..... 129

11.4. Организация и постановка контрольных и режимных наблюдений при технической эксплуатации креплений..... 129

12. Техническое оснащение и отчетность при проведении контрольных и режимных наблюдений на креплениях

12.1. Общие положения..... 130

12.2. Аппаратура и оборудование для наблюдений..... 137

12.3. Установка оборудования для наблюдений..... 137

12.4. Отчетность при проведении контрольных и режимных наблюдений на креплениях..... 138

Часть пятая

Применение рекомендаций при проектировании креплений (примеры расчетов)

13. Исходные данные для примеров расчета креплений

13.1. Техническая характеристика проектируемого сооружения..... 139

13.2. Гидрологическая характеристика водохранилища... 140

13.3. Расчеты высоты и длины ветровых волн..... 140

14. Определение верхней и нижней границ креплений

14.1. Расчет верхней границы основного крепления при НПУ..... 142

14.2. Расчет верхней границы основного крепления при ФПУ 143

14.3. Расчет нижней границы основного крепления..... 144

14.4. Расчет нижней границы облегченного крепления.. 144

15. Расчеты креплений откоса на волновые нагрузки

15.1. Расчеты сплошного покрытия по общей устойчивости, прочности и деформациям..... 145

15.2. Расчет напряженного состояния грунтового основания сплошного покрытия..... 151

15.3. Расчеты сквозного сборного покрытия..... 156

15.4. Расчеты покрытия из каменной наброски..... 162

15.5. Расчеты подготовок под покрытия..... 163

16. Расчеты креплений откоса на ледовую нагрузку при изменениях уровня воды

16.1. Расчет сборных плит на вырывающую нагрузку от ледяного покрова..... 164

16.2. Расчет каменной наброски на вырывающую нагрузку от ледяного покрова..... 168

Литература..... 172

Приложение..... 175

Л 100997 Подписано к печати 27/XII-1979 г. Объем 8 п.л.
Формат 60x90 1/16 Зак. 65 Тир. 500 Цена 80 коп.
Производственно-экспериментальные мастерские
ЦИНИС Госстроя СССР

gost.e-ecolog.ru