СОЮЗМОРНИИПРОЕКТ

# ПОСОБИЕ

## ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

## К $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$

БРОШЮРА I

## *Часть I*

*Общие положения по проектированию, основные конструктивные требования и методы статических расчетов*

МОСКВА 1969

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ
И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ МОРСКОГО ТРАНСПОРТА

СОЮЗМОРНИИПРОЕКТ

ОТДЕЛ ОБЩЕГО И ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

# ПОСОБИЕ

## ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

## К $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$

БРОШЮРА I

## *Часть I*

***Общие положения по проектированию, основные конструктивные требования и методы статических расчетов***

МОСКВА 1969

УДК 627.33.001.2(083.96)

Состав пособия по проектированию морских причальных сооружений к ВСН 3-67 ММФ.

Брошюра I:

Часть I. Общие положения по проектированию, основные конструктивные требования и методы статических расчетов.

Часть 2. Бетонные и железобетонные конструкции.

Часть 3. Металлические конструкции.

Брошюра 2.

Пояснительная записка.

Брошюра 3.

Список отзывов, заключений и прочие материалы.

Ответственный за выпуск И. М. Зимович

Подписано в печать 18/III 1969 г. Тираж 540.
29,25 печ. л. Заказ 1160. Цена 2 р. 64 к.
ЦБНТИ ММФ
Москва, А-80, Волоколамское шоссе, дом 14

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Дальнейшее совершенствование методики расчета гидротехнических сооружений требует перехода от существующих методов расчета морских гидротехнических сооружений к методике расчетных предельных состояний.

Выполнение указанной работы возможно только при наличии единых унифицированных методов расчета исходящих из расчета по разрушающим нагрузкам, необходимых для проведения сопоставительных расчетов, так как без этого невозможен переход на расчет по новой методике. Кроме того унифицированная методика расчета по разрушающим нагрузкам может быть использована проектными организациями до утверждения нормативных документов для расчета морских причальных сооружений, по методике предельных состояний. Это, особенно необходимо потому, что до настоящего времени Союзморниипроект и его филиалы, а также проектные организации других ведомств проектирование морских причальных сооружений ведут по методикам практически сложившимся в отдельных организациях, по учебным курсам и т.д. Создавшееся положение не позволяет сравнивать результаты полученных расчетов и затрудняет объективную оценку технико-экономических показателей различных проектных решений.

Настоящее "Пособие" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$ разработано в развитие "Указаний по проектированию морских причальных сооружений" $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$, согласованных с Госстроем СССР и утвержденных министерством морского флота 17 октября 1967 г. на основе проработок Союзморниипроекта 1965-67 гг. с учетом замечаний экспертирующих организаций и отдельных специалистов.

В работе использованы исследования Ленморниипроекта, материалы опыта проектирования Союзморниипроекта и его филиалов, общесоюзные Строительные нормы и правила - СНиП, НиТУ (СН 55-59), "Временные технические условия на проектирование основных типов причальных сооружений" части I-6, Союзморниипроект, 1958-63 гг. и другие нормативные и методологические источники.

"Пособие" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$ охватывает основные типы конструкций морских причальных сооружений и разделяется на 3 брошюры:

Брошюру I, состоящую из следующих частей:

Часть I - Общие положения по проектированию, основные конструктивные требования и методы статических расчетов.

Часть 2 - Бетонные и железобетонные конструкции.

Часть 3 - Металлические конструкции.

Брошюру 2 - Пояснительная записка.

Брошюру 3 - Список отзывов, заключений и прочие материалы.

Настоящее "Пособие" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$ разработано Отделом общего и типового проектирования гидротехнических сооружений Союзморниипроекта под методологическим руководством д.т.н., проф. Горюнова Б.Ф. специалистами отдела в составе: инж. Костенко Р.А., Солодовникова А.А., Акимова В.В., Зимович И.М., Лисицыной Е.З., Гавриной Л.И. и др.

Методологические исследования Ленморниипроекта (см. выше) выполнены к.т.н. Курочкиным С.Н., инж. Абелевым Б.С., Гринфельдом А.А. и др. Эти же специалисты многократно привлекались к консультациям при составлении настоящего "Пособия".

Раздел "Пособия к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$, посвященный определению несущей способности свай и оболочек на вертикальную нагрузку составлен в соответствии с основными положениями книги к.т.н. А.И. Прудентова "Несущая способность железобетонных трубчатых свай с грунтовым ядром", Стройиздат, 1966 г.

| Союзморниипроект | Ведомственные строительные нормы | к ВСН 3-67 ММФ |
|---|---|---|
| | Пособие по проектированию морских причальных сооружений | - |

## I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

I.I. Настоящее "Пособие" к ВСН 3-67 ММФ распространяется на проектирование причальных сооружений морских портов и судоремонтных заводов из бетона, железобетона и металла на защищенных акваториях (гравитационные набережные, набережные типа больверк с анкеровкой в одном уровне, набережные - эстакады и пирсы, за исключением специализированных) для П÷IУ классов капитальности из предусмотренных в СНиП П-И.2-62.

Примечание. Набережные и пирсы, предназначенные для строительства в сейсмических районах, в зонах распространения вечномерзлых, просадочных и торфяных грунтов, на территориях подверженных оползням и карстам и других специфических условиях следует проектировать с учетом дополнительных требований соответствующих нормативных документов, а при отсутствии таковых на основе специально проводимых исследований.

I.2. При проектировании причальных сооружений, указанных в п.I.I, надлежит руководствоваться требованиями главы СНиП П-И.2-62 "Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования", других соответствующих глав СНиП, общесоюзных нормативных документов, "Норм технологического проектирования морских портов" Союзморниипроект, I967г., "Указаний" ВСН 3-67 ММФ и других действующих нормативных документов по проектированию и строительству морских гидротехнических сооружений, а также настоящего "Пособия" к ВСН 3-67 ММФ.

| Внесены Союзморниипроектом | Утверждены главным инженером Союзморниипроекта 6 февраля I969 г. | Срок введения 6 февраля I969 г. |
|---|---|---|
| | | |

I.3. Целесообразность применения того или другого типа причального сооружения устанавливается на основе технико-экономического сопоставления вариантов конструкций, принимаемых для условий строительства, соответствующих проектируемому объекту.

I.4. При разработке проекта (проектировании сооружений) необходимо иметь исходные данные, устанавливаемые в соответствии с технологической частью проекта, естественными условиями участка строительства, а также условиями производства работ ( см. п.п. I.5, I.6 и I.7).

I.5. Технологическая часть проекта определяет следующие исходные положения проекта конструкции причального сооружения:

а) плановое положение и длина причалов,

б) отметка дна у причала,

в) отметка кордона,

г) категория эксплуатационных нагрузок,

д) типы расчетных судов, принимаемые в основу компоновки, определения судовых нагрузок на причалы, конструкции причальных устройств ( швартовных тумб, отбойных устройств и пр.),

е) специальные требования к причалу.

Примечание. В случае, когда сложные природные условия, в месте проектируемого строительства, затрудняют определение планового положения причалов допускается в стадии проектного задания проектирование сооружений в различных вариантах планового расположения, заданного технологической частью проекта.

I.6. Природные факторы, принимаемые в качестве исходных данных для проекта, должны быть освещены следующими сведениями и материалами:

а) Топографические материалы (план участка строительства с горизонталями и привязкой зданий и сооружений, в том случае, если они имеются на этом участке и т.д.);

б) гидрографические материалы ( планы промеров глубин акватории с построением изобат в месте проектируемого строительства, привязанные по отметкам и топографическим материалам, сведения о морских свалках грунта);

в) гидрологические и метеорологические материалы (данные о режиме колебания горизонтов воды на акватории с отметками характерных горизонтов, характеристики волнения и ветра, сведения о ледовом режиме, сведения о заносимости или размыве в месте расположения проектируемого сооружения, сведения об агрессивности воды-среды, климатические данные и т.д.);

г) биологические сведения, характеризующие отсутствие или наличие древоточцев различных видов, степень интенсивности деятельности их, сохранность и гниение древесины на различных уровнях и т.д.;

д) геологические и гидрогеологические материалы и сведения об инженерных свойствах грунтов в районе проектируемых сооружений (геологические профили, физико-механические характеристики грунтов, данные характеризующие несущую способность основания, сведения о грунтах, которые применяются в засыпке, сведения о грунтовых водах и их агрессивности и т.д. . Смотри приложение I)

I.7. Сведения об условии производства работ, помимо характеристики природных факторов, указанных в п. I.6 должны включать следующие данные:

а) сведения о производственных возможностях организации, которой поручается строительство проектируемого объекта (наличные производственные базы, их расположение и характеристика, краны и иное оборудование и т.д.);

б) сведения о размещении предприятий, изготовляющих сборные железобетонные элементы, которые могут быть использованы для проектируемого строительства (производственная мощность, степень загрузки, технологические возможности и т.д.);

в) сведения о транспортных связях района проектируемого строительства с базами, возможными заводами-поставщиками, пунктами заготовки местных строительных материалов и т.д.;

г) сведения о местных строительных материалах (номенклатура, количественная и качественная характеристика, условия разработки и транспортировки и т.д.).

I.8. Порядок выдачи заданий на проектирование ,стадийность, объем, содержание и оформление проектной документации должны соответствовать указаниям "Инструкции по разработке проектов и смет по гидротехническому строительству" И I09-53 (с изменением по приказу Госстроя СССР № I72 от 8.У 1959 года), "Инструкции по разработке проектов и смет для промышленного строительства" СН 202-62 с последующими изменениями и дополнениями, а также "Указаниям по строительному проектированию предприятий, зданий и сооружений морского транспорта" СН I3I-65.

I.9. Классификация морских портовых сооружений производится в соответствии с требованиями СНиП П-А.3-62 и СНиП П-И.2-62.

I.IO. В качестве строительных материалов для изготовления конструкций причальных сооружений может применяться бетон, железобетон, сталь , дерево и камень в соответствии с условиями и требованиями, установленными в п.п.2.I÷2.4.

Причальные сооружения из бетона и железобетона при условии обеспечения требований экономики (см.п.п.2.I и 2.2) рекомендуется выполнять сборными или сборно-монолитными.

Рекомендуется применение проверенных в натурных условиях проектируемого сооружения долговечных полимерных синтетических материалов, при условии обеспечения предпочтительных технико-экономических показателей по сравнению с другими материалами ( см.выше).

I.II. Элементы сборных железобетонных конструкций могут изготовляться на заводах, обслуживающих потребности ряда объектов строительства бассейна или района, или на полигонах. Выбор между заводским и полигонным способом изготовления сборных железобетонных элементов должен осуществляться на основе тщательного сопоставления технико-экономических показателей, получаемых при сравнении указанных вариантов решения. Учитывая требования индустриализации строительства рекомендуется во всех случаях, когда это обосновывается экономическими показателями, полученными в соответствии с изложенным выше, изготовлять сборные железобетонные элементы на заводах.

I.I2. Индустриализация всего процесса строительства, особенно, для железобетонных конструкций, собираемых из элементов заводского изготовления, определяет необходимость унификации типов конструкций и элементов, из которых они собираются.

При унификации необходимо руководствоваться следующими указаниями:

а) унификация, в целях нормализации строительного и заводского оборудования, должна исходить из общесоюзной системы морского гидротехнического строительства. Вместе с тем, для отдельных изолированных бассейнов или районов следует специально учитывать местные специфические особенности строительства и эксплуатации и в случае надобности вносить в общую систему изменения и уточнения приводящие к улучшению экономических показателей строительства;

б) количество унифицированных типов конструкций, рекомендуемых для строительства, и соответствующих типоразмеров сборных элементов должно быть определено на основе сравнения технико-экономических показателей, разработанных на основе единой нормативно-методической системы проектирования. При этом, в пределах, определяемых требованиями экономики следует стремиться к уменьшению количества типов конструкций и типоразмеров сборных элементов;

в) для бассейнов или районов, в которых для части объектов строительства причальных сооружений на ближайшие годы предусматривается изготовление сборных элементов на построечных полигонах, следует специально рассмотреть вопрос о целесообразности строительства на основе общей бассейновой унификации или изменения ее применительно к условиям полигона. Соответствующее решение следует обосновать расчетами и экономическими сопоставлениями;

г) при проектировании системы унификации следует учитывать конструкции из основных видов строительных материалов, указанных в п.I.I0 в пределах, определяемых указаниями п.п. 2.I - 2.4;

д) в тех случаях, когда в принятую систему унификации не включаются те или иные виды освоенных конструкций или типы элементов, для которых строительства располагают действующим оборудованием, следует указать условия, пределы и время применения указанных конструкций и элементов.

I.I3. В рабочих чертежах на строительство причальных сооружений должны быть даны указания и ссылки на действующие нормативные документы, которыми следует руководствоваться при производстве и приемке работ, а в случае надобности, приведены дополнительные указания, учитывающие специфические особенности строительства запроектированных конструкций. В частности такие дополнительные указания с изложением основных требований к изготовлению элементов и монтажу конструкций, а также допусков отклонений от проекта в размерах и положении отдельных элементов сооружения следует приводить в рабочих чертежах для конструкций, по которым нормативные документы на производство и приемку работ еще не разработаны.

I.I4. Неблагоприятные естественные и эксплуатационные воздействия на конструкции и элементы причальных сооружений следует учитывать в соответствии с фактическими условиями, имеющими место в районе строительства, расположением проектируемого сооружения и его элементов, а также особенности его эксплуатации и предусматривать мероприятия, обеспечивающие необходимую стойкость и долговечность конструкции. Важнейшими из этих воздействий являются:

а) многократное замораживание и оттаивание, а также увлажнение и высыхание, вызывающие интенсивное разрушение бетона в зоне переменного горизонта воды;

б) воздействие агрессивных минерализованных и пресных вод, насыщенной влагой атмосферы химических грузов и блуждающих токов, вызывающих коррозию бетона и стали;

в) истирание и механические повреждения материалов конструкций швартующимися судами, движущимися наносами, волнением, льдом и иными плавающими телами;

г) разрушение лесоматериалов гниением или древоточцами.

I.I5. Долговечность конструкций при наличии различных сочетаний воздействий, перечисленных в п.I.I4. следует обеспечить путем выполнения требований:

а) по конструктивным мероприятиям;

б) по зональному распределению строительных материалов, в составе конструкции - например, дерево в подводной зоне и железобетон в зоне переменных горизонтов и выше и т.п.;

в) по выбору строительных материалов применительно к специфике агрессивных воздействий, имеющих место в районе проектируемого объекта строительства;

г) по выбору параметров бетона, соответствующих условиям его службы;

д) по выбору материалов и состава бетона, обеспечивающих получение заданных параметров;

е) по улучшению технологических свойств бетона и бетонной смеси, введением поверхностно-активных добавок;

ж) по применению специальных мер защиты - облицовка, покрытия, пропитка, для металла катодная защита;

з) по эксплуатации в соответствии с условиями, принятыми в проекте;

и) по тщательному изготовлению элементов конструкций с применением специальных приемов повышения качества бетона (вибропрессование, вибропрокат, центрифугирование и т.д.) и выдерживанию бетона в благоприятных условиях твердения.

Примечание. Требование п.I.I5 следует выполнять, руководствуясь рекомендациями п.п.3.I ÷ 3.4 и раздела 4 настоящего "Пособия" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$, а также соответствующими указаниями по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (СНиП, НиТУ, ТУ и пр.).

## 2. ВЫБОР КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЯ

2.I. Конструкцию сооружения следует выбирать исходя из экономической целесообразности на основе сопоставления вариантов, рассматриваемых в проектном задании.

2.2. В основу определения экономической целесообразности следует принимать стоимость возведения сооружения, а в тех случаях, когда сроки строительства по сравниваемым вариантам резко различны, также учитывать и экономический эффект, получаемый в результате более раннего ввода в эксплуатацию проектируемого объекта, а также долговечность и эксплуатационные показатели.

2.3. В качестве дополнительных факторов подлежащих рассмотрению при выборе варианта конструкции рекомендуется учитывать:

а) расход основных строительных материалов, особенно, металла;

б) трудоемкость;

в) степень сложности строительства;

г) оборудование и механизмы, необходимые для строительства.

2.4. При определении набора вариантов конструкций подлежащих рассмотрению в проектном задании следует исходить из условий, указанных в п.п. I.3 ÷ I.7 и I.I0 и обеспечения выполнения с должным обоснованием требований п.п.2.I÷2.3.

Рекомендуется также учитывать следующие условия:

а) конструкции из сборного железобетона следует рассматривать в качестве вариантов во всех случаях, за исключением объектов, для которых нецелесообразность этого решения доказана предшествующим проектированием;

б) вариант набережной стенки из массивовой кладки следует включать в проект при рассмотрении гравитационных конструкций, возводимых на плотных, малосжимаемых основаниях. При этом надо учитывать, что суммарный вес сборных элементов, входящих в состав набережной стенки из массивовой кладки, обычно, относительно высок, что соответственно увеличивает стоимость перевозки от пункта изготовления к месту строительства и приводит к необходимости использования, как правило, построечных полигонов , а не заводов изготовления массивов и сборных элементов надстройки;

в) при проектировании больверков следует рассматривать вариант с лицевой стенкой из стального шпунта;

г) вариант конструкций причальных сооружений из дерева рекомендуется включать в проекты, преимущественно, для объектов, расположенных в районах богатых лесом и при отсутствии древоточцев, деятельность которых может существенно сократить срок службы сооружения. В число факторов, подлежащих учету при рассмотрении вариантов причальных сооружений из дерева, следует включать также сведения о сохранности древесины от гниения в местных климатических и гидрологических условиях.

## 3. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

3.I. Рекомендуются следующие конструктивные мероприятия для повышения долговечности бетонных и железобетонных конструкций и их элементов:

а) преимущественное применение предварительно напряженных конструкций;

б) применение в особо тяжелых условиях службы напряженно армированных конструкций с величиной обжатия бетона, не допускающей возникновения растягивающих напряжений в бетоне при воздействии постоянных, длительно действующих временных нагрузок;

в) применение конструктивных элементов с наименьшим отношением поверхности, подвергающейся агрессивным воздействиям к объему;

г) применение конструкций с толщиной элементов не менее, чем указано в рекомендациях п.3.20, таблица I;

д) назначение повышенной толщины защитного слоя железобетонных конструкций - см.п.3.2I;

е) применение для эстакадных причальных конструкций защитных козырьков, для стенок ледовых поясов с увеличенным сечением элементов в зоне интенсивных агрессивных воздействий;

ж) применение стационарных или съемных защитных поясов или обойм из материалов повышенной коррозионной стойкости или из материалов устойчивых против истирания;

3.2. Форму сборных элементов из условия обеспечения их коррозиестойкости, удобства производства работ и экономичности следует принимать по возможности простой. Поверхности плит, расположенные в зонах интенсивных агрессивных воздействий на бетон, рекомендуется проектировать в форме плоскостей без выступающих ребер или с ребрами, местными утолщениями, ограниченной высоты. В случае необходимости устройства прямоугольных ребер следует на углах их снимать фаску.

3.3. Для защиты от коррозии металлических конструкций и элементов сооружений должна быть предусмотрена окраска, нанесение или наклейка антикоррозийных покрытий, а также применение сталей с присадками, обеспечивающими высокую коррозионную стойкость.

В соответствующих случаях, когда имеются данные по интенсивной коррозии металлических несущих конструкций, следует предусматривать катодную защиту указанных элементов в соответствии со специальными техническими условиями.

Примечание. При наличии истирающего воздействия наносов и плавающих тел рекомендуется применение сменных защитных поясов или обойм из материалов устойчивых против истирания.

3.4. Конструкцию сооружения и суда следует защищать от ударных воздействий путем устройства надежных отбойных устройств ( см. раздел 5). Последние должны предохранять конструкцию сооружения и швартующееся судно от непосредственного соприкосновения и амортизировать ударные воздействия.

3.5. В сборных железобетонных элементах в соответствии с конструктивно-компоновочной и монтажной схемой сооружения следует предусматривать установку закладных деталей или арматурных выпусков обеспечивающих:

а) надежное соединение элементов между собой, как во время эксплуатации, так и во время монтажа;

б) крепление металлических анкерных тяг;

в) крепление отбойных устройств, стремянок и швартовных устройств;

г) крепление конструкций перекрытия стыков, не связанных между собой элементов вертикальной стенки;

д) крепление вибропогружателя;

е) крепление захватных устройств для подъема элементов при транспортировании и монтаже.

3.6. Закладные детали и расположение их в сборных элементах следует, по возможности, унифицировать, не допуская перерасхода материала (стали).

Примечание. Для повышения долговечности сборных элементов конструкций рекомендуется применять для закладных деталей долговечные и коррозиестойкие синтетические материалы или металлы, отвечающие техническим требованиям проекта.

3.7. При устройстве в железобетонных элементах сквозных отверстий для пропуска болтов, рымов, анкерных тяг и т.д. рекомендуется для образования этих отверстий предусматривать установку закладных деталей в виде трубок и коробок,остающихся в бетоне и облицовывающих поверхность бетона в отверстии.

3.8. Положение закладных частей при бетонировании должно обеспечивать возможность качественного уплотнения прилегающего к этим деталям бетона.

3.9. В качестве устройств, обеспечивающих надежную транспортировку и установку в проектное положение,рекомендуется применять строповочные детали только из круглой арматурной стали марки Ст.3, а также ключи.

Заделка строповочной петли должна обеспечивать надежное заанкерование ее в бетоне.

Расположение строповочных устройств следует назначать с таким расчетом, чтобы усилия в сечениях элементов для транспортной и монтажной схем их работы были, по возможности, меньше усилий в тех же сечениях при эксплуатации сооружения.

3.I0. Замкнутые полости в бетонных, железобетонных и стальных конструкциях в зоне возможного льдообразования устраивать не рекомендуется. При необходимости устройства таких полостей следует предусматривать меры защиты конструкций от разрыва льдом путем заполнения полостей асфальтобетоном или цементобетоном, а также другими мероприятиями, проверенными опытом эксплуатации.

3.II. Предварительно напряженные элементы, потерявшие на части длины предварительное напряжение в результате производственных операций (подрубка голов свай, цилиндрических оболочек и т.п.) и поэтому не удовлетворящие требованиям трещиностойкости или предельной величине раскрытия трещин, следует в соответствующих зонах усиливать с обеспечением требований действующих нормативных документов и настоящего "Пособия" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$ по трещинам в бетоне или предусматривать защитные мероприятия, обеспечивающие коррозиестойкость конструкции.

3.I2. Конструкция неомоноличенных швов между элементами набережной стенки должна обеспечивать грунтонепроницаемость, но по возможности, не создавать подпора грунтовых вод, поступающих в засыпку.

Примечания: I. Требование грунтонепроницаемости швов может быть исключено в тех случаях, когда грунтонепроницаемость сооружения надежно обеспечивается призмой из каменной наброски с эффективным обратным фильтром.

2. В тех случаях, когда конструкцией создается препятствие для движения грунтовых вод в сторону акватории, следует устраивать специальные дренажи, сходящиеся к водопропускным отверстиям в стенках.

3.13. Конструкции причальных сооружений следует разделять на секции с устройством между ними температурно-осадочных швов в соответствии с требованиями п.п.6.1, 7.11 и 8.8.

3.14. Связь между сборными железобетонными элементами в пределах секции, омоноличивание швов и покрытия на ростверках причальных сооружений следует проектировать, руководствуясь указаниями п.п. 6.7, 6.18, 6.22, 7.8, 8.11-8.15.

3.15. При соединении сборных элементов допускается стыковать все стержни в одном сечении при условии тщательного контроля за сваркой, обеспечивающей равнопрочную конструкцию сварного стыка и тщательную проработку бетона по всему сечению.

Примечание. Стыкование ненапрягаемой арматуры сборных железобетонных конструкций производится в соответствии с СН 319-65.

3.16. При стыковании напрягаемой арматуры цилиндрических оболочек следует руководствоваться следующими указаниями:

а) контактная электросварка производится только для наконечников, имеющих диаметр больший по сравнению с основной продольной арматурой;

б) приварка преднапряженной арматуры (наконечников) к обечайке цилиндрических оболочек в натянутом состоянии должна производиться при специально установленном режиме, не допускающем перегрева стали в стержне до температуры более + 300°С. В противном случае необходимо увеличивать диаметр арматурного наконечника;

в) продольную напрягаемую арматуру класса А-Ш рекомендуется упрочнять холодной вытяжкой перед натяжением после приварки наконечников.

3.17. При стыковании элементов конструкций сварку арматуры и закладных частей на бетоне следует выполнять по специальной инструкции и проводить на таком режиме, при котором не меняются прочностные свойства бетона.

3.18. Стыки ненапрягаемой арматуры и выпущенные концы арматуры без упрочнения в растянутой зоне в местах полного использования арматуры рекомендуется соединять сваркой при помощи накладок, подкладок и внахлестку в соответствии с "Указаниями по технологии электросварки арматуры железобетонных конструкций" (ВСН 38-57 МСПИХП-МСЭС).

Устройство стыков внахлестку (без сварки) следует производить в соответствии со СНиП П-В.1-62.

3.19. Петлевые стыки рекомендуется выполнять из гладкой круглой стали с диаметром перегиба стержней не менее $5d$. В пределах ядра стыка поперек стержней основной арматуры должны укладываться стержни. В петлевых стыках, работающих на изгиб, в пределах ядра на петле (скобе) должен быть прямой участок, по длине равный диаметру закругления.

В случае отсутствия на строительстве гладкой круглой стали допускается делать петлевые стыки из арматуры периодического профиля с диаметром перегиба стержней не менее 8$d$.

3.20. Толщина железобетонных элементов конструкций сооружения должна определяться на основании расчетов (см. ч.2 настоящего "Пособия" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$) и в целях обеспечения долговечности для основных конструктивных элементов должна быть не менее величин, указанных в таблице I.

Таблица I

Минимальная толщина элементов.

| № п/п | Наименование элементов | Минимальная толщина в см. |
|---|---|---|
| I. | Элементы верхнего строения эстакад и панели уголковых стенок, ребристые и плоские из предварительно напряженного железобетона | I5 |
| 2. | То же, ребристые из железобетона без предварительного напряжения | I5 |
| 3. | То же, плоские из железобетона без предварительного напряжения | 20 |
| 4. | Элементы крупнопанельного таврового шпунта из предварительно напряженного железобетона | I5 |
| 5. | Оболочки опор диаметром Iм и более из предварительно напряженного железобетона | I2 |
| 6. | То же из железобетона без предварительного напряжения | I5 |

Примечания: I. Указанные в табл. I минимальные толщины относятся к элементам, изготовленным из бетона, по отношению к которым вода-среда не является агрессивной ( по СН 249-63*).

2. Толщину элементов конструкций, находящихся в суровых и особо суровых условиях рекомендуется назначать в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 / ММФ .

3. Минимальную толщину стенок оболочек опор из железобетона без предварительного напряжения при соответствующем обосновании допускается принимать I2 см.

3.2I. Толщину защитного слоя бетона в чистоте следует принимать в соответствии с указаниями ч.2,п.I2.2 настоящего "Пособия" к ВСН 3-67 / ММФ.

Примечание. При наличии попеременного замораживания и оттаивания или воздействия агрессивной по отношению к примененному цементу воды-среды, толщина защитного слоя увеличивается на I см.

3.22. Элементы сборных железобетонных конструкций следует укрупнять исходя из условий экономической целесообразности в пределах, допускаемых условиями изготовления, транспортирования и монтажа руководствуясь следующими требованиями:

а) вес должен соответствовать грузоподъемности кранового и транспортного оборудования, которым может быть обеспечено строительство;

б) габаритные размеры элементов следует ограничивать требованиями вида транспорта, который может быть поставлен строительству для перевозки этих элементов.

Примечания: I. При транспортировке элементов к месту установки по железной дороге габаритом I-В МПС максимальная ширина элемента не должна превышать 3,25 м; в случае транспортировки по внутрипостроечным железнодорожным путям ширина элемента может быть увеличена до 4-4,5 м.

2. При транспортировке элементов автотранспортом к месту установки максимальная ширина элементов не должна превышать 4 м.

3. В проекте следует рассмотреть возможность перевозки сборных железобетонных элементов в вертикальном положении с использованием специальных кассет.

4. В тех случаях, когда это вызвано условиями унификации или транспортировки, допускается предусматривать в проектах укрупнение элементов, изготовляемых заводским способом, путем предварительной сборки и омоноличиванием на припостроечных площадках до установки в сооружение.

5. При наличии соответствующей возможности и экономической целесообразности рекомендуется выполнять перевозку сборных элементов на значительные расстояния морским транспортом.

в) Габаритные размеры и армирование элементов, назначенные из условий эксплуатации должны быть по возможности достаточными и при монтаже конструкции.

г) Габаритные размеры элементов следует назначать из условия сокращения типоразмеров сборных элементов до минимального количества см. п.I.I2б, с учетом требований унификации как самих элементов, так и оборудования для их изготовления.

д) Вес и габаритные размеры сборных элементов следует согласовывать с технологией их изготовления, с учетом , в частности, принятой массовой заготовки их на заводах или в условиях полигона.

3.23. Узлы соединения сборных элементов следует проектировать с учетом возможных производственных отклонений в размерах и положении элементов.

Допускаемые отклонения от проектного положения при укладке, монтаже и погружении в грунт элементов конструкций приведены в СНиП Ш-Б.6-62, СНиП Ш-И.I-62 и п.8.24 настоящего "Пособия" к ВСН 3-67 ММФ.

3.24. Тумбовые массивы рекомендуется бетонировать на месте. Допускается закрепление тумб на сборных элементах верхнего строения.

Расположение тумбовых узлов на секции следует увязывать с положением температурно-усадочных швов, добиваясь сокращения величины момента вращения секции при любой возможной схеме действия швартовных нагрузок на секцию.

Для заанкерованных шпунтовых стенок и сборных уголковых набережных рекомендуется проектировать тумбовые узлы с усиленной или дополнительной анкеровкой.

3.25. При конструировании предварительно напряженных элементов должны быть соблюдены требования, изложенные в СНиП П-В.I-62 и требования настоящего раздела, а также требования раздела I2 части 2.

3.26. С целью предотвращения повреждения верхнего торца свай при вибропогружении или забивке рекомендуется предусматривать косвенное армирование поперечными арматурными сетками, установленными на расстоянии 5 см от торца элемента и друг от друга. Число сеток устанавливается проектом.

Кроме этого, необходимо предусмотреть установку бугеля из полосовой стали в процессе бетонирования.

3.27. Поперечное армирование железобетонных элементов конструкций, рекомендуется выполнять хомутами, сетками, каркасами или спиралями из катанки, расположенными в пределах концевых участков свай длиной Iм с шагом $a = 5$ см, а в средней части элементов с шагом по расчету или принимаемым конструктивно не более 3/4 высоты сечения.

## 4. МАТЕРИАЛЫ

4.I. Для бетонных и железобетонных конструкций причальных сооружений следует применять гидротехнический бетон, отвечающий требованиям ГОСТ 4795-68 "Бетон гидротехнический. Технические требования", "Указаний по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 ММФ и настоящего "Пособия" к ВСН 3-67 ММФ.

Материалы для приготовления гидротехнического бетона должны отвечать требованиям ГОСТ 4797-64."Бетон гидротехнический . Технические требования к материалам для его приготовления", ГОСТ 10268-62 "Заполнители для тяжелого бетона. Технические требования", при агрессивности воды-среды требованиям СН 249-63* " Инструкция по проектированию. Признаки и нормы агрессивности воды-среды для железобетонных и бетонных конструкций", а также "Указаний по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 ММФ и настоящего "Пособия" к ВСН 3-67 ММФ.

4.2. Требования, предъявляемые к бетону конструкций, которые следует приводить в проекте назначаются в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 ММФ и ГОСТ 4795-68 по нижеследующим позициям:

а) наименование зоны расположения элемента по отношению к уровню воды,

б) наименование зоны расположения бетона в конструкции,

в) марки бетона по прочности при сжатии, по водонепроницаемости и по морозостойкости, а при соответствующем обосновании по прочности при растяжении ( см.п.2.6, ч.2),

г) необходимость обеспечения долговечности бетона в условиях агрессивного воздействия внешней среды, выбором его составляющих и применением специальных защитных мероприятий. Рекомендуется также указывать вид вяжущего, требования к заполнителю, рекомендуемые добавки к бетону.

Примечание. При обозначении марок бетона в проекте должен быть указан возраст, к которому отнесены марки.

4.3. Для бетонных и железобетонных несущих конструкций причальных сооружений и их элементов, для омоноличивания узлов и стыков сборных элементов следует применять тяжелые бетоны проектных марок при сжатии 100,150,200, 250,300,400,500,600.

Примечания: 1. Применение бетонов марки 100 и ниже допускается только для заполнения пустотелых элементов и должно быть специально обосновано проектом.

2. Проверку прочности бетона следует производить по ГОСТ 10180-67 и ГОСТ 4800-59.

3. Марка бетона обозначает предел прочности в кг/см$^2$ при сжатии бетонного кубика из бетона рабочего состава с ребром в 20 см в возрасте 28 дней, твердевшего в нормальных условиях.
Испытания образцов-кубиков должны производиться в соответствии с указаниями ГОСТ 10180-67.

4. Марка бетона элементов, изготовляемых центрифугированием, обозначает предел прочности в кг/см$^2$ при сжатии образцов, изготовленных из бетонной смеси, отцентрифугированной при рабочих режимах и уложенной в формы 20х20х20см с вибрированием и пригрузом 100 кг/см$^2$.

5. Допускается на конкретном объекте строительства устанавливать переходные коэффициенты от обычных образцов кубиков к прочности центрифугированного бетона. Такие коэффициенты могут использоваться для повседневного контроля качества изделий при обязательном периодическом контроле марки бетона по указаниям примечания 3 или величину этих коэффициентов допускается назначать в размере I,2.

4.4. При назначении проектной марки бетона по прочности при сжатии, водонепроницаемости и морозостойкости, а в отдельных случаях (см.п.2.6, ч.2) на растяжение, кроме конструктивных требований должны учитываться:

а) экономичность конструкции;

б) необходимость получения веса сборных элементов в пределах грузоподъемности транспортного и монтажного оборудования;

В зависимости от конструктивных особенностей и условий работы в сооружении для бетонных и железобетонных конструкций в их элементах рекомендуются бетоны следующих марок ( табл. 2).

Таблица 2

Проектные марки бетонов для элементов причальных сооружений.

| № п/п | Наименование конструкции или элемента | Рекомендуемая марка бетона по прочности при сжатии |
|---|---|---|
| I. | Сваи и цилиндрические оболочки, сборные элементы верхнего строения, плиты уголковых стенок из предварительно напряженного железобетона. | 300-600 |
| 2. | То же, из обычного железобетона. | 200-300 |
| 3. | Бетонные и железобетонные элементы и конструкции, подверженные истиранию (дорожные покрытия, защитные пояса, оболочки, козырьки и т.п.). | 300-600 |
| 4 | Массивы бетонные, бетонные и армированные элементы верхнего строения (подпорная стенка, надстройки, оголовники). | I50-250 |
| 5. | Бетон для заполнения анкерных стаканов арматурных пучков, железобетонных анкеров, торцевых прокладок, распределительных поясов. | 400-600 |
| 6. | Бетон омоноличивания рабочих стыков и узлов. | Проектная марка на одну ступень выше бетона омоноличиваемых элементов, а для бетона марки 400 и более проектная марка равна марке бетона омоноличиваемых элементов. |

Примечания: I. По требованиям расчета прочности и трещиностойкости, а также долговечности марки бетона могут приниматься для элементов конструкций, выше рекомендуемых таблицей 2.

2. При армировании предварительно напряженных конструкций холоднотянутой стальной проволокой периодического и гладкого профиля (ГОСТ 8480-63 и ГОСТ 7348-55) диаметром 5 мм и более, марка бетона должна быть не менее 400.

4.5. Требования к бетону по марочной прочности, водонепроницаемости и морозостойкости в зависимости от района строительства и зоны расположения относительно уровня воды предъявляются в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 ММФ.

Примечания: I. За марку бетона по водонепроницаемости принимается наибольшая величина давления, при которой еще не наблюдается просачивание воды через образец при испытании по ГОСТ 4800-59.

2. Марка бетона по морозостойкости характеризуется наибольшим числом циклов попеременного замораживания и оттаивания образца 28-дневного возраста без снижения прочности более чем на 25%.

4.6. Мероприятия по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций причальных сооружений, подвергающихся замораживанию и оттаиванию в зоне переменного горизонта воды, рекомендуется назначать в соответствии с "Указаниями

по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 МЭР .

4.7. Для типовых проектов марка бетона по водонепроницаемости и морозостойкости, а также требования по обеспечению долговечности бетона в условиях агрессивного воздействия внешней среды, устанавливаются при привязке проекта. Указания об этом должны быть сделаны в пояснительной записке и на чертежах типового проекта.

4.8. Цементы применяемые в качестве вяжущего должны удовлетворять требованиям ГОСТ 10178-62.

Цементы рекомендуется применять в зависимости от зоны расположения конструкций в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 МЭР .

Для бетонов высокой морозостойкости ($М_{рз}$-300 и более), а также бетонов подверженных истиранию, рекомендуется применение портландцемента, назначаемого по специальному нормативному документу.

Для элементов , изготовляемых с пропариванием, применение гидрофобных и пластифицирующих добавок допускается при специально отработанном режиме пропаривания.

4.9. В качестве крупного заполнителя для гидротехнического бетона следует применять сортовые (фракционированные) щебень и гравий.

Щебень должен отвечать требованиям ГОСТ 4797-64, 10268-62, 8267-64, 10260-62, а также "Указаниям по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 МЭР .

Гравий - ГОСТ 4797-64, 10268-62, 8268-62, а также "Указаниям по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 ММФ.

Примечания: 1. Не рекомендуется применение гравия для элементов и конструкций с маркой бетона более 200.

2. Для бетонов, к которым предъявляются требования морозостойкости, следует применять щебень первичных изверженных пород с мелкозернистой структурой. Допускается применение плотных кристаллических известняков.

4.10. В качестве мелкого заполнителя для гидротехнического бетона следует применять природные кварцевые или полевошпатные пески с наибольшей крупностью зерен 5 мм и модулем крупности 2,0-3,3. Песок должен отвечать требованиям ГОСТ 8736-62, 10268-62, а также "Указаний по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 ММФ.

При специальном обосновании допускается применение песков с модулем крупности не ниже 1,6.

4.11. Вода для затворения бетона должна отвечать требованиям ГОСТ 4797-64.

Для промывки заполнителей разрешается применять морскую воду, но при условии, что на последней стадии промывки будет применяться пресная вода.

4.12. Поверхностно-активные органические добавки следует вводить в соответствии с рекомендациями ГОСТ 4797-64 и "Указаний по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных

конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69 ММФ.

4. I3. Арматура для производства обычных и предварительно напряженных железобетонных изделий в морских гидротехнических сооружениях должна удовлетворять требованиям СНиП I-В.4-62, СНиП П-А.I0-62, СНиП П-В.I-62, ГОСТ 578I-6I, ГОСТ I0884-64, СН 269-65 и СН 327-65, "Рекомендаций по применению полуспокойных сталей в морском гидротехническом строительстве", настоящего "Пособия" к ВСН 3-67 ММФ ч.2,п.п.2.7-2.I0, а также требованиям "Временных указаний по применению в железобетонных конструкциях опытно промышленных партий арматурной стали марки I0ГТ класса А-П".

4.I4. Металлические конструкции и детали в морских причальных сооружениях рекомендуется применять:

а) для закладных деталей сборных железобетонных элементов;

б) анкерных тяг причальных сооружений;

в) для несущих конструкций сооружений - металлический шпунт, стальные цилиндрические оболочки и пустотелые сваи при специальном обосновании в проекте.

4.I5. Материалы для изготовления металлических конструкций и деталей крепления, а также марки электродов следует принимать в соответствии с указаниями брошюры I, часть 3 настоящего "Пособия" к ВСН 3-67 ММФ.

4.16. Камень для устройства постелей под причальными сооружениями, разгрузочных призм за сооружениями и образования подпричальных откосов должен отвечать требованиям СНиП П-И.2-62 "Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования"и СНиП I-В.8-62 "Камни естественные для морских гидротехнических сооружений".

4.17. Щебень и гравий для устройства обратных фильтров, укрепления дна перед стенкой и т.п. должны удовлетворять требованиям ГОСТ,ов 8267-64, 8268-62, 8269-64, "Щебень и гравий из естественного камня для строительных работ. Общие требования и методы испытания", а также требованиям неразмокаемости.

4.18. Обратные фильтры рекомендуется устраивать:

а) для разгрузочных каменных призм и швов уплотнения - двухслойный в соответствии с типовым проектом железобетонных больверков, разработанным Ленморниипроектом в 1967 г.;

б) для каменных постелей - однослойный из камня крупностью 7 - 9 см;

в) для каменных креплений подпричальных откосов - из крупного камня с фильтром.

Примечание. Допускается применять однослойные фильтры из смесей с подбором фракций экспериментальным путем при устройстве разгрузочных каменных призм и швов уплотнения.

4.19. Для обратной засыпки пазух набережных-стенок допускается без ограничения применять песок, содержащий более 90% ( по весу) фракций крупнее 0,I мм, в том числе не ниже 50% фракций крупностью 0,25 мм и более при условии проверки крупности фракций экспериментальным путем.

Допускается применять другие песчаные грунты вплоть до пылеватых песков, если количество илистых и глинистых частиц с размером фракций менее 0,I мм не превышает в них 5% при условии подтверждения экспериментальными данными.

4.20. Не допускаются к засыпке, без проведения предварительных мероприятий, илистые пески, а также грунты, содержащие растворимые в воде сернокислые соли и растворимые органические частицы в количестве более 5% от веса сухой минеральной части грунта.

Примечание. Для использования в качестве обратной засыпки заиленных пылеватых песков с содержанием илистых и глинистых частиц более 5% рекомендуется производить отмыв мелкой фракции с помощью средств гидромеханизации.

4.21. Для изготовления деревянных элементов причальных сооружений (отбойных рам, брусьев, кранцев, пал и др.) применяются пиломатериалы и круглый лес хвойных пород ( преимущественно сосновых), отвечающие требованиям ГОСТ 9463-60, 6782-58, 3808-62, I095-64, 7307-54 "Конструкции деревянные гидротехнических сооружений. Нормы проектирования". (Следует применять для отбойных устройств лес I и 2 сорта, для нерасчетных и неответственных элементов - 2 и 3 сорта, а также клееную древесину).

4.22. В качестве термо - и гидроизоляционных материалов и материалов для защиты от коррозии конструкций рекомендуется применять:

а) для бетонных и железобетонных конструкций защитные материалы, рекомендуемые в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69/ММФ;

б) для металлических конструкций и элементов, подверженных агрессивному воздействию среды - водоустойчивые антикоррозионные покрытия - кузбасслак, битумные наклеечные покрытия и мастики по бумажной и тканевой основе, феноло-формальдегидные краски АИШ, наносимое по технологии Гипроморнефть этинолевое покрытие, а для особо тяжелых условий службы несущих конструкций - термодиффузионный метод цинкового покрытия и гуммирование вулканизацией по методу Гипроморнефти. Для металлических частей железобетонных конструкций защитные покрытия - в соответствии с рекомендациями "Указаний по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений" ВСН 6-69/ММФ;

в) для деревянных конструкций и элементов, подверженных гниению и разрушаемых древоточцами - пропитки водным раствором аммиаката меди по технологии ЦНИИМФ или креозотирование.

Примечание. Для несущих металлических конструкций морских причальных сооружений (шпунт, металлические опоры эстакад), работающих в тяжелых агрессивных условиях, рекомендуется предусматривать в проектах катодную защиту в подводной зоне сооружения.

## 5. ОБОРУДОВАНИЕ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

5.I. В состав оборудования причальных сооружений, обеспечивающих эксплуатационную работу причального фронта портов и судоремонтных заводов, входят:

а) технологическое оборудование;

б) причальные и отбойные устройства;

в) подкрановые и железнодорожные пути;

г) покрытия прикордонной полосы территории;

д) инженерные сети;

е) освещение и сигнализация.

Примечание. Настоящее "Пособие" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{МЖ}}$ не рассматривает основное технологическое оборудование причалов, освещенное в "Нормах технологического проектирования морских портов", Союзморниипроект, I967 г.

5.2. Причальные тумбы принимаются и располагаются вдоль причального фронта в соответствии с "Техническими условиями определения нагрузок от судов на причальные сооружения" СН I44-60.

Причальные тумбы рекомендуется размещать с таким расчетом, чтобы они располагались по осям секций, ограниченных швами, или симметрично относительно этих осей.

По эксплуатационным соображениям в крайних секциях причальных сооружений рекомендуется устанавливать дополнительные тумбы, по возможности ближе к торцу секции причального сооружения.

Примечания: I. С целью сохранения однотипности секций набережных рекомендуется устраивать крайние тумбы на берегу за пределами сооружения при

условии обоснования вариантов технико-экономическими показателями.

2. Установку, крепление и конструкцию швартовных тумб следует осуществлять по данным типового проекта Черноморниипроекта, 1967г., № 504-17.

5.3. Отбойные устройства должны иметь вынос относительно лицевой грани верхнего строения, обеспечивающий нормальную стоянку у причала при крене до $3^{0}$, при минимальном зазоре в 30 см между корпусом судна и выступающими частями сооружения или подпричального откоса.

При этом следует учитывать обжатие отбойных устройств при навале судна на сооружение.

На причалах в безливных морях отбойные устройства рекомендуется размещать по середине высоты лицевой стенки надводной части сооружения. В случае больших колебаний уровня воды отбойные устройства следует располагать с учетом вертикального перемещения борта судна. Высота расположения нижней грани таких отбойных устройств принимается не более 1,0 м над расчетным уровнем воды.

5.4. Отбойные устройства рекомендуется применять подвесного съемного типа (отбойные резиновые цилиндры, отбойные деревянные пояса с амортизаторами из автопокрышек и др.). Устройства для крепления подвески отбойных устройств желательно располагать заподлицо в нишах на лицевой грани сооружения.

5.5. Основание подкрановых и железнодорожных путей, располагаемых на причальном сооружении, принимается в зависимости от конструкции последнего.

При расположении путей на верхнем строении причальных сооружений подкрановые и железнодорожные рельсы рекомендуется крепить непосредственно к железобетонным плитам ростверка или к бетонным надстройкам.

При расположении путей на засыпке больверков и гравитационных сооружений допускается до стабилизации осадки грунта засыпки устраивать временное шпальное основание с последующим переходом на постоянные конструкции основания (железобетонные шпалы, плиты и др.).

В тех случаях, когда рельсовые пути укладываются частью по конструкции сооружения, а частью по грунту, необходимы мероприятия, обеспечивающие достаточную равномерность деформаций.

Во всех случаях головку рельсов рекомендуется располагать на 2 см над поверхностью покрытия территории. Для прохода реборд колес кранов и железнодорожных составов у рельсов должно быть предусмотрено устройство канавок, размеры которых принимаются в зависимости от конструкций кранов и железнодорожного состава, намечаемых к эксплуатации на данном причале.

5.6. Покрытие прикордонной полосы территории на причалах рекомендуется применять цементобетонное или асфальтобетонное в пределах территории причала, ограниченной тыловыми портовыми коммуникациями. При устройстве покрытия на засыпке за причальным сооружением, до стабилизации осадки грунта засыпки, рекомендуется применение облегченных типов покрытий или сборных железобетонных плит. Для нефтепричалов допускается по плите ростверка не устраивать покрытие.

5.7. Причальные сооружения, на которых работают машины внутрипортового колесного транспорта, должны быть оборудованы по кордону бортовыми (охранными) съемными или стационарными колесоотбоями.

5.8. Инженерные сети в зависимости от назначения причала включают:

а) для портовых грузовых причалов - линии электроснабжения судов и перегрузочных машин, линии водоснабжения судов, телефонные линии связи судов с берегом и другие технологические линии;

б) для причалов судоремонтных заводов на набережных - линии электроснабжения судов, сварочных агрегатов и подъемно-транспортных машин, линии водоснабжения и теплоснабжения судов, линии сжатого воздуха; телефонные линии связи судов с берегом и другие линии, назначаемые по технологическим требованиям.

Примечание. На причалах следует учитывать устройство пожарного водопровода.

5.9. Раздаточные точки инженерных сетей на портовых причалах следует располагать в прикордонной полосе на расстояниях друг от друга:

а) для питания судов и перегрузочных машин электроэнергией в соответствии с указаниями СН 131-65, п.п.7.9 и 7.10;

б) для питания судов пресной водой в соответствии с указаниями СН 131-65, п.6.17;

в) для подключения телефонной сети судов до 100 м.

Раздаточные точки на заводских причалах располагают вдоль кордона на расстояниях:

г) для питания судов, сварочных агрегатов и подъемно-транспортных машин электроэнергией в соответствии с указаниями СН 131-65, п.п.7.9 и 7.10;

д) для питания судов пресной водой в соответствии с указаниями СН 131-65, п.6.17;

е) для подачи на суда пара до 50 м;

ж) для подачи на суда сжатого воздуха до 28 м;

з) для подключения телефонной сети судов до 100 м.

Допускается установка в одном колодце раздаточных колонок для пара и сжатого воздуха.

Коробки для подключения телефонной сети разрешается устанавливать рядом с колонками электроснабжения. Во всех случаях не допускается установка раздаточных точек ближе 3 м от швартовных тумб.

5.10. Колодцы для раздаточных точек по габаритам принимаются в зависимости от принятой схемы подключения к сети и конструкции причального сооружения.

5.11. Расположение и габариты каналов следует принимать по технологической схеме инженерных сетей и конструктивной возможности причального сооружения на основании технико-экономического сравнения вариантов конструкции сооружения при различных схемах расположения каналов промпроводок.

## 6. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРИЧАЛЬНЫМ НАБЕРЕЖНЫМ ГРАВИТАЦИОННОГО ТИПА

6.I. Подводную часть сооружения и железобетонную надстройку гравитационных набережных следует разделять по длине сквозными вертикальными осадочными швами. Длина секции определяется в зависимости от геологического строения основания и толщины постели. При этом длину секций рекомендуется принимать:

а) для скального основания при толщине постели до I,5м - не более 45м,

б) для оснований из плотных грунтов (песчаных плотных и средней плотности и глинистых с консистенцией $B \leq 0,5$) - не более 25 м.

Примечания: I. Увеличение длин секций допускается при специальном обосновании в проекте.

2. Разбивка стенки на секции должна производиться с учетом обязательного устройства швов в местах возможной резкой разницы в величинах осадок отдельных частей сооружения ( в местах изменения грунтовых условий, примыкания нового сооружения к старому , изменения числа курсов массивовой кладки и т.п.).

6.2. Подводная часть причальных сооружений гравитационного типа должна возвышаться над строительным горизонтом обеспеченностью 50% для возможности устройства надстроек насухо.

6.3. Постель из каменной наброски и ее размеры следует назначить в соответствии с указаниями п.п. 8.4÷8.7 СНиП П-И.2-62 и настоящего "Пособия" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$.

6.4. Толщину постели из каменной наброски при наличии в основании нескальных грунтов следует определять расчетом, принимая ее не более 4м. Более толстые постели могут быть допущены при условии технико-экономического обоснования.

6.5. Камень для отсыпки постелей и разгрузочных призм следует принимать весом I5-I00 кг в штуке.

Требования к качеству материала каменной отсыпки устанавливаются в соответствии с п.4.I6 настоящего "Пособия" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$.

6.6. Контрфильтр для оснований каменных постелей рекомендуется назначать в соответствии с требованиями п.4.I8 настоящего "Пособия" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$.

6.7. Секции уголковых сборных железобетонных стенок рекомендуется составлять из лицевых и фундаментных панелей без перевязки и омоноличивания швов.

В пределах секций панели следует омоноличивать железобетонной надстройкой.

6.8. Для обеспечения грунтонепроницаемости вертикальных швов между панелями уголковых стенок следует предусматривать уплотнение стыков.

Выбор конструкции уплотнения назначается на основе технико-экономического сравнения вариантов.

6.9. Ширина лицевых и фундаментных панелей уголковых стенок по направлению вдоль кордона должна быть наибольшей, доступной для изготовления на заводах и для установки их на место подъемно-транспортным оборудованием, которым может быть обеспечено строительство.

6.10. В уголковых контрфорсных набережных рекомендуется лицевую панель, контрфорс и фундаментную панель выполнять из сборного ненапряженного железобетона с армированием каркасами и сетками.

Все три элемента объединяются в последующем через выпуски и закладные детали омоноличиванием.

6.11. Установка сборного блока уголковой контрфорсной стенки должна быть произведена на весьма тщательно выравненную постель с уклоном, заданным в проекте.

6.12. Лицевые панели уголковых стенок с внешней и внутренней анкеровкой рекомендуется изготавливать из предварительно напряженного железобетона.

6.13. Лицевую панель уголковых стенок с внешней и внутренней анкеровкой следует заанкеровывать двумя тягами.

6.14. В уголковых стенках с внешней и внутренней анкеровкой опирание нижнего конца лицевой панели на порог фундаментной плиты следует фиксировать двумя упорными выступами, устроенными в одном горизонтальном сечении на пороге или на лицевой плите.

Высота порога и отметка расположения упорных выступов должны обеспечивать надежное опирание при возможной раздельной осадке лицевой и фундаментной плит во время компенсации строительного уклона и осадки постели и основания.

Устройство штраб в фундаментной плите для обеспечения упора лицевой стенки не рекомендуется.

6.I5. Уровень закрепления анкерных тяг к лицевой панели рекомендуется назначать выше строительного горизонта воды 50% обеспеченности с целью проведения монтажных работ насухо.

6.I6. Анкерные тяги в уголковых стенках с внутренней анкеровкой рекомендуется выполнять из широкополосной стали. При этом больший размер сечения тяги должен располагаться в плоскости перпендикулярной к лицевым и фундаментным плитам.

Анкерные тяги в уголковых стенках с внешней анкеровкой рекомендуется выполнять из стали круглого сечения ( см. п.7.I5).

Примечание. Допускается применение других сечений анкеров при условии технико-экономического обоснования.

6.I7. Конструкция узла закрепления тяг к лицевым панелям в уголковых стенках с внутренней анкеровкой должна позволять выравнивание последних после установки их на место до засыпки.

6.I8. Секции причальных сооружений из правильной кладки обыкновенных массивов рекомендуется выполнять горизонтальными рядами - курсами, с перевязкой швов.

Применение кладки обыкновенных массивов без перевязки швов (столбовая кладка) допускается при специальном обосновании.

Монолитность секции из кладки бетонных массивов следует обеспечивать устройством бетонной или железобетонной надстройки.

**Примечание.** Обыкновенными массивами называются бетонные монолиты весом от 5 до 100т, имеющие форму прямоугольного параллелепипеда или близкую к нему (с некоторыми скошенными гранями или срезанными ребрами).

6.19. Причальные сооружения из правильной кладки массивов не следует применять при неблагоприятных геологических условиях, когда можно ожидать значительной и неравномерной осадки основания сооружения.

6.20. Число типов обыкновенных массивов должно быть минимальным. Отношение наибольшего размера массива в плане к его высоте должно быть : в правильной кладке горизонтальными рядами с перевязкой швов - не более 3, в кладке без перевязки швов - не более 4.

Отношение наименьшего размера массива в плане к его высоте должно быть не менее I, а для замыкающих курсов допускается уменьшение отношения до 0,75.

**Примечание.** Указания пункта не распространяются на массивы верхнего курса, если этот курс не имеет продольных швов. В указанном случае отношение наибольшего размера массива в плане к его высоте определяется расчетом прочности. В случае необходимости допускается , из условия расчета прочности, повышать марку бетона или применять в этом курсе армированные массивы.

6.21. Вес массивов рекомендуется принимать наибольший доступный для транспортирования и укладки имеющимся оборудованием.

Допускается для правильной перевязки швов применять массивы меньшего веса в количестве не более 10% от общего числа массивов в кладке.

6.22. Величина перекрытия швов между массивами при правильной кладке с перевязкой швов должна приниматься в зависимости от веса массивов по таблице 3.

Таблица 3

| № п/п | Расположение швов | Вес массивов | |
|---|---|---|---|
| | | До 40т | ⩾40т |
| | | Перекрытие швов в м не менее | |
| I. | В поперечном разрезе кладки стенки | 0,8 | 0,9 |
| 2. | В продольном разрезе и в плане каждого курса кладки стенки | 0,5 | 0,6 |
| 3. | В вертикальных сечениях опор причальных сооружений | 0,8 | 0,9 |

**Примечание.** Допускается уменьшение величины перекрытия швов до 0,4 м, но не более чем в 10% швов как в продольном разрезе, так и в плане каждого курса.

6.23. Толщина вертикальных швов между массивами в проектной разрезке правильной кладки должна приниматься:

а) в секциях с перевязкой швов в размере 2 см,

б) в секциях без перевязки швов (столбовая кладка) в размере 4 см.

Ширина вертикальных осадочных швов должна приниматься в размере 5 см.

6.24. Для обеспечения грунтонепроницаемости через швы массивовой кладки, а также уменьшения величины активного давления на сооружение необходимо устраивать за стенкой разгрузочную призму из камня или принимать другие меры, проверенные на строительстве опытным путем.

6.25. Отгрузку постели набережной стенки из массивовой кладки рекомендуется производить по указаниям "Типового проекта гравитационных портовых причальных набережных из массивовой кладки для глубин у причала 11,5м, 9,75м, 8,25м, 7,25м, 6,5м и 4,5м", Союзморниипроект, 1962г.

## 7. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРИЧАЛЬНЫМ НАБЕРЕЖНЫМ ТИПА БОЛЬВЕРК С АНКЕРОВКОЙ В ОДНОМ УРОВНЕ

7.1. Причальные сооружения типа больверк следует проектировать с учетом указаний СНиП П-И.2-62 и п.п.2.1÷2.3 настоящего "Пособия" к ВСН 3-67.
ММФ

7.2. При проектировании лицевых стенок железобетонных больверков предпочтение следует отдавать предварительно напряженным элементам конструкций.

7.3. Лицевые стенки железобетонных больверков, независимо от конструкции последних, должны обеспечивать грунтонепроницаемость по всей высоте сооружения путем устройства грунтоудерживающих завес. Заглубление завес ниже дна определяется обеспечением грунтонепроницаемости.

7.4. Нижнюю грань шпунтовых железобетонных стенок из широкопанельных элементов, погруженных на расчетную глубину $t$, допускается на высоте от подошвы стенки $h_0 = 0{,}15t$ делать не сплошной, а со скосом полки (вдоль кордона), обеспечивая защемление ребром.

7.5. В шпунтовых стенках допускается гребенчатое погружение только при условии обеспечения несущей способности (прочности) и устойчивости стенки на уровне нижнего сечения сваи.

При спаренном погружении шпунтовых металлических свай гребенчатую забивку рекомендуется выполнять так, чтобы длинные и короткие сваи чередовались попарно.

Примечание. Не допускается гребенчатое погружение частокольных свай.

7.6. С целью повышения трещиностойкости тавровых крупнопанельных и других шпунтов рекомендуется принимать сечение элементов конструкции с развитой растянутой зоной без выступающих ребер в сторону акватории.

Грани шпунта должны иметь фаски размером 3 см.

7.7. Для уменьшения распорного давления грунта на стенки больверков рекомендуется устройство разгрузочных призм, разгрузочных платформ с экранирующими сваями или

других проверенных опытом способов снижения давления грунта.

7.8. Железобетонные и металлические шпунтовые или частокольные сваи должны быть поверху связаны надстройкой из сборного, должным образом монолитизированного, или монолитного железобетона. Для больверков из стального шпунта разрешается устройство небольшого железобетонного оголовка.

7.9. Отметку низа железобетонных надстроек для больверков рекомендуется назначать исходя из необходимости защиты шпунта от разрушения в зоне, где он подвергается наиболее интенсивной коррозии. В климатическом районе, где сохранность шпунта не вызывает опасений, отметку низа надстройки рекомендуется принимать на 0,10-0,15 метра выше ординара.

7.10. Пространство между шпунтом и сборными надстройками до верхней части шпунта должно быть заполнено бетоном. Марка бетона заполнения должна быть не менее 250.

7.11. Температурные швы в железобетонной надстройке и оголовках лицевой стенки следует располагать на расстоянии не превышающем 40 м, а также в местах резкого изменения грунтовых условий, которые могут вызвать разницу в величине осадок отдельных частей сооружения.

7.12. Швы между секциями больверков могут быть выполнены без устройств, передающих судовые нагрузки от одной секции на соседние с ней секции.

7.13. Крепление анкерных тяг к лицевой стенке рекомендуется производить выше строительного горизонта воды обеспеченностью 50% с целью проведения монтажных работ насухо.

Отступление от этого правила в каждом конкретном случае должно быть специально обосновано.

7.I4. Диаметр анкерных тяг, закрепляемых к тумбовым массивам, рекомендуется принимать одинаковым с диаметром рядовых тяг, допуская уменьшение шага анкеров в месте тумбового массива.

7.I5. Анкерные тяги в больверках рекомендуется выполнять из стали круглого сечения, составляя их из звеньев-ветвей.

Соединение звеньев между собой следует производить в соответствии с типовым проектом больверков следующими способами:

а) контактной сваркой в заводских условиях,

б) сваркой с накладками цилиндрического очертания,

в) талрепами.

Нарезные концы звеньев под гаечное или талрепное крепления рекомендуется выполнять из стали большего диаметра, приваривая их к основным сечениям контактной сваркой.

Примечания:I. Кроме стальных тяг круглого сечения допускается применять другие анкерные тяги при соответствующем технико-экономическом обосновании.

2. При наличии на строительстве возможности осуществления качественной ванно-шлаковой сварки, при надежном способе контроля, следует рекомендовать ее для соединения звеньев тяг.

7.I6. При проектировании больверков следует предусматривать деревянные сваи с насадками под анкерные тяги для

предотвращения их чрезмерного провисания и облегчения монтажных работ.

7.17. Разрезку связных балок рекомендуется принимать в соответствии с разрезкой надстроек ( см. п.7.11) , т.е. не более чем через 40м.

7.18. При систематическом колебании уровня воды в акватории или наличии значительного подпора грунтовых вод следует устраивать дренаж по всей длине причального фронта больверка и выпускные отверстия.

Примечание. При заполнении пазух за стенкой камнем дренаж не устраивается.

7.19. Анкерные опоры следует применять в виде шпунтовых железобетонных стенок, конструкция которых позволяет осуществлять крепление тыловых концов тяг с выполнением монтажных работ насухо и производство предварительного натяжения анкеров. Допускается применение анкерных железобетонных плит и плит из обрезков металлического шпунта.

Примечание. Применение козловых опор, связанных железобетонной шапочной балкой, а также других анкерных опор, допускается при специальном обосновании.

7.20. В больверках с лицевой стенкой из железобетонных элементов рекомендуется предусматривать предварительное натяжение анкеров, до засыпки грунта за стенку, для выравнивания в них усилий и обеспечения надежной совместной работы всей системы ( лицевая стенка - анкерная тяга - анкерная стенка).

В процессе предварительного натяжения анкеров следует тщательно контролировать его величину, установленную расчетом по п.17.15.

## 8. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРИЧАЛЬНЫМ СООРУЖЕНИЯМ ЭСТАКАДНОГО ТИПА

8.I. Материал конструкций выбирается в соответствии с указаниями раздела 4. При этом для конструктивных элементов, рассматриваемых сооружений, рекомендуется применять железобетон без предварительного напряжения и предварительно напряженный железобетон.

Примечания: I. Для тылового сопряжения могут быть применены бетонные и армобетонные элементы.

2. Применение металлических опор ( для несущих оболочек) должно быть специально обосновано в проекте.

3. В качестве материала конструкций сооружений на свайном основании и цилиндрических оболочках рекомендуется применять:
   а) для свай и цилиндрических оболочек предварительно напряженный железобетон;
   б) для ростверка - предварительно напряженный железобетон и железобетон без предварительного напряжения.

8.2. Основные габаритные размеры сооружения устанавливаются в соответствии с назначением и эксплуатационными требованиями к причалам на основании "Норм технологического проектирования морских портов Союзморниипроект, 1967 г. и СНиП II-И.2-62.

8.3. При разработке типовых и индивидуальных проектов, выбор конструктивной схемы сооружения должен производиться на основании технико-экономического сравнения вариантов в стадии проектного задания.

При этом для каждого варианта сооружения устанавливается:

а) ширина верхнего строения и конструкция тылового сопряжения;

б) тип свай или цилиндрических оболочек и схема основания;

в) разрезка сооружения на секции и расстановка швартовных тумб (п.5.2);

г) тип и расположение каналов или иных устройств для прокладки инженерных сетей;

д) разрезка верхнего строения на элементы и система связи элементов верхнего строения;

е) тип отбойных устройств для амортизации ударных воздействий от судов.

8.4. Ширина верхнего строения назначается с учетом:

а) устойчивости подпричального откоса и конструкции тылового сопряжения;

б) конструкции тылового сопряжения с берегом или существующим сооружением;

в) расположения кранового оборудования железнодорожных путей и другого оборудования, на причале;

г) конструкции крепления откоса под ростверком.

Примечание. Уширение верхнего строения следует допускать для причалов, обслуживаемых кранами с расположением всего портала на ростверке, а в случае неблагоприятных грунтовых условий, при обосновании целесообразности этого уширения по сравнению с мероприятиями по обеспечению устойчивости подпричального откоса (замена грунта, уменьшение шага опор и т.д.).

8.5. Основание сооружения на цилиндрических оболочках рекомендуется выполнять только из вертикальных опор.

В случае применения в сооружении опор из призматических свай рекомендуется технико-экономическим сравнением выбирать основание из системы вертикальных свай или системы с наклонными сваями, воспринимающими основную часть действующих на сооружение горизонтальных нагрузок.

8.6. Предварительное назначение схемы свайного основания или основания из цилиндрических оболочек причального сооружения рекомендуется производить с соблюдением следующих условий:

а) расположение свай или цилиндрических оболочек в поперечном направлении принимать в соответствии с расположением эксплуатационных нагрузок (крановых и др.) и из условия наиболее выгодной передачи их на опоры, а также из условия ширины сооружения, определяемой конструкцией подпричального откоса и тылового сопряжения;

б) продольный шаг свай или цилиндрических оболочек принимать по несущей способности, назначенного типа опор, с учетом обеспечения устойчивости подпричального откоса;

в) расстояния между сваями или цилиндрическими оболочками принимать не менее эффективного расстояния для одиночных свай в размере $\geqslant 6a$ или $\geqslant 6Д$, где а - толщина призматической сваи, Д - наружный диаметр цилиндрической оболочки.

8.7. Продольный шаг опор (пролет) следует назначать с учетом следующих рекомендаций: суммарная стоимость опор и верхнего строения с учетом стоимости крепления откоса и тылового сопряжения должна быть минимальной.

При этом должно быть обеспечено:

а) оптимальное использование несущей способности опор принятого типа;

б) высота верхнего строения должна назначаться с учетом сохранения необходимой высоты подпричального пространства, допускающего осмотр и ремонт пролетного строения снизу. Возвышение низа пролетного строения над горизонтом должно быть не менее 0,8м;

в) высота несущих элементов верхнего строения должна назначаться исходя из допускаемых величин прогибов, указанных в приложении ХУ ;

г) должна быть предусмотрена разрезка верхнего строения на элементы, допускающие транспортировку и установку имеющимся подъемно-транспортным оборудованием.

Примечание. Для пирсов продольный шаг определяется минимальной суммарной стоимостью опор и верхнего строения.

8.8. Расстояние между температурными швами ростверков железобетонных эстакад следует принимать в возможно большей величине на основе технико-экономических сравнений из условия работы опор (свай или цилиндрических оболочек) на изгиб, возникающий в результате температурных деформаций ростверка, с соблюдением указаний п.5.2.

8.9. Секции ростверков причальных эстакад, основанных на сваях или цилиндрических оболочках, для передачи судовых нагрузок от одной секции на соседние, следует соединять между собой:

а) непосредственно зубом, шпонкой или иными упорными устройствами,

б) с помощью температурной вставки.

Выбор типа соединения осуществляется на основе технико-экономического сопоставления вариантов конструкций, с учетом удобства проведения строительных работ (например, постоянный шаг опор и т.п.).

8.10. Жесткие несущие системы - рамы, служащие основой жесткости пространственной рамы секции сооружения и служащие опорами для элементов верхнего строения, называются основными несущими системами.

Для образования основных несущих систем головы свай или цилиндрических оболочек следует соединять жестко с элементами верхнего строения.

8.11. Стыки сборных элементов, из которых составляются ростверки железобетонных причальных эстакад, за исключением случаев, указанных в п.8.12 в), следует соединять связями, обеспечивающими единство работы конструкции под воздействием нагрузок.

Указанные связи, согласно условиям работы и компоновочной схемы сооружения в соответствии с указаниями п.8.I2, могут выполняться в форме полного омоноличивания ( стык воспринимающий нагрузку любого направления и изгибающие моменты) или связей, рассчитанных на нагрузки определенных направлений.

8.I2. При определении конструкций связей между сборными железобетонными элементами ростверков причальных эстакад рекомендуется руководствоваться следующими указаниями:

а) рабочие стыки сборных элементов ростверков, воспринимающие изгибающие моменты и поперечные силы, образуются путем сварки выпусков арматуры с последующей укладкой бетона омоноличивания или путем сварки закладных частей ( см. п.3.I7);

б) стыки сборных элементов ростверков, воспринимающие поперечные силы, образуются путем устройства в примыкающих поверхностях штраб с последующим заполнением их монолитным бетоном и установкой спиральной арматуры;

в) отдельные стыки между сборными элементами ростверка, в целях упрощения монтажных работ, допускается выполнять без связей "открытыми" при условии соблюдения следующих требований:

"открытые" стыки в примыкании между собой сборных элементов ростверка могут быть допущены лишь в том случае, когда это приемлемо по условиям работы сооружения, а относительные прогибы, по линиям примыкания , допустимы по условиям эксплуатации.

8.I3. Головы опор (свай, цилиндрических оболочек) причальных эстакад следует, за исключением случаев, оговоренных в п.8.I4, заделывать в ростверк путем запуска в штрабы, устраиваемые в последнем, арматурных выпусков из опор и заделки ствола опоры на высоту не менее 5 см.

При этом штрабы в плитах ростверка, заполняемые при сборке сооружения монолитным бетоном, должны иметь контурные ограничения боковых поверхностей, обеспечивающие надежную передачу осевых нагрузок на опоры в предположении ограниченного сцепления в стыках сборного и монолитного бетонов.

8.I4. Стволы цилиндрических оболочек, при условии специального обоснования в проекте конструктивно-компоновочными требованиями, допускается не заделывать в ростверк из предварительно напряженного железобетона, ограничиваясь лишь обеспечением плотного примыкания торцов оболочек к последнему. Омоноличивание стыка опор с ростверком в этом случае выполняется путем запуска арматуры из полости оболочек в штрабы, устраиваемые в ростверке, с последующим заполнением монолитным бетоном верхней части полости оболочек и штраб в ростверке и обеспечением надежной анкеровки арматуры. При этом обязательно обоснование расчетом передачи перерезывающих сил от ростверка цилиндрическим оболочкам при помощи указанного выше монолитного бетона. Стык между опорой и ростверком необходимо надежно защищать от коррозионных воздействий.

8.I5. При устройстве на сваях конструктивных наголовников допускается:

а) заделка арматурных выпусков из свай в монолитном бетоне, укладываемом в полости этих наголовников, с постановкой дополнительной арматуры, связывающей наголовник с ростверком;

б) исключение, приведенных в п.8.13 требований к контурным ограничениям боковых поверхностей штраб, при условии соответствующего перекрытия их наголовниками.

8.16. Ростверки причальных эстакад рекомендуется устраивать без грунтового (песчаного, гравийного и щебеночного) балласта и покрывать поверхность, образуемую сборными элементами слоем цементного или асфальтового бетона, для выравнивания поверхности ростверка и обеспечения необходимых условий прокладки рельсовых путей на эстакаде.

Примечание. Устройство балластного слоя на ростверке допускается при наличии спецтребований при условии особого обоснования в проекте.

8.17. В ростверках необходимо предусмотреть устройства, обеспечивающие вентиляцию подпричального пространства.

8.18. Тип и расположение каналов и других устройств для прокладки инженерных сетей устанавливается в соответствии с рекомендациями раздела 5. п.п.5.8÷5.11.

8.19. Цилиндрические оболочки рекомендуется применять из звеньев, соединяемых между собой металлическим сварным стыком, равнопрочным основному телу опоры.

8.20. Частичное заполнение бетоном опор из цилиндрических оболочек рекомендуется производить в зоне от нижней границы переменного уровня воды до низа ростверка, а для южных морей, при условии специального обоснования, в меньшей величине.

8.21. При наличии интенсивного истирающего воздействия наносов нижнюю часть сваи или цилиндрической оболочки в прибойной зоне следует защищать съемными металлическими или железобетонными чехлами.

8.22. Для температурной вставки, а также разрезных балочных и плитных пролетных строений, пролетами до 8 м включительно, разрешается опорные части устраивать из металлических листов толщиной не менее 20 мм.

На подвижных опорах между листами обязательна прокладка асбестового картона или принятие других мер, снижающих трение.

При разрезных пролетных строениях с шагом более 8м, а также при соединении секций зубом, на опорах должны применяться тангенциальные опорные части по типу опорных элементов пролетных строений мостов.

8.23. При проектировании берегоукрепления между опорами набережных-эстакад необходимо руководствоваться следующими рекомендациями:

а) при наличии местного камня следует применять берегоукрепления в виде каменных призм и отсыпок по откосу при условии обоснования указанного решения технико-экономическими показателями;

б) уклон откоса берегоукрепления из каменной наброски рекомендуется назначать, исходя из его устойчивости и устойчивости основания; при этом может быть допущен выход нижней бровки откоса за линию отбойных устройств при условии обеспечения минимального зазора в 30 см между корпусом судна и выс-

тупающей частью откоса с учетом обжатия отбойных устройств и крена судна до $3^{0}$;

в) при отсутствии местного камня следует рассмотреть другие варианты сопряжения эстакадных конструкций с береговой частью.

Примечание. Конструкция тылового сопряжения откоса с территорией причала и компоновочная схема сооружения должны быть такими, чтобы не вызывалось ухудшение волнового режима ( высота волны до I м).

8.24. Узлы соединения сборных железобетонных элементов конструкций эстакадных причальных сооружений следует проектировать с учетом возможных производственных отклонений в размерах и положении устанавливаемых элементов.

Таблица 4

Отклонения от проектного положения в плане при погружении свай и цилиндрических оболочек.

| № п/п | Тип свай и оболочек и их расположение | Допускаемые отклонения в плане для свай и оболочек длиной $\mathcal{L}$ в м | |
|---|---|---|---|
| | | $\leq$ I0 | > I0 |
| I | 2 | 3 | 4 |
| I. | Сваи и оболочки диаметром $\mathcal{D} \leq 60$ см | | |
| | а) для однорядного расположения свай и оболочек | 0,2 $\mathcal{D}$ | 0,2 $\mathcal{D}$ |

Продолжение таблицы 4

| I | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|
| | б) для кустов и лент с расположением свай и оболочек в 2 и 3 ряда | 0,3 $\mathcal{D}$ | 0,3 $\mathcal{D}$ |
| | в) для кустов и лент с расположением свай более чем в 3 ряда и для свайных полей | 0,4 $\mathcal{D}$ но не > 40см | 0,4 $\mathcal{D}$ но не > 40см |
| 2. | Оболочки диаметром 60см < $< \mathcal{D} \leq 200$ см | 0,4 $\mathcal{D}$ но не > 40см | 0,4 $\mathcal{D}$ но не > 50см |
| 3. | То же, при наличии кондуктора | $\leq$ I0 см | $\leq$ I0 см |

Примечания: I. При отклонении свай от проектного положения расстояние в свету от сваи до края ростверка должно быть не менее 0,I5 $\mathcal{D}$ , но не менее 5см. При отклонении от проектного положения оболочек расстояние в свету от оболочки до края ростверка должно быть не менее толщины стенки оболочки, но не меньше I0 см.

2. $\mathcal{D}$ - наружный диаметр оболочки или сторона квадрата поперечного сечения сваи.

3. Погружение свай и оболочек рекомендуется производить с кондуктором или жесткими направляющими (по п.3 табл. 4).

## 9. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ
(См. приложение П)

9.I. Расчет морских причальных сооружений, а также их конструктивных элементов и оснований следует производить по методике разрушающих усилий, а в отдельных случаях, (подбор сечений металлических конструктивных элементов) по допускаемым напряжениям, впредь до выпуска нормативного документа на расчет по предельным состояниям, с обоснованной системой расчлененных коэффициентов перегрузки "n", однородности "k" и условий работы " m".

Примечание. В виде исключения, в каждом конкретном случае, с разрешения секции гидротехнических сооружений Научно-технического совета Союзморниипроекта допускается применять другие обоснованные методы расчета причальных сооружений.

9.2. Исходные данные для расчета ( раздел I,п.п.I.5÷I.7) должны содержать:

а) данные инженерно-геологических и гидрологических изысканий (физико-механические характеристики грунтов основания и засыпки см. приложение I, сведения об уровнях воды, ледовом и волновом режиме, течениях и наносах, сведения о местных строительных материалах и др.);

б) данные по топографии, гидрографии, гидрогеологии и т.д.;

в) сведения об оборудовании и транспортных средствах на причальных сооружениях, подлежащие использованию при технологической эксплуатационной работе, при изготовлении и монтаже железобетонных элементов конструкций, поставляе-

мых с централизованных строительных баз или полигонов и при выполнении других строительных работ;

г) сведения о сейсмичности района строительства, карстовых, оползневых и просадочных явлениях, агрессивных воздействиях для строительных материалов конструкций.

9.3. Основные положения расчета морских причальных сооружений принимаются в соответствии с указаниями глав СНиП П-А.10-62, СНиП П-И.2-62, СНиП П-Б.3-62 и других нормативных документов.

9.4. Расчетные нормативы, приведенные в настоящем "Пособии" к ВСН 3-67 ММФ распространяются на основные типы причальных сооружений со П по IУ класс капитальности.

При проектировании морских причальных сооружений иных классов следует учитывать дополнительные требования в соответствии со СНиП П-И.2-62 и специальными нормативными документами.

9.5. При проектировании морских причальных сооружений, а также их оснований должны быть выполнены следующие расчеты:

а) расчеты общей устойчивости сооружения в целом, а для эстакадных набережных и подпричального откоса, по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения в соответствии с "Указаниями по расчету общей устойчивости портовых причальных сооружений по методу разрушающих усилий", Ленморниипроект, 1967 г.;

б) расчеты устойчивости на плоский сдвиг (по швам кладки, по постели и вместе с постелью) и опрокидывание вокруг переднего ребра ;

в) расчеты общей устойчивости на вращение вокруг точки крепления анкера;

г) расчеты общей устойчивости анкерующего массива грунта;

д) расчеты прочности основания сооружения;

е) расчеты несущей способности свай и опор из цилиндрических оболочек на вертикальную и горизонтальную нагрузки;

ж) расчеты конструкций на температурно-влажностные воздействия (см. брошюру I, ч.2, раздел II);

з) расчеты деформаций и перемещений конструкций ( см. брошюру I, ч.2, раздел 9);

и) расчеты устойчивости прочности и трещиностойкости элементов конструкций (см. брошюру I, ч. 2, разделы 6÷8).

9.6. Сосредоточенную крановую нагрузку рекомендуется заменять эквивалентной равномерно распределенной.

Рекомендуется в расчетах учитывать нагрузку только от прикордонной ноги крана, принимая давление от тыловой ноги равным равномерно распределенному от складирования грузов в этой зоне.

Для прикордонного подкранового рельса величина эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$$q_{экв.} = \frac{Q}{c \cdot \ell} \quad , \qquad (I)$$

где $Q$ - максимально возможная нагрузка (сосредоточенная) от сближенных или одиночных кранов, возможная по технологическим условиям их работы, в соответствии с "Нормами технологического проектирования морских портов", Союзморниипроект, 1967 г.;

$c'$ - ширина подкрановой плиты или длина шпалы;

$l$ - длина полосы распределения нагрузки вдоль кордона причала, определяемая в соответствии со схемами:

а) для сближенных кранов

$$l = b + 2d = 2(m + e + h\,tg\varphi) + r; \qquad (2)$$

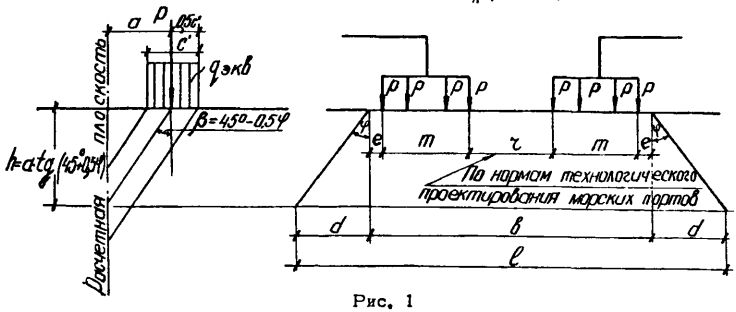



Рис. 1

б) для одиночных кранов

$$l = m + 2e + 2a\,tg(45° + 0{,}5\varphi)\cdot tg\varphi\,. \qquad (3)$$

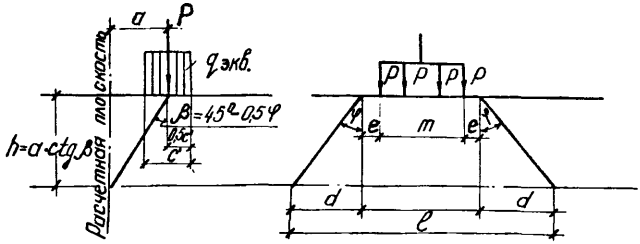



Рис. 2

9.7. Активное давление грунта рекомендуется определять по методу Кулона . Передача грунтом нагрузок на стенку принимается по плоскостям, параллельным плоскости обрушения всего клина.

Ординаты эпюры горизонтальной составляющей активного давления определяются по формуле

$$\sigma_x = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i) \lambda_x - 2c \operatorname{tg}(45° - 0{,}5\varphi). \qquad (4)$$

В частном случае для несвязного грунта - по формуле

$$\sigma_x = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i) \lambda_x . \qquad (5)$$

Ординаты эпюры вертикальной составляющей активного давления определяются по формуле

$$\sigma_y = \sigma_x \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \delta) = [(q_i + \Sigma \gamma_i h_i) \lambda_x - 2c \operatorname{tg}(45° - 0{,}5\varphi)] \operatorname{tg}(\alpha + \delta). \qquad (6)$$

В частном случае для несвязного грунта - по формуле

$$\sigma_y = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i) \lambda_y . \qquad (7)$$

В формулах (4) ÷ (7):

$q_i$ т/м$^2$ - временная эксплуатационная нагрузка на территории причала, давление от которой передается по плоскости обрушения в сечение, в котором определяется ордината активного давления;

$\Sigma \gamma_i h_i$ - давление грунта на уровне сечения, в котором определяется ордината активного давления;

$\gamma_i$ - объемный вес грунта $i$-го слоя;

$h_i$ - высота соответствующего $i$-го слоя грунта с неизменными характеристиками;

$c$ - удельное сцепление грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината активного давления;

$\lambda_x$ - коэффициент горизонтальной составляющей активного давления, определяемый в соответствии с указаниями п.9.8 по характеристикам грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината активного давления;

$\lambda_y$ - коэффициент вертикальной составляющей активного давления, определяемый по формуле

$$\lambda_y = \lambda_x \cdot tg(\alpha+\delta); \qquad (8)$$

$\alpha, \delta$ и $\varphi$ - по п. 9.8.

Примечание. В случае, когда $2c\,tg(45°-0{,}5\varphi) > (q_i+\Sigma\gamma_i h_i)\lambda_x$ величина $\sigma_x$ на этом участке принимается равной нулю.

9.8. Коэффициент горизонтальной составляющей активного давления рекомендуется определять:

а) в общем случае по формуле

$$\lambda_x = \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)} \cdot \qquad (9)$$

б) В частном случае, при отсутствии нагрузки на причале или равномерном ее распределении по всей территории, для вертикальной тыловой грани стенки и отсутствии трения грунта по ней, т.е. при $\alpha = 0$ и $\delta = 0$, или для условной расчетной тыловой грани стенки, отклоненной от вертикали под углом $\alpha = \beta = 45^0 - 0{,}5\varphi$ и трении по этой грани $\delta = \varphi$, коэффициент горизонтальной составляющей активного давления определяется по формуле

$$\lambda_x = tg^2(45^\circ - 0{,}5\varphi). \qquad (10)$$

В формулах (9) и (10) :

$\varphi$ - угол внутреннего трения грунта;

$\alpha$ - угол наклона расчетной плоскости восприятия распорного давления к вертикали;

$\delta$ - угол трения грунта о плоскость восприятия распорного давления;

$\beta$ - угол обрушения - угол между вертикалью и плоскостью обрушения, определяемый по указаниям п.9.9.

Примечание. Допускается применять формулу (10) и при более сложных загружениях (крановая, железнодорожные нагрузки и пр.) всей территории причала.

9.9. Угол обрушения " $\beta$ " рекомендуется определять по формуле

$$tg\beta = -m \pm \sqrt{m(m + ctg\varphi - tg\alpha + 3) - ctg\varphi \cdot tg\alpha + 3 \cdot ctg\varphi}, \qquad (11)$$

где $m = tg(\alpha + \delta + \varphi)$;

$\alpha$, $\delta$ и $\varphi$ - см.пояснения к п.9.8;

$\zeta$ - коэффициент, учитывающий расположение временной нагрузки на призме обрушения, определяемый по формуле

$$\zeta = \frac{2(-q_1 a_1 + q_2 a_2 - q_3 c)}{h[\gamma_{пр.} h + 2(q + q_2)]} . \qquad (12)$$

Обозначения, входящие в формулу (12) приведены на рис.3.

$h$ - полная высота призмы обрушения;

$\gamma_{пр.}$ - объемный вес грунта призмы обрушения.

Рекомендуется при наличии различных объемных весов в призме обрушения см.рис. 3 приводить их к одному и к сплошной равномерно распределенной нагрузке, т.е. $\gamma_{пр.} = \gamma_1$ и $q = h_2(\gamma_2 - \gamma_1)$.

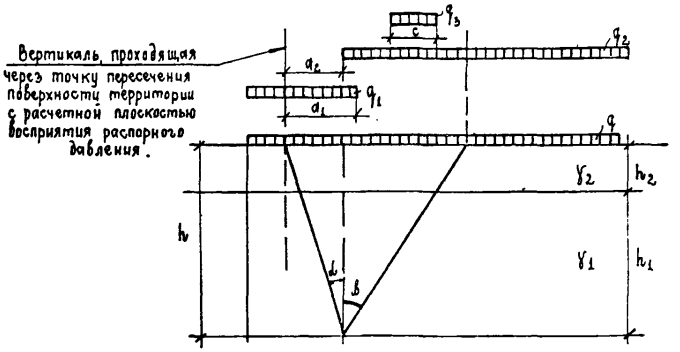



Рис. 3

Угол обрушения при расчетах по п. 9.8 б) определяется по формуле

$$\beta = 45^0 - 0{,}5\varphi . \qquad (13)$$

При определении в грунте засыпки угла наклона условной тыловой плоскости восприятия распора " $\alpha$ " ( к вертикали) и, соответствующего ему, угла наклона плоскости обрушения " $\beta$ " исходят из условия получения максимального распорного давления призмы обрушения на стенку.

Расчеты производят по формуле (II) в табличной форме при $\delta = \varphi$ . Задаваясь значениями угла $\alpha$ находят соответствующие им значения $tg\beta$ . За расчетные принимают наименьшее значение величины $tg\beta$ , отвечающее максимальному распорному давлению на стенку, и соответствующее ему значение величины $\alpha$ .

**Примечание.** При определении угла обрушения $\beta$ по формуле (II) допускается расчет производить по графикам приложения IУ.

**9.IO. При наличии разгрузочной каменной призмы эпюра активного давления строится с учетом ограниченного простирания слоя каменной отсыпки.** Для этого эпюра, построенная в предположении бесконечного простирания слоев грунта, в том числе и камня, по указаниям п.п. 9.7–9.9 дополняется эпюрой от пригрузки грунта, расположенного в призме обрушения на откосе каменной отсыпки.

Ординаты $\Delta\sigma_i$ дополнительной эпюры от пригрузки грунта (см.рис.4) рекомендуется определять:

а) в пределах каменной призмы на высоте $\Delta h$ в общем виде по формуле

$$\Delta\sigma_i = \frac{q_{yi}(\lambda_{xr} - \lambda_{xk})\cdot\delta_o}{\Delta h} , \qquad (I4)$$

б) ниже каменной призмы на высоте $\Delta t$ в виде равномерно распределенного давления по формуле

$$\Delta\sigma = \frac{q_{yn}(\lambda_{xr} - \lambda_{xk})(H - \delta_o)}{\Delta t} , \qquad (I5)$$

где $\lambda_{гг}$ - коэффициент активного давления грунта, расположенного на откосе каменной призмы, определяемый по формуле (10);

$\lambda_{гк}$ - коэффициент активного давления каменной отсыпки, принятый в расчете;

$q_{уi}$ - давление грунта и эксплуатационной нагрузки на уровне пересечения откоса каменной призмы, плоскостью обрушения, проведенной из точки тыловой плоскости стенки, в которой определяется ордината $\Delta\sigma_i$ ;

$q_{у,ф}$ - давление грунта и эксплуатационной нагрузки на глубине $h+\frac{H+S_0}{2}$ от поверхности территории.

Остальные обозначения показаны на рис. 4.

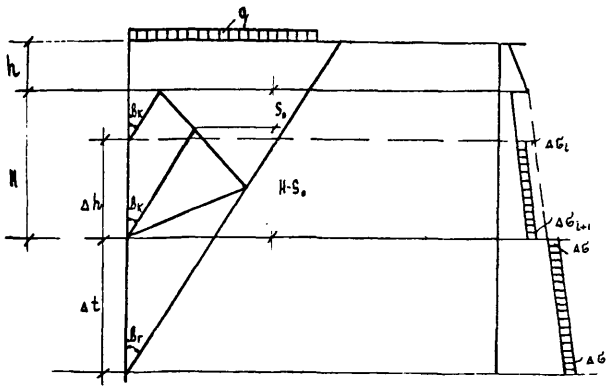



Рис. 4

9.II. Пассивное давление грунта рекомендуется определять по методу Соколовского В.В. и Голушкевича С.С., учитывающему криволинейный характер поверхностей скольжения в призме отпора.

В пределах каждого слоя однородного грунта закон изменения пассивного давления по глубине принимается линейным.

Ординаты эпюры пассивного давления на вертикальную стенку при горизонтальной поверхности грунта определяются по формулам:

а) В прямом отпоре

$$\sigma_p = \lambda_p \cdot \Sigma \gamma_i h_i + c \lambda_c \ , \qquad (16)$$

в частном случае для несвязного грунта

$$\sigma_p = \lambda_p \cdot \Sigma \gamma_i h_i . \qquad (17)$$

б) В обратном отпоре

$$\sigma_p = \left(q_i + \Sigma \gamma_i h_i\right) \cdot \lambda'_p + c \lambda_c \ , \qquad (18)$$

в частном случае, для несвязного грунта

$$\sigma_p = \left(q_i + \Sigma \gamma_i h_i\right) \lambda'_p \ . \qquad (19)$$

В формулах:

$q_i$ , $\Sigma \gamma_i h_i$ , c - см.пояснения к п.9.7;

$\lambda_p$ - коэффициент пассивного давления, принимаемый по табл.5 в зависимости от угла внутреннего трения грунта, расположенного в сечении для которого определяется ордината эпюры пассивного давления;

$\lambda'_p$ - коэффициент пассивного давления обратного отпора, принимаемый по табл. 5 для грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината эпюры пассивного давления;

$\lambda_c$ - коэффициент пассивного давления от сил сцепления, определяемый по формуле

$$\lambda_c = \frac{0{,}9\lambda_p - 1}{tg\varphi} \qquad (20)$$

или по табл. 5.

Таблица 5

Значения коэффициентов пассивного давления при криволинейной поверхности скольжения

| Угол внутреннего трения $\varphi$ | Коэффициент пассивного давления в прямом отпоре $\lambda_p$ при $\delta =$ | | | Коэффициент пассивного давления в обратном отпоре $\lambda'_p$ | Коэффициент отпора от сил сцепления $\lambda_c$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | $0{,}333\varphi$ | $\varphi$ | | |
| I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| I0° | I,42 | I,53 | I,63 | I,42 | 2,67 |
| I5° | I,69 | I,86 | 2,I3 | I,69 | 3,43 |
| 20° | 2,04 | 2,37 | 2,87 | 2,04 | 4,35 |
| 25° | 2,46 | 3,09 | 3,94 | 2,46 | 5,45 |
| 30° | 3,00 | 4,03 | 5,67 | 3,00 | 7,I0 |
| 35° | 3,69 | 5,28 | 7,77 | 3,69 | 8,53 |
| 40° | 4,60 | 7,57 | II,40 | 4,60 | II,I0 |

Примечания: I. Допускается пассивное давление грунта определять по классической теории Кулона, исходящей из прямолинейных поверхностей скольжения в призме отпора. В этом случае ординаты пассивного давления определяются по формулам:

а) в прямом отпоре

$$\sigma_p = \Sigma \gamma_i h_i \cdot k_p \lambda_p + 2c \cdot tg\,(45^\circ + 0{,}5\varphi)\,, \qquad (21)$$

б) в обратном отпоре

$$\sigma_p = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\, k'_p \lambda_p + 2c \cdot tg\,(45^\circ + 0{,}5\varphi)\,, \qquad (22)$$

где

$k_p \lambda_p$ - коэффициент пассивного давления с учетом трения грунта о стенку в призме прямого отпора, принимаемый по табл. 6;

$k'_p \lambda_p$ - коэффициент пассивного давления с учетом трения грунта о стенку в призме обратного отпора, принимаемый по табл. 6;

$\Sigma \gamma_i h_i$ , $c$ , $q$ , $\varphi$ - см.пояснения к п.9.7.

2. Для поверхностного слоя , где возможно нарушение структуры связного грунта, принимается $c = 0$, полная величина сцепления принимается на глубине I,0м. Изменение сцепления от $c=0$ до полной величины принимается линейным.

Таблица 6

Значения коэффициентов пассивного давления с учетом трения грунта о стенку $k_p\lambda_p$ и $k'_p\lambda_p$ при прямолинейных поверхностях скольжения

| Угол внутреннего трения грунта $\varphi$ | В прямом отпоре $k_p\lambda_p$ при угле трения грунта о стенку $\delta$ | | | В обратном отпоре $k'_p\lambda_p$ (при $\delta=0$) |
|---|---|---|---|---|
| | $\delta = 0$ | $\delta = 0{,}333\varphi$ | $\delta = 0{,}75\varphi$ | |
| $10^0$ | 1,42 | 1,52 | 1,63 | 1,42 |
| $15^0$ | 1,69 | 1,90 | 2,15 | 1,69 |
| $20^0$ | 2,04 | 2,41 | 2,93 | 2,04 |
| $25^0$ | 2,46 | 3,10 | 4,16 | 2,46 |
| $30^0$ | 3,00 | 4,08 | 6,00 | 3,00 |
| $35^0$ | 3,69 | 5,55 | 8,49 | 3,69 |
| $40^0$ | 4,60 | 7,93 | 11,96 | 4,60 |

9.12. В случае наклона поверхности грунта перед стенкой под углом $\alpha$ к горизонту, ординаты эпюры пассивного давления грунта при криволинейной поверхности скольжения допускается определять по формуле

$$\sigma_p = \lambda_{p\alpha} \cdot \sum \gamma_i h_i + c\,\lambda_{c\alpha}\,, \qquad (23)$$

где

$$\lambda_{p\alpha} = \frac{1}{(1-\sqrt{z_p})^2}\cos^2\varphi\,, \qquad (24)$$

$$z_p = \frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi-\alpha)}{\cos\alpha}\,, \qquad (25)$$

$$\lambda_{c\alpha} = \frac{0{,}9\,\lambda_{p\alpha} - 1}{tg\varphi} \quad . \qquad (26)$$

Примечание. При расчете по теории Кулона ординаты эпюры пассивного давления при наклонном дне перед стенкой допускается определять по формуле (23), принимая в ней

$$\lambda_{c\alpha} = 2\,k_\alpha\, tg(45° + 0{,}5\varphi), \qquad (27)$$

где $$k_\alpha = \frac{\lambda_{p\alpha}}{\lambda_p}; \qquad (28)$$

$\lambda_{p\alpha}$ – по формуле (24);

$$\lambda_p = tg^2(45° + 0{,}5\varphi). \qquad (29)$$

9.I3. При построении эпюр активного и пассивного давления рекомендуется определять ординаты на границах слоев грунта с неизменными характеристиками, а также в местах пересечения расчетной плоскости восприятия распорного давления со следами плоскостей обрушения, проведенными из точек начала или скачкообразного изменения равномерно распределенной нагрузки, расположенной на территории причала, считая, что передача давления с территории на расчетную плоскость происходит по плоскостям обрушения ( см. рис. 5).

9.I4. Расчет элементов верхнего строения на прочность и трещиностойкость производится на действие следующих сил:

а) активное давление от веса грунта с учетом эксплуатационных временных крановых и складских нагрузок;

б) судовые нагрузки швартовные, удар и навал;

в) собственный вес надстройки.

При этом нагрузку от навала и удара рекомендуется прикладывать к центру отбойных устройств, а швартовную нагрузку к швартовной тумбе на высоте, назначаемой в соответствии с типовым проектом швартовных тумб, Черноморниипроекта, N 504-17, 1967 г.

9.I5. В сборно-монолитной надстройке лицевая плита рассчитывается на прочность и трещиностойкость при изгибе на следующие нагрузки:

а) тыловая арматура – на воздействие активного давления и швартовную нагрузку,

б) лицевая арматура – на удар или навал судна и на действие активного давления.

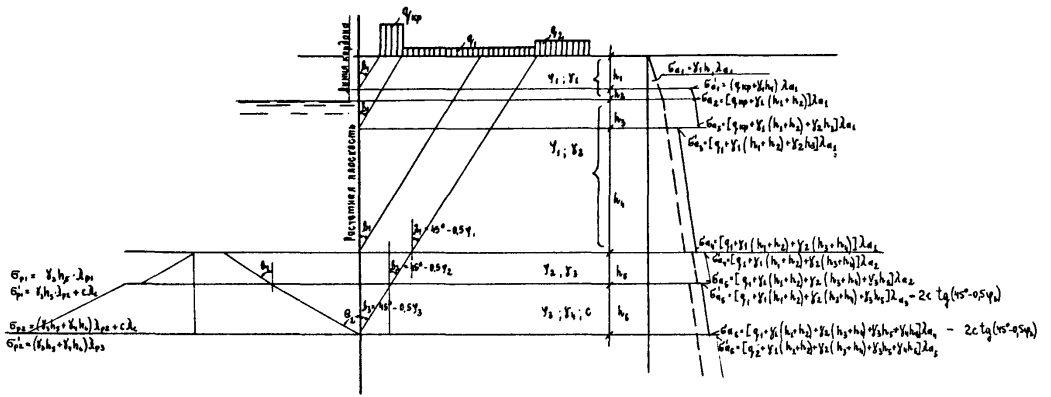

Уровень подземных вод
Гостинная плоскость
$q_{кр}$
$q_1$
$q_2$
$\gamma_1; \gamma_1$
$\gamma_2; \gamma_2$
$\gamma_3; \gamma_3$
$\gamma_3; \gamma_3; c$
$h_1$
$h_2$
$h_3$
$h_4$
$h_5$
$h_6$
$\varphi_1$
$\varphi_2$
$\varphi_3$
$\theta$
$45° - 0.5\varphi_1$
$45° - 0.5\varphi_2$
$45° - 0.5\varphi_3$
$\sigma_{a1} = \gamma_1 h_1 \lambda_{a1}$
$\sigma'_{a1} = (q_{кр} + \gamma_1 h_1)\lambda_{a1}$
$\sigma_{a2} = [q_{кр} + \gamma_1(h_1 + h_2)]\lambda_{a1}$
$\sigma_{a3} = [q_{кр} + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2 h_3]\lambda_{a1}$
$\sigma'_{a3} = [q_1 + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2 h_3]\lambda_{a2}$
$\sigma_{a4} = [q_1 + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2(h_3 + h_4)]\lambda_{a1}$
$\sigma'_{a4} = [q_1 + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2(h_3 + h_4)]\lambda_{a2}$
$\sigma_{a5} = [q_1 + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2(h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5]\lambda_{a2}$
$\sigma'_{a5} = [q_1 + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2(h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5]\lambda_{a3} - 2c\,tg(45° - 0.5\varphi_3)$
$\sigma_{a6} = [q_1 + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2(h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5 + \gamma_3 h_6]\lambda_{a3} - 2c\,tg(45° - 0.5\varphi_3)$
$\sigma'_{a6} = [q_2 + \gamma_1(h_1 + h_2) + \gamma_2(h_3 + h_4) + \gamma_3 h_5 + \gamma_3 h_6]\lambda_{a3}$
$\sigma_{p1} = \gamma_3 h_5 \cdot \lambda_{p1}$
$\sigma'_{p1} = \gamma_3 h_5 \lambda_{p1} + c\lambda_{p1}$
$\sigma_{p2} = (\gamma_3 h_5 + \gamma_3 h_6)\lambda_{p2} + c\lambda_{p2}$
$\sigma'_{p2} = (\gamma_3 h_5 + \gamma_3 h_6)\lambda_{p3}$

Рис. 5

## 10. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

10.1. Расчет морских причальных сооружений, их конструктивных элементов, а также оснований следует производить на нагрузки и воздействия указанные в настоящем разделе.

За расчетные нагрузки и воздействия в принятых методах расчета принимаются действующие нормативные нагрузки. Характер нагрузок, воздействий и сочетаний, а также их назначение определяются в соответствии со СНиП II-А.10-62, СНиП II-И.2-62, СНиП II-А.11-62, "Нормами технологического проектирования морских портов", Союзморниипроект, 1967 г., СН 144-60 и СН 92-60 с учетом дополнительных указаний, изложенных в п.п. 10.3-10.6.

10.2. По характеру действия нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные. Временные нагрузки подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

10.3. К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся:

а) собственный вес грунта,

б) нагрузки от постоянных сооружений технологического назначения (складов, вагоноопрокидывателей и других, не изменяющих положение в процессе эксплуатации набережной);

в) активное давление грунта от его собственного веса и постоянных нагрузок;

г) воздействие от предварительных напряжений конструкций (например, предварительно напряженные железобетонные элементы).

10.4. К временным длительно действующим нагрузкам и воздействиям относятся:

а) нагрузка на территории причала от транспортных и перегрузочных машин;

б) нагрузка от складируемых грузов;

в) активное давление грунта от влияния временных нагрузок на территории причала;

г) гидростатическое давление , вызванное образованием подпора за счет выхода к стенке грунтовых вод,

д) климатические температурные воздействия (межсезонный перепад температуры).

**10.5.** К кратковременно действующим нагрузкам и воздействиям относятся:

а)швартовная нагрузка судов;

б) ударная нагрузка судов при подходе их к сооружению (динамический навал);

в) влияние навала, стоящих у причала судов (статический навал);

г) волновая нагрузка при подходе впадины волны;

д) гидростатическое давление, вызванное образованием подпора за счет колебаний уровня воды перед стенкой;

е) ледовые нагрузки;

ж) ветровые нагрузки;

з) климатические температурные воздействия (суточный перепад температуры).

Примечание. При учете температурных воздействий рекомендуется выполнять требования указаний раздела II брошюры I части 2.

и) нагрузки, возникающие при транспортировании и монтаже, а также от собственного веса складируемых материалов;

к) усадочные и др. воздействия.

10.6. К особым нагрузкам и воздействиям относятся:

а) сейсмические воздействия;

б) прочие нагрузки и воздействия, возникающие в особых условиях службы сооружения (взрывная волна и другие катастрофические нагрузки).

10.7. В соответствии с главой СНиП П-А.10-62 при учете совместного действия нагрузок следует различать:

а) основные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительно действующих и одной из возможных кратковременно действующих нагрузок и воздействий (наиболее существенно влияющей на напряженное состояние рассматриваемого сечения элемента или всей конструкции);

б) особые сочетания, составляемые из постоянных, временных длительно действующих, некоторых кратковременно действующих и особых нагрузок и воздействий.

Примечания: I. При наличии соответствующих технико-экономических обоснований ледовые нагрузки и воздействия могут быть отнесены к особым нагрузкам или не учитываться вовсе.

2. Сочетания нагрузок и воздействий должны быть установлены в соответствии с практической возможностью одновременного их действия на сооружения.

3. В соответствующих случаях надлежит учитывать также нагрузки и воздействия, действующие в период строительства, ремонта и в процессе испытания сооружений.
Порядок учета нагрузок в этих случаях устанавливается специальными нормативными документами.

4. Для расчета сооружений или отдельных элементов принимаются наиболее неблагоприятные сочетания и положения нагрузок , причем любая временная нагрузка не вводится в сочетание если она улучшает работу рассчитываемого элемента.

IO.8. При проектировании сооружений, в соответствующих случаях, необходимо учитывать следующие основные воздействия:

а) размыв грунта перед стенкой в результате течений воды и т.д.;

б) коррозию элементов конструкций сооружения;

в) истирающее действие льда, наносов и плавающих тел.

## II. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРИЧАЛЬНЫХ НАБЕРЕЖНЫХ ГРАВИТАЦИОННОГО ТИПА

II.I. Расчет причальных набережных гравитационного типа должен включать в себя требования п.9.5, "а", "б", "д", и "и".

II.2. Расчет гравитационных причальных набережных следует производить с применением соответствующих коэффициентов запаса в уравнениях устойчивости, назначаемых в зависимости от класса капитальности и сочетания нагрузок и воздействий по таблице 7.

Таблица 7

| № п/п | Причина потери устойчивости | Допускаемые коэффициенты запаса при классе капитальности | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | II | | III | | IУ | |
| | | и сочетаниях нагрузок и воздействий | | | | | |
| | | основные | особые | основные | особые | основные | особые |
| I. | Потеря устойчивости сооружения при скольжении по плоскости | I,2 | I,I | I,I5 | I,05 | I,I | I,05 |
| 2. | Потеря устойчивости сооружения от опрокидывания вокруг ребра вращения | I,6 | I,4 | I,5 | - | I,5 | - |

II.3. Сооружения причальных набережных гравитационного типа по условиям допустимой неравномерности осадок следует проектировать с таким расчетом, чтобы равнодействующая нагрузок не выходила из ядра сечения основания. Это условие определяется формулами

$$a \geqslant \frac{b}{3} \qquad (30)$$

или $$e \leqslant \frac{b}{6} \qquad (31)$$

Допускается выход равнодействующей нагрузок из ядра сечения, при увеличенном эксцентриситете для сооружений на скальном основании до $e \leqslant \frac{b}{4}$, на основаниях из плотных грунтов только в случае расчета на особые сочетания нагрузок и воздействий до $e \leqslant \frac{b}{5}$.

В формулах (30) и (31):

$a$ - расстояние от передней грани сооружения до точки приложения равнодействующей нагрузок, определяемое по формуле

$$a = \frac{M_ч - M_o}{g} \quad ; \qquad (32)$$

$e$ - эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузок

$$e = 0{,}5b - a \quad ; \qquad (33)$$

$b$ - ширина сооружения в основании;

$M_ч$ - момент удерживающих сил относительно рассматриваемого (переднего) ребра вращения;

$M_o$ - момент опрокидывающих сил относительно рассматриваемого (переднего) ребра вращения;

$g$ - сумма вертикальных сил, действующих на подошву сооружения.

Примечание. К удерживающим силам следует относить все вертикальные силы, включая вертикальную составляющую активного давления грунта с учетом временных нагрузок.

II.4. Нормальные краевые напряжения по контакту основания сооружения и каменной постели при соблюдении условий (30) и (31) (см.рис.7а) определяются по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{q}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) \leq [\sigma_к], \qquad (34)$$

при не соблюдении условий (30) и (31) (см.рис.7б) по формуле

$$\sigma_{max} = \frac{2q}{3a} \leq [\sigma_к], \qquad (35)$$

где $\sigma_{max}$ и $\sigma_{min}$ - максимальные и минимальные нормальные краевые напряжения в каменной постели на контакте с основанием сооружения;

$[\sigma_к]$ - допускаемое давление на каменную постель, назначаемое в зависимости от марочной прочности камня с учетом его водонасыщенности.
При проведении расчетов прочности каменной постели допускается пользоваться данными таблицы приложения Ш.
Остальные обозначения по п.II.3.

II.5. Нормальные краевые напряжения по контакту каменной постели с грунтом основания определяют из условия передачи нагрузок через каменную наброску под углом $45^0$ по формуле

$$\sigma'_{\substack{max\\min}} = \sigma_{\substack{max\\min}} \frac{b'}{b' + 2h_п} + h_п \gamma_к \leq [\sigma_г], \qquad (36)$$

где $\sigma'_{max}$ и $\sigma'_{min}$ - максимальные и минимальные краевые нормальные напряжения в грунте основания на контакте с каменной постелью;

$b'$ - расчетная ширина, по которой передается давление от сооружения на постель. При соблюдении условий (30) и (31) $b' = b$, при не соблюдении этих условий $b' = 3a$;

$\gamma_к$ - объемный вес каменной постели;

$[\sigma_г]$ - допускаемое давление на грунт основания, принимаемое по инженерно-геологическим отчетам.
В стадии проектного задания допускается принимать величину $[\sigma_г]$ по таблице приложения Ш;

$h_п$ - толщина каменной постели;

$\sigma_{\frac{max}{min}}$ - по п.II.4.

II.6. Толщина каменной постели определяется из условия допускаемого давления от сооружения на грунт основания по формуле

$$h_п \geq \frac{2[\sigma_г]-\gamma_к b'}{4\gamma_к} - \sqrt{\left(\frac{2[\sigma_г]-\gamma_к b'}{4\gamma_к}\right)^2 - \frac{b'(\sigma_{max}-[\sigma_г])}{2\gamma_к}}, \qquad (37)$$

где все обозначения принимаются по п.II.5.

II.7. Устойчивость гравитационных причальных набережных на опрокидывание следует проверять, только в случае выхода равнодействующей нагрузок из ядра сечения, по формуле

$$k_о M_о \leq M_у, \qquad (38)$$

где $k_о$ -коэффициент запаса на опрокидывание, принимаемый по таблице 7;

$M_o$ и $M_y$ - опрокидывающий и удерживающий моменты по п.II.3 с учетом примечания.

Примечание. Для уголковых стенок с внешней анкеровкой проверка устойчивости на опрокидывание не производится.

II.8. Устойчивость гравитационных причальных набережных по схеме плоского сдвига по контакту стенки с каменной постелью следует определять по формуле

$$k_c E \le q f , \qquad (39)$$

где $k_c$ - коэффициент запаса устойчивости при плоском сдвиге, принимаемый по строке I таблицы 7;

$E$ - сумма горизонтальных сил, действующих на сооружение;

$q$ - по п.II.3;

$f$ - коэффициент трения подошвы сооружения по постели, который может приниматься равным 0,5. В особо ответственных случаях значение $f$ рекомендуется определять экспериментальным путем.

II.9. Устойчивость гравитационных причальных набережных по схеме плоского сдвига вместе с постелью следует определять по формулам:

а) для случая постели заглубленной в грунт основания (см.рис.6а)

$$k_c E \le \left(q^{I} + q^{II} + q^{III}\right) f_r + E_p^{I} , \qquad (40)$$

где $q^{I}$ - часть веса сооружения и вес каменной постели в контуре ABCD, передающие давление на грунт в плоскости подошвы постели на участке CB.

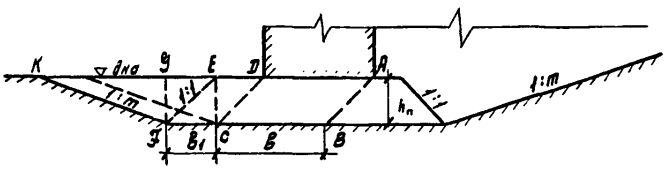
**Нагрузка** $q^{I}$ в случае расположения равнодействующей нагрузок от сооружения в ядре сечения ( см.рис.7а) определяется по формуле

$$q^{I} = \frac{0{,}5\, b^2(\sigma'_{max} + \sigma'_{min}) + 2bh_n\sigma'_{max}}{2h_n + b}\ , \qquad (41)$$

в случае выхода равнодействующей нагрузок от сооружения из ядра сечения ( см.рис.7б) определяется по формуле

$$q^{I} = \frac{b(3a+2t)\sigma'_{max} - 0{,}5\, b^2(\sigma'_{max} - \sigma'_{min})}{3a+2t}\ ; \qquad (42)$$

а) Постель, заглубленная в грунт основания




б) постель на поверхности грунта основания

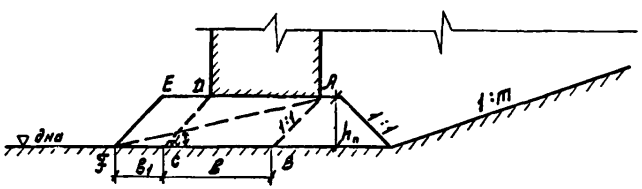
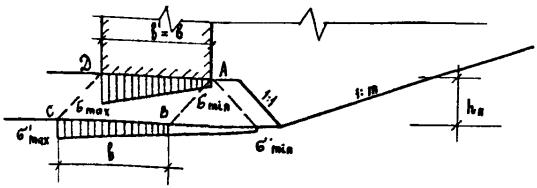



Рис. 6

а) Равнодействующая нагрузок приложена в ядре сечения подошвы сооружения




б) Равнодействующая нагрузок выходит из ядра сечения подошвы сооружения

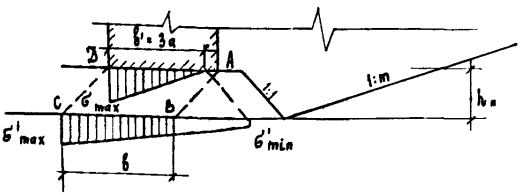



Рис. 7

$q^{I} = b_1 h_n \gamma_к$ – вес постели в контуре CDEF;

$q^{II} = 0{,}5 h_n^2 \gamma_з$ – вес засыпки в контуре EFG;

$f_r$ – коэффициент трения каменной постели по грунту основания, принимаемый на основе экспериментальных данных.

Допускается принимать

$$f_r = tg\varphi_r ;$$

$E_p^I$ – удерживающая горизонтальная сила от грунта засыпки в контуре GFK, определяемая по формуле

$$E_p^I = 0{,}5 h_n^2 \gamma_з \; m \frac{1 + m f_r}{m - f_r} ; \qquad (43)$$

$m$ – заложение откоса котлована;

$\gamma_к$ и $\gamma_з$ – объемные веса каменной наброски и засыпки;

б) для случая постели на поверхности грунта основания (без заглубления в грунт, см. рис. 6 б):

по плоскости $BF$ по формуле (40) при $q^{\text{в}}=0$ и $E_p^I=0$,

по наклонной плоскости $AF$ по формуле

$$k_c E' \le q' f_к \quad , \tag{44}$$

где $f_к$ – коэффициент внутреннего трения каменной наброски, который допускается принимать

$$f_к = tg\,\varphi_к = tg\,45^\circ = I \ ;$$

$q'$ – сумма проекций сил, действующих выше плоскости сдвига $AF$, на нормаль к этой плоскости.

$$q' = (q + q^{\text{в}})\cos\alpha - E\sin\alpha ; \tag{45}$$

$E'$ – сумма проекций на плоскость сдвига $AF$ сил действующих выше этой плоскости.

$$E' = (q + q^{\text{в}})\sin\alpha + E\cos\alpha ; \tag{46}$$

$E$ и $q$ – по п. II.8;

$q^{\text{в}}$ – вес части постели в контуре $AEF$;

$\alpha$ – угол между подошвой стенки и плоскостью сдвига.

II.IO. При расчете гравитационных сооружений на общую устойчивость по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения критический центр кривой скольжения следует находить рассматривая системы кривых, проходящих через тыловое ребро основания стенки и через тыловой конец постели из каменной наброски (см. рис. 8).

Рекомендуется в пределах ширины стенки собственный вес сооружения и вес материала засыпки над ним приводить к эпюре вертикальных сил по формулам (32) ÷ (35) п.п.II.3 и II.4, исключив действие горизонтальных нагрузок , т.е. принимая в формуле (32) $M_0 = 0$.

Эксплуатационную нагрузку на территории причала следует располагать в соответствии со схемой рис. 8.

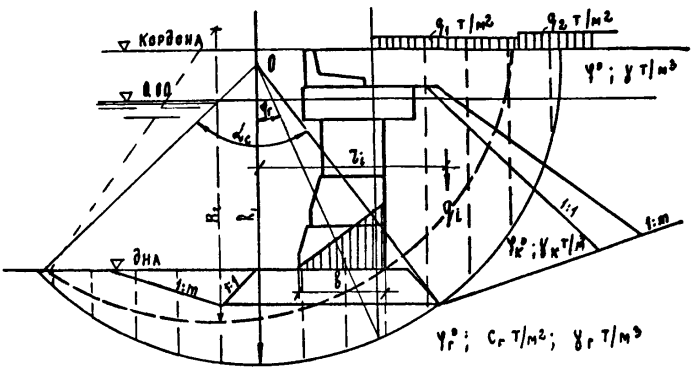



Рис. 8

## I2. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРИЧАЛЬНЫХ НАБЕРЕЖНЫХ УГОЛКОВОГО ПРОФИЛЯ

I2.I. Уголковые набережные с внутренней анкеровкой и контрфорсного типа рассчитываются при 2 случаях загружения территории причала (см.рис. 9.).

I случай - временная нагрузка располагается над сооружением до линии кордона или до линии возможного загружения по технологическим условиям работы крановых механизмов. При таком расположении нагрузки рассчитывается устойчивость сооружения на плоский сдвиг по постели и вместе с постелью, толщина постели, контактные напряжения в постели и грунте, а также усилия для расчета прочности и трещиностойкости элементов конструкций.

2 случай - нагрузка располагается по указаниям п.II.IO для расчета общей устойчивости сооружения.

I2.2. Активное давление грунта с учетом временных нагрузок , расположенных на территории причала, определяется в соответствии с указаниями п.п. 9.7-9.IO. При этом трение материала засыпки по расчетной тыловой плоскости стенки принимается в следующем размере:

а) угол трения материала засыпки по железобетонной тыловой поверхности лицевой плиты или тыловой поверхности контрфорса - в размере $\delta = 0{,}3\varphi$ ,

б) угол трения материала засыпки по условной наклонной тыловой плоскости стенки в грунте засыпки ( по плоскости восприятия распорного давления) - в размере $\delta = \varphi$ .

I2.3. В уголковых стенках с внешней и внутренней анкеровкой за расчетную плоскость лицевой тавровой панели рекомендуется принимать, в случае расположения центра тяжести сечения в плите – тыловую плоскость лицевой панели, в случае расположения центра тяжести в ребре - плоскость проходящую через центр тяжести таврового сечения.

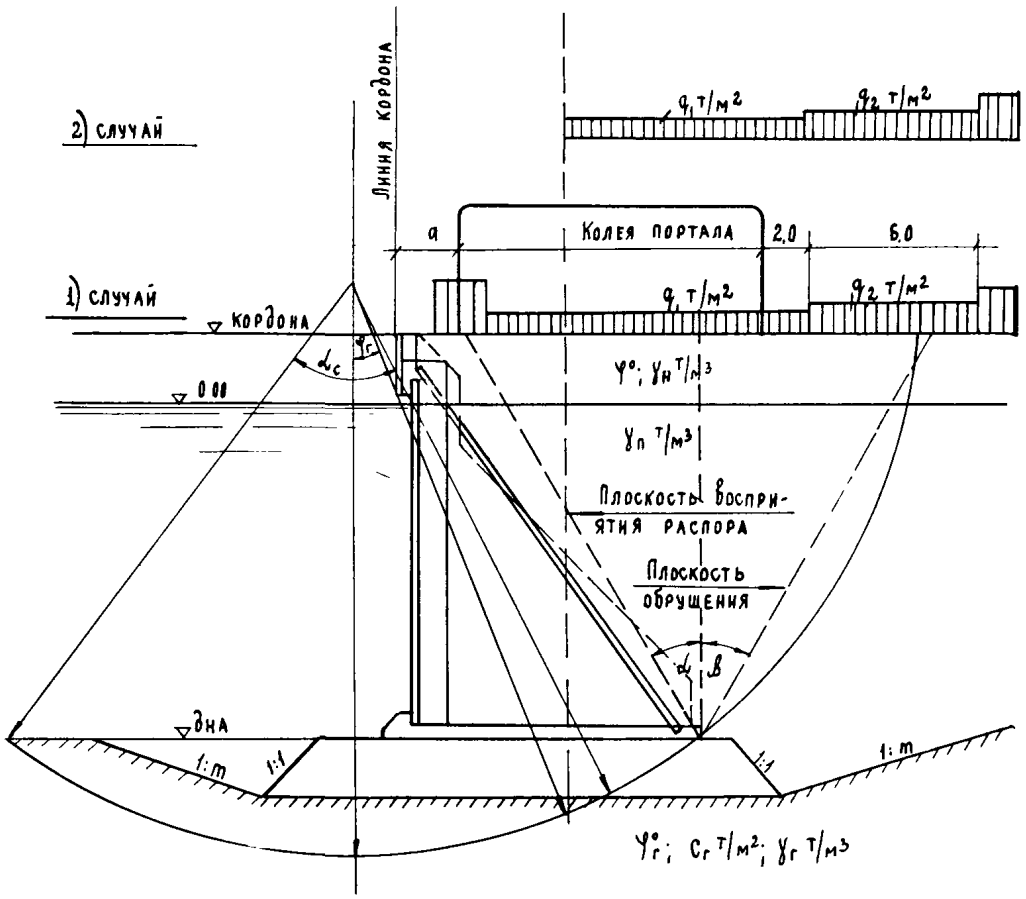

2) случай
Линия кордона
$q_1$ т/м²
$q_2$ т/м²
a
Колея портала
2,0
6,0
1) случай
кордона
$q_1$ т/м²
$q_2$ т/м²
$\varphi_c$
$\alpha_c$
0,00
$\varphi°$; $\gamma_н$ т/м³
$\gamma_п$ т/м³
Плоскость восприятия распора
Плоскость обрушения
$\alpha$
$\beta$
дна
1:m
1:1
1:1
1:m
$\varphi°_г$; $C_г$ т/м²; $\gamma_г$ т/м³

Рис. 9

В контрфорсных стенках расчетной плоскостью является тыловая плоскость лицевой железобетонной плиты.

I2.4. При расчете устойчивости уголковых стенок и прочности их основания углы наклона к вертикали плоскости восприятия распора в засыпке " $\alpha$ " и плоскости обрушения " $\beta$ " рекомендуется определять:

а) при нагрузке расположенной на сооружении - случай I (см. п.п. I2.I и I3.I) по указаниям п.9.9 по формуле (I3),

б) при нагрузке расположенной за сооружением - случай 2 (см.п. I3.I) по указаниям п.9.9 по формуле (II).

I2.5. При расчетах уголковых стенок горизонтальную составляющую швартовного усилия следует учитывать и распределять на длине вдоль кордона равной сумме длин панелей, омоноличенных с тумбовым массивом. Распределение швартовного усилия оголовком на следующие элементы должно быть обосновано расчетом.

I2.6. Лицевая плита в уголковых стенках с внешней и внутренней анкеровкой рассчитывается на нагрузку от активного давления грунта с учетом временных нагрузок в двух направлениях как балки на двух опорах с консолями. В вертикальном направлении опорами служат анкер и упор на пороге фундаментной плиты, в горизонтальном - ребра тавров.

При расчете плиты в вертикальном направлении горизонтальную составляющую швартовного усилия нормальную к линии кордона следует учитывать при определении усилий в наданкерной консоли и не учитывать при определении изгибающего момента в пролете.

Величину коэффициента снижения изгибающего момента в пролете лицевой панели $k'$, за счет ее деформации и перемещения, при расчете в вертикальном направлении, рекомендуется принимать по таблице 8.

Таблица 8

| Для глубин у причала H | k |
|---|---|
| $H \geqslant 9.75$м | I,20 |
| 7,25м $< H <$ 9,75м | I,I0 |
| $H \leqslant$ 7,25м | I,0 |

При расчете плиты в горизонтальном направлении рекомендуется по высоте сооружения в соответствии с эпюрой распора выделять характерные расчетные сечения шириной Iм и загружать горизонтальные балки равномерной нагрузкой равной средней интенсивности по эпюре распора для выделенного сечения.

## I3. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ УГОЛКОВЫХ НАБЕРЕЖНЫХ С ВНЕШНЕЙ АНКЕРОВКОЙ

I3.I. Уголковые набережные с внешней анкеровкой рассчитываются при 4 случаях загружения территории причала (см. рис.I0) :

I случай – временная нагрузка располагается над сооружением до линии кордона или линии возможного загружения по технологическим условиям работы крановых механизмов. При таком расположении нагрузки определяются усилия для расчета лицевой плиты и анкерной тяги, положение равнодействующей нагрузок в основании, контактные напряжения в постели и грунте, толщина постели.

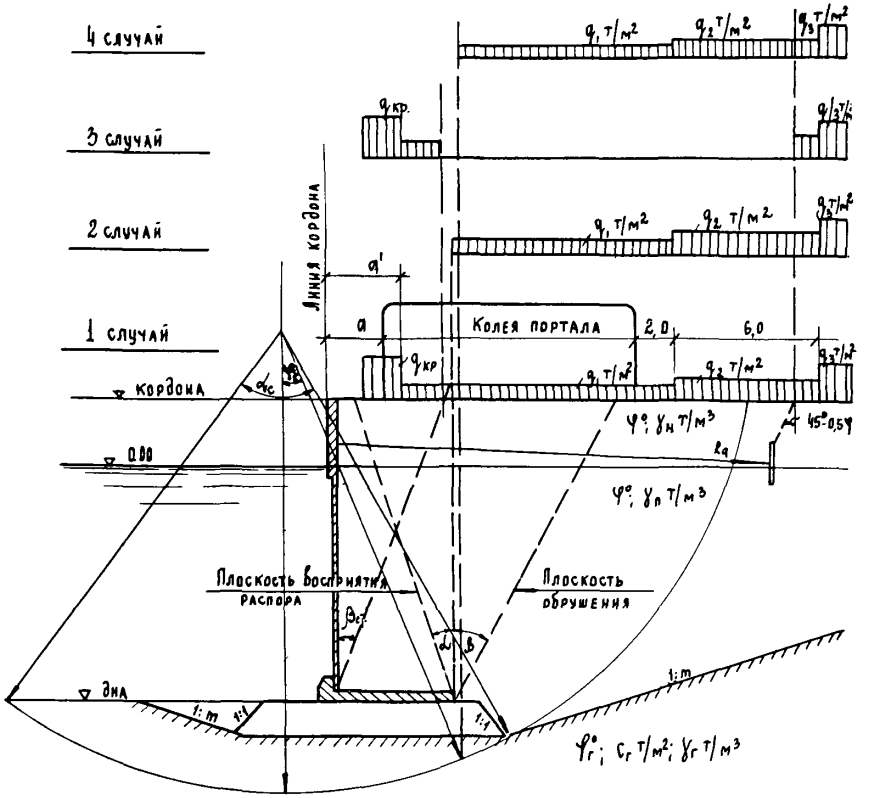

4 случай
3 случай
2 случай
1 случай
$q_1$ т/м²
$q_2$ т/м²
$q_3$ т/м²
$q_{кр}$
Линия кордона
a'
a
Колея портала
2,0
6,0
кордона
0,00
$\varphi°$; $\gamma_н$ т/м³
$l_q$
45°-0,5$\varphi$
$\varphi°$; $\gamma_п$ т/м³
Плоскость восприятия распора
Плоскость обрушения
$\beta_{cr}$
$\delta$
дна
1:m
1:1
$\varphi°_г$; $c_г$ т/м²; $\gamma_г$ т/м³

Рис. 10

2 случай – временная нагрузка располагается за сооружением. В этом случае проверяется устойчивость сооружения на плоский сдвиг по постели и вместе с постелью.

3 случай – временная нагрузка располагается над стенкой в пределах призмы обрушения на лицевую плиту и за плоскостью обрушения, проведенной из верхней точки анкерной опоры. При таком положении нагрузки рассчитываются анкерные устройства.

4 случай – нагрузка располагается по указаниям п.II.I0 для расчета сооружения на общую устойчивость по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

I3.2. Расчеты устойчивости уголковых стенок с внешней анкеровкой на плоский сдвиг, расчеты по определению нормальных контактных напряжений и толщины постели производятся по указаниям п.п. II.3÷ II.9, I2.2÷I2.5 с учетом дополнительных указаний:

при определении положения равнодействующей нагрузок по формуле (32) удерживающий момент $M_y$ включает в себя удерживающие моменты от вертикальных сил $M_g$ и от усилия в анкере $M_{R_a}$, т.е. $M_y = M_g + M_{R_a}$,

при определении устойчивости сооружения на плоский сдвиг в формулах (39), (40), (45) и (46) в величину суммы горизонтальных сил E включается усилие в анкере, т.е. $E = E_x - E_{R_a}$, где $E_x$ – сумма горизонтальных сил от давления грунта с учетом временных нагрузок, $E_{R_a}$ – усилие в анкере.

**I3.3. Определение усилий, действующих в лицевой плите, производится по указаниям п.п. I2.2а), I2.5 и I2.6.**

13.4. Для определения изгибающего момента в фундаментной плите рекомендуется метод, основанный на переходном эквиваленте с кладкой из обычных бетонных массивов.

В качестве эквивалентного принимается массив из бетона марки 100. При этом принимается соотношение наибольшего размера в плане к его высоте равное $\ell : h = 4 : 1$.

Изгибающий момент, действующий на одном погонном метре сечения фундаментной плиты, определяется по формуле

$$M = \frac{\gamma R_p W_o}{k} \quad тм, \qquad (47)$$

где $\gamma = 1{,}75$ – коэффициент перехода к упругопластическим характеристикам бетона для прямоугольного сечения;

$R_p = 100\ т/м^2$ – предел прочности при осевом растяжении для бетона марки 100;

$k$ – коэффициент запаса прочности бетонных конструкций, назначаемый по таблице 9, п.6.2, брошюра I, часть 2;

$W_o = \frac{h_э^2}{6}\ м^3$ – упругий момент сопротивления сечения эквивалентного массива шириной 1м и высотой $h_э = \frac{\ell}{4}$, где $\ell$ – длина эквивалентного массива или размер фундаментной плиты в плоскости действия изгибающего момента. При расчете фундаментной плиты в направлении перпендикулярном кордону – это ширина основания сооружения, в направлении параллельном кордону – ширина фундаментной плиты.

Примечание. Армирование нижней и верхней зоны фундаментной плиты в двух направлениях производится по изгибающим моментам, определенным по формуле (47).

13.5. Растягивающее усилие в анкерной тяге определяется как опорная реакция из расчета лицевой плиты в вертикальном направлении, при этом нагрузки учитываются в соответствии с указаниями п.п.12.5 и 13.1 , случай 1.

13.6. Расчет прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций лицевой и фундаментной панелей производится в соответствии с указаниями разделов 7,8 и 10 брошюры I, часть 2.

13.7. Расчет устойчивости и прочности анкерных устройств и деталей их крепления следует производить в соответствии с указаниями раздела 17 настоящей брошюры.

13.8. Расчет уголковых стенок с внешней анкеровкой на общую устойчивость следует производить в соответствии с указаниями п.11.10 , при этом в случае пересечения анкерной тяги плоскостью скольжения следует учитывать со своим знаком момент вращения анкерного усилия относительно центра кривой вращения.

## 14. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ УГОЛКОВЫХ НАБЕРЕЖНЫХ С ВНУТРЕННЕЙ АНКЕРОВКОЙ

14.1. Расчеты устойчивости уголковых набережных с внутренней анкеровкой на плоский сдвиг и общую устойчивость, расчеты по определению толщины постели и нормальных контактных напряжений производятся по указаниям п.п.11.3÷11.10 и 12.1 ÷ 12.5.

I4.2. Изгибающие моменты и поперечные силы, действующие в лицевой плите уголковой набережной с внутренней анкеровкой, определяются из расчетов, произведенных в соответствии с указаниями п.п. I2.I, I2.2а, I2.3, I2.5 и I2.6.

I4.3. Усилия, действующие в фундаментной плите, допускается определять любыми обоснованными методами расчета, в том числе допускается определять по теории упругости способом Б.Н. Жемочкина с учетом пригрузки от грунта засыпки за стенкой и неравномерности планировки постели.

I4.4. Растягивающее усилие в анкерной тяге определяется как опорная реакция из расчета лицевой плиты в вертикальном направлении. Изгибающий момент, возникающий от действия давления грунта и собственного веса, допускается определять любыми обоснованными методами.

I4.5. Расчет лицевой и фундаментной плит на прочность и трещиностойкость производится по указаниям брошюры I, часть 2.

При этом лицевая плита в вертикальном направлении рассчитывается на внецентренное сжатие, в горизонтальном - на изгиб.

14.6. Расчет анкерной тяги и ее креплений на устойчивость и прочность производится в соответствии с указаниями брошюры I, часть 3.

## 15. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ УГОЛКОВЫХ НАБЕРЕЖНЫХ КОНТРФОРСНОГО ТИПА

15.1. Расчеты устойчивости уголковых стенок контрфорсного типа на плоский сдвиг и общую устойчивость, расчеты по определению нормальных контактных напряжений и толщины постели производятся по указаниям п.п. II.3÷II.10 и I2.1÷I2.5.

15.2. Лицевая плита контрфорсной стенки рассчитывается на нагрузку от активного давления с учетом разгружающего влияния боковых поверхностей контрфорсов за счет трения о них призмы обрушения.

При этом рекомендуется эпюру распорного давления строить в соответствии с указаниями п.I2.2а) и вычитать из нее треугольную эпюру с вершиной на территории причала и основанием равным: в конструкциях при расстоянии между контрфорсами $\approx$ 4м - 20% от нижней ординаты эпюры, построенной по п.I2.2а); в конструкциях при расстоянии между контрфорсами $\approx$ 2м-30% от нижней ординаты эпюры распора.

Лицевая плита работает в горизонтальном направлении, передавая распорное давление на опоры - контрфорсы. При одном контрфорсе она рассчитывается как консольная балка, при двух контрфорсах - как неразрезная плита с консолями.

Рекомендуется по высоте сооружения выделять характерные сечения плиты шириной Iм с равномерной нагрузкой равной средней интенсивности по эпюре распора для выделенного сечения.

I5.3. Контрфорс рассчитывается как консольная балка на нагрузку от горизонтальной составляющей швартовного усилия перпендикулярную кордону, учитывая указания п.I2.5, и на нагрузку от распора, который определяется по указаниям п.I2.2б).

Нагрузка на контрфорс собирается через лицевую плиту с ширины равной сумме прилегающих полупролетов.

I5.4. Фундаментная плита рассчитывается с учетом неполного контакта поверхности с постелью на суммарную нагрузку от реактивного давления постели снизу ( нормальные контактные напряжения) и от пригрузки сверху от собственного веса конструкции, веса засыпки и временных нагрузок.

Рекомендуется неполноту контакта учитывать увеличением реактивных контактных напряжений от постели условно исключив из расчета площадь фундаментной плиты в размере квадрата 0,5ℓ x 0,5ℓ, как показано на рис. II.

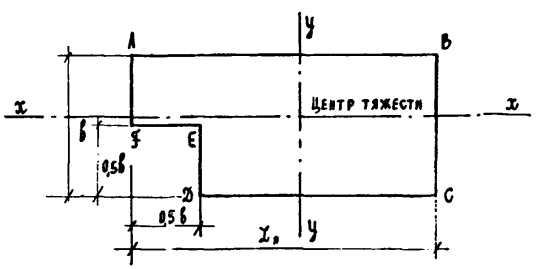



Рис. 11

В этом случае краевые контактные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{q}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad , \qquad (48)$$

где $\sigma_{max}$, $\sigma_{min}$ и $q$ – по п.п.II.3 и II.4;

$F$ – площадь плиты в контуре АВСДЕF (см.рис.II), по которой осуществляется контакт с постелью;

$M_x$ и $M_y$ – моменты от вертикальной составляющей равнодействующей всех нагрузок относительно соответствующих осей, проходящих через центр тяжести сечения фундаментной плиты в контуре АВСДЕF (см.рис.II);

$W_x$ и $W_y$ – моменты сопротивления площади подошвы фундаментной плиты в контуре АВСДЕF относительно соответствующих осей.

При статическом расчете фундаментной плиты (см.рис.I2) рекомендуется передний выступ рассчитывать как консольную балку, тыловую часть плиты при одном контрфорсе – как консольную балку, при двух контрфорсах как балку на двух опорах с консолями. При этом рекомендуется выделять сечения плиты шириной Iм и загружать нагрузкой равной интенсивности по суммарной эпюре давления.

I5.5. Расчеты прочности и трещиностойкости лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты следует производить в соответствии с указаниями разделов 7,8 и I0 брошюры I,ч.2.

Примечание. Для фундаментной плиты следует принимать двойное армирование, так как она рассчитывается по двузначной эпюре давления (см.рис.I2).

План сборного блока уголковой контрфорсной стенки

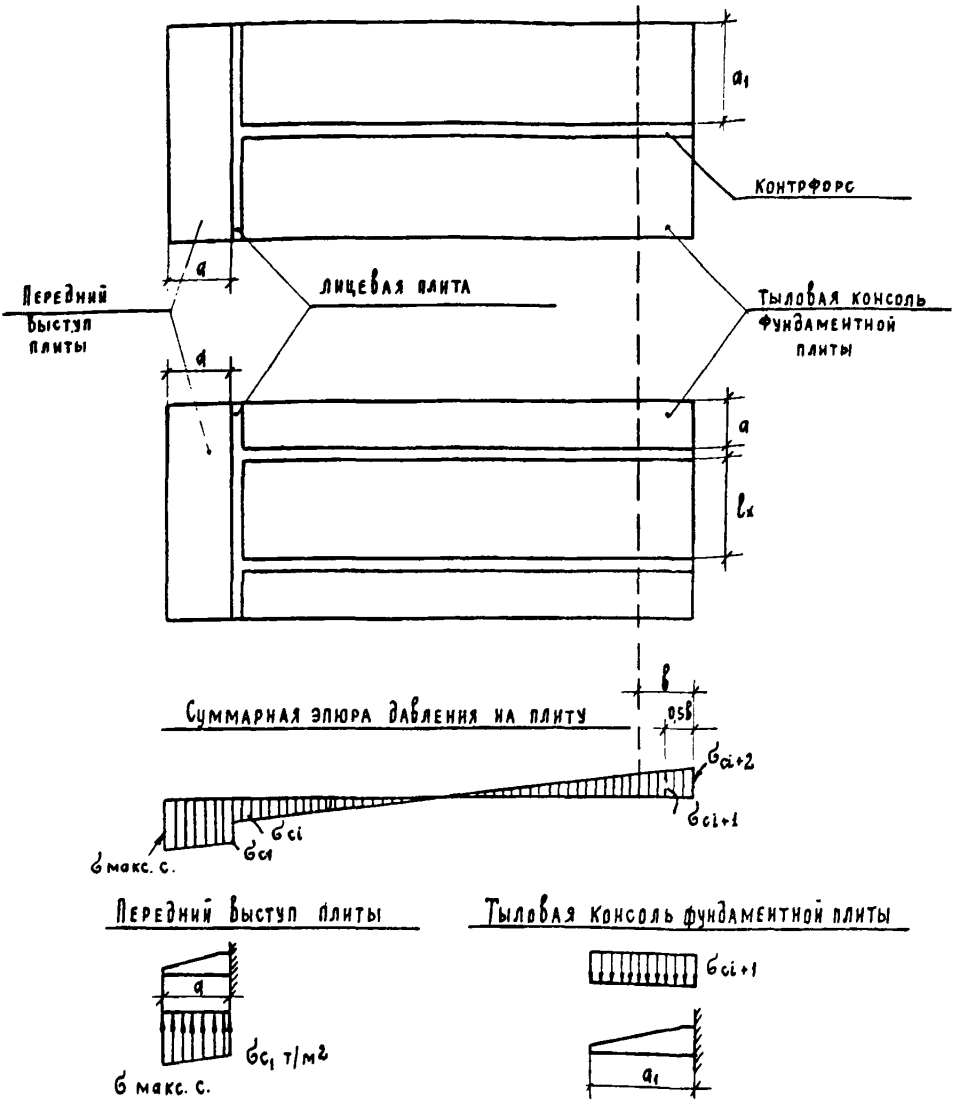



Рис. 12

## 16. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ НАБЕРЕЖНЫХ ИЗ МАССИВОВОЙ КЛАДКИ

16.1. Набережные из массивовой кладки рассчитываются при 5 случаях загружения территории причала ( см.рис.13):

I случай - временная нагрузка располагается за пределами стенки. При таком расположении нагрузки определяются устойчивость стенки на плоский сдвиг по постели, вместе с постелью и по швам кладки, проверяется положение равнодействующей нагрузок (эксцентриситет) в подошве стенки и в швах кладки, а также, в необходимых случаях, устойчивость на опрокидывание.

2 случай - временная нагрузка располагается над тыловой частью сооружения и распределяется на I/3 ширины массива предпоследнего курса кладки. Этот случай является наиболее невыгодным при проверке растягивающих напряжений со стороны акватории в шве основания верхнего курса массивов.

3 случай - временная нагрузка располагается над стенкой до линии кордона или линии возможного загружения по технологическим условиям работы крановых механизмов. В этом случае определяются нормальные напряжения в каменной постели на контакте с основанием стенки и в грунте основания на контакте с каменной постелью, определяется толщина постели, а также усилия в лицевой стенке надстройки.

4 случай - временная нагрузка располагается за пределами надстройки над тыловой частью сооружения. Этот случай является расчетным для определения устойчивости надстройки.

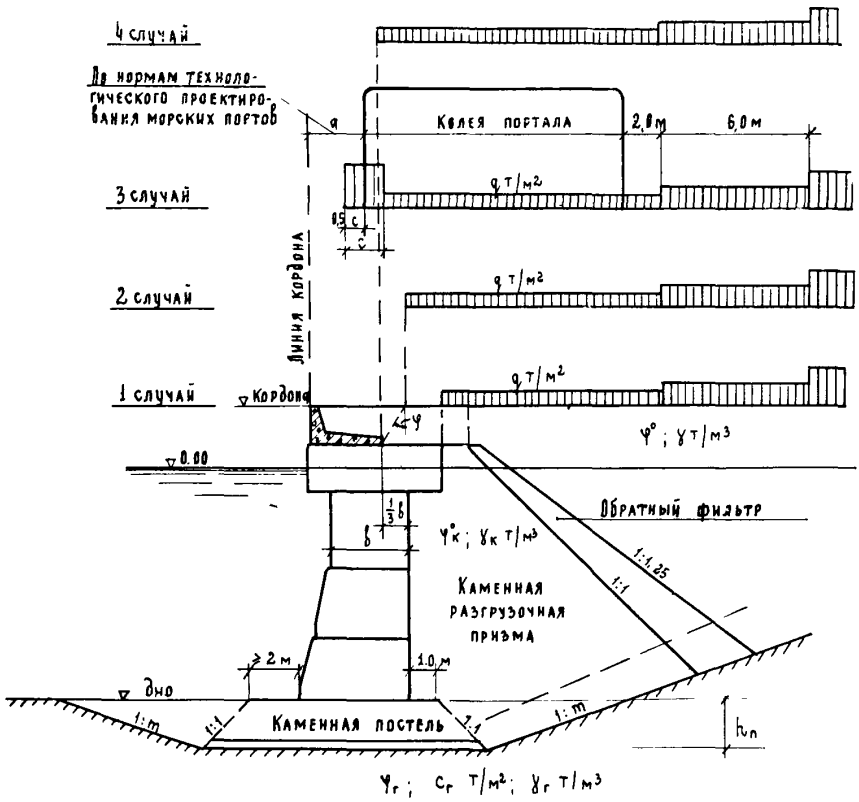

4 случай
По нормам технологического проектирования морских портов
q
Колея портала
2,0 м
6,0 м
3 случай
q т/м²
0,5 с
с
2 случай
q т/м²
Линия кордона
1 случай
q т/м²
Кордон
φ
φ°; γ т/м³
0,00
Обратный фильтр
1/3 b
b
φ°к; γк т/м³
1:1,25
1:1
Каменная разгрузочная призма
≥ 2 м
1,0 м
Дно
1:m
1:1
Каменная постель
1:1
1:m
hп
φг; Cг т/м²; γг т/м³

Рис. 13

5 случай - по п.II.IO при расчете общей устойчивости сооружения по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения ( см. рис. 8).

I6.2. Распорное давление на массивовую стенку от грунта и временных нагрузок определяется в соответствии с указаниями п.п.9.7 ÷ 9.IO с учетом трения материала засыпки по тыловой плоскости стенки (по плоскости восприятия распора) в следующем размере:

а) угол трения грунта засыпки по грунту в пределах высоты надстройки принимается равным углу внутреннего трения материала засыпки, т.е. $\delta = \varphi$ ;

б) угол трения каменной наброски по тыловой поверхности бетонных массивов в пределах высоты разгрузочной призмы принимается в размере $\delta = 0{,}5\varphi_к$ , где $\varphi_к$ - угол внутреннего трения каменной наброски.

в) Угол трения материала засыпки по тыловой поверхности бетонных массивов за счет ограниченного простирания слоя каменной отсыпки принимается в величине $\delta = 0$.

I6.3. В пределах высоты надстройки угол наклона плоскости восприятия распора $\alpha$ в грунте засыпки и соответствующее ему значение угла обрушения $\beta$ определяются в соответствии с указаниями п.9.9.

Примечание. При надстройках высотой до 3м и временной нагрузке $q \geqslant 3$ т/м$^2$ плоскость восприятия распора вертикальна и угол обрушения $\beta$ вычисляется при $\alpha = 0$ и $\delta = 0$.

I6.4. В пределах каменной разгрузочной призмы угол наклона плоскости обрушения $\beta$ определяется по формуле (II). Формула (I2) коэффициента " $\delta$ " в данном случае принимает вид

$$\delta = \frac{2 \cdot a \cdot q_0}{H_1 (H_1 \gamma_к + 2 q_0)} , \qquad (49)$$

где $a$ – длина экранирующего свеса верхнего курса массивов;

$q_0$ – равномерно распределенная нагрузка от давления грунта и временной нагрузки на отметке подошвы верхнего экранирующего курса массивов;

$H_1$ – расстояние от дна до подошвы верхнего экранирующего курса массивов.

I6.5. В пределах каменной разгрузочной призмы эпюра активного давления строится по указаниям п.9.I0. Ординаты $\Delta\sigma_i$ дополнительного давления от пригрузки грунта за счет неполноты простирания каменной наброски в соответствии с формулой (I4) и рис. I4 вычисляются по формулам:

в точке А' $$\Delta\sigma_1 = \frac{(q + h_1\gamma_1)(\lambda_{гг} - \lambda_{гк})\,\delta_0'}{\Delta h'} , \qquad (50)$$

в точке Б' $$\Delta\sigma_2 = \frac{(q + h_1\gamma_1 + \delta_0'\gamma_1)(\lambda_{гг} - \lambda_{гк})\delta_0'}{\Delta h'} , \qquad (5I)$$

в точке А $$\Delta\sigma_3 = \frac{(q + h_1\gamma_1 + \delta_0'\gamma_1)(\lambda_{гг} - \lambda_{гк})\delta_0}{\Delta h} , \qquad (52)$$

в точке Б $$\Delta\sigma_4 = \frac{[q + h_1\gamma_1 + h_2\gamma_1 + (\delta_0 + \delta_0' - h_2)\gamma_2](\lambda_{гг} - \lambda_{гк})\delta_0}{\Delta h} , \qquad (53)$$

где $$\delta_0' = \frac{(h_2 + h_3)\operatorname{tg}\beta_к - a_1}{1 + \operatorname{tg}\beta_к} , \qquad (54)$$

$$\delta_0 = \frac{H_2 \cdot \operatorname{tg}\beta_к - (a + a_1 + \delta_0')}{1 + \operatorname{tg}\beta_к} . \qquad (55)$$

Все обозначения принимаются по рис.I4

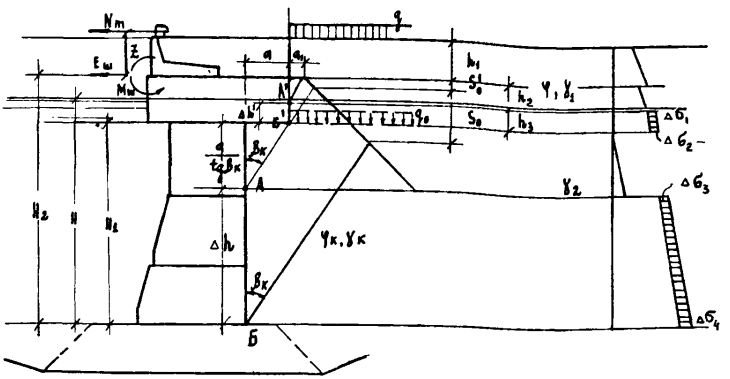



Рис. 14

I6.6. При расчетах устойчивости сооружения по основанию и швам кладки горизонтальную составляющую швартовного усилия нормальную к линии кордона следует переносить в основание надстройки, учитывая при этом возникающей момент от пары сил.

Силу следует распределять равномерно по всей длине секции. На один погонный метр причала действует сила

$$E_{шв.} = \frac{N_т}{\mathcal{L}} \cdot \qquad (56)$$

Момент от пары сил следует распределять по длине тумбового массива с открылками и ниже по швам кладки как показано на рис. I5. В зависимости от рассматриваемого сечения по основанию или шву кладки, величина момента от пары сил на I погонный метр является переменной. Для $i$-го сечения на I погонный метр она определяется по формуле

$$M_{шв.} = \frac{N_т \, z}{\ell_i} \qquad (57)$$

В формулах (56) и (57):

$N_т$ - по п. I6.7;

$\mathcal{L}$ - длина секции;

$\ell_i$ - длина, на которой распределяется швартовная нагрузка в $i$-ом шве ( см. рис.I5);

$z$ - плечо пары сил, равное расстоянию, на которое переносится сила ( см, рис.I5).

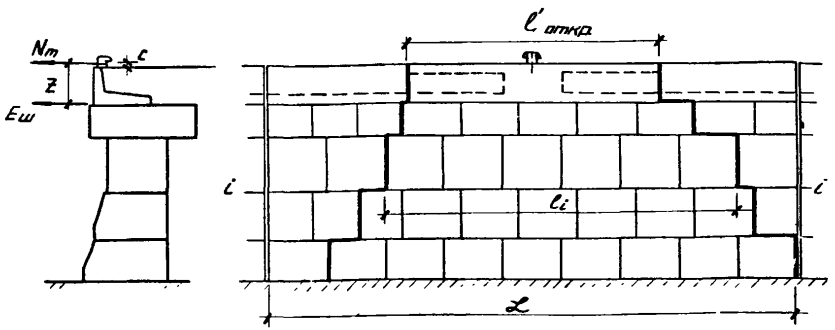



Рис. 15

I6.7. Расчет устойчивости надстройки на скольжение производят на равнодействующую горизонтальных составляющих нагрузок, определяемую по формуле

$$R_{гор.} = \sqrt{T_т^2 + (N_т + E_a \mathcal{L})^2} \quad , \qquad (58)$$

где $T_т$ и $N_т$ – продольная и нормальная горизонтальные составляющие швартовного усилия, определяемые в соответствии СНИ44-60;

$E_a \mathcal{L}$ – горизонтальная составляющая активного давления грунта с учетом временных нагрузок на длине секции $\mathcal{L}$.

I6.8. Расчет устойчивости сооружения и отдельных его частей по швам кладки, определение толщины постели и контактных нормальных напряжений в основании и швах следует производить в соответствии с указаниями п.п. II.2÷II.9 и I6.I÷I6.6.

Примечания: I. Коэффициент трения бетона по бетону рекомендуется назначать:
а) при сдвиге в состоянии естественной влажности $f = 0,6$, б) при сдвиге во влажном состоянии – $f = 0,5$.

2. Следует производить проверочный расчет по определению устойчивости на плоский сдвиг при максимальном уровне воды.

3. При определении нормальных краевых напряжений в шве основания верхнего курса массивов швартовную нагрузку учитывать не следует.

I6.9. При расчете консольного свеса верхнего курса массивов рекомендуется плечо консоли принимать увеличенным на I/3 ширины нижележащего, опорного массива ( см.рис.I6).

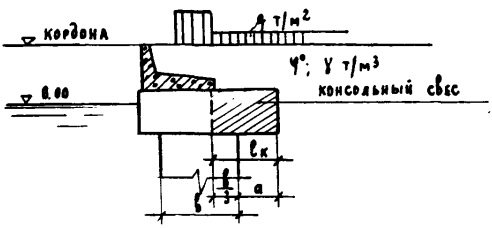



Рис. 16

Расчет прочности консольного свеса массива должен производиться по ослабленному ключевыми отверстиями сечению в соответствии с указаниями брошюры I, часть 2.

I6.I0. Лицевую плиту железобетонной надстройки следует рассчитывать в соответствии с указаниями п.9.I5.

Расчет прочности и трещиностойкости железобетонной надстройки следует производить в соответствии с указаниями разделов 7,8 и I0 брошюры I, часть 2.

I6.II. Расчет массивовой стенки на общую устойчивость по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения следует производить в соответствии с указаниями п.II.I0.

## I7. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ НАБЕРЕЖНЫХ ТИПА БОЛЬВЕРК С АНКЕРОВКОЙ В ОДНОМ УРОВНЕ

**I7.I.** Настоящий раздел распространяется на расчет гибких больверков из металла и железобетона и железобетонных больверков из элементов повышенной жесткости - цилиндрических оболочек диаметром I-2м и крупнопанельных тавровых элементов.

Примечание. Критерий повышенной жесткости и соответствующие ему и гибким стенкам расчетные схемы устанавливаются в соответствии с рекомендациями п.п.I7.5÷I7.9.

**I7.2.** Расчет набережных типа больверк с анкеровкой в одном уровне следует производить с применением соответствующих причине потери устойчивости коэффициентов запаса, назначаемых в зависимости от класса капитальности и сочетания нагрузок и воздействий по таблице 9.

Таблица 9

| Причина потери устойчивости | Допускаемые коэффициенты запаса устойчивости при классе капитальности сооружения | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | II | | III | | IУ | |
| | и сочетаниях нагрузок и воздействий | | | | | |
| | основные | особые | основные | особые | основные | особые |
| I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| I. Потеря устойчивости: | | | | | | |
| а) неполностью защемленной лицевой стенки больверков при повороте вокруг точки закрепления анкера, | | | | | | |

Продолжение таблицы 9

| I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| б) анкерной стенки заанкерованных больверков и в) анкерующего массива грунта за лицевой стенкой заанкерованного больверка (глубинный плоский сдвиг) | I,55 | I,45 | I,50 | I,40 | I,45 | I,35 |
| 2. Потеря устойчивости анкерных плит | 2,0 | I,8 | I,9 | I,7 | I,8 | I,6 |

I7.3. Расчет лицевых и анкерных стенок и плит больверков производится на суммарную нагрузку от активного и пассивного давления грунта с учетом эксплуатационных нагрузок на территории причала.

Эпюры активного и пассивного давления строятся в соответствии с указаниями п.п.9.7÷9.I3. При этом в призме распора угол трения материала засыпки и грунта по расчетной плоскости лицевой стенки больверка, анкерной стенки и анкерной плиты следует принимать в размере $\delta = 0$.

Угол трения грунта по расчетной плоскости в призме выпора следует принимать в следующем размере:

а) угол трения грунта по расчетной плоскости лицевой стенки больверка при расчете по методу Соколовского В.В. и Голушкевича С.С. ( см.п.9.II) - в размере $\delta = \varphi$ , но не более $30^{0}$, при расчете по теории Кулона - в размере $\delta = 0{,}75\varphi$ ;

б) угол трения грунта по анкерной стенке - в размере $\delta = 0{,}333\,\varphi$ ,

в) угол трения грунта по анкерной плите - в размере $\delta = 0$.

Примечания: I. Трение грунта призмы обрушения по стенке при расчете ее устойчивости на поворот допускается принимать в величине, характеризуемой углом $\delta = 0{,}5\,\varphi$ .

2. Угол трения грунта по анкерной плите в призме выпора допускается принимать в размере $\delta = 0{,}333\,\varphi$.

**I7.4. Заанкерованные стенки** бульверков рекомендуется рассчитывать графоаналитическим методом применительно к нагрузкам на I п/м стенки с построением силового и веревочного многоугольников.

Расчетом определяются глубина погружения $t$, действующие в лицевой стенке на длине I п/м усилия - изгибающий момент M, поперечная сила $Q$ и анкерная реакция $R_a$.

I7.5. Расчетные схемы для заанкерованных стенок из железобетонных элементов следует принимать в зависимости от величины отношения $\frac{\delta_c}{t}$ ,

где $\delta_c$ - высота приведенного железобетонного прямоугольного сечения стенки, определяемая по указаниям п. I7.6;

$t$ - глубина погружения, рассчитанная в предложении полного защемления стенки.

При $\frac{\delta_c}{t} \leq 0{,}06$ стенку рекомендуется рассматривать как гибкую и рассчитывать как защемленную или частично за-

щемленную по методу Блюма-Ломейера в соответствии с указаниями п. I7.7.

При $\frac{\delta_c}{t} > 0{,}06$ стенку рекомендуется считать повышенной жесткости и рассчитывать как свободноопертую в соответствии с рекомендациями п. I7.8.

Примечание. Больверки из металлического шпунта рассчитываются по схемам гибких больверков.

I7.6. Высота приведенного сечения железобетонных элементов марки 300-400 определяется по формуле

$$\delta_c = \sqrt[3]{\frac{12\,J}{b+\Delta}}\,, \qquad (59)$$

где $J$ - момент инерции железобетонного элемента стенки;

$b$ - размер элемента стенки в направлении линии кордона; для оболочек - $b = D$, где $D$ - диаметр, для таврового шпунта - $b = b_п$, где $b_п$ - ширина полки, для плоского шпунта $b$ - размер элемента в направлении кордона;

$\Delta$ - проектный зазор между железобетонными элементами стенки.

Примечания: I. Для прямоугольного железобетонного шпунта приведенная высота сечения равна действительной, т.е. $\delta_c = h$.

2. В случае применения железобетонных элементов лицевых стенок с маркой бетона выше 400 в числитель формулы рекомендуется ввести множитель $n$, равный отношению модуля упругости бетона элемента к модулю бетона марки 300.

$$\delta_c = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot J \cdot n}{\ell + \Delta}} \,. \qquad (60)$$

I7.7. При расчете гибких стенок с полным защемлением замыкающая веревочного многоугольника в графоаналитическом расчете проводится через точку пересечения линии анкера с первым лучем из условия равенства изгибающих моментов в пролете и в заделке $M_{пр.} = M_з$.

Примечание. При наличии в основании сооружения грунтов с резко различными физико-механическими характеристиками по сравнению с грунтами засыпки рекомендуется производить уточнение усилий, действующих в стенке, путем построения упругой кривой или проведения замыкающей веревочного многоугольника сил из условия $M_{пр.} = (I,IO + I,I5)\, M_з$.

I7.8. При расчете стенок повышенной жесткости, для определения усилий, замыкающая веревочного многоугольника в графоаналитическом расчете проводится через точку пересечения линии анкера с первым лучем, как касательная к точке перегиба кривой в грунте основания.

I7.9. Расчетную глубину погружения при полном защемлении из условия работы сооружения на устойчивость следует определять по формуле

$$t = t_o + \Delta t \,, \qquad (6I)$$

где $t_o$ – глубина погружения лицевой стенки из графоаналитического расчета, принимаемая от дна до пересечения замыкающей с веревочным многоугольником в нижней его точке.

$\Delta t$ – дополнительная глубина погружения на защемление, которая при расчете по методу криволинейных поверхностей скольжения определяется по формуле

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2\left[(q_i + \Sigma h_i \gamma_i)\lambda_p' + c\,\lambda_c - \gamma t_0 \lambda_a + 2c \cdot tg(45^\circ - 0{,}5\varphi)\right]}; \qquad (62)$$

$E_p'$ – равнодействующая обратного отпора по силовому многоугольнику из графоаналитического расчета;

$\lambda_a$, $q_i$, $c$ и $\Sigma h_i \gamma_i$ – расчетные величины по п.9.7;

$\lambda_p'$ и $\lambda_c$ – коэффициенты пассивного давления по п.9.II.

Примечание. При расчете по методу Кулона дополнительная глубина погружения определяется по формуле

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2\left[(q_i + \Sigma h_i \gamma_i)\lambda_p k_p' + 2c \cdot tg(45^\circ + 0{,}5\varphi) - \gamma t_0 \lambda_a + 2c \cdot tg(45^\circ - 0{,}5\varphi)\right]} \qquad (63)$$

где $k_p' = I$.

I7.I0. Расчетную глубину погружения лицевой стенки при частичном защемлении или свободном опирании следует определять из условия устойчивости на поворот вокруг точки крепления анкера по формуле

$$k_y M_{дей.} \leq M_y, \qquad (64)$$

где $M_{дей.}$ – момент активных сил, поворачивающих стенку вокруг точки крепления анкера;

$M_y$ – момент пассивных сил, удерживающих стенку, вокруг точки крепления анкера;

$k_y$ – коэффициент запаса устойчивости, назначаемый по таблице 9.

Примечание. Величину и положение равнодействующих активных и пассивных сил следует определять по раздельным, а не суммарным эпюрам давления.

17.11. В тех случаях, когда условие (64) не соблюдается следует увеличивать глубину погружения стенки.

Рекомендуется дополнительную глубину погружения определять по формуле

$$t_{доп.} = \frac{M_{доп.}}{(\sigma_{p,t} - \sigma_{a,t})\, h_t} \quad , \qquad (65)$$

где $M_{доп.}$ – дополнительный удерживающий момент, необходимый для обеспечения устойчивости стенки;

$\sigma_{p,t}$ и $\sigma_{a,t}$ – ординаты пассивного и активного давления на глубине $t$, определяемые по формулам (4), (5), (16) и (17);

$t$ – глубина погружения на которой не выполнено условие (64);

$h_t$ – плечо, равное расстоянию от точки крепления анкера до сечения на глубине $t$.

17.12. Значение изгибающего момента в пролете лицевой стенки, действующего на один элемент, определяется по формуле

$$M = \frac{M_{max}}{k_c} \left(\beta + \Delta\right) \quad , \qquad (66)$$

где $M_{max} = \eta \cdot x_{max}$ – максимальный изгибающий момент в пролете из графоаналитического расчета;

$\eta$ – полюсное расстояние силового многоугольника в масштабе сил из графоаналитического расчета;

$x_{max}$ – максимальная ордината веревочного многоугольника в пролете в масштабе длин из графоаналитического расчета;

$b$ и $\Delta$ – ширина и зазор по п.I7.6;

$k_c$ – коэффициент, учитывающий снижение давления грунта на стенку за счет ее деформации и перемещения. Значение $k_c$ рекомендуется принимать в зависимости от отношения $\frac{\delta_c}{l}$ по таблице, где: $\delta_c$ – высота приведенного сечения, определяемая в соответствии с указаниями п.I7.6;

$l = h + 0{,}667\, t_o$ – условный пролет, $h$ – высота от анкера до дна, $t_o$ – глубина погружения, полученная из графоаналитического расчета, от дна до точки касания с веревочной кривой в нижней ее части.

Таблица I0

| № п/п | Засыпка за стенку | Значение $k_c$ при | | |
|---|---|---|---|---|
| | | $\frac{\delta_c}{l} \leq 0{,}04$ | $0{,}04 < \frac{\delta_c}{l} < 0{,}I0$ | $\frac{\delta_c}{l} \geqslant 0{,}I$ |
| I. | Песок | I,35 | I,20 | I,0 |
| 2. | Камень | I,50 | I,35 | I,0 |

Примечание. При определении значения M следует иметь в виду, что, если расчетная глубина погружения стенки повышенной жесткости, определенная из условия устойчивости стенки ( по п.17.10), будет превышать глубину $t$ более, чем на 30%, расчетный момент, полученный по формуле (66) следует увеличивать на 10%, при увеличении глубины более чем на 40% - на 15%, а при увеличении глубины более чем на 50% изгибающий момент допускается определять по расчетной схеме балки свободно опертой в уровне анкерной тяги и упруго заделанной в грунт основания от дна до глубины, определенной условиями п. 17.10.

17.13. Значения изгибающего момента и поперечной силы в опорном сечении ( в точке крепления анкерной тяги) лицевой стенки, действующие на один элемент, определяются по формулам

$$M = M_{оп.}(\ell + \Delta) \quad , \tag{67}$$

$$Q = Q_{оп.}(\ell + \Delta) \quad , \tag{68}$$

где $M_{оп.} = \eta \cdot x_{оп}$ - изгибающий момент в уровне крепления анкера из графоаналитического расчета;

$\eta$ - по п.17.12;

$x_{оп.}$ - ордината веревочного многоугольника в уровне крепления анкера в масштабе длин из графоаналитического расчета;

$Q_{оп} = R_a - \Sigma p$ - поперечная сила в уровне крепления анкера из графоаналитического расчета;

$R_a$ - анкерная реакция по силовому многоугольнику из графоаналитического расчета;

$\Sigma p$ - величина наданкерной нагрузки активного давления;

$\ell$ и $\Delta$ - ширина и зазор по п.17.6.

I7.I4. Значение усилия в анкере и элементах его крепления следует определять по формуле

$$R'_a = k_a R_a l_a \quad , \qquad (69)$$

где $R_a$ – анкерная реакция по силовому многоугольнику из графоаналитического расчета лицевой стенки;

$l_a$ – шаг анкеров;

$k_a$ – коэффициент, учитывающий перераспределение давления на стенку и неравномерность натяжения анкерных тяг.

Значение этого коэффициента следует принимать:

а) для стенок с предварительным натяжением анкеров – I,3;

б) для стенок без предварительного натяжения анкеров – I,5;

в) для расчета деталей крепления анкерных тяг– I,25.

I7.I5. В больверках с лицевой стенкой из железобетонных элементов повышенной жесткости величину предварительного натяжения анкеров следует назначать наименьшей из величин, определенных по формулам

$$\frac{P_н (1{,}15h)^3}{3 E_c J_c} \le \frac{R'_a \chi_a}{E_a F_a} \quad , \qquad (70)$$

$$1{,}1 P_н \cdot h \le 0{,}75 M_p, \qquad (71)$$

где $h$ – расстояние от дна до уровня крепления анкера;

$R_a$ – усилие в анкере при полном расчетном загружении сооружения;

$F_a$ и $l_a$ – площадь сечения и длина анкерной тяги;

$E_a$ и $E_c$ – модули упругости материала анкерной тяги и лицевой стенки;

$J_c$ – момент инерции расчетного сечения лицевой стенки на ширине равной шагу анкеров;

$M_p$ – расчетный изгибающий момент в лицевой стенке, приведенный к ширине равной шагу анкеров.

17.16. Анкерные опоры в виде гибких стенок рекомендуется рассчитывать графоаналитическим методом с учетом указаний п.п. 17.2, 17.3, 17.17 - 17.20.

Примечание. Временную эксплуатационную нагрузку рекомендуется располагать за плоскостью обрушения, проведенной из верхней точки анкерной стенки.

17.17. Усилия в анкерных стенках следует определять из графоаналитического расчета на действие усилия анкерной реакции $R_a$ ( см.рис. 17).

Примечание. Против тумбового массива, на длине полосы распределения швартовного усилия вдоль причального фронта, к анкерной реакции $R_a$ из графоаналитического расчета прибавляется распределенная горизонтальная, нормальная составляющая швартовного усилия.

17.18. Полная высота анкерной стенки ( см.рис.17) определяется из условия устойчивости ее по формуле

$$h_c = t_1 + t_0 + \Delta t, \qquad (72)$$

где $t_1$ – наданкерная высота анкерной стенки;

$t_0$ – глубина погружения из графоаналитического расчета от анкера до пересечения замыкающей с веревочным многоугольником при действии на стенку анкерной реакции $k_y R_a$, где значения $k_y$ и $R_a$ принимаются по табл. 9 и п. 17.14;

Расчетная схема анкерной стенки

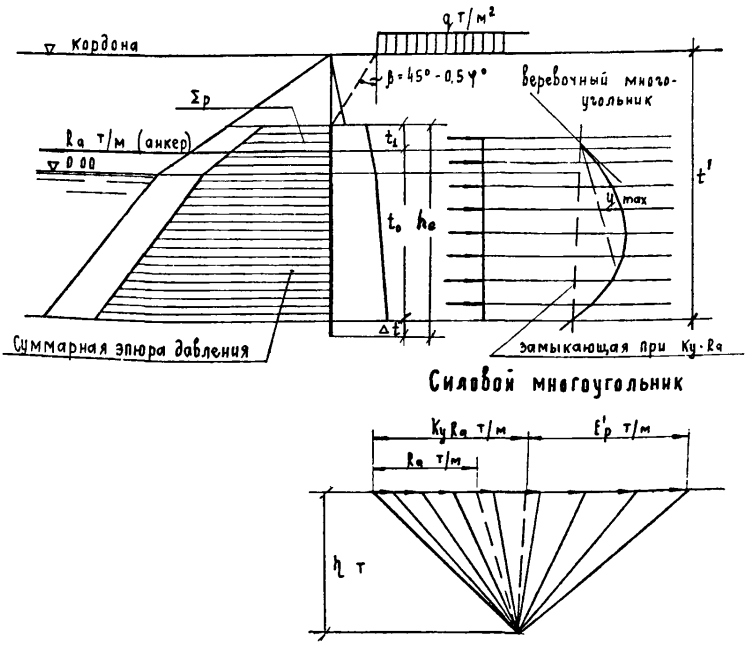



Рис. 17

$\Delta t$ – дополнительный запас на защемление определяемый при расчете по методу криволинейных поверхностей выпора по формуле

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2\,n\left[\left(q_i + \Sigma h_i \gamma_i\right)\lambda_p' - \lambda_a \Sigma \gamma_i h_i + c\,\lambda_c + 2c \cdot tg\left(45^\circ - 0{,}5\varphi\right)\right]}\ ; \qquad (73)$$

$E_p'$ – по п. I7.9;

$n = 0{,}8$ – коэффициент безопасности.

Примечание: При расчете по методу Кулона дополнительный запас на защемление определяется по формуле,

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2n\left[\left(q_i + \Sigma h_i \gamma_i\right)\lambda_p k_p' + 2c \cdot tg\left(45^\circ + 0{,}5\varphi\right) - \lambda_a \Sigma \gamma_i h_i + 2c \cdot tg\left(45^\circ - 0{,}5\varphi\right)\right]}, \qquad (74)$$

где $k_p' = 1$.

I7.I9. Для расчета прочности, а в отдельных случаях и трещиностойкости, усилия, действующие на один элемент анкерной стенки, определяются в соответствии с формулами (66), (67) и (68) при $k_c = 1$.

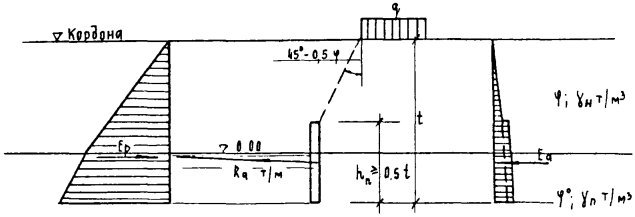
I7.20. Анкерные опоры в виде плит ( см.рис.I8) рекомендуется принимать по высоте равными половине заглубления от поверхности территории и рассчитывать на устойчивость по формуле

$$k_y R_a \le E_p - E_a\ , \qquad (75)$$

где $k_y$ – коэффициент запаса устойчивости, назначаемый по таблице 9;

$R_a$ – анкерная реакция из графоаналитического расчета лицевой стенки;

Расчетная схема анкерной плиты.




Железобетонная ребристая анкерная плита

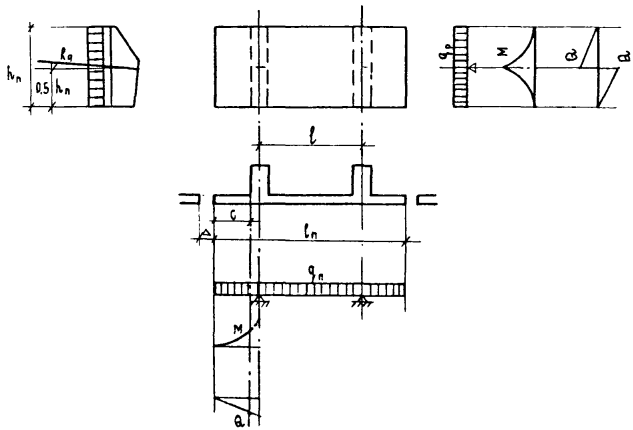



Рис. 18

$E_p$ - пассивное давление грунта на высоте от отметки территории до подошвы анкерной плиты;

$E_a$ - активное давление грунта, с учетом временных эксплуатационных нагрузок, на высоте от отметки территории до подошвы анкерной плиты.

Примечания: I. Временную эксплуатационную нагрузку в расчете рекомендуется располагать на территории причала за плоскостью обрушения, проведенной из верхней точки анкерной плиты.

2. При расчете анкерных плит тумбовых массивов к анкерной реакции $R_a$ из графоаналитического расчета прибавляется равномерно распределенная , на длине указанных плит, горизонтальная составляющая швартовного усилия нормальная кордону.

I7.2I. Усилия, действующие в элементах железобетонных ребристых плит с двумя анкерами ( см. рис. I8), определяются:

а) в плите, как в балке на двух опорах с консолями, от равномерно распределенной нагрузки на I $м^2$

$$q_п = \frac{(l_п + \Delta) \cdot R_a}{l_п h_{пл}} \quad , \qquad (76)$$

б) в ребре, как в консольной балке защемленной в уровне крепления анкерной тяги ( в середине высоты анкерной плиты), от равномерно распределенной нагрузки на I п/м консоли

$$q_р = \frac{0{,}5\ R_a (l_п + \Delta)}{h_{пл}} \quad , \qquad (77)$$

где $R_a$ - анкерная реакция по п. I7.I8;

$l_п$ - длина анкерной плиты;

$h_{пл}$ - высота анкерной плиты ;

$\Delta$ - проектный зазор между анкерными плитами.

I7.22. Расстояние между расчетной плоскостью лицевой стенки и анкерными опорами рекомендуется принимать из условия пересечения в точке на поверхности территории плоскости обрушения проведенной от расчетной плоскости лицевой стенки из точки на уровне касания замыкающей к веревочному многоугольнику сил, с плоскостью выпора, проведенной от подошвы анкерной плиты, а для анкерной стенки - отступя от подошвы на дополнительную глубину защемления $\Delta t$ .

При однородном грунте расстояние между лицевой стенкой и анкерными опорами определится формулой

$$\mathcal{L} = H_c \cdot tg(45° - 0{,}5\varphi) + t \cdot tg(45° + 0{,}5\varphi), \qquad (78)$$

где $H_c$ - расстояние от отметки кордона до точки касания замыкающей к веревочному многоугольнику из графоаналитического расчета лицевой стенки;

$t$ - расстояние от отметки кордона до подошвы анкерной плиты, а в анкерных стенках выше подошвы на $\Delta t$.

I7.23. Если по общим компоновочным требованиям ( стесненность территории и др.) или технико-экономическим показателям ( укороченные тяги) возможно и целесообразно приблизить анкерные опоры к лицевой стенке отступя от указаний п.I7.22, то необходимо произвести проверку анкерующей способности

массива грунта в соответствии с указаниями п.п.17.24÷17.26, а также приложения У, и уменьшить величину пассивного давления на анкерные опоры в соответствии с указаниями приложения У1.

17.24. Проверка анкерующей способности массива грунта-устойчивости на общий сдвиг, осуществляется в предположении, что скольжение всего сооружения вместе с массивом грунта, находящимся за лицевой стенкой, с анкерными устройствами происходит по плоскости ( плоский сдвиг).

Указанная плоскость проходит:

а) у лицевой стенки через точку, определяющую ее теоретическую глубину - точка касания веревочной кривой, полученная при расчете свободноопертой балки;

б) у анкерных плит - через подошву плиты;

в) у анкерных стенок - на расстоянии $\Delta t$ вверх от подошвы.

17.25. Условие устойчивости на общий плоский сдвиг считается выполненным, когда:

$$k_y R_a \leq R_{gon} \quad , \qquad (79)$$

где $R_a$ - анкерная реакция, полученная расчетом лицевой стенки графоаналитическим способом;

$R_{gon}$ - максимальная допустимая величина анкерной реакции, при которой обеспечивается предельное равновесие анкерующего массива грунта за стенкой, определяемая в соответствии с рекомендациями приложения У ;

$k_y$ - коэффициент запаса устойчивости, принимаемый по таблице 9.

I7.26. Если условие (79) не выполнено, следует :

а) для сооружений с анкерными плитами - увеличить расстояние от лицевой стенки до анкерной плиты;

б) для сооружений с анкерными стенками - в зависимости от технико-экономической целесообразности увеличить расстояние от лицевой стенки до анкерной стенки или заглубить подошву последней.

Примечание. При заглублении анкерных стенок для увеличения устойчивости сооружения новая плоскость скольжения проводится через точку, расположенную выше нового положения подошвы стенки на расстоянии $\Delta t$, где $\Delta t$ принимается по данным первоначального расчета анкерной стенки на прочность и устойчивость.

I7.27. Проверку общей устойчивости набережных типа заанкерованных больверков на скольжение по круглоцилиндрическим поверхностям следует производить только в случаях:

а) когда в основании набережной ( как непосредственно под подошвой, так и по глубоким слоям) имеются прослойки слабого грунта, вдоль которого может произойти скольжение и нарушение устойчивости сооружения;

б) когда в тыловой части набережной, попадающей в зону, ограниченную возможной поверхностью скольжения, находятся нагрузки в 3-4 раза превосходящие нагрузки прикордонной зоны.

## 18. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ БОЛЬВЕРКОВ ИЗ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ШПУНТА

18.1. За расчетную плоскость восприятия активного давления лицевой стенки из металлического шпунта различных профилей рекомендуется условно принимать среднюю линию стенки (см. рис. 19).

18.2. Расчет лицевой стенки больверка из металлического шпунта , анкерных тяг и анкерных опор следует производить в соответствии с указаниями раздела 17 настоящей брошюры.

18.3. Подбор сечения шпунта лицевой стенки металлического больверка следует производить из расчета на прочность в соответствии с указаниями п.4.1, брошюра I, часть 3.

## 19. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ БОЛЬВЕРКОВ ИЗ ГИБКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ШПУНТА

19.1. Критерий гибкости стенки и соответствующие ему расчетные схемы устанавливаются в соответствии с требованиями п.17.5 настоящей брошюры.

19.2. За расчетную плоскость восприятия распорного давления лицевой стенкой из железобетонного шпунта следует принимать тыловую грань шпунтовой стенки ( см. рис. 20).

19.3. Расчет лицевой стенки больверка из железобетонного шпунта, анкерных тяг и анкерных опор следует производить в соответствии с указаниями раздела 17 и п.19.4 настоящей брошюры.

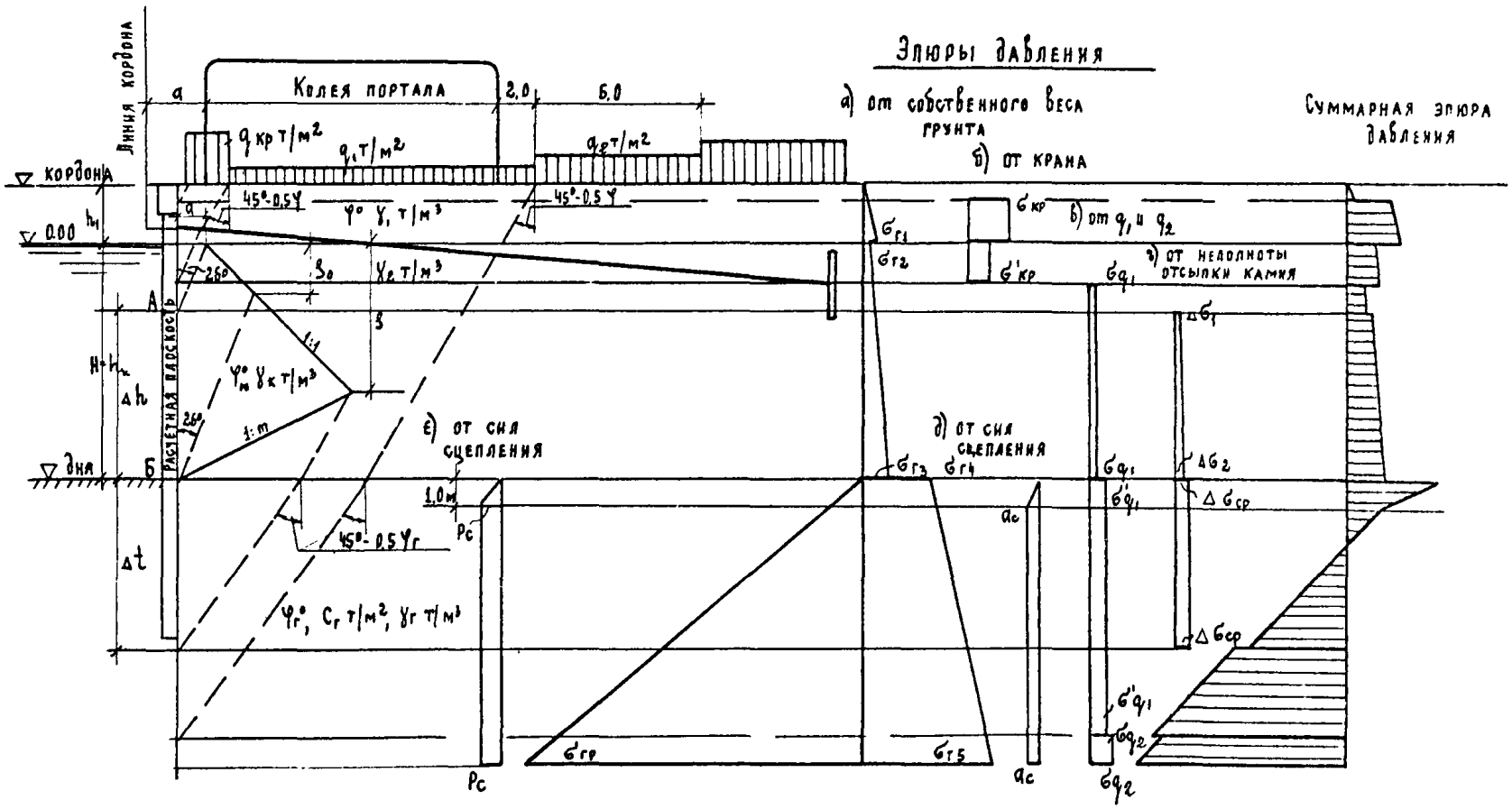

Эпюры давления
Колея портала
Линия кордона
кордона
0.00
дна
а) от собственного веса грунта
б) от крана
в) от $q_1$ и $q_2$
г) от неполноты отсыпки камня
д) от сил сцепления
е) от сил сцепления
Суммарная эпюра давления
расчетная плоскость
45°-0.5φ
26°
1:1
1:m
1.0м
2.0
6.0

Рис. 20

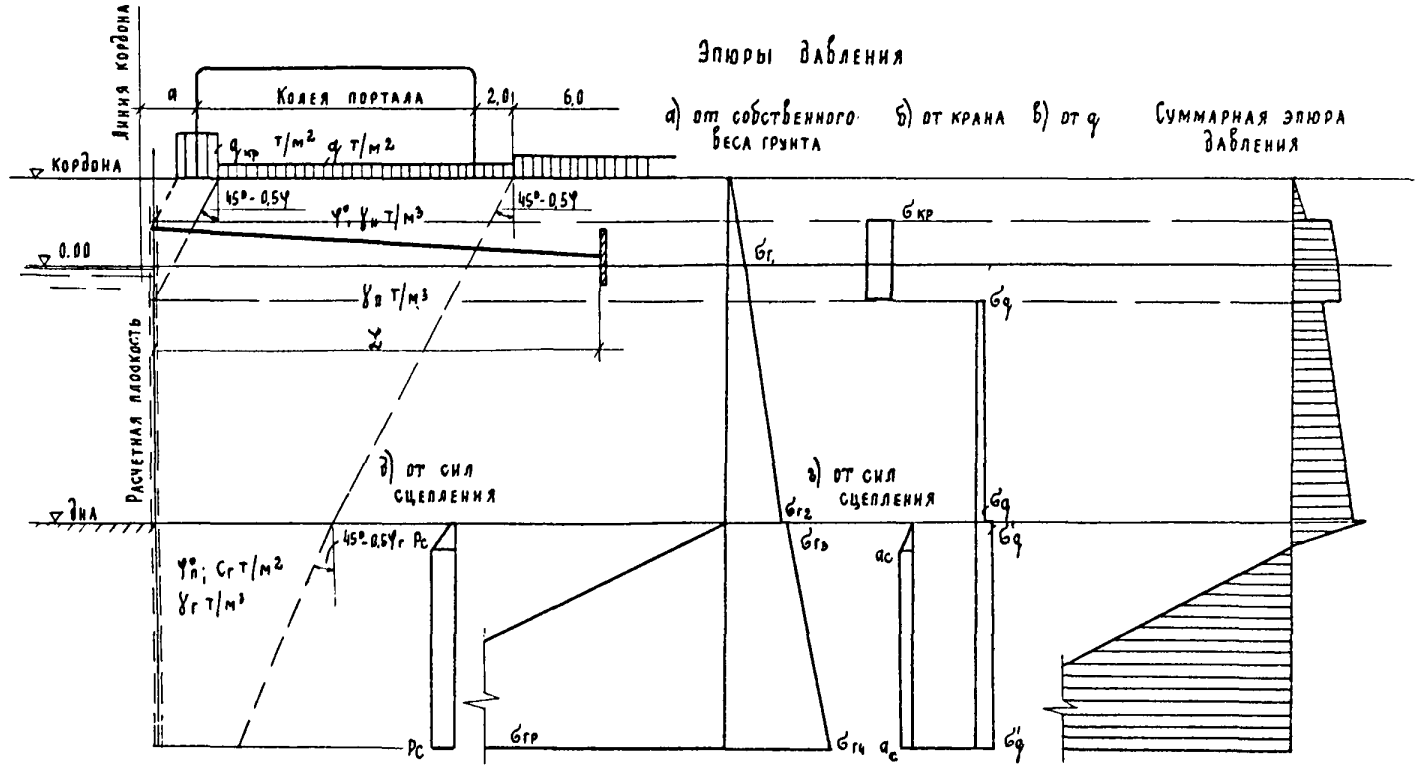

Эпюры давления
Линия кордона
Колея портала
а
2,0
6,0
а) от собственного веса грунта
б) от крана
в) от q
Суммарная эпюра давления
кордона
0.00
Расчетная плоскость
дна
45°-0,5φ
45°-0,5φ
д) от сил сцепления
г) от сил сцепления
45°-0,5φг
Pc
Pc
σкр
σq
σq
σq
σгр
σг4
σг2
σг3
ac
ac

Рис. 19

19.4. Ординаты эпюры активного давления грунта при наличии каменной призмы рекомендуется определять в соответствии с указаниями п.9.10.

Дополнительные ординаты $\Delta\sigma_i$ от пригрузки грунта в соответствии с формулами (14) и (15), а также с рис. 20 определяются по формулам

в точке А
$$\Delta\sigma_1 = \frac{(q_1 + h_1\gamma_1)(\lambda_{xr} - \lambda_{xk})\delta_0}{\Delta h}, \qquad (80)$$

в точке Б
$$\Delta\sigma_2 = \frac{(q_1 + h_1\gamma_1 + \delta_0\gamma_2)(\lambda_{xr} - \lambda_{xk})\cdot\delta_0}{\Delta h}, \qquad (81)$$

Ниже точки Б на глубине $\Delta t$
$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{[q_1 + h_1\gamma_1 + 0{,}5(H+\delta_0)\gamma_2](\lambda_{xr} - \lambda_{xk})(H-\delta_0)}{\Delta t}, \qquad (82)$$

где
$$\delta_0 = \frac{H\cdot tg\,26^\circ - a}{1 + tg\,26^\circ}. \qquad (83)$$

Остальные обозначения по п.9.10 и рис. 20.

Примечание. Рекомендуется передачу давления на расчетную плоскость в призме обрушения принимать под углом $\beta = 26^\circ$ ( см. рис. 20).

## 20. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ БОЛЬВЕРКОВ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОВЫШЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ

20.I. Критерий жесткости стенки и соответствующие ему расчетные схемы устанавливаются в соответствии с требованиями п.I7.5 настоящей брошюры.

20.2. За расчетную плоскость восприятия распорного давления лицевой стенкой из элементов повышенной жесткости рекомендуется принимать плоскость отстоящую на расстоянии 0,25 D в сторону кордона от тыловой грани элемента для кольцевых сечений (см. рис. 2I) и плоскость, проходящую через центры тяжести, для тавровых сечений.

20.3. Расчет лицевой стенки больверка из железобетонных элементов повышенной жесткости (кольцевое или тавровое сечения), анкерных тяг и анкерных опор следует производить в соответствии с указаниями раздела I7 настоящей брошюры, а также брошюры I части 2 и 3.

## 2I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ЭСТАКАДНОГО ТИПА

2I.I. Настоящий раздел распространяется на проектирование причальных сооружений в виде набережных-эстакад, пирсов-эстакад ( кроме специализированных) и оторочек-эстакад, с высоким свайным ростверком из сборного железобетона, основанных на опорах из цилиндрических оболочек диаметром до I,6 м, а также на призматических сваях.

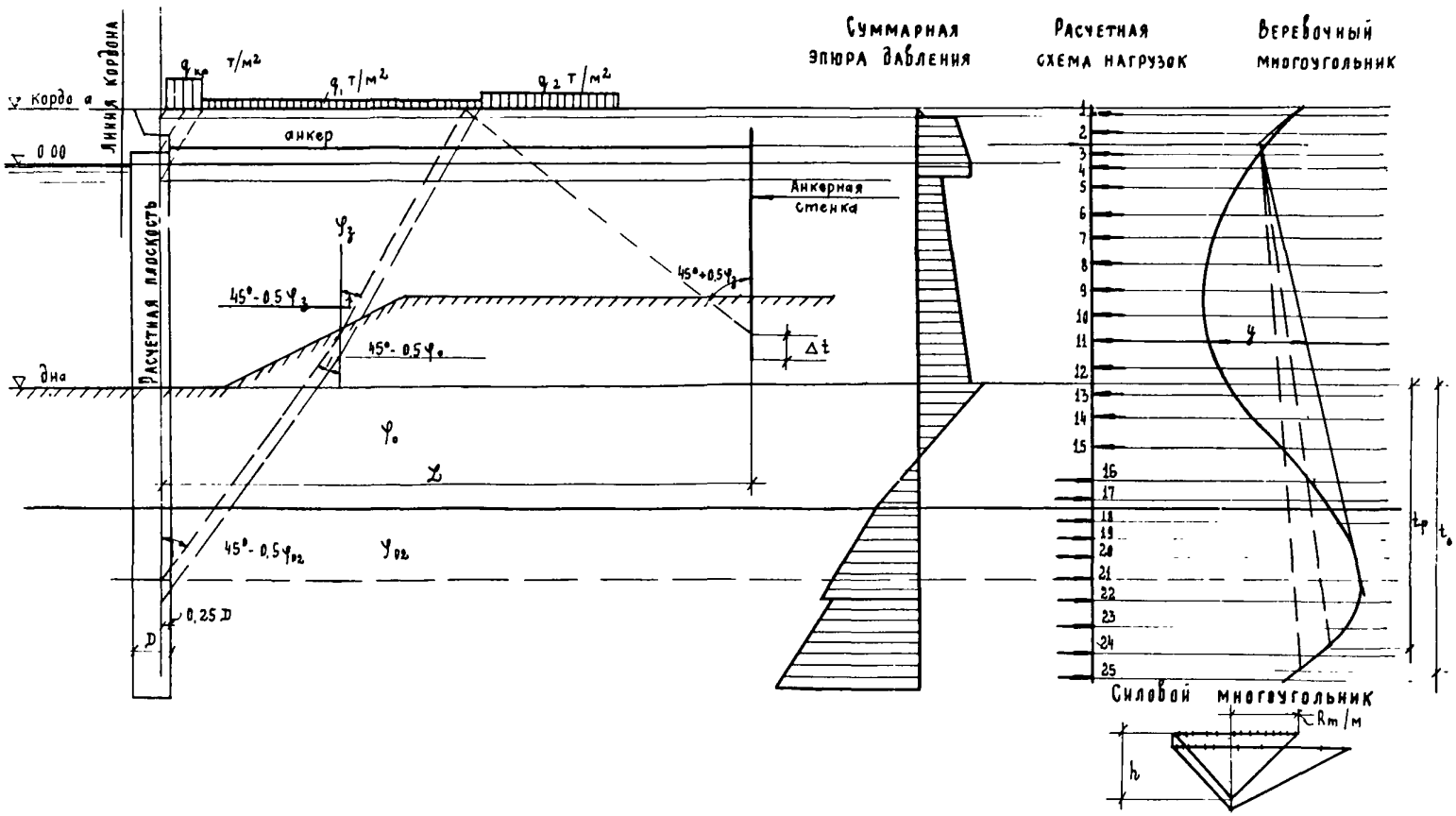

Суммарная эпюра давления
Расчетная схема нагрузок
Веревочный многоугольник
Линия кордона
кордона
0.00
анкер
Анкерная стенка
Расчетная плоскость
дна
Δt
0,25 D
D
Силовой многоугольник
Rm/м
h

Рис. 21

2I.2. Для сооружений с глубиной у причала 9,75 м и более рекомендуется применять опоры из цилиндрических оболочек, с глубиной у причала меньше 9,75 м - свайное основание. При специальном обосновании допускается применять опоры из цилиндрических оболочек для глубин менее 9,75 м и свайное основание для глубин более 9,75 м.

2I.3. Проектирование причальных сооружений на цилиндрических опорах и свайном основании должно включать следующие этапы:

а) определение действующих на сооружение нагрузок , силовых воздействий и их сочетаний в соответствии с физической возможностью одновременного их действия на сооружение;

б) определение расчетных нагрузок, действующих на секцию сооружения, и их сочетаний, с учетом взаимодействия секций;

в) выбор конструктивной схемы сооружения и предварительное назначение основных размеров его элементов, который должен осуществляться на основании технико-экономического сравнения вариантов конструктивных схем причала в целом;

г) расчет основной пространственной конструкции сооружения и определение усилий в ее элементах (**см. пп.2I.4 - 2I.I2**);

д) конструктивный расчет элементов сооружения (опоры, верхнее строение, тыловое сопряжение, **стыки элементов**) (см.брошюру I, части 2 и 3);

е) определение деформаций сооружения и его элементов (см.брошюру I, часть 2, раздел 9 и приложение XУ настоящей брошюры);

ж) проверка общей устойчивости сооружения и устойчивости подпричального откоса при выбранной конструктивной схеме сооружения и расчетном сочетании нагрузок ( см. п.9.5).

21.4. **Пространственную** конструкцию сооружения допускается расчленять для расчета на отдельные плоские системы (продольные и поперечные рамы, плиты - балки и т.д.), выбирая из них основную несущую систему.

**Способ членения** пространственной конструкции и выбор основной несущей системы зависит от конструктивной схемы ростверка (продольно-ригельная, поперечно-ригельная, плитная) и степени монолитизации узлов и элементов сооружения.

Примечания: 1. За основную несущую систему следует принимать поперечные рамы при поперечно-ригельной схеме ростверка и продольные рамы при продольно-ригельной системе.

2. Ниже изложены рекомендации применительно к поперечно-ригельным системам, которые соответственно могут быть использованы и при расчете продольно-ригельных систем.

3. Допускается применение разрезной конструкции, в которой продольные плиты свободно (шарнирно) опираются на ригели поперечных рам.

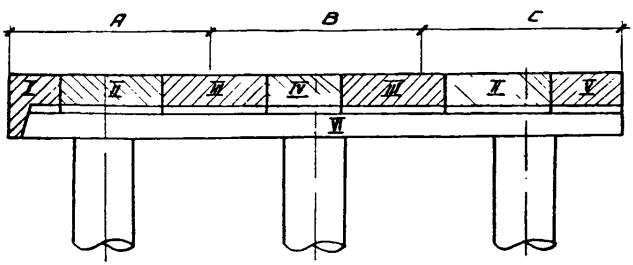
21.5. При членении поперечно-ригельной конструкции на поперечные и продольные рамы для продольных рам в расчет вводятся "условные ригели", для поперечных рам их конструктивные ригели.

Примечание. В "условный ригель" (А.Б.С смотри рис. 22) включаются:

а) для кордонной и тыловой рамы соответственно полоса ростверка от конца до середины пролета, примыкающего к прикордонному или тыловому ряду опор;

б) для средних продольных рам полоса ростверка в пределах левого и правого примыкающих полупролетов.

21.6. При установлении расчетных схем плоских систем следует принимать за оси элементов линии, соединяющие геометрические центры тяжести сечений элементов. Расчетная высота стоек рам определяется в соответствии с указаниями п.21.21 настоящей брошюры.




Поперечный разрез.
I, II, III, IУ, У - сборные элементы ростверка.
УI - ригель поперечной рамы.
А.В.С. - "Условные ригели" продольных рам.

Рис. 22

21.7. Вертикальные нагрузки, действующие на продольный "условный ригель", определяются от действия временных эксплуатационных нагрузок и собственного веса конструкции, как опорные реакции однопролетных балок в предположении разрезной конструк-

ции ростверка в поперечном направлении.

Примечание. При различном характере нагрузок, действующих на элементы, входящие в "условный ригель" расчет рамы ведется на каждый из видов нагрузки отдельно, а полученные усилия в элементах рамы суммируются.

21.8. Вертикальные нагрузки на поперечные рамы (основные несущие системы) определяются по величине максимальных опорных реакций продольных систем (ригели продольные) с учетом собственного веса элементов поперечной рамы.

Примечание. В случае применения продольно-ригельных ростверков первоначальному расчету подлежат поперечные плоские системы, опорные реакции которых принимаются как нагрузки на ригели продольных рам.

21.9. Горизонтальные нагрузки на продольные и поперечные рамы получаются как алгебраические суммы соответствующих нагрузок , передающихся на опоры каждой рамы. Горизонтальные нагрузки, действующие на расчетную секцию, распределяются между опорами рам в предположении абсолютной жесткости ростверка сооружения в горизонтальной плоскости без учета кручения опор вокруг собственной оси ( см. п.п.21.13÷21.18).

21.10. Определение расчетных усилий (изгибающих моментов M, перерезывающих сил Q и реакций опор R), служащих для конструктивного расчета элементов, производится суммированием соответствующих усилий, полученных из расчета выделенных плоских систем на вертикальные и горизонтальные нагрузки. Усилия, действующие на "условный ригель", распределяются между составляющими его элементами в зависимости от рода нагрузки и характера омоноличивания следующим образом:

а) усилия в "условном ригеле", возникающие от горизонтальной нагрузки пропорционально жесткости элементов;

б) усилия в "условном ригеле", возникающие от вертикальных равномерно распределенных нагрузок при жесткой связи между элементами по длине - пропорционально их жесткости;

в) усилия в "условном ригеле", возникающие от вертикальных нагрузок, при отсутствии связи между элементами - пропорционально нагрузкам на элементы.

Примечание. Для элементов, у которых в состав расчетных сочетаний входят временные подвижные и равномерно распределенные нагрузки, расчетные суммарные эпюры M и Q строятся по линиям влияния.

21.11. Расчетные значения изгибающих моментов и перерезывающих сил для опорных сечений стоек определяются как геометрические суммы соответствующих значений M и Q, полученных при расчете продольных и поперечных рам. Величина продольной силы N определяется из расчета поперечной рамы.

21.12. Определение усилий в элементах рамных конструкций причалов эстакадного типа, вызванных межсезонным перепадом температуры, следует производить методами теории ползучести либо с применением временного длительного модуля деформации.

21.13. Реакции одиночных опор от единичного горизонтального смещения определяются при заделке опор в ростверке и грунте по формуле

$$H_{xi} = H_{yi} = \frac{12\,j}{l^2} \quad \text{т/мм}, \qquad (84)$$

где $j = \frac{EJ}{l}$ т.мм – погонная жесткость свай;

$l$ – расчетная длина сваи, определяемая по указаниям п.п.21.21÷21.25.

21.14. Реакции козел от единичного горизонтального смещения при расположении козла в плоскости действии силы определяются по формуле

$$H_i = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \sin^2(\alpha_1 + \alpha_2)}{k_1 \cdot \cos^2\alpha_1 + k_2 \cdot \cos^2\alpha_2}, \qquad (85)$$

где $k_1 = \frac{EF}{l_1}$ т/мм

$k_2 = \frac{EF}{l_2}$ т/мм

} – коэффициенты;

$F$ – площадь сечения свай;

$E$ - модуль упругости материала свай;

$\alpha_1$ и $\alpha_2$ - углы наклона козловых свай к вертикали;

$l_1$ и $l_2$ - расчетные длины козловых свай (см.п.21.21).

21.15. Горизонтальные нагрузки, действующие на расчетную секцию, рекомендуется распределять между опорами секции, путем переноса равнодействующей **горизонтальных сил** $S$ в упругий центр системы ( см. рис. 23) и приведения их к силе $T$, действующей параллельно кордону, нагрузке $N$ , действующей перпендикулярно кордону и моменту, вызывающему вращение секции относительно упругого центра:

$$M = S \cdot e = \Sigma N_т \cdot y_м + \Sigma T_т \cdot x_т + \mathcal{L} \cdot x_e \cdot \Sigma E_i f_i \quad , \qquad (86)$$

где $M$ - момент от действия швартовной **нагрузки** и давления грунта на тыловую грань ростверка;

$S$ - равнодействующая горизонтальных сил;

$e$ - **расстояние от линии действия равнодействующей до упругого центра (см. рис. 23);**

$T_т$ и $N_т$ - по п. 16.7;

$\mathcal{L}$ - длина секции;

$y_м, x_т, x_e$ - расстояние от упругого центра до соответствующих сил;

$E_i$ - распорное давление грунта с учетом временной нагрузки на тыловую грань ростверка на 1 п/м причала;

$f_i$ - **коэффициент трения материала засыпки по тыловой грани ростверка.**

Примечание. За упругий центр системы принимается точка, проходя через которую равнодействующая $S$ вызывает только смещение секции.

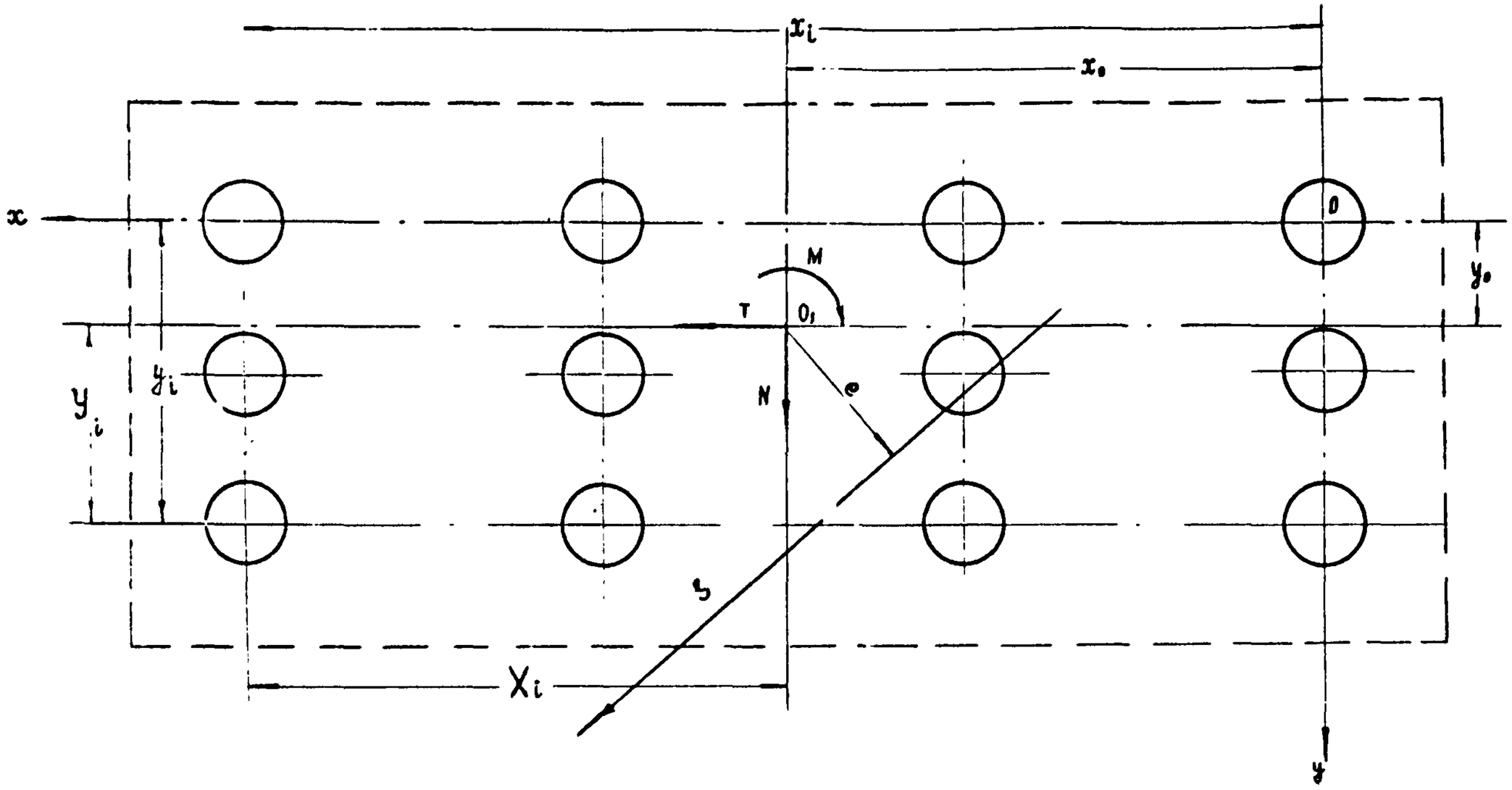



Рис. 23

21.16. Координаты упругого центра определяются из формул

$$x_0 = \frac{\sum x_i \cdot H_{yi}}{\sum H_{yi}} \quad , \qquad (87)$$

$$y_0 = \frac{\sum y_i \cdot H_{xi}}{\sum H_{xi}} \quad , \qquad (88)$$

где $H_{xi}$ и $H_{yi}$ – реакции опор от единичного горизонтального смещения по п.п. 21.13 и 21.14;

$x_i$ и $y_i$ – ординаты опор относительно принятых осей $x$ и $y$ ( см. рис. 23).

Примечания: 1. Для упрощения определения и отсчета координат упругого центра целесообразно за точку начала координат принимать точку пересечения осей крайних рядов опор ( см. рис. 23).

2. При определении глубины "защемления" $h_з$, входящей в расчетную длину ( см. п.21.22), значением нагрузки P, действующей на опору, следует задаваться, добиваясь последовательными расчетами согласованных величин, входящих в формулу определения $h_з$ и полученных при распределении горизонтальных нагрузок между опорами.

21.17. Усилия в элементах свайного основания:

а) от составляющих N и T

$$P'_{xi} = H_{xi} \frac{N}{\sum H_{xi}} \quad , \qquad (89)$$

$$P'_{yi} = H_{yi} \frac{T}{\sum H_{yi}} \quad , \qquad (90)$$

б) от момента

$$P''_{xi} = H_{xi} \cdot y_i \cdot \varphi_o \quad , \qquad (91)$$

$$P''_{yi} = H_{yi} \cdot x_i \cdot \varphi_o \quad , \qquad (92)$$

Суммарные усилия, действующие на опору от составляющих $N$ и $T$ (см. рис. 23) и момента $M = S \cdot e$ определяются по формулам

$$P_{xi} = P'_{xi} \pm P''_{xi} \quad , \qquad (93)$$

$$P_{yi} = P'_{yi} \pm P''_{yi} \quad , \qquad (94)$$

где $P_{xi}$, $P'_{xi}$ и $P''_{xi}$ – усилия, действующие на опору вдоль оси x–x;

$P_{yi}$, $P'_{yi}$ и $P''_{yi}$ – усилия, действующие на опору вдоль оси y–y;

$H_{xi}$, $H_{yi}$ – по п.п. 21.13 и 21.14;

$x_i$ и $y_i$ – ординаты $i$-ой опоры относительно осей, проходящих через упругий центр основания;

$\varphi_o$ – угол поворота, определяемый по указаниям п.21.18.

Примечание. Знаки перед значениями $P'_{xi}$ и $P''_{yi}$ определяются с учетом направления момента, вызывающего поворот секции.

2I.I8. Угол поворота секции относительно упругого центра от воздействия внешнего момента M определяется по формуле

$$\varphi_0 = \frac{M}{\sum H_{xi} \cdot y_i^2 + \sum H_{yi} \cdot x_i^2} \quad . \qquad (95)$$

2I.I9. Расчет продольных и поперечных рам на вертикальную и горизонтальную нагрузки рекомендуется производить методом деформаций путем последовательных приближений, с учетом упругой податливости материала опоры и грунта основания в соответствии с рекомендациями п.2I.32.

2I.20. Расчет рам на временные (подвижные и неподвижные) нагрузки следует производить по линиям влияния, построенным с учетом упругой податливости опор.

Примечание. Построение линий влияния производится последовательным расчетом рамы методом, указанным в п.2I.I9. при движении нагрузки от единичного груза по ригелю.

2I.2I. Расчетная длина стоек рамы (см.рис.24) определяется по формуле

$$l = H_0 \pm t + h_3 \quad , \qquad (96)$$

где $H_0$ - расстояние от точки пересечения линии дна (откоса) с осью опоры до середины высоты регистра;

$t$ - разность отметок точки пересечения откоса с осью опоры и "условной горизонтальной поверхности", определяемая в соответствии с п.21.24;

$h_з$ - расчетная глубина защемления (см.п.21.22), откладываемая от поверхности действительного дна при размещении опор на горизонтальном дне или от "условной горизонтальной поверхности" при размещении опор на откосе.

Примечание. При действии силы в сторону акватории "условная горизонтальная поверхность" располагается ниже откоса и величина $t$ принимается в формуле (97) со знаком плюс. При действии силы в сторону берега - на откос, значение $t$ принимается со знаком минус. При действии силы вдоль кордона величина $t$ принимается со знаком плюс.

21.22. Расчетная глубина защемления $h_з$ определяется в зависимости от условий закрепления опоры в ростверке по формулам:

а) случай шарнирного закрепления

$$h_з = h'_з + a \quad , \tag{97}$$

б) случай абсолютно жесткой заделки

$$h_з = 0{,}82\, h'_з + a \quad , \tag{98}$$

где $h'_з$ - глубина защемления, определяемая по формуле

$$h'_з = \sqrt{\frac{2 \cdot k \cdot P}{\gamma \cdot m \cdot D \cdot k_a} + c_o^2} - c_o \quad , \tag{99}$$

где

$$c_o = \frac{c}{k_c \cdot k_n \cdot \gamma \cdot tg\varphi} \quad ; \qquad (I00)$$

$P$ – горизонтальная сила, действующая на опору, определяемая по формуле (93) или (94);

$k$ – коэффициент запаса по несущей способности (см. табл. II);

$k_c \approx I{,}45$ – коэффициент запаса;

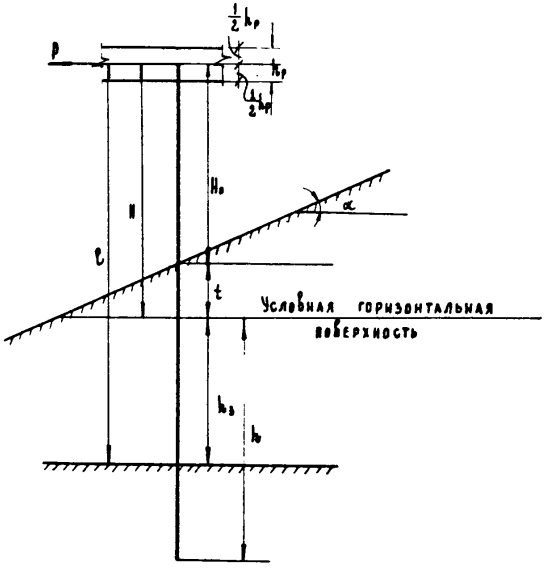



Рис. 24

Таблица II

| Причина разрушения | Допускаемые коэффициенты запаса "k" при классе капитальности | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | | II | | III | |
| | и сочетаниях нагрузок и силовых воздействий | | | | | |
| | основные | особые | основные | особые | основные | особые |
| Несущая способность свай, опор из цилиндрических оболочек и естественных оснований | I,85 | I,75 | I,80 | I,70 | I,75 | I,70 |

$\gamma$ - объемный вес грунта ;

$k_a$ - коэффициент пространственной работы, определяемый в соответствии с п.2I.23;

$$m = \lambda_p - \lambda_a = tg^2(45^\circ + 0{,}5\varphi) - tg^2(45^\circ - 0{,}5\varphi) \qquad (I0I)$$

- разность коэффициентов опора и распора;

$D$ - внешний диаметр цилиндрических опор;

$a$=0,8м- величина, учитываемая при отсутствии на дне (откосе)

каменной отсыпки и наличии у поверхности разрыхленного или размытого грунта.

Примечания: I. В случае полузащемленной опоры в ростверке величина $h_з$ принимается средней между значениями в формулах (97) и (98) .

2. Допускается глубину защемления опор $h'_з$ для несвязных грунтов определять по формуле

$$h'_з = \left[\sqrt{2(\tau-1)} + \frac{1}{\sqrt[3]{2\tau}} - 1\right] D \,, \qquad (I02)$$

где $D$ – диаметр опоры;

$$\tau = \frac{3\,k\,P}{\gamma D^3 m} > 2 \,. \qquad (I03)$$

3. Величины $h'_з$ и $h_з$ допускается определять по номограммам приложения УШ.

21.23. Коэффициент увеличения сопротивления грунта, вызванный пространственной работой опоры, определяется по формуле

$$k_п = 1 + 0{,}0417 \left[\frac{8h_з^3 - (2h_з + D - \mathcal{L})^3}{D \cdot h_з^2}\right] \,, \qquad (I04)$$

где

$h_з$ и $D$ – по п.21.22;

$\mathcal{L}$ – расстояние между осями опор в продольном направлении.

Примечания: I. При $\mathcal{L} > 2h_з + D$ значение $k_n$ следует определять по формуле

$$k_n = 1 + \frac{h_з}{3D} \cdot \qquad (105)$$

2. При определении $h_з$ по формулам (97) и (98) величиной $k_n$ следует задаваться, добиваясь путем повторных расчетов согласования заданного и найденного значения $h_з$.

3. Наряду с принятой методикой определения условной глубины защемления опор в грунте допускается применять и другие обоснованные методы расчета.

2I.24. В зависимости от положения опоры на откосе и направлении действия горизонтальной силы $P$, приложенной к опоре, рекомендуется определять величину $t$ (см.п.2I.2I) следующим способом:

а) при размещении опоры на откосе и действии силы P перпендикулярно кордону в сторону акватории

$$t = h_з\left(\sqrt{\frac{m}{m_a}} - 1\right) \quad , \qquad (106)$$

б) при размещении опоры на откосе и действии силы P вдоль кордона

$$t = 0{,}5\, h_з\left(\sqrt{\frac{m}{m_a}} - 1\right) \quad , \qquad (107)$$

в) при размещении опоры у подошвы откоса и действии силы в сторону акватории, когда "условная горизонтальная поверхность", определяемая величиной $t$, размещается ниже горизонтального дна (см.рис. 25) величина $h_1$ откладывается от уровня горизонтального дна.

В формулах (I06) и (I07) :

$m$ - по п. 2I.22, формула (I0I);

$$m_\alpha = (\lambda_{p\alpha} - \lambda_{a\alpha}) = \cos^2\varphi \left[\frac{1}{(1-\sqrt{z})^2} - \frac{1}{(1+\sqrt{z})^2}\right]; \qquad (I08)$$

$$z = \frac{\sin(\varphi - \alpha_p)\cdot\sin\varphi}{\cos\alpha_p}; \qquad (I09)$$

$$\alpha_p = \alpha\cdot\cos\varphi; \qquad (II0)$$

$\alpha$ - угол откоса.

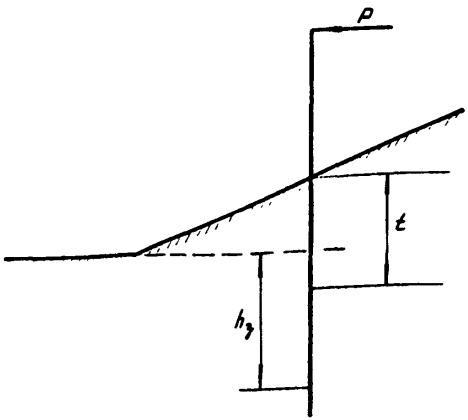



Рис. 25

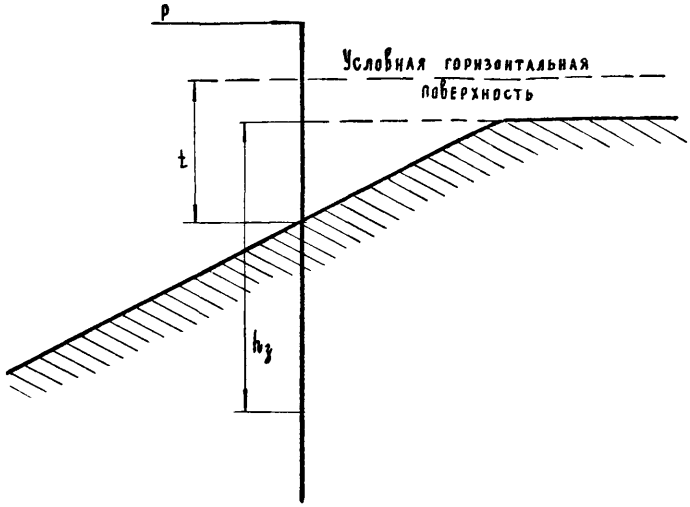



Рис. 26

г) При размещении опоры на откосе и действии силы P перпендикулярно кордону в сторону берега.

$$t = h_з \left(1 - \sqrt{\frac{m}{m_\alpha}}\right) \quad . \qquad \text{(III)}$$

д) При размещении опоры на откосе вблизи от бровки откоса и действии силы P в сторону берега, когда условная горизонтальная поверхность, определяемая величиной $t$, размещается выше отметки территории ( см. рис. 26) величина $h_з$, откладывается от отметки территории.

В формуле (III): $h_з$, $m$, $m_\alpha$ и $\alpha_р$ определяются по п.п. 21.22 и 21.24, а $z$ по формуле

$$z = \frac{\sin\varphi \cdot \sin(\alpha_р + \varphi)}{\cos\alpha_р} \quad . \qquad \text{(II2)}$$

21.25. При наличии на дне или откосе каменной отсыпки она должна учитываться подъемом отметки уровня грунта дна или откоса на величину $h_з$ :

а) для горизонтального дна

$$h_з = 0{,}5 \cdot h_к \frac{\gamma_к}{\gamma_г} \quad , \qquad (113)$$

б) для откоса

$$h_з = 0{,}3\ h_к \frac{\gamma_к}{\gamma_г} \quad , \qquad (114)$$

где $h_к$ – толщина слоя камня;

$\gamma_к$ и $\gamma_г$ – объемный вес камня и грунта.

21.26. Глубина погружения опоры в грунт $h$ ( см. рис. 24), обеспечивающая защемление и устойчивость ее при воздействии горизонтальной нагрузки, определяется для случая жесткого закрепления опоры в ростверке по формуле

$$h = 0{,}82 \cdot h'_з \sqrt{2(4n+3)} + a \quad , \qquad (115)$$

где $n = \frac{H}{h}$ ;

$H$ – высота ,отсчитываемая от условной горизонтальной поверхности до линии приложения силы $P$;

$h'_з$ – глубина защемления в соответствии с п.21.22.

Примечания: 1. Значение "$a$" принимается и учитывается в расчете в соответствии с рекомендациями п.21.22.

2. При наличии откоса глубина погружения отсчитывается от "условной горизонтальной поверхности".

3. При разнородных грунтах в основании сооружения допускается принимать средневзвешенное значение " $\varphi$ ".

21.27. Глубина погружения опоры в грунт определяется из формулы расчета несущей способности висячей опоры, работающей на осевую сжимающую нагрузку

$$k N \leq \alpha_1 \sigma \mathcal{F} + u \Sigma \alpha_2 f_i l_i \quad , \qquad (II6)$$

где $k$ – коэффициент запаса по несущей способности, назначаемый по табл.II ;

$N$ т – наибольшая сжимающая нагрузка на опору, полученная из расчета рамы ;

$\mathcal{F}$ м² – площадь опорной поверхности торца ;

$u$ м – периметр опорной поверхности ;

$l_i$ м – мощность (толщина) отдельных слоев грунта, соприкасающихся с опорой ;

$f_i$ т/м² – расчетное сопротивление силы трения слоев грунта, расположенных по наружной поверхности ствола опоры ниже уровня местного размыва, принимаемое в соответствии с таблицей приложения IX и таблицей прилож. ния XIУ;

$\sigma$ т/м² – расчетное сопротивление грунта основания на уровне нижнего конца опоры, принимаемое по таблице приложения X и п.21.28 ;

$\alpha_1$ – поправочный коэффициент к лобовому сопротивлению, назначаемый по таблице приложения XI;

$\alpha_2$ – поправочный коэффициент к боковому сопротивлению, назначаемый по таблице приложения XII.

Примечания: 1. Значение коэффициента k используется при переходе от предельной несущей способности, полученной при испытании опор, к расчетному сопротивлению.

2. В связи с большим уплотнением песчаных грунтов при вибропогружении необходимая несущая способность опоры с грунтовым ядром может быть получена при глубине погружения недостаточной для обеспечения защемления опоры и необходимого сопротивления к воздействию горизонтальной силы. В таком случае глубина погружения должна быть определена расчетом на горизонтальную нагрузку, а погружение обеспечено частичной выемкой грунта из полости оболочки, с вибропогружением в конце погружения.

3. При определении несущей способности опор, работающих на выдергивание, в формуле (II6) лобовое сопротивление принимается равным нулю, а к боковому сопротивлению вводится коэффициент 0,60 для опор, забиваемых в грунт на глубину не менее 4 м и 0,80 при забивке на глубину 4м и более.

4. Расчет опор из цилиндрических оболочек, погружаемых с внемкой грунта, допускается производить по СНиП II-Б.5-67 (пп. 5.7÷5.9) с заменой формулы (7) формулой $kN = \sigma\mathcal{F} + u\sum m_f f_i l_i$, в которой $\sigma = R^H$, $f_i = f_i^H$, $\mathcal{F}$, $u$, $m_f$ и $l_i$ – по указанным пп. СНиП, а $k$ и $N$ – по п. 21.27 настоящих указаний.

21.28. Предельное лобовое сопротивление опор с грунтовым ядром, снабженных ножом со скосом внутрь, погруженных вибратором в мягкопластичные глинистые грунты и супеси, при длительности "отдыха" более 15 суток рекомендуется определять по формуле

$$\sigma = 2\left[R' + \gamma k_1 (H-2)\right] \quad т/м^2, \qquad (117)$$

где $k_1 = 2$ для супесей и суглинков;

$k_1 = 1{,}5$ для глин;

$R'$ – условное расчетное сопротивление грунта в $т/м^2$ на глубине 2 м, принимаемое по таблице приложения XIII;

$H$ м – глубина погружения опоры в грунт;

$\gamma$ $т/м^3$ – объемный вес грунта.

Примечание. Лобовое сопротивление, определяемое по формуле (117), следует принимать при длительности "отдыха" свыше 3 месяцев. При "отдыхе" от 1 до 3 месяцев $\sigma$ полученное по формуле (117) следует снижать на 30%, при "отдыхе" от 15 суток до 1 месяца-на 50%.

21.29. Для опор $D > 0{,}8$ м, погруженных низкочастотным вибратором в глинистые грунты с $B \geqslant 0{,}5$ рекомендуется проверять расчетное сопротивление по формуле

$$kN \leq u \sum f_i l_i + u_0 \sum f_i l'_i \quad т, \qquad (118)$$

где $l'_i$ м – высота слоев грунта внутри сваи (в грунтовом ядре);

$u_o$ м – периметр полости опоры;

$u$ и $\ell$ – по п.21.27;

$f_i$ т/м² – удельное боковое сопротивление грунта наружное и внутреннее, определяемое по таблице приложения XIУ.

Высоту ядра для свай с ножем, скошенным внутрь, следует принимать равной глубине погружения сваи в грунт, причем высота наиболее плотных слоев грунта внутри опоры по сравнению с высотой этих слоев в естественном состоянии увеличивается пропорционально отношению квадратов внешнего и внутреннего диаметра сваи, а высота наиболее слабых слоев грунта в ядре уменьшается на ту же величину.

За расчетное сопротивление следует принимать меньшую из двух величин, определенных по формулам (II6) и (II8).

21.30. Несущую способность опоры $D \leq 1{,}6$ м по грунту следует уточнять по результатам испытаний динамической и, в отдельных случаях, статической нагрузкой.

Статические испытания опор $D = 1 \div 1{,}6$ м должны производиться при наличии обоснованных сомнений в несущей способности грунтов или же в случаях необходимости передачи нагрузок на сооружение от перспективного их увеличения.

Необходимость и количество испытаний устанавливаются организацией, выдающей проект.

21.31. Несущая способность сваи-стойки или цилиндрической оболочки, опирающейся на практически несжимаемый грунт, определяется по формуле

$$kN = \sigma F \quad , \qquad (II9)$$

где $N$ - по п.2I.27 ;

$F$ $м^2$ - площадь опирания на грунт сваи или цилиндрической оболочки, для свай сплошного сечения принимаемая равной площади поперечного сечения, для оболочек площади поперечного сечения нетто - при отсутствии заполнения их полости бетонном и площади поперечного сечения брутто - при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров ;

$\sigma$ $т/м^2$ - расчетное сопротивление грунта под нижним концом опоры-стойки, принимаемое равным нормативным значениям $R^н$ по указаниям п.5.2 СНиП П-Б.5-67.

$k$ - коэффициент запаса по несущей способности, принимаемый по табл. II, причем для цилиндрических оболочек-стоек табличные значения умножают на дополнительный коэффициент I,4.

21.32. Коэффициент, определяющий податливость опоры, допускается определять по формулам:

1) для опор на грунтах слабой и средней плотности

$$k = \frac{1}{c_o} + \frac{H_o}{EF} \quad мм/т, \qquad (120)$$

где $H_o$ – свободная длина опоры ( от заделки в ростверке до поверхности грунта);

$E$ – модуль упругости материала опоры;

$F$ – площадь сечения опоры;

$c_o = q_N$ т/мм – коэффициент упругости части опоры, погруженной в грунт;

$N$ – расчетная предельная сила, определяемая в соответствии с указаниями п.21.11;

$q_N$ = 0,35 т/мм и $q_N$ = 0,5 т/мм – коэффициент, принимаемый в зависимости от общего коэффициента запаса ( см. табл. 11). При этом первое значение принимается для коэффициентов запаса 1,75 и 1,70 второе – для 1,85 и 1,8.

2) Для опор на полускальных и скальных основаниях

$$k = \frac{H_o + 0{,}5h}{EF} \quad мм/т, \qquad (121)$$

где $h$ – глубина погружения опоры.

Примечание. Податливость опор в грунте, определенную по формулам (120) и (121) следует уточнять натурными статическими испытаниями.

21.33. Расчетное сопротивление свай определяется по результатам опытной загрузки и добивки, причем в последнем случае должны быть обеспечены следующие выдержки погруженных перед добивкой свай в зависимости от грунта основания:

а) для супесей - 5 дней,

б) для суглинков - I5 дней,

в) для пылеватой глины - 25 дней,

г) для жирных глин - 30 дней.

Примечания: I. Для стадии проектного задания допускается расчетное сопротивление свай определять по формуле (II6), при $\alpha_1 = 0$.

2. Следует всегда производить испытания свай на горизонтальные нагрузки.

21.34 В конструктивных расчетах прочности и трещиностойкости (см.п.7.4, брошюра I, часть 2 ) расчетную длину (опор) $l_0 = \mu l$ внецентренно сжатых элементов допускается определять через коэффициент приведения длины $\mu$ , назначаемый по таблице приложения XУI. В формуле величина $l$ - геометрическая высота от условной заделки в грунте основания до низа ростверка.

Приложение I

# Физико-механические характеристики грунтов

Таблица 12

| №№ п/п | Наименование грунта | Удельный вес $\gamma$ уд | Объемный вес: При естественном состоянии $\gamma_н = \gamma_н^н$ т/м³ | Объемный вес: С учетом взвешивающего воздействия воды $\gamma_{вз} = \gamma_{вз}$ т/м³ | Влажность: Естественная влажность $w$% | Влажность: Степень влажности (коэффициент насыщения $G$) | Влажность: Полная влагоемкость $W_0$% | Влажность: Наименование грунта по степени влажности | Пластичность: Консистенция $B$ | Пластичность: Наименование грунта по консистенции | Плотность: Пористость $n$% | Плотность: Коэффициент пористости $\delta$ | Плотность: Наименование грунта по плотности | Угол внутреннего трения $\varphi$, $\varphi^н$ | Удельное сцепление $C = C^н$ т/м² | Допускаемое давление на грунт (на глубине 2 м от поверхности) $\sigma = \sigma^н$ кг/см² | Категория грунта по трудности разработки согласно СН и П | Угол естественного откоса для выемки под водой | Угол естественного откоса для насыпи под водой | Приливаемость | Гранулометрический класс | Группа грунта по трудности разработки при двоуглубительных работах по временному прейскуранту | Примечание |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Примечания:

I. Для скальных грунтов должна быть дана величина временного сопротивления (предел прочности) на сжатие образцов, испытанных в водонасыщенном состоянии.

2. Для суглинистых и супесчаных грунтов (континентальных ) в отчете должно обосновываться, какое значение объемного веса принимать в расчет (по гр. 4 или гр.5).

3. По специальному указанию, оговоренному в задании на изыскания,в отчете должны приводиться данные о величинах модуля деформаций Е, коэффициенте бокового расширения $\mu$ , коэффициенте фильтраций К.Ф., коэффициенте консолидации $\delta$ /см. СНиП П-Б.3-62, § 6).

4. Значения физико-механических характеристик в отдельных случаях, по дополнительным специальным заданиям должны определяться с учетом изменений свойств грунта в процессе строительства и эксплуатации сооружений. Для чего следует предусматривать в сметах контрольные полевые и лабораторные работы.

5. Допускаемые давления на грунт основания даются по приложению Ш для основного и особого сочетаний нагрузок, в зависимости от физико-механических характеристик на глубине 2 м от естественной поверхности грунта и уточняются при проектировании.

6. Сопротивление свай и цилиндрических оболочек по торцу и боковой поверхности определяется по приложениям X, XI, XIУ и XУ.

Приложение П

"ДАЛЬМОРНИИПРОЕКТ"

# П Р А В И Л А

## ВЫПОЛНЕНИЯ И ОФОРМЛЕНИЯ РАСЧЕТОВ СООРУЖЕНИЙ

ТОМ _____

| Должность | Подпись | Дата | Фамилия |
|---|---|---|---|
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

19.... г.

# П Р А В И Л А

# ВЫПОЛНЕНИЯ И ОФОРМЛЕНИЯ РАСЧЕТОВ СООРУЖЕНИЙ

## I. ОБЩАЯ ЧАСТЬ.

I.I. Расчеты сооружения (статические, динамические, определение сечений элементов и т.д.) являются неотъемлемой частью проекта и должны оформляться, подписываться и сдаваться в архив совместно с выпуском чертежей, которые обосновываются этими расчетами. Подписи лиц, предусмотренные нормалью Н-206.04-64, обязательны.

I.2. Расчеты должны быть пронумерованы и замаркированы следующим образом:

993-Р-УШ-5 или 993-Р-УI-КЖ-4

где: 993 - архивный № объекта.

Р - расчетный том или брошюра.

УШ, УI - номер раздела расчета или части сооружения.

КЖ (КМ) - расчет сечений железобетонных (металлических) элементов. При выполнении основных статических расчетов эта марка не проставляется.

5,4 - порядковый номер расчета.

I.3. Расчеты классифицируются следующим образом:

А. по стадиям разработки:

I) ПЗ; 2) РЧ; 3) Авт. надзор.

Б. по порядку расчета:

1) определение нагрузок.

2) общие статические расчеты, проводимые с целью определения общей устойчивости сооружения, распределения усилий в элементах сооружения, деформаций сооружения и его основания ( под словом сооружение понимаются также независимые части сооружения или участки с различными условиями работы сооружения или основания).

3) Расчеты конструктивных элементов сооружения проводимые для определения прочности,жесткости и устойчивости данного элемента(например: расчет прочности лицевой стенки,анкерной стенки,анкерных тяг и др.элементов больверка и т.д.).

В. По времени и степени разработки:
1) Предварительные (приближенно-прикидочные).
2) Промежуточные (по вариантам).
3) Окончательные (по окончательно выбранному варианту).
4) Поверочные (по результатам испытаний конструкций и оснований; внесения изменения при ведении авторского надзора;по изменениям исходных данных или нагрузок в процессе строительства; в связи с введением новых нормативов и т.д.).

I.4. Все виды расчетов,независимо от их класса,должны быть выполнены в полном составе (см.раздел 2),оформлены и сданы в архив ( см. п.I.I).

## 2. СОСТАВ РАСЧЕТОВ.

2.I. В общий состав расчетов входят следующие разделы:
а) Реестр выполненных по объекту разделов расчетов (по форме I);
б) Пояснительная записка в целом по объекту с приложением задания на проектирование и перечнем исходных данных в соответствии с пп. 4,I,5,I.6,I.7 настоящего "Пособия" к ВСН 3-67, ММФ;
в) Основные положения проектирования;
г) Разделы расчетов в соответствии с п. I.3.Б;

д) Обоснование конструктивных мероприятий, обеспечивающих долговечность конструкций сооружения и снижение концентрации местных напряжений.

2.2. Каждый раздел расчета должен состоять из:

а) реестра расчетов, выполненных по данному разделу;

б) расчетной схемы и обоснования ее выбора на основе соответствующих исходных данных (см.п.2.1.б), нормативов, технической литературы (включая справочную), данных исследований или натурных испытаний;

в) схемы нагрузок и обоснования выбора нагрузок, воздействий и их сочетаний, схемы распределения нагрузок между частями и элементами сооружения на основе данных, указанных в п.2.2.б.;

г) обоснованных расчетных данных о материале конструкции;

д) собственно расчета;

е) сводки основных результатов расчета в виде таблиц, графиков и номограмм;

ж) выводов из расчета с указанием о надписях на чертежах, которые должны быть внесены на основании расчета.

2.3. Расчет по каждому разделу (п.2.2. д) должен быть аккуратно прокомментирован со ссылками на соответствующие исходные данные, литературно-нормативные источники и увязан с остальными разделами расчетов.

2.4. В тех случаях, когда решение задачи выполняется на ЭЦВМ или аналоговых машинах по п.2.2.д и 2.2.е должны быть представлены задания на выполнение расчета и машинные решения по установленным формам с соответствующими подписями.

## 3. ТОЧНОСТЬ РАСЧЕТА.

3.I. Точность расчета зависит от:
а) класса расчета (см.п.I.3);
б) класса сооружения и ответственности данного элемента,узла и детали;

в) качества исходных данных;
г) принятой методики расчета.

3.2. Необходимая в данных условиях степень точности устанавливается руководителем проектирования объектов.

3.3. Точность расчета для сложных ответственных сооружений подтверждается данными лабораторных исследований и натурных испытаний,о необходимости проведения которых должно быть дано обоснование в пояснительной записке к расчету и в чертежах.

## 4. ОФОРМЛЕНИЕ РАСЧЕТОВ

4.I. Расчеты могут быть оформлены в виде рукописи,машинописном виде,графиков,схем и чертежей на писчей бумаге,ватмане,миллиметровке и в кальках.

4.2. Количество экземпляров расчета,представляемых к оформлению, а также вид оформления устанавливается руководителем проектирования данного объекта.

4.3. Расчеты,выполняемые в рукописи,как правило,на формате обычной писчей бумаги,должны иметь поля для подшивки не менее 35 мм,строгую нумерацию страниц и разделов,написаны чернилами с интервалом,достаточным для пометок при проверке (через 2 строки).

4.4. Расчетные схемы должны быть вычерчены чернилами или тушью аккуратно,под линейку.

4.5. Графические расчеты должны выполняться на чертежах установленного формата.Рекомендуется формат а2.

4.6. Расчет должен иметь титульный лист,установленный для данной стадии разработки чертежей,подписанный ответственными лицами ( в соответствии с нормалью Н-206.04-64).

4.7. Каждый раздел расчета должен быть обязательно подписан исполнителем расчета и проверяющим.

## 5. ВЫДАЧА РАСЧЕТНЫХ ДАННЫХ ЗАКАЗЧИКУ.

5.I. Расчеты строительных конструкций заказчику не выдаются и хранятся в архиве проектной организации в сброшюрованном и надлежаще оформленном виде.

5.2. На заглавном листе проекта ( а для сложных сооружений - в пояснительной записке к чертежам) должны быть приведены основные расчетные положения,расчетные схемы с указанием величины и сочетания нагрузок, выписаны основные исходные данные,принятые при проектировании сооружения.

5.3. На чертежах фундаментов должны быть указаны расчетные величины нагрузок,расчетные характеристики грунтов и свай.

5.4. На чертежах несущих конструкций должны быть приведены расчетные схемы и нагрузки.

5.5. Данные по п.п. 5.2 - 5.4 должны обеспечивать строительную организацию сведениями, необходимыми:

а) для разработки проекта производства работ с обеспечением общей жесткости, прочности и устойчивости сооружения в процессе строительства при загружении монтажными нагрузками;

б) для контроля качества элементов фундаментов и конструкций сооружения;

в) для производства контрольных испытаний фундаментов и элементов конструкций.

## Литература:


1. Инструкция по разработке проектов и смет для промышленного строительства СН-202-62. (п.п.1.18;1.19;1.21;1.22;2.02;3.15;4.02;4.06; 4.09;9.01).

2. СНИП гл.П-А.10-62.

3. "Указания по проектированию морских причальных сооружений" ВСН 3-67 / ММФ, Союзморниипроект, 1967 г и настоящее "Пособие" к ВСН 3-67 / ММФ.

4. Указания о порядке выполнения проектов сложных зданий и сооружений из сборного железобетона (СН-193-61).

5. Местная нормаль. Правила подписания чертежей и технических документов. Н-206.04-64.

Приложение III

## ДОПУСКАЕМЫЕ ДАВЛЕНИЯ НА ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ

Таблица I3

| Наименование грунтов | Допускаемые давления $[\sigma] = \sigma''$ в кг/см$^2$ при сочетаниях нагрузок и воздействий | | Примечания |
|---|---|---|---|
| | основных | особых | |
| I | 2 | 3 | 4 |
| | А. Скальные грунты | | |
| I. Скала в виде сплошного или малотрещиноватого массива, без карстовых пустот | I/7 от предела прочности при сжатии в водонасыщенном состоянии | I/5 от предела прочности при сжатии в водонасыщенном состоянии | Допускаемые давления на скальные грунты принимаются независимо от глубины заложения фундаментов и их размеров в плане |
| 2. Скала сильно трещиноватая или разборная скала в виде несмещенных отдельностей, образующих подобие сухой кладки (не рухляк) | От I5 до 6 кг/см$^2$ в зависимости от прочности породы и размеров отдельностей | От 2I до 9 кг/см$^2$ в зависимости от прочности породы и размеров отдельностей | |
| | Б. Полускальные грунты | | |
| I. Мергели | 7,5 – 2,5 | I0,0 – 3,5 | Допускаемые давления на полускальные грунты принимаются в зависимости от прочности и сжимаемости породы, независимо от глубины заложения фундаментов и их размеров в плане |
| 2. Окремненные глины | 6,0 – 4,0 | 8,5 – 5,5 | |

Продолжение таблицы I3

| I | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|
| **В. Крупнообломочные грунты** | | | |
| I.Щебенистые и галечниковые грунты с песчаным заполнением пор | 6,0 | 8,5 | Допускаемые давления на щебенистые и галечниковые грунты с глинистым заполнением пор принимаются в зависимости от консистенции глинистого заполнения |
| 2.Щебенистые и галечниковые грунты с глинистым заполнением пор | 4,0-2,5 | 5,5 - 3,5 | |
| 3.Дресвяные и гравийные грунты, образовавшиеся из кристаллических пород | 5,0 | 7,0 | |
| 4.Дресвяные и гравийные грунты, образовавшиеся из осадочных горных пород | 3,0 | 4,0 | |

**Г.Песчаные грунты (кварцевые)**

| | 2 | | 3 | |
|---|---|---|---|---|
| | плотные | средней плотности | плотные | средней плотности |
| I.Пески гравелистые и крупные, независимо от их влажности | 4,5 | 3,5 | 6,5 | 5,0 |
| 2.Пески средней крупности независимо от их влажности | 3,5 | 2,5 | 5,0 | 4,0 |
| 3.Пески мелкие: | | | | |
| а)маловлажные | 3,0 | 2,0 | 4,5 | 3,0 |
| б)очень влажные и насыщенные водой | 2,5 | I,5 | 3,5 | 2,0 |

Продолжение таблицы I3

| I | 2 | | 3 | | 4 |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.Пески пылеватые: | | | | | |
| а)маловлажные | 2,5 | 2,0 | 4,0 | 3,5 | |
| б)очень влажные | 2,0 | I,5 | 3,0 | 2,5 | |
| в)насыщенные водой | I,5 | I,0 | 2,0 | I,5 | |
| Д.Глинистые (немакропористые) грунты четвертичных отложений | | | | | Определение допускаемых давлений для промежуточных значений $\varepsilon$ и B производится путем интерполяций сперва для значений B=0 и B=I,0, затем путем интерполяций по B между полученными значениями допускаемых давлений для B=0 и B=I,0 |
| | при B=0 | при B=I,0 | при B=0 | при B=I,0 | |
| I.Супеси: | | | | | |
| при коэффициенте пористости $\varepsilon$ = 0,5 | 3,0 | 2,5 | 4,0 | 3,3 | |
| $\varepsilon$ = 0,7 | 2,5 | I,5 | 3,3 | 2,0 | |
| 2.Суглинки: | | | | | |
| при коэффициенте пористости $\varepsilon$ = 0,5 | 3,0 | 2,5 | 4,0 | 3,3 | Допускаемые давления на глины и суглинки, обладающие структурной связностью (что встречается преимущественно в грунтах более древнего возраста, чем четвертичный), могут быть повышены пропорционально отношению сопротивления раздавливанию образцов грунта с ненарушенной структурой и с нарушенной структурой при одинаковой влажности грунта. |
| $\varepsilon$ = 0,7 | 2,5 | I,8 | 3,3 | 2,2 | |
| $\varepsilon$ = I,0 | 2,0 | I,0 | 3,0 | I,3 | |

Продолжение таблицы I3

| I | 2 | | 3 | | 4 |
|---|---|---|---|---|---|
| 3. Глины: | | | | | Допускаемые давления на глинистые грунты твердой консистанции ( $B < 0$ ) принимаются: |
| при коэффициенте пористости $\varepsilon = 0,6$ | 5,0 | 3,0 | 7,0 | 4,0 | а) для супесей равными величинам, указанным в столбце для $B=0$; |
| $\varepsilon = 0,8$ | 3,0 | 2,0 | 4,0 | 2,8 | |
| $\varepsilon = I,I$ | 2,5 | I,0 | 3,3 | I,3 | б) для суглинков и глин - на 20% выше величин, указанных в таблице для соответствующих грунтов и коэффициентов пористости в столбце для $B=0$ |

I. Допускаемое давление $[\sigma] = \sigma^{*}$ на грунты основания ненарушенной структуры при ширине фундаментов $b$ = 0,6 +I,0м и глубине заложения фундаментов $h$ = 2,0 м ниже отметки природного рельефа,за исключением случаев,указанных в п.5, принимается по табл.I3.

2. Допускаемое давление на грунты основания $[\sigma]$, принимаемое по табл.I3 при ширине фундамента $b \geqslant 5,0$м ( и всех прочих условиях,соответствующих п.I), могут быть повышены:

а) для крупнообломочных и песчаных грунтов (за исключением пылеватых песков) в I,5 раза;

б) для пылеватых песков и глинистых грунтов в I,2 раза.

При ширине фундамента I,0 $<$ $b$ $<$ 5,0 м повышение допускаемого давления производится по линейной интерполяции.

3.Допускаемое давление на естественно образовавшиеся грунты с ненарушенной структурой (крупнообломочные,песчанные, глинистые - однородные в пределах сжимаемой толщи основания для данного фундамента),при заложении подошвы фундамента ниже поверхности окружающего его со всех сторон грунта на глубину $h > 2,0$м определяется по формуле

$$[\sigma_h] = [\sigma] + k\gamma_{ср}(h-200),$$

где $h$ - глубина заложения фундамента в см относительно природного рельефа,а при планировке поверхности срезкой - относительно планировочной отметки;

$[\sigma]$ - допускаемое давление,определяемое по табл.I3 соответственно данному виду грунта и характеру учитываемых в расчете силовых воздействий;

$\gamma_{ср}$ - осредненное значение объемного веса в кг/см$^3$ толщи грунта,лежащего выше отметки подошвы фундамента;

$k$ - безразмерный коэффициент,определяемый по табл.I4 соответственно виду грунта основания.

Таблица I4

| Наименование | Коэффициент "k" |
|---|---|
| **Крупнообломочные и песчаные грунты.** | 2,5 |
| Супеси,суглинки ( в том числе макропористые,очень влажные) | 2,0 |
| Глины | I,5 |
| Макропористые грунты маловлажные | I,0 |

4. Допускаемое давление на грунты,указанные в п.2 при аналогичных условиях,но при глубине заложения фундамента $h < 2,0$ м, принимается:

а) при $h=0$ вдвое меньшим,чем при $h = 2,0$м;

б)при промежуточных значениях $0 < h < 2,0$ м по линейной интерполяции.

5. При наличии в основании видов грунтов,не предусмотренных табл.I3:

а) скальных сильно выветрившихся (рухлях),

б) при полускальных неводостойких,

в) песчаных рыхлых ( $\mathcal{D} \leq 0,33$),

г) глинистых текучей консистенции ( $B > I,0$)

д) глинистых с коэффициентами пористости, превышающих указанные в табл.I3 (т.е. для супеси $\varepsilon > 0,7$,суглинка $\varepsilon > I,0$ и глины $\varepsilon > I,I$),

е) песчаных и глинистых с большим содержанием органических остатков и т.д.

Вопрос об их использовании в качестве основания и назначение величины допускаемого давления на них должен решаться индивидуально для каждого случая в соответствии с результатами исследования грунтов строительной площадки.

6. При наличии под несущим слоем грунта в пределах сжимаемой толщи более слабого по несущей способности подстила-

ющего слоя грунта полное давление на кровле этого подстилающего слоя не должно превышать допускаемого давления для подстилающего слоя, определенного по п.п.1,2 и 3, т.е. должно соблюдаться условие:

$$\sigma_{zh} + \alpha (\sigma - \sigma_z) \leq [\sigma_{hc}],$$

где $\sigma_{zh}$ - бытовые давление на кровле слабого подстилающего слоя на глубине $h$ ниже природного рельефа;

$\alpha(\sigma-\sigma_z)$ - дополнительное давление на кровле подстилающего слоя, вызванное приложением расчетного давления $\sigma$ на грунт несущего слоя;

$\sigma$ - расчетное давление на грунт под подошвой фундамента в кг/см$^2$ при центральном приложении равнодействующей в основании фундамента;

$\sigma_z$ - " бытовое" давление в грунте на отметке подошвы фундамента в кг/см$^2$ ( т.е. давление от веса грунтов, лежащих между отметкой подошвы фундамента и отметкой природного рельефа);

$\alpha$ - коэффициент изменения дополнительного давления в зависимости от глубины, учитывающий форму подошвы фундамента и отношение $z : b$, определяемый по табл.15;

$[\sigma_{hc}]$ - допускаемое давление на кровле подстилающего слоя, определяемое по п.п. 1,2 и 3.

Таблица 15

Значение коэффициента $\alpha$

| $z:b$ | Прямоугольная подошва фундамента с отношением сторон $a:b$ | | | | Примечания |
|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 10 и более | |
| 0,0 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1. Для промежуточных значений $z:b$, |
| 0,2 | 0,96 | 0,96 | 0,98 | 0,98 | а также для других отношений $a:b$ |
| 0,4 | 0,80 | 0,87 | 0,88 | 0,88 | размеров подошвы фундамента вели- |
| 0,6 | 0,61 | 0,73 | 0,75 | 0,75 | чина коэффициента $\alpha$ определяется |
| 0,8 | 0,45 | 0,53 | 0,63 | 0,64 | интерполяцией. |
| 1,0 | 0,34 | 0,48 | 0,53 | 0,55 | |
| 1,2 | 0,26 | 0,39 | 0,44 | 0,48 | |
| 1,4 | 0,20 | 0,32 | 0,38 | 0,42 | 2. Обозначения: |
| 1,6 | 0,16 | 0,27 | 0,32 | 0,37 | $a$ - наибольшая сторона прямоуголь- |
| 2,0 | 0,11 | 0,19 | 0,24 | 0,31 | ной подошвы фундамента в см; |
| 2,4 | 0,08 | 0,14 | 0,19 | 0,26 | $b$ - наименьшая сторона прямоуголь- |
| 3,0 | 0,05 | 0,10 | 0,13 | 0,21 | ной подошвы фундамента см; |
| 4,0 | 0,03 | 0,06 | 0,08 | 0,16 | $z$ - глубина от подошвы фундамента |
| 5,0 | 0,02 | 0,04 | 0,05 | 0,13 | до рассматриваемого сечения в см. |

7. Для внецентренно нагруженных фундаментов при расчете на основные силовые воздействия, давление у наиболее напряженного края подошвы фундамента принимается по таблице с коэффициентом не более 1,2

Приложение IУ

## Графики и таблицы для определения распорного давления грунта на подпорные стенки

Графики составлены для облегчения вычислений по определению угла обрушения $\beta$ по формуле, предложенной проф. Г.А. Дуброва

$$tg\beta = -tg(\alpha+\delta+\varphi) \pm \sqrt{tg(\alpha+\delta+\varphi)\left[tg(\alpha+\delta+\varphi)+ctg\varphi-tg\alpha+S\right] - S\cdot ctg\varphi\cdot tg\alpha}\ .$$

По графикам угол обрушения с достаточной точностью может быть определен по формуле:

$$tg\beta = tg\beta_0 + k_1\cdot S - k_2\cdot S^2 + k_3\cdot S^3,$$

где значения $tg\beta$, $k_1$, $k_2$ и $k_3$ определяются по прилагаемым графикам или таблицам.

Схемы приведенные вместе с графиками охватывают большинство случаев, встречающихся в практике проектирования.

Определение величины эпюры распора производится по формулам, указанным на схемах.

Порядок расчета устанавливается следующий:

I. По заданному внутреннему контуру стенки и нагрузкам на поверхности земли, выбирается расчетная схема, отвечающая одной из приведенных схем.

2. В соответствии с формулой, приведенной на схеме, определяется величина $S$.

3. Устанавливается величина угла трения грунта о стенку $\delta$ в зависимости от величины угла внутреннего трения $\varphi$.

4. По заданным $\varphi$, $\alpha$ и $\delta$ выбирается гра-

фик и определяются $tg\beta_0$, $k_1$, $k_2$ и $k_3$.

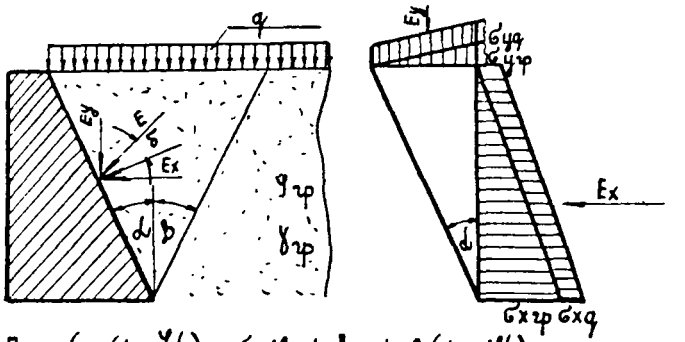
5. Определяется тангенс угла обрушения по формуле.

6. Определяется коэффициент распора $\lambda$ или его горизонтальная и вертикальная составляющие $\lambda_x$ и $\lambda_y$ по формулам, приведенным на схеме.

7. Строятся эпюры распорного давления. Интенсивность распора определяется для характерных точек, где эпюра распора имеет перелом или ступеньки.

8. После построения эпюр вертикальной и горизонтальной составляющих распорного давления определяется суммарный распор обычным приемом.

## Схема 1




При $\alpha = (45-\varphi/2)$ и $\delta=\varphi$; $tg\beta = tg^2(45°-\varphi/2)$

$tg\beta = tg\beta_0 + K_1 S = K_2 S^2 + K_3 S^3$ $\quad S=0$

Значение $tg\beta_0$; $K_1$; $K_2$ и $K_3$ определяются по графикам.

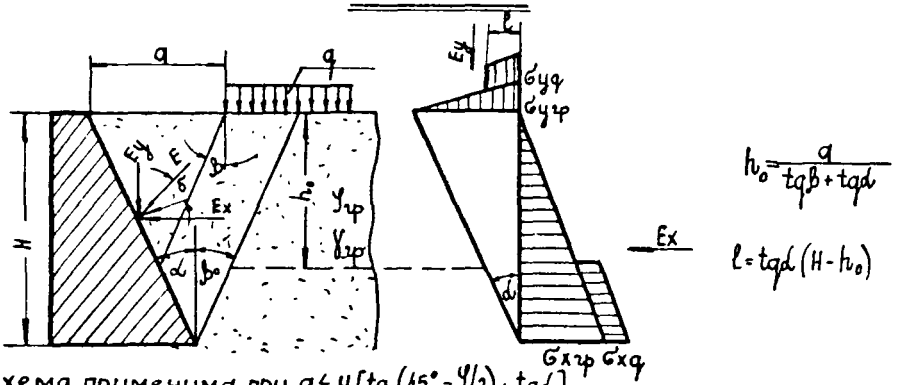
$$\lambda = \frac{1}{\cos^3(\alpha+\delta)} \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_x = \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_y = \lambda_x tg(\alpha+\delta)$$

$$\sigma_{x\text{гр}} = \gamma H \lambda_x; \quad \sigma_{y\text{гр}} = \gamma H \lambda_y; \quad \sigma_{xq} = q\lambda_x; \quad \sigma_{yq} = q\lambda_y$$

$$E_x = \sigma_{x\text{гр}} \frac{H}{2} + \sigma_{xq} H; \quad E_y = \sigma_{y\text{гр}} \frac{H}{2} + \sigma_{yq} H$$

---

## Схема 2




$$h_0 = \frac{q}{tg\beta + tg\alpha}$$

$$l = tg\alpha (H - h_0)$$

Схема применима при $a \le H[tg(45°-\varphi/2) + tg\alpha]$

$tg\beta = tg\beta_0 + K_1 S - K_2 S^2 + K_3 S^3$

Значения $tg\beta_0$; $K_1$; $K_2$ и $K_3$ принимаются по графикам

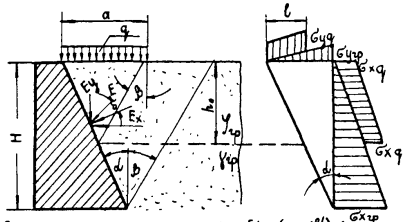
$$S = \frac{2aq}{H(\gamma H + 2q)}$$

$$\lambda = \frac{1}{\cos(\alpha+\delta)} \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_x = \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_y = \lambda_x tg(\alpha+\delta)$$

$$\sigma_{x\text{гр}} = \gamma_{\text{гр}} H \lambda_x; \quad \sigma_{y\text{гр}} = \gamma_{\text{гр}} H \lambda_y; \quad \sigma_{xq} = q\lambda_x; \quad \sigma_{yq} = q\lambda_y$$

$$E_x = \sigma_{x\text{гр}} \frac{H}{2} + \sigma_{xq}(H - h_0); \quad E_y = \sigma_{y\text{гр}} \frac{H}{2} + \sigma_{yq}(H - h_0)$$

## Схема 3




$$h_0 = \frac{a}{tg\beta + tg\alpha}$$

$$l = h_0\, tg\alpha$$

Схема применима при $0 \le H\left[tg\left(45^\circ - \varphi/2\right) + tg\alpha\right]$

$tg\beta = tg\,\beta_0 + K_1 S - K_2 S^2 + K_3 S^3$ Значения $tg\beta_0$; $K_1$; $K_2$ и $K_3$ определяются по графикам

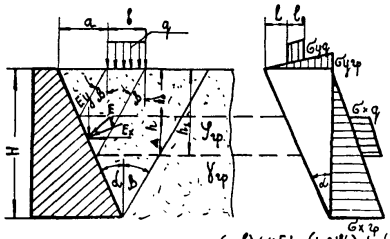
$$S = -\frac{2aq}{\gamma H^2}$$

$$\lambda = \frac{1}{\cos(\alpha+\delta)} \cdot \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta) + tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_x = \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta) + tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_y = \lambda x\, tg(\alpha+\delta)$$

$\sigma_{xгр} = \gamma_{гр} H \lambda x$; $\sigma_{yгр} = \gamma_{гр} H \lambda y$; $\sigma_{xq} = q \lambda x$; $\sigma_{yq} = q \lambda y$

$$E_x = \sigma_{xгр}\frac{H}{2} + \sigma_{xq} h_0; \qquad E_y = \sigma_{yгр}\frac{H}{2} + \sigma_{yq} \cdot h_0$$

## Схема 4




$$h_0 = \frac{a}{tg\beta + tg\alpha}$$

$$h_1 = \frac{a+b}{tg\beta + tg\alpha}$$

$$\Delta h = \frac{b}{tg\beta + tg\alpha}$$

$$l = h_0\, tg\alpha$$

Схема применима при $(a+b) \le H\left[tg\left(45^\circ - \varphi/2\right) + tg\alpha\right]$ $l_0 = \Delta h\, tg\alpha$

$tg\beta = tg\,\beta_0 + K_1 S - K_2 S^2 + K_3 S^3$ ; Значения $tg\beta_0$; $K_1$; $K_2$ и $K_3$ определяются по графикам.

$$S = -\frac{2bq}{\gamma H^2}$$

$$\lambda = \frac{1}{\cos(\alpha+\delta)} \cdot \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta) + tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_x = \frac{tg\alpha + tg\beta}{tg(\alpha+\delta) + tg(\beta+\varphi)}; \quad \lambda_y = \lambda x\, tg(\alpha+\delta)$$

$\sigma_{xгр} = \gamma_{гр} H \lambda x$; $\sigma_{yгр} = \gamma_{гр} H \lambda y$; $\sigma_{xq} = q \lambda x$; $\sigma_{yq} = q \lambda y$

$$E_x = \sigma_{xгр}\frac{H}{2} + \sigma_{xq}\Delta h; \qquad E_y = \sigma_{yгр}\frac{H}{2} + \sigma_{yq}\Delta h$$

## Схема 5

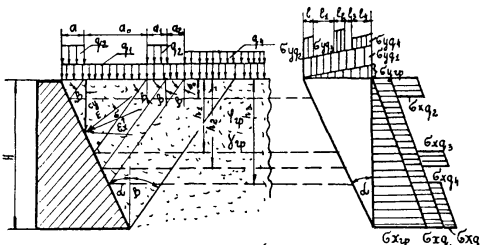


Схема применима при $(a+a_0+a_1+a_2) \le H[tg(45^\circ-\varphi/2)+tg\alpha]$

$tg\beta = tg\beta_0 + K_1 S - K_2 S^2 + K_3 S^3$ $tg\beta_0$; $K_1$; $K_2$ и $K_3$ определяются по графикам

$$S = \frac{2q_1(a+a_0+a_1+a_2)-2q_2 a-2q_3 a_1}{H(H\gamma+2q_1+2q_4)}$$

$$h_0 = \frac{a}{tg\beta+tg\alpha} \quad ; \quad h_1 = \frac{a+a_0}{tg\beta+tg\alpha} \quad ; \quad h_2 = \frac{a+a_0+a_1}{tg\beta+tg\alpha} \quad ;$$

$$h_3 = \frac{a+a_0+a_1+a_2}{tg\beta+tg\alpha} \quad ; \quad l = h_0\, tg\alpha \quad ; \quad l_1 = (h_1-h_0)\, tg\alpha$$

$$l_2 = (h_2-h_1)\, tg\alpha \quad ; \quad l_3 = (h_3-h_2)\, tg\alpha \quad ; \quad l_4 = (H-h_3)\, tg\alpha$$

$$\lambda = \frac{1}{\cos(\alpha+\delta)} \frac{tg\alpha+tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)} \quad ; \quad h_x = \frac{tg\alpha+tg\beta}{tg(\alpha+\delta)+tg(\beta+\varphi)} \quad ; \quad \lambda_y = \lambda_x\, tg(\alpha+\delta)$$

$$\sigma_{x\varphi} = \gamma_\varphi H \lambda_x \quad ; \quad \sigma_{y\varphi} = \gamma_\varphi H \lambda_y \quad ; \quad \sigma_x q_1 = q_1 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_y q_1 = q_1 \lambda_y$$

$$\sigma_x q_2 = q_2 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_y q_2 = q_2 \lambda_y \quad ; \quad \sigma_x q_3 = q_3 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_y q_3 = q_3 \lambda_y$$

$$\sigma_x q_4 = q_4 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_y q_4 = q_4 \lambda_y$$

$$E_x = \sigma_{x\varphi}\frac{H}{2} + \sigma_x q_1 H + \sigma_x q_2 h_0 + \sigma_x q_3 (h_2-h_1) + \sigma_x q_4 (H-h_3)$$

$$E_y = \sigma_{y\varphi}\frac{H}{2} + \sigma_y q_1 H + \sigma_y q_2 h_0 + \sigma_y q_3 (h_2-h_1) + \sigma_y q_4 (H-h_3)$$

## Схема 6

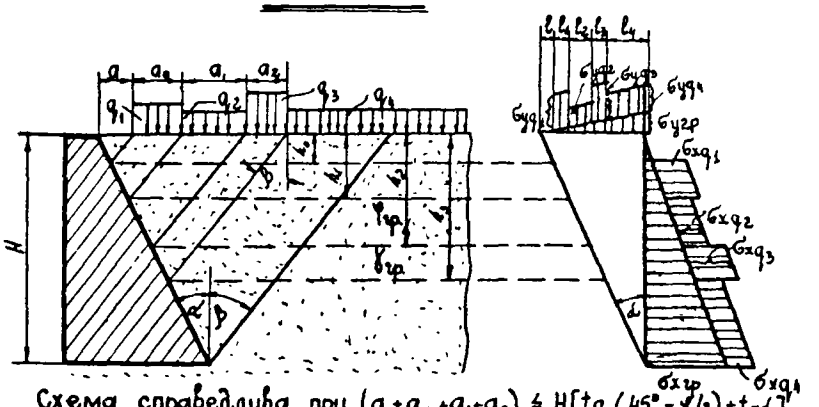


Схема справедлива при $(a + a_0 + a_1 + a_2) \leq H[tg(45° - \varphi/2) + tg\delta]$

$tg\beta = tg\beta_0 + K_1 S - K_2 S^2 + K_3 S^3$ $tg\beta_0$; $K_1$; $K_2$ и $K_3$ определяются по графикам.

$$S = \frac{2q_3(a + a_0 + a_1 + a_2) - 2q_1 a_0 - 2q_2 a_1 - 2q_3 d_2}{H(H\gamma + 2q_4)}$$

$$h_0 = \frac{a}{tg\beta + tg\delta} \quad ; \quad h_1 = \frac{a + a_0}{tg\beta + tg\delta} \quad ; \quad h_2 = \frac{a + a_0 + a_1}{tg\beta + tg\delta}$$

$$h_3 = \frac{a + a_0 + a_1 + a_2}{tg\beta + tg\delta} \quad ; \quad l = h_0 tg\delta \quad ; \quad l_1 = (h_1 - h_0) tg\delta$$

$$l_2 = (h_2 - h_1) tg\delta \quad ; \quad l_3 = (h_3 - h_2) tg\delta \quad ; \quad l_4 = (H - h_3) tg\delta$$

$$\lambda = \frac{1}{\cos(\delta + \theta)} \frac{tg\delta + tg\beta}{tg(\delta + \theta) + tg(\beta + \varphi)} \quad ; \quad \lambda_x = \frac{tg\delta + tg\beta}{tg(\delta + \theta) + tg(\beta + \varphi)}$$

$$\lambda_y = \lambda_x tg(\delta + \theta)$$

$$\sigma_{x\gamma} = \gamma_{гр} H \lambda_x \quad ; \quad \sigma_{y\gamma} = \gamma_{гр} H \lambda_y \quad ; \quad \sigma_{xq_1} = q_1 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_{yq_1} = q_1 \lambda_y$$

$$\sigma_{xq_2} = q_2 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_{yq_2} = q_2 \lambda_y \quad ; \quad \sigma_{xq_3} = q_3 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_{yq_3} = q_3 \lambda_y$$

$$\sigma_{xq_4} = q_4 \lambda_x \quad ; \quad \sigma_{yq_4} = q_4 \lambda_y$$

$$E_x = \sigma_{x\gamma} \frac{H}{2} + \sigma_{xq_1}(h_1 - h_0) + \sigma_{xq_2}(h_2 - h_1) + \sigma_{xq_3}(h_3 - h_2) + \sigma_{xq_4}(H - h_3)$$

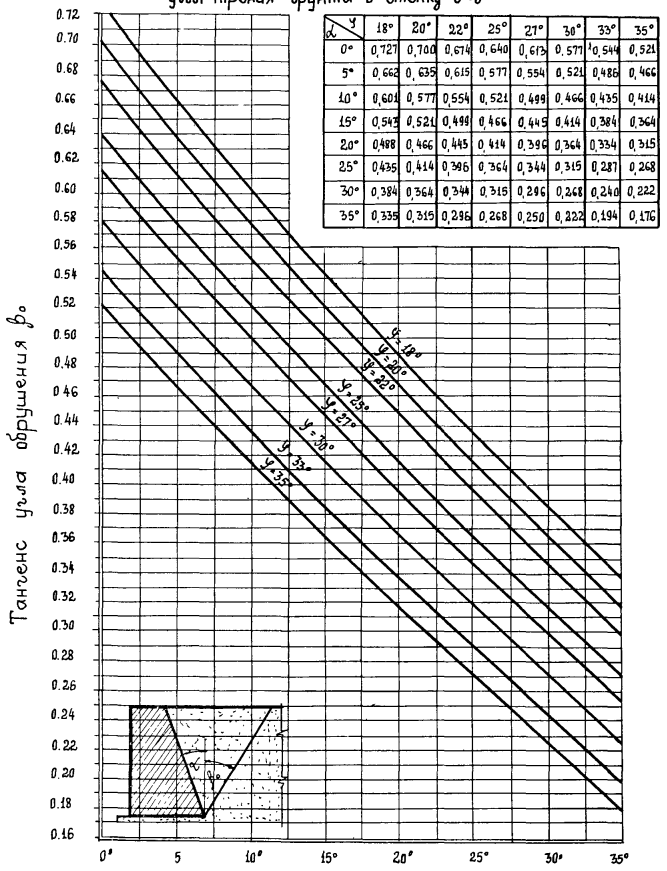
$$E_y = \sigma_{y\gamma} \frac{H}{2} + \sigma_{yq_1}(h_1 - h_0) + \sigma_{yq_2}(h_2 - h_1) + \sigma_{yq_3}(h_3 - h_2) + \sigma_{yq_4}(H - h_3)$$

# График 1

## для определения угла обрушения $\beta_0$

### угол трения грунта о стенку $\delta = 0$

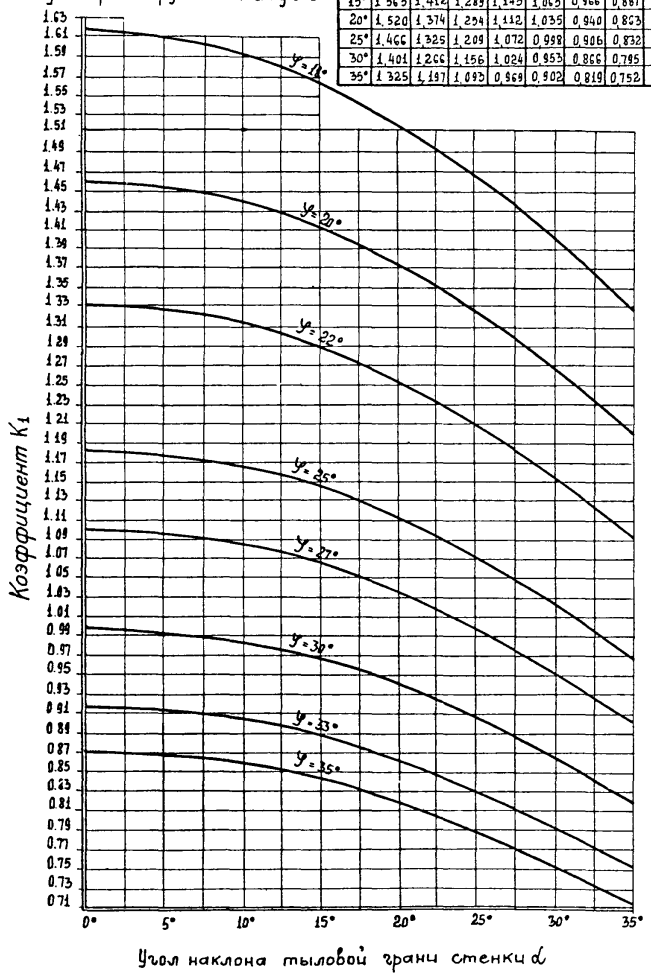
| $\alpha$ \ $\varphi$ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 0,727 | 0,700 | 0,674 | 0,640 | 0,613 | 0,577 | 0,544 | 0,521 |
| 5° | 0,662 | 0,635 | 0,615 | 0,577 | 0,554 | 0,521 | 0,486 | 0,466 |
| 10° | 0,601 | 0,577 | 0,554 | 0,521 | 0,499 | 0,466 | 0,435 | 0,414 |
| 15° | 0,543 | 0,521 | 0,499 | 0,466 | 0,445 | 0,414 | 0,384 | 0,364 |
| 20° | 0,488 | 0,466 | 0,445 | 0,414 | 0,396 | 0,364 | 0,334 | 0,315 |
| 25° | 0,435 | 0,414 | 0,396 | 0,364 | 0,344 | 0,315 | 0,287 | 0,268 |
| 30° | 0,384 | 0,364 | 0,344 | 0,315 | 0,296 | 0,268 | 0,240 | 0,222 |
| 35° | 0,335 | 0,315 | 0,296 | 0,268 | 0,250 | 0,222 | 0,194 | 0,176 |



## График 2

для определения коэффициента $K_1$

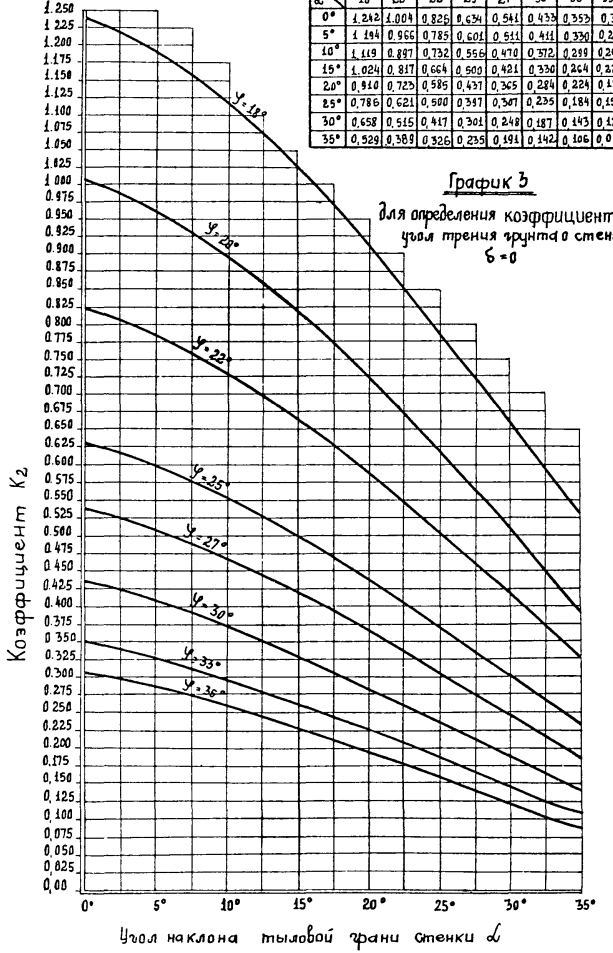
| α \ γ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 1,618 | 1,462 | 1,335 | 1,187 | 1,101 | 1,000 | 0,917 | 0,872 |
| 5° | 1,612 | 1,456 | 1,328 | 1,178 | 1,097 | 0,996 | 0,914 | 0,868 |
| 10° | 1,597 | 1,439 | 1,314 | 1,166 | 1,084 | 0,985 | 0,904 | 0,858 |
| 15° | 1,563 | 1,412 | 1,289 | 1,145 | 1,063 | 0,966 | 0,887 | 0,842 |
| 20° | 1,520 | 1,374 | 1,254 | 1,112 | 1,035 | 0,940 | 0,863 | 0,819 |
| 25° | 1,466 | 1,326 | 1,209 | 1,072 | 0,998 | 0,906 | 0,832 | 0,790 |
| 30° | 1,401 | 1,266 | 1,156 | 1,024 | 0,953 | 0,866 | 0,795 | 0,755 |
| 35° | 1,325 | 1,197 | 1,093 | 0,969 | 0,902 | 0,819 | 0,752 | 0,714 |



| α \ ψ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 1.242 | 1.004 | 0.825 | 0.634 | 0.541 | 0.433 | 0.353 | 0.311 |
| 5° | 1.194 | 0.966 | 0.785 | 0.601 | 0.511 | 0.411 | 0.330 | 0.289 |
| 10° | 1.119 | 0.897 | 0.732 | 0.556 | 0.470 | 0.372 | 0.299 | 0.266 |
| 15° | 1.024 | 0.817 | 0.664 | 0.500 | 0.421 | 0.330 | 0.264 | 0.228 |
| 20° | 0.910 | 0.725 | 0.585 | 0.437 | 0.365 | 0.284 | 0.224 | 0.192 |
| 25° | 0.786 | 0.621 | 0.500 | 0.367 | 0.307 | 0.235 | 0.184 | 0.156 |
| 30° | 0.658 | 0.515 | 0.417 | 0.301 | 0.248 | 0.187 | 0.143 | 0.120 |
| 35° | 0.529 | 0.389 | 0.326 | 0.235 | 0.191 | 0.142 | 0.106 | 0.087 |

## График 3

для определения коэффициента $K_2$ угол трения грунта о стенку $\delta = 0$

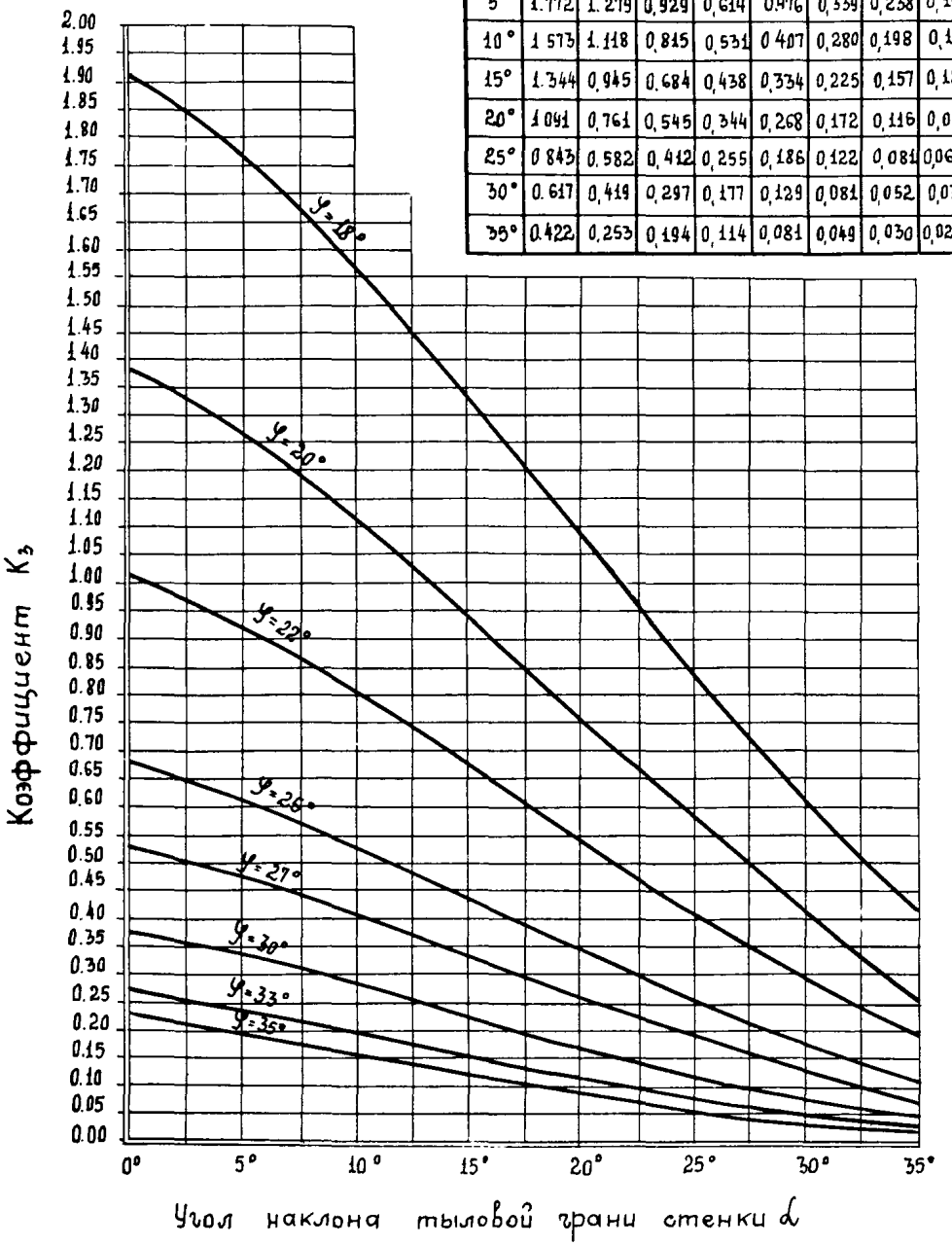


# График 4

## для определения коэффициента $K_3$

### угол трения грунта о стенку $\delta = 0$

| α / φ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 1.912 | 1.379 | 1.025 | 0,680 | 0,531 | 0,375 | 0,272 | 0,222 |
| 5° | 1.772 | 1.279 | 0,929 | 0,614 | 0.476 | 0,339 | 0,238 | 0,192 |
| 10° | 1.573 | 1.118 | 0,815 | 0,531 | 0.407 | 0,280 | 0,198 | 0,161 |
| 15° | 1.344 | 0,945 | 0.684 | 0,438 | 0,334 | 0,225 | 0,157 | 0,123 |
| 20° | 1.091 | 0,761 | 0,545 | 0,344 | 0,268 | 0,172 | 0,116 | 0,090 |
| 25° | 0.843 | 0.582 | 0,412 | 0,255 | 0,186 | 0,122 | 0,081 | 0,0612 |
| 30° | 0.617 | 0,419 | 0,297 | 0,177 | 0,129 | 0,081 | 0,052 | 0,038 |
| 35° | 0.422 | 0,253 | 0,194 | 0,114 | 0,081 | 0,049 | 0,030 | 0,0213 |

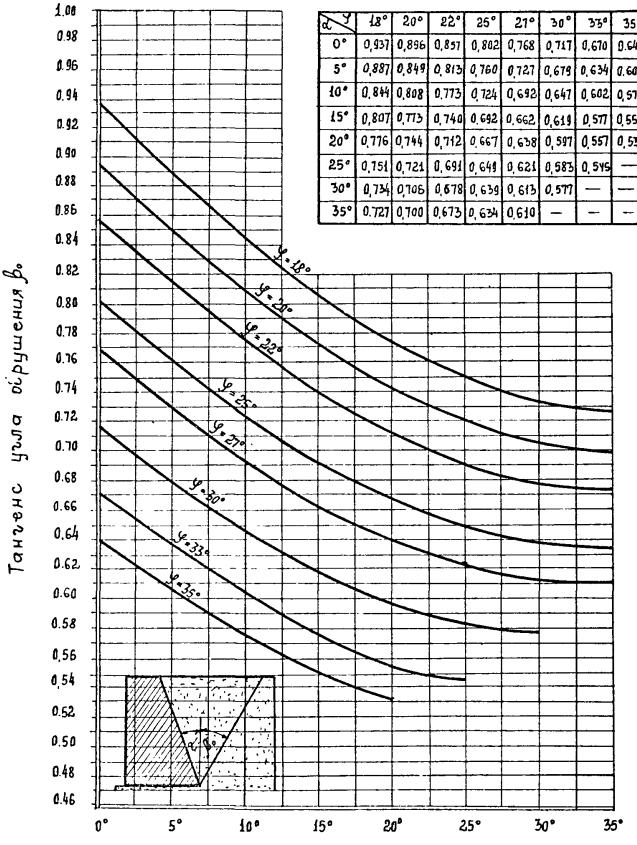


# График 5

## для определения угла обрушения $\beta_0$

### угол трения грунта о стенку $\delta = \varphi$

| $\alpha$ \ $\varphi$ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 0,937 | 0,896 | 0,857 | 0,802 | 0,768 | 0,717 | 0,670 | 0,640 |
| 5° | 0,887 | 0,849 | 0,813 | 0,760 | 0,727 | 0,679 | 0,634 | 0,605 |
| 10° | 0,844 | 0,808 | 0,773 | 0,724 | 0,692 | 0,647 | 0,602 | 0,574 |
| 15° | 0,807 | 0,773 | 0,740 | 0,692 | 0,662 | 0,619 | 0,577 | 0,550 |
| 20° | 0,776 | 0,744 | 0,712 | 0,667 | 0,638 | 0,597 | 0,557 | 0,532 |
| 25° | 0,751 | 0,721 | 0,691 | 0,648 | 0,621 | 0,583 | 0,545 | — |
| 30° | 0,734 | 0,706 | 0,678 | 0,639 | 0,613 | 0,577 | — | — |
| 35° | 0,727 | 0,700 | 0,673 | 0,634 | 0,610 | — | — | — |

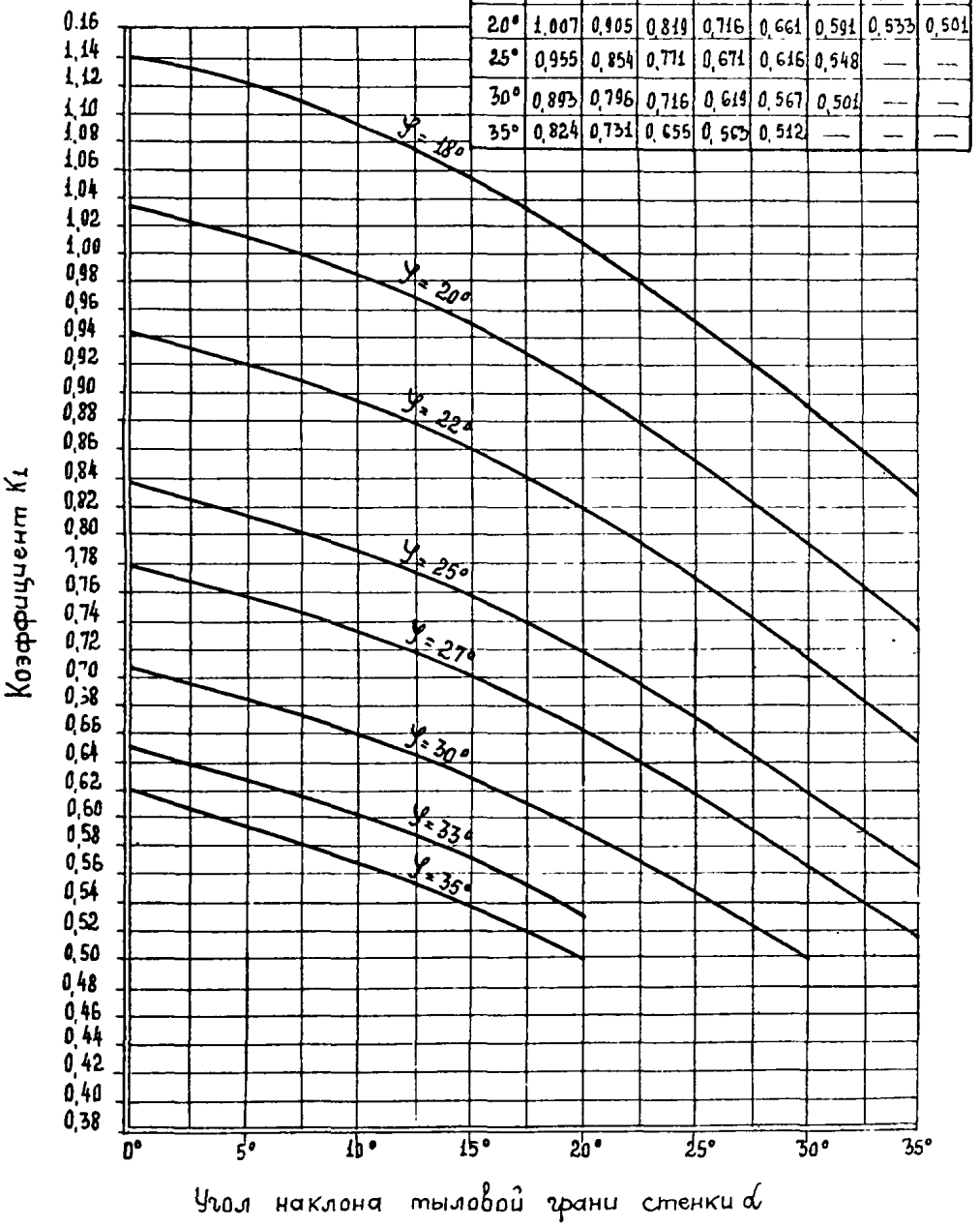


## График 6

Для определения коэффициента $K_1$.

Угол трения грунта о стенку $\delta = \varphi$

| $\alpha$ \ $\varphi$ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 1.144 | 1.034 | 0,944 | 0,837 | 0,779 | 0,707 | 0,649 | 0,620 |
| 5° | 1.124 | 1.013 | 0,924 | 0,816 | 0,758 | 0,684 | 0,628 | 0,595 |
| 10° | 1.094 | 0,985 | 0,896 | 0,789 | 0,732 | 0,660 | 0,602 | 0,568 |
| 15° | 1.056 | 0,949 | 0,861 | 0,756 | 0,699 | 0,628 | 0,570 | 0,537 |
| 20° | 1.007 | 0,905 | 0,819 | 0,716 | 0,661 | 0,591 | 0,533 | 0,501 |
| 25° | 0,955 | 0,854 | 0,771 | 0,671 | 0,616 | 0,548 | — | — |
| 30° | 0,893 | 0,796 | 0,716 | 0,619 | 0,567 | 0,501 | — | — |
| 35° | 0,824 | 0,731 | 0,655 | 0,563 | 0,512 | — | — | — |

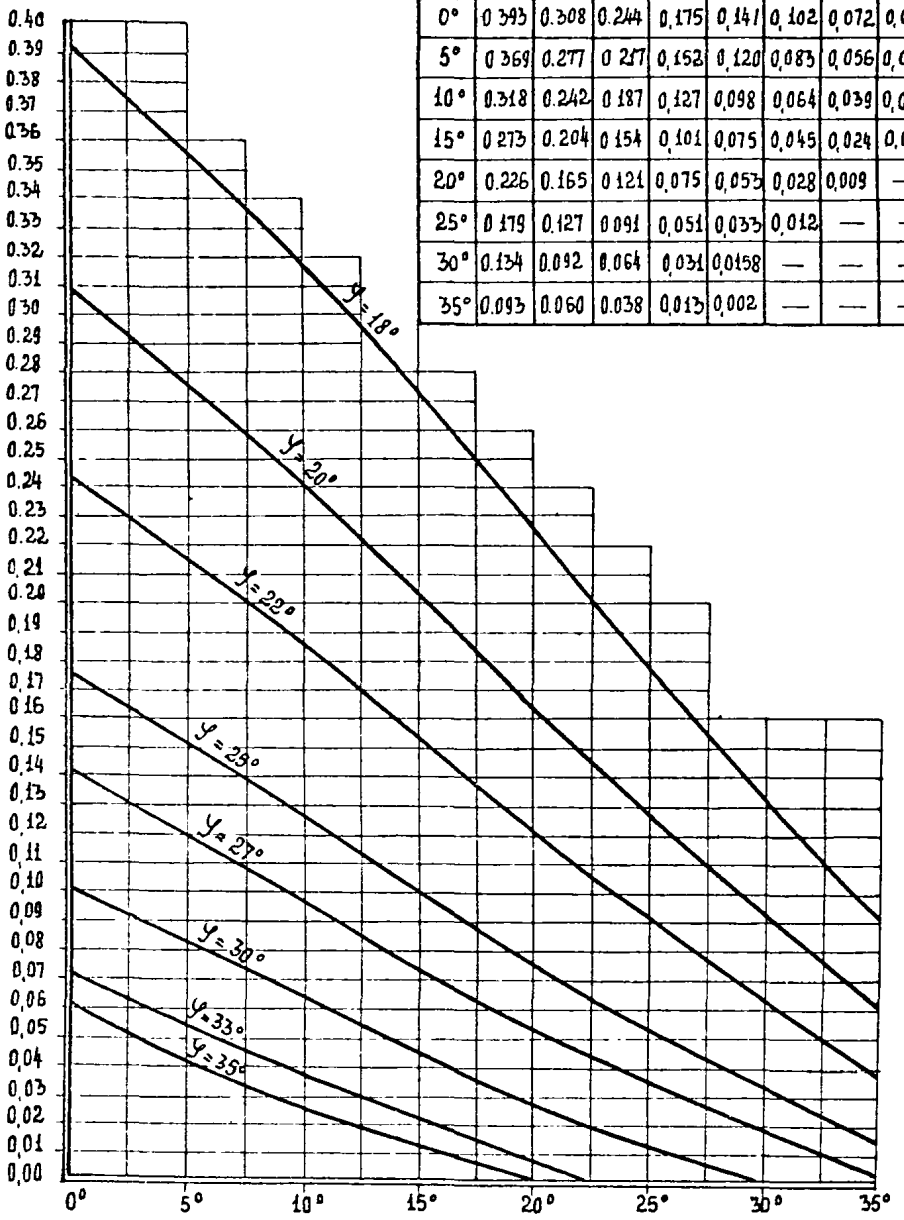


# График 7

## для определения коэффициента $K_2$.

Угол трения грунта о стенку $\delta = \varphi$

| $\alpha$ \ $\varphi$ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 0.343 | 0.308 | 0.244 | 0.175 | 0.141 | 0.102 | 0.072 | 0.060 |
| 5° | 0.369 | 0.277 | 0.217 | 0.152 | 0.120 | 0.083 | 0.056 | 0.040 |
| 10° | 0.318 | 0.242 | 0.187 | 0.127 | 0.098 | 0.064 | 0.039 | 0.026 |
| 15° | 0.273 | 0.204 | 0.154 | 0.101 | 0.075 | 0.045 | 0.024 | 0.012 |
| 20° | 0.226 | 0.165 | 0.121 | 0.075 | 0.053 | 0.028 | 0.009 | — |
| 25° | 0.179 | 0.127 | 0.091 | 0.051 | 0.033 | 0.012 | — | — |
| 30° | 0.134 | 0.092 | 0.064 | 0.031 | 0.0158 | — | — | — |
| 35° | 0.093 | 0.060 | 0.038 | 0.013 | 0.002 | — | — | — |



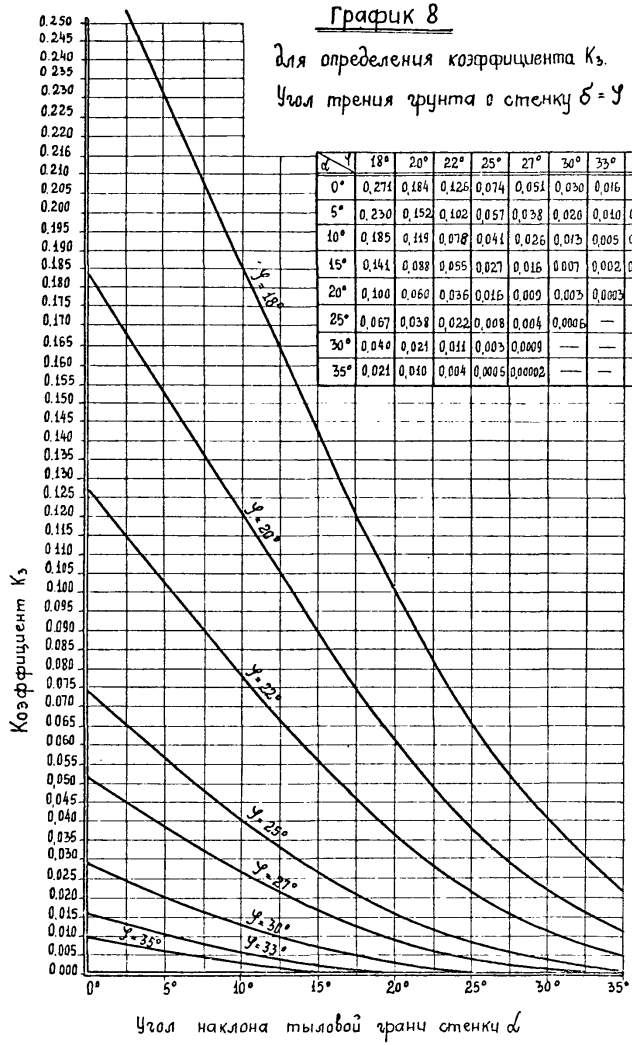

Угол наклона тыловой грани стенки $\alpha$

# График 8

Для определения коэффициента $K_з$.

Угол трения грунта о стенку $\delta = \varphi$

| α \ φ | 18° | 20° | 22° | 25° | 27° | 30° | 33° | 35° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 0,271 | 0,184 | 0,126 | 0,074 | 0,051 | 0,030 | 0,016 | 0,010 |
| 5° | 0,230 | 0,152 | 0,102 | 0,057 | 0,038 | 0,026 | 0,010 | 0,006 |
| 10° | 0,185 | 0,119 | 0,078 | 0,041 | 0,026 | 0,013 | 0,005 | 0,002 |
| 15° | 0,141 | 0,088 | 0,055 | 0,027 | 0,016 | 0,007 | 0,002 | 0,0005 |
| 20° | 0,100 | 0,060 | 0,036 | 0,016 | 0,009 | 0,003 | 0,0003 | — |
| 25° | 0,067 | 0,038 | 0,022 | 0,008 | 0,004 | 0,0006 | — | — |
| 30° | 0,040 | 0,021 | 0,011 | 0,003 | 0,0009 | — | — | — |
| 35° | 0,021 | 0,010 | 0,004 | 0,0005 | 0,00002 | — | — | — |



Приложение У

## ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ СВОБОДНООПЕРТОЙ ЗААНКЕРОВАННОЙ СТЕНКИ НА ОБЩИЙ СДВИГ МАССИВА ГРУНТА, НАХОДЯЩЕГОСЯ ПОЗАДИ СТЕНКИ, ВМЕСТЕ С АНКЕРНЫМИ ОПОРАМИ

I. Поверка устойчивости стенки на общий сдвиг состоит в определении анкерующей способности массива грунта, находящегося перед анкерными опорами, характеризуемой предельной величиной анкерной реакции, которую может воспринять этот массив / $R_{q\,on}$ /, и сравнении этой реакции с реальной анкерной реакцией, полученной в расчете лицевой стенки.

2. Величина $R_{q\,on}$ может быть получена из рассмотрения условия равновесия анкерующего массива грунта CBNM /рис. 27/, стремящегося сдвинуться по плоскости NM, проходящей через подошву анкерной плиты и точку касания замыкающей к веревочной кривой в расчете лицевой стенки /условия построения плоскости скольжения определяются п. 17.24 настоящего "Пособия" к $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$, брошюра 1, часть 1/.

3. На анкерующий массив грунта CBNM действуют:

а) реакция нагружающего лицевую стенку клина грунта ACM - $Q_a$, действующая на плоскость обрушения CM под углом $\varphi$ к нормали;

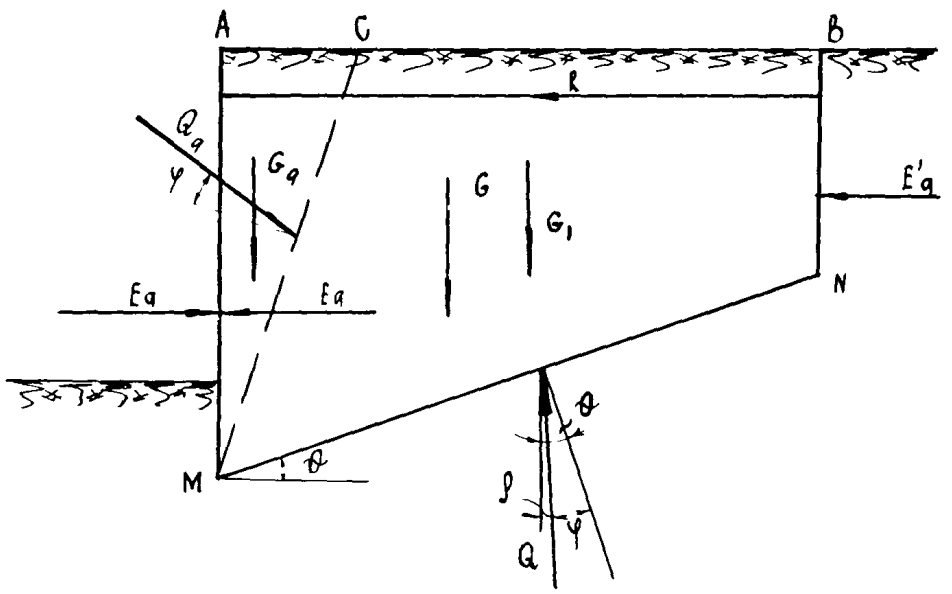
б) анкерная реакция $R_a$, передающаяся через анкерную опору /плиту или стенку/;

в) собственный вес $G_1$;

г) активное давление $E'_a$, действующее на анкерную опору;

д) реакция грунта $Q$, действующая на основную поверхность скольжения NM под углом $\varphi$ к нормали.

4. Искомая величина $R_{q\,on}$, характеризующая предельное равновесие анкерующего массива грунта, представляет собой равнодействующую всех сил/ кроме $R_a$ /, действующих на этот массив и направленную параллельно анкеру. Определение величины $R_{q\,on}$ производится построением многоугольника сил, действующих на анкерующий клин грунта. Так как реак-


A
C
B
R
$Q_q$
$\varphi$
$G_q$
G
$G_1$
$E'_q$
$E_q$
$E_q$
N
M
$\theta$
$\theta$
$\varphi$
$\varphi$
Q

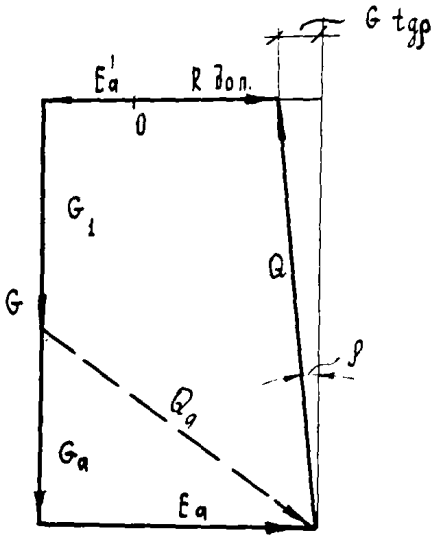

G tgφ
$E'_a$
R доп.
0
$G_1$
Q
G
$\varphi$
$Q_q$
$G_q$
$E_q$

Рис. 27

ция $Q_a$ является векторной суммой сил $E_a$ и $G_a$ /где: $E_a$ – распор, действующий на лицевую стенку, $G_a$ – вес клина АСМ/, то построение может быть проведено в следующей последовательности /рис. 27 /.

Приняв за начало построения точку О, векторно складывают $E'_a$, $G$ / представляющую собой вес всего массива грунта между лицевой стенкой и анкерной опорой, $G_1 + G_a$ / и $E_a$.

Через конец силы $E_a$ проводят линию параллельную реакции $Q$, а через начало силы $E'_a$ линию параллельную анкеру.

Отрезок между точкой О/ начало силы $E'_a$ / и точкой пересечения направления $Q$ с направлением анкера является искомой величиной $R_{доп}$.

Определение устойчивости при наличии грунта со сцеплением отличается учетом при построении силового многоугольника поддерживающего действия силы $T_c = c \cdot l$ /где: с– удельное сцепление, $l$ – длина участка, на котором реализуется сцепление/.

5. Графическое построение рекомендуется проверять аналитическим решением, которое для случая однородного грунта без сцепления в основании /рис. 27/ имеет вид:

$$R_{доп} = E_a - E'_a - G \operatorname{tg} \rho \quad , \qquad (У-1)$$

где: $\rho = \vartheta - \varphi$, а $\vartheta$ – угол наклона плоскости скольжения к горизонтали.

6. При неоднородных грунтах, пересекаемых плоскостью скольжения, грунтовый массив между лицевой стенкой и анкерной опорой делится фиктивными вертикальными плоскостями, проходящими через точки пересечения поверхности скольжения с границами грунтовых слоев на столько частей, сколько слоев пересекает поверхность скольжения.

Затем изложенный выше метод построения силового многоугольника применяется последовательно к отдельным частям грунтового массива; при этом, вес каждой последующей части $G_i$ изображается вектором, начинающимся в точке пересечения реакции основания $Q_i$ предшествующей части с линией анкера. После такого построения отрезок между началом первой силы / $E'_a$ / и точкой пересечения последней реакции основания с линией анкера дает величину $R_{зап.}$. При наличии сцепления в отдельных грунтовых слоях оно вводится в построение в виде вектора $T_c = c_i \ell_i$ для отдельных же частей грунтового массива.

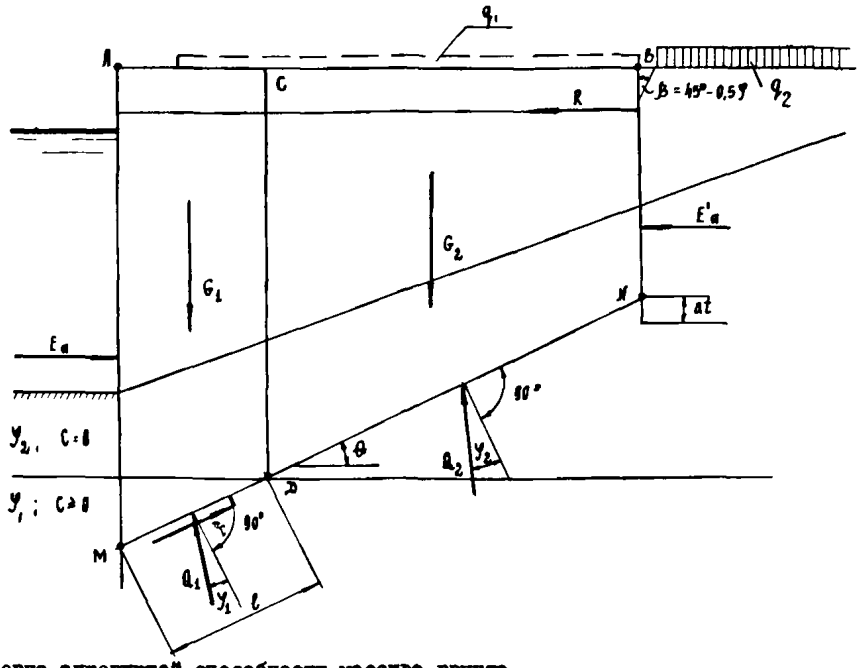
7. Обобщенная схема построения силового многоугольника для случая двух грунтовых слоев, из которых один обладает сцеплением, с указаниями об учете временной нагрузки на причале приведена на рис. 28.

Аналитическое решение для данного случая имеет вид:

$$R_{зап} = E_a + T_c \cos\theta - E'_a - tg(\theta-\varphi_2) G_2 - tg(\theta-\varphi_1)(G_1 - T_c \sin\theta). \quad (\text{У-2})$$

Примечание. В формулах (У-1) и (У-2) при отрицательных значениях углов $\theta-\varphi_i$ следует принимать и соответствующее по знаку отрицательному углу значение тангенса.

## ПРОВЕРКА АНКЕРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МАССИВА ГРУНТА

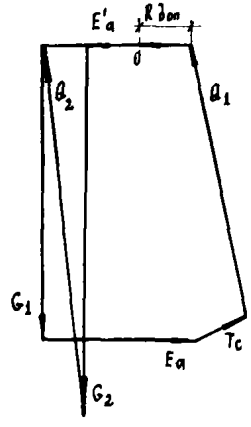



Проверка анкерующей способности массива грунта $ABNM$ заключается в определении максимальной (предельной) величины анкерной реакции $R_{доп}$, воспринимаемой грунтовым массивом.

Необходимым и достаточным является соблюдение условия $\frac{R_{доп}}{R} \geq K_y$

где: $R$ – величина действующей анкерной реакции, определенная графоаналитическим расчетом лицевой стенки.

Величина $R_{доп}$ определяется построением силового многоугольника.




Плоскость скольжения $MN$ определяется точками:

$M$ – точка замыкания веревочной кривой в расчете лицевой стенки при свободном опирании стенки в грунте;

$N$ – точка замыкания веревочной кривой в расчете анкерной стенки при определении ее длины или низ анкерной плиты.

Действующие силы:

$E'_a$ – суммарное активное давление на анкерную стенку на высоте $BN$ (с учетом временной нагрузки $q_2$);

$G_1$; $G_2$ – веса грунтовых массивов $ACDM$ и $CBND$ (временная нагрузка $q_1$, учитывается только при $Q > \varphi$;

$E_a$ – суммарное активное давление на лицевую стенку на высоте $AM$ ($q_1$ учитывается только при $Q > \varphi$);

$Q_1$; $Q_2$ – величины реакции грунта ниже плоскости скольжения;

$T_c = c\ell$ – силы сцепления на участке $DM$.

ПРИМЕЧАНИЕ: Значение $\Delta t$ рекомендуется откладывать от подошвы фактического заглубления стенки.

Рис. 28

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА В ПРИЗМЕ ОТПОРА В СЛУЧАЕ ПРИБЛИЖЕНИЯ ОПОР К ЛИЦЕВОЙ СТЕНКЕ

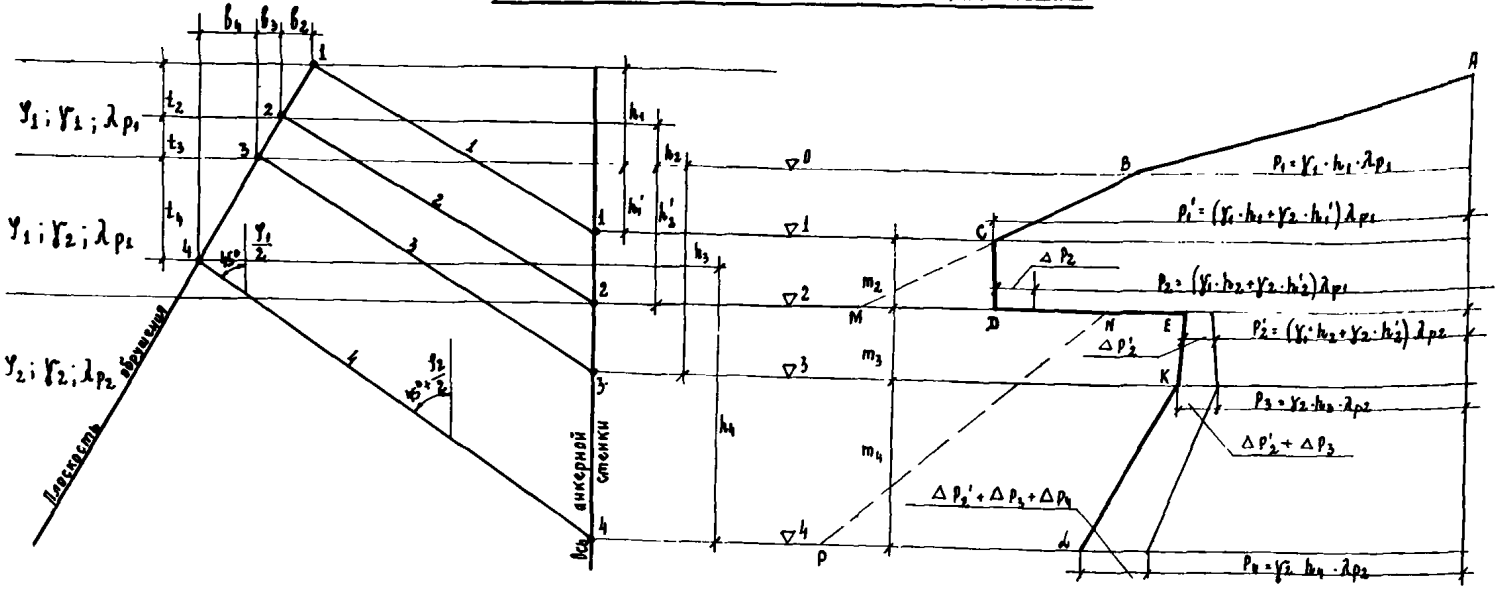



Рис. 29

Отпор грунта перед сближенной анкерной стенкой определяется суммированием двух составляющих:

1. Сопротивление отпора массива грунта, заключенного между анкерной стенкой и плоскостью обрушения грунта на лицевую стенку (ординаты отпора $P_i$);
2. Сопротивление отпора, вызванное грунтовой пригрузкой на призме выпирания (ординаты отпора $\Delta P_i$);
   Плоскости выпирания проводятся следующим образом:
   пл.1 – через точку "1" пересечения плоскости обрушения с поверхностью грунта;
   пл.2 – через точку "2" пересечения оси анкерной стенки с границей различных грунтов;
   пл.3 – через точку "3" пересечения плоскости обрушения с расчетным горизонтом воды;
   пл.4 – произвольно.

### Определение ординат эпюры отпора.

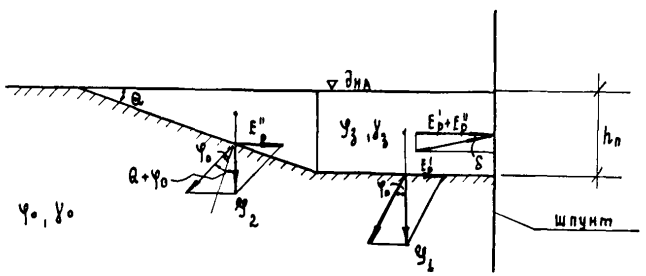
1. Отпор массива грунта
   - 0 $P_1 = \gamma_1 h_1 \lambda_p$ ,
   - 1 $P_1' = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_1') \lambda_p$ ,
   - 2 $P_2 = (\gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_2') \lambda_{p_1}$ ;
   - 2 $P_2' = (\gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_2') \lambda_{p_2}$
   - 3 $P_3 = \gamma_2 h_3 \lambda_{p_2}$ ;
   - 4 $P_4 = \gamma_2 h_4 \lambda_{p_2}$.

2. Отпор от пригрузки на призме выпирания
   - 2 $\Delta P_2 = \frac{2 \Delta E_2}{m_2}$ ; $\Delta E_2 = 0{,}5\, \gamma_1 t_2 b_2 \sqrt{\lambda_{p_1}}$ ,
     $\Delta P_2' = \frac{2 \Delta E_2'}{m_2}$ , $\Delta E_2' = 0{,}5 \cdot \gamma_1 t_2 b_2 \sqrt{\lambda_{p_2}}$ ,
   - 3 $\Delta P_3 = \frac{2 \Delta E_3}{m_3}$ ; $\Delta E_3 = 0{,}5\, \gamma_1 t_3 b_3 \sqrt{\lambda_{p_2}}$ ;
   - 4 $\Delta P_4 = \frac{2 \Delta E_4}{m_4}$ ; $\Delta E_4 = 0{,}5 \cdot \gamma_2 t_4 \cdot b_4 \sqrt{\lambda_{p_2}}$ .

Окончательная эпюра отпора – *ABCDEKL*.
Эпюра отпора при нормальном удалении стенки – *ABMNP*.

Приложение УП

## Определение сопротивления грунта при расчете устойчивости на сдвиг призмы замененного грунта перед бульверками




$$E_p' = g_1 \cdot tg\,\varphi_0\,, \qquad g_1 = h_n \beta\, \gamma_3\,;$$

$$E_p'' = g_2 \cdot tg\,(\theta+\varphi_0), \qquad g_2 = 0{,}5\, m\, h_n^2\, \gamma_3\,.$$

Полное сопротивление призмы замененного грунта

$$E_p = E_p' + E_p'' + (E_p' + E_p'')\,tg\delta \cdot tg\,\varphi_3 = E_p' + E_p'' + E_p' tg\delta \cdot tg\,\varphi_3 + E_p'' \cdot tg\delta \cdot tg\,\varphi_3 =$$

$$= E_p'\,(1 + tg\delta \cdot tg\,\varphi_3) + E_p''\,(1 + tg\delta \cdot tg\,\varphi_3) = (1 + tg\delta \cdot tg\,\varphi_3)(E_p' + E_p'') =$$

$$= (1 + tg\delta \cdot tg\,\varphi_3)\,[g_1 \cdot tg\,\varphi_0 + g_2 \cdot tg\,(\theta+\varphi_0)] \geqslant 0{,}5\,\gamma_3 h_n^2\,\lambda_{p3}\,.$$

$\delta$ – угол трения материала **отсыпки** по плоскости восприятия отпора, принимаемый в зависимости от материала и шероховатости до $0{,}5\,\varphi_3$, остальные значения принимать из расчетной схемы.

Приложение VIII

## Номограммы для определения несущей способности свай и цилиндрических оболочек на горизонтальную нагрузку

### Порядок расчета с помощью номограмм

Расчет несущей способности свай и цилиндрических опор на горизонтальные нагрузки с помощью номограмм наиболее удобно вести как для случая однородного грунта, так и для случая разнородных грунтов в следующем порядке:

I) задавшись необходимой (полной) глубиной погружения, которая уже содержит величину зоны сдвига грунта ($\alpha$), по номограмме на рис.№ 4 или рис.№ 5 (левая часть номограммы) определяется величина отношения ( $\frac{H}{h} = n$ ). Затем, уменьшив задаваемую глубину погружения ( $h$ ) на величину зоны сдвига грунта ( $\alpha$ ), находится условная глубина погружения ( $h'_y$ ) ( правая часть номограммы).

В случае разнородных грунтов на задаваемую глубину погружения ( $h$ ) " осредняются", т.е. берутся "средневзвешенными" значения $\gamma$, $\varphi$ и $c$.

2) По номограмме на рис.№ 2 определяется величина ( $A_0$ ).

3) По номограмме на рис.№ 3 определяются последовательно величины (В) и (Т), предварительно уменьшив, в зависимости от методики расчета величину ( $\alpha_c + \rho_c$ ) либо на коэффициент запаса ( $k_c$ ), либо на коэффициент однородности грунта (К ).

4) По номограмме на рис.№ I в зависимости от найденных

величин ( $h'_з$ ), ( $A_o$ ) и (Т) определяется величина силы (Р).

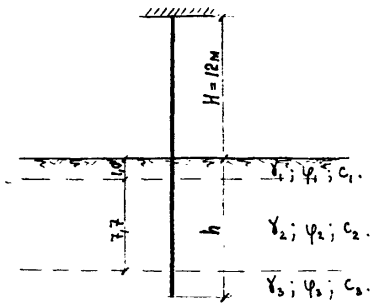
Таким образом, задавшись несколько раз ( достаточно два-три раза) необходимой глубиной погружения ( $h$ ), и, определив величины ( $h'_з$ ) и (Р), строятся графики зависимостей $h'_з = f(P)$ и $h = f(P)$, по которым по заданной величине силы (Р) определяется условная глубина защемления ( $h'_з$ ) и необходимая (полная) глубина погружения ( $h$ ).

Пример. Определить условную глубину защемления ( $h'_з$ ) и необходимую глубину погружения ( $h$ ) колонны-оболочки $D$ = I.6 м при действии на нее горизонтальной силы Р = 20 т, погружаемой в разнородные грунты со следующими физико- механическими свойствами:

Таблица I6

| №№ пп | Наименование грунтов | Толщина слоя в м | $\gamma$ т/м$^3$ | $\varphi°$ | С т/м$^2$ |
|---|---|---|---|---|---|
| I. | Супесь | I,0 | I,03 | 24 | I,62 |
| 2. | Суглинок | 7,7 | 0,97 | I8 | 2,8 |
| 3. | Супесчано-суглинистый грунт | $\infty$ | 2,06 | 24 | 2,6 |

Расчетная схема.




I) Задаемся два раза глубиной погружения ( $h$ ) и по графику на рис.5 определяем условную глубину защемления ( $h_y'$ ):

а) $h_1 = 7,8$ м; $h_{y1}' = 2,0$ м.

б) $h_2 = 10,4$ м; $h_{y2}' = 3,0$ м.

Определяем " средневзвешенные" значения $\gamma$, $\varphi$ и $c$.

а) При $h_1 = 7,8$ м

$$\gamma_c = \frac{\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2}{h_1} = \frac{1,03 \times 1,0 + 0,97 \times 6,8}{7,8} = 0,977 \text{ т/м}^3,$$

$$\varphi_c = \frac{\varphi_1 t_1 + \varphi_2 t_2}{h_1} = \frac{24^0 \times 1,0 + 18^0 \times 6,8}{7,8} = 19^0,$$

$$c_c = \frac{c_1 t_1 + c_2 t_2}{h_1} = \frac{1,62 \times 1,0 + 2,8 \times 6,8}{7,8} = 2,64 \text{ т/м}^2.$$

б) При $h_2 = 10,4$ м.

$$\gamma_c = \frac{\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2 + \gamma_3 t_3}{h_2} = \frac{1{,}03 \times 1{,}0 + 0{,}97 \times 7{,}7 + 2{,}06 \times 1{,}7}{10{,}4} =$$

$$= 1{,}155 \text{ т/м}^3,$$

$$\varphi_c = \frac{\varphi_1 t_1 + \varphi_2 t_2 + \varphi_3 t_3}{h_2} = \frac{24^0 \times 1{,}0 + 18^0 \times 7{,}7 + 24^0 \times 1{,}7}{10{,}4} = 20^0,$$

$$c_c = \frac{c_1 t_1 + c_2 t_2 + c_3 t_3}{h_2} = \frac{1{,}62 \times 1{,}0 + 2{,}8 \times 7{,}7 + 2{,}6 \times 1{,}7}{10{,}4} =$$

$$= 2{,}64 \text{ т/м}^2.$$

Примечание. $t_i$ – толщина слоев грунта, попадаемых в задаваемую глубину погружения ( $h$ ).

2) По графику на рис. № 2 определяется величина (Ао).

а) $Ao_1 = 2{,}25$,

б) $Ao_2 = 3{,}0$.

3) По графику на рис. № 3 определяется величина (Т).

Расчет будем вести по разрушающим нагрузкам, поэтому величину ( $a_c + p_c$ ) необходимо уменьшить на коэффициент запаса на сцепление ( $K_c$ ) (Принимаем $K_c = 1.45$).

а) $\frac{a_{c1} + p_{c1}}{k_c} = \frac{3{,}79 + 7{,}43}{1{,}45} = \frac{11{,}22}{1{,}45} = 6{,}05$ т/м²,

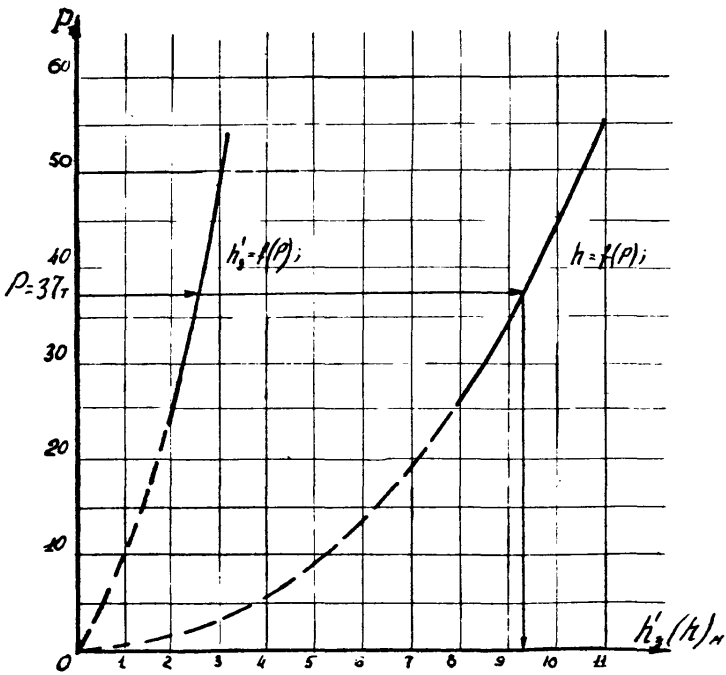
б) $\frac{a_{c2} + p_{c2}}{k_c} = \frac{3{,}71 + 7{,}59}{1{,}45} = \frac{11{,}30}{1{,}45} = 6{,}12$ т/м².

4. По номограмме на рис. № 1 в зависимости от найденных величин ( $h_3'$ ), ( Ао) и ( Т) определяется величина силы (Р).

а) $P_1 = 25{,}5$ т,

б) $P_2 = 51{,}0$ т.

5) По результатам вычислений строятся графики зависимостей $h'_з = f(P)$ и $h = f(P)$, по которым в зависимости от действующей горизонтальной силы $P = P \cdot k = 20 \times 1{,}85 = 37$ т определяется с достаточной степенью точности условная глубина защемления ( $h'_з$ ) и необходимая ( полная) глубина погружения ( $h$ ), (принимаем $k = 1{,}85$).




Итак, с графика получаем:

$h'_з = 2{,}5$ м,

$h = 9{,}1$ м.

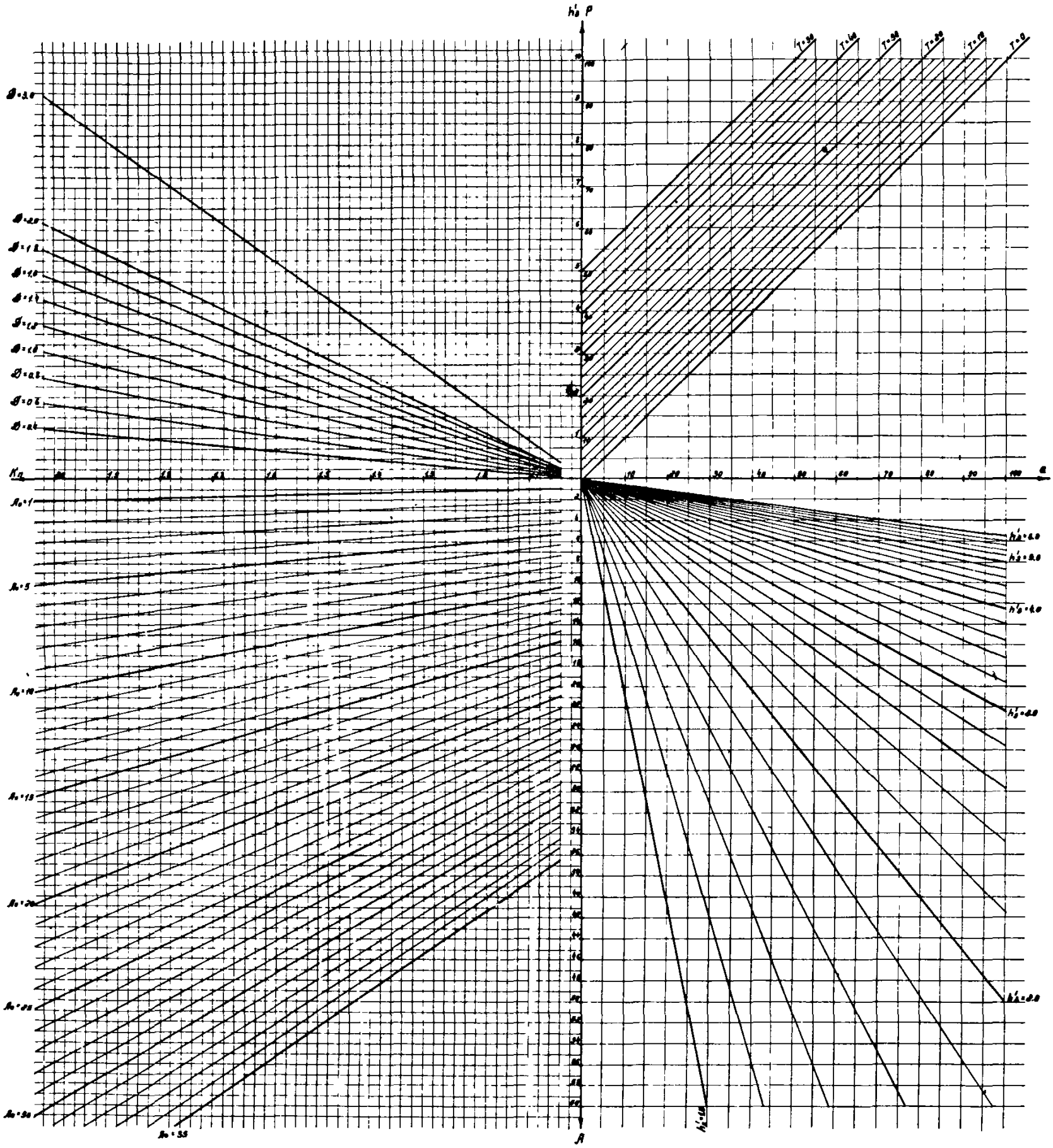



РИС. №1 Номограмма для определения несущей способности свай и цилиндрических опор на горизонтальные нагрузки (В зависимости $P=f(T, a)$, $a=f(h'_0; A)$, $A=f(A_0, K_n)$, $K_n=f(\beta, h'_0)$)

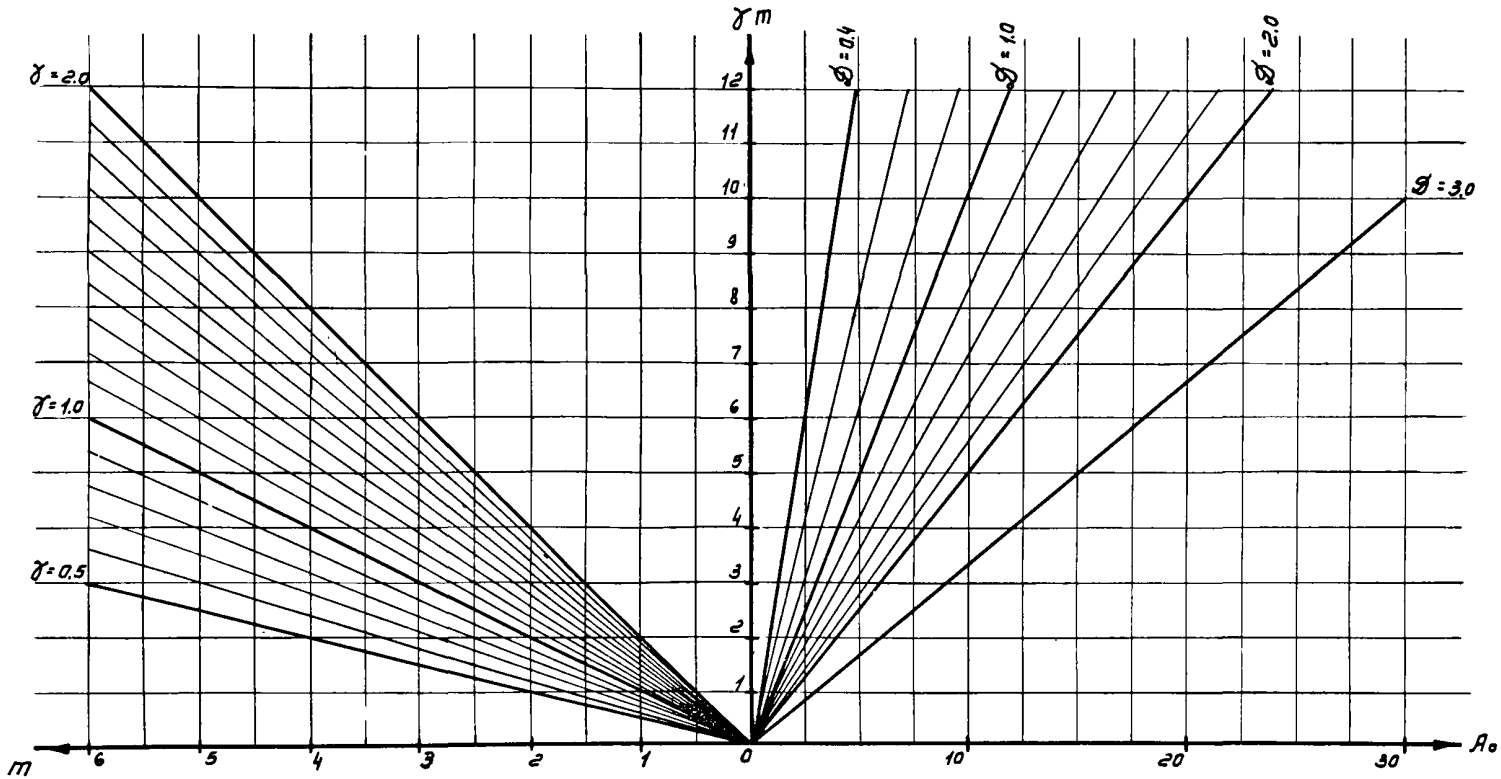



РИС. № 2 Номограмма зависимости $A_0 = f(\gamma; m; D;)$

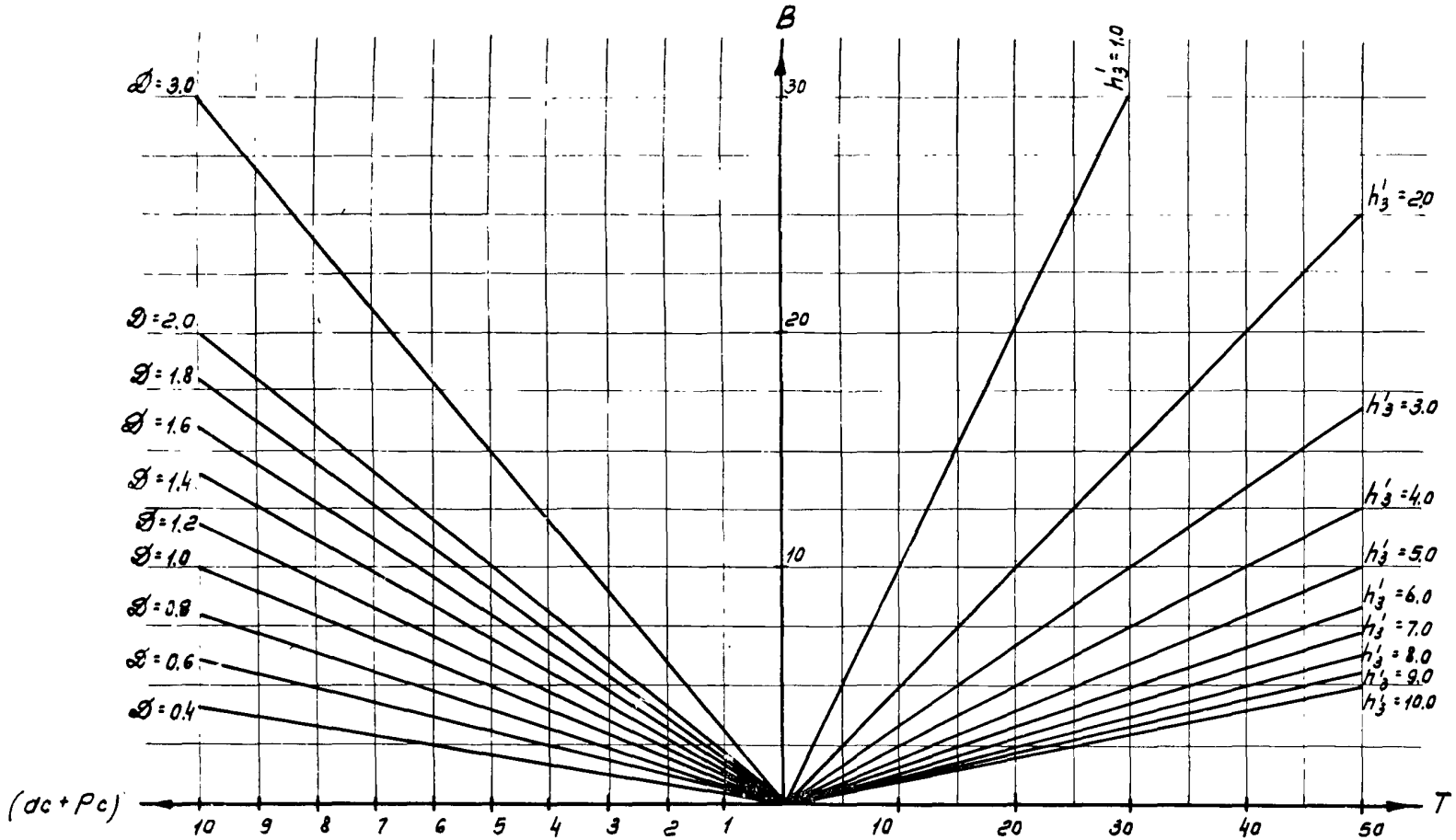



РИС. №3. Номограмма зависимостей: $T = f(B; h'_3)$; $B = f[(a_c + P_c)Ø]$

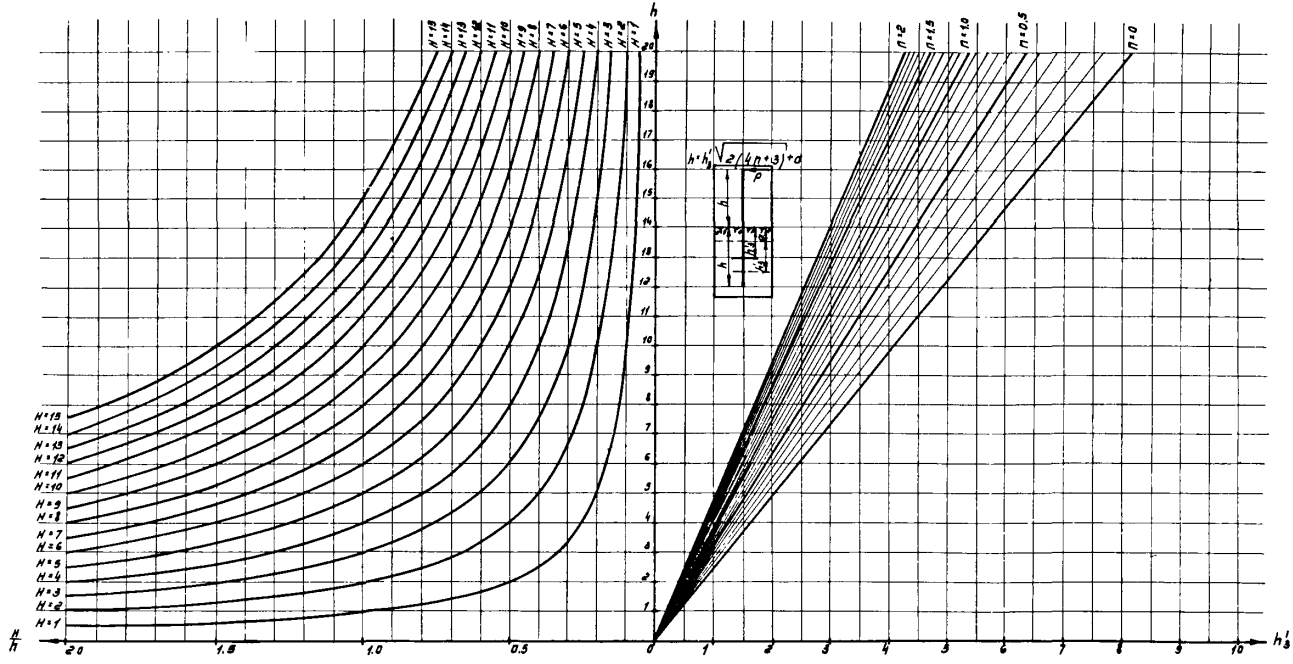



РИС. № 4. *Номограмма для определения необходимой (полной) глубины погружения свай и цилиндрических опор незащемленных в ростверке*

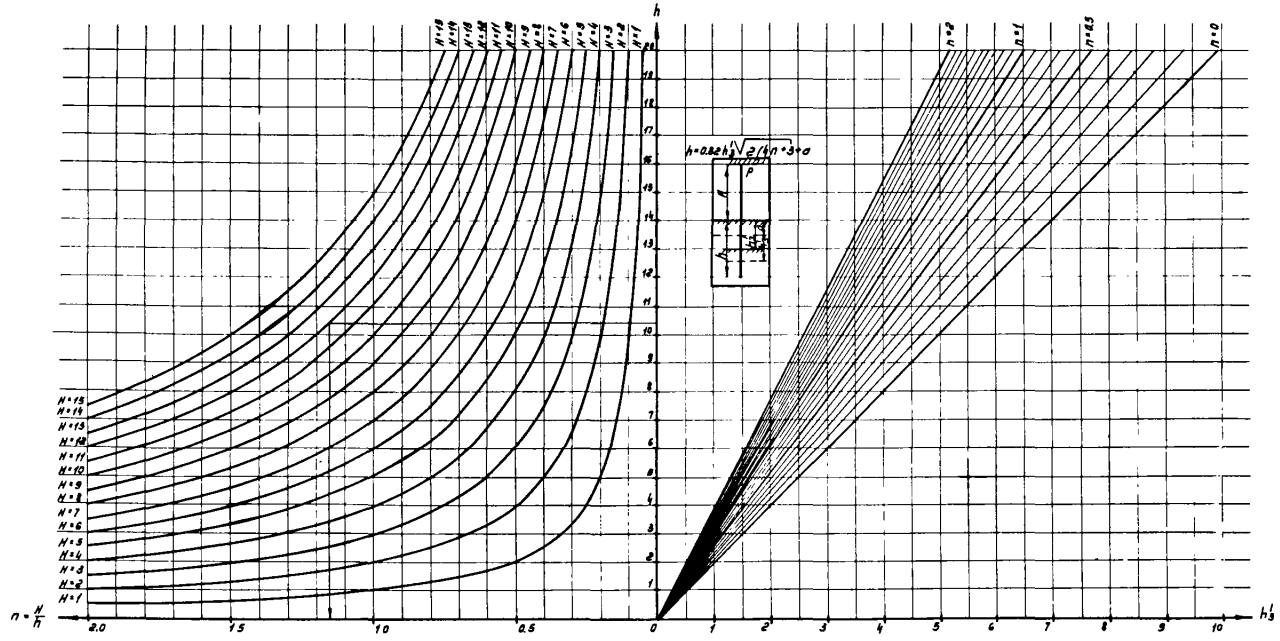



РИС. № 5. *Номограмма для определения необходимой (полной) глубины погружения свай и цилиндрических опор защемленных в ростверке*

## ЛИТЕРАТУРА


I. ВТУ,ч.4.Сооружения на свайом основании. (Проект.). Ленморниипроект, 1962 г.

2. ВТУ, ч.5, Сооружения на цилиндрических опорах. (Проект). Ленморниипроект.1962 г.

3. Калинович Б.Ю.Судоходный шлюз и его расчет. ОГИЗ,1932 г.

4. Урецкий Б.А. Курс морских гидротехнических сооружений. т.2,Воениздат,1947 г.

5. Курочкин С.Н. Долинский А.А., Гришачева Р.Я. Экспериментальные исследования работы вертикальных опор ростверков на горизонтальную нагрузку.Труды Союзморниипроекта,вып.2, 1962 г.

Приложение IX

## РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

грунта основания на боковой поверхности опор $f_i$ в т/м$^2$, равные нормативным по таблице 2 СНиП II-Б.5-67

Таблица I7

| Средняя глубина расположения слоя грунта в м | Сопротивления $f_i$ в т/м$^2$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | песчаных грунтов средней плотности (для свай погруженных без подмыва) | | | | | |
| | крупных и средней крупности | мелких | пылеватых | - | - | - |
| | глинистых грунтов консистенции В, равной | | | | | |
| | ≤0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 |
| I | 3,5 | 2,3 | I,5 | I,2 | 0,5 | 0,2 |
| 2 | 4,2 | 3,0 | 2,0 | I,7 | 0,7 | 0,3 |
| 3 | 4,8 | 3,5 | 2,5 | 2,0 | 0,8 | 0,4 |
| 4 | 5,3 | 3,8 | 2,7 | 2,2 | 0,9 | 0,5 |
| 5 | 5,6 | 4,0 | 2,9 | 2,4 | I,0 | 0,6 |
| 7 | 6,0 | 4,3 | 3,2 | 2,5 | I,I | 0,7 |
| I0 | 6,5 | 4,6 | 3,4 | 2,6 | I,2 | 0,8 |
| I5 | 7,2 | 5,I | 3,8 | 2,8 | I,4 | I,0 |
| 20 | 7,9 | 5,6 | 4,I | 3,0 | I,6 | I,2 |
| 25 | 8,6 | 6,I | 4,4 | 3,2 | I,8 | - |
| 30 | 9,3 | 6,6 | 4,7 | 3,4 | 2,0 | - |
| 35 | I0,0 | 7,0 | 5,0 | 3,6 | 2,2 | - |

Примечания: I. Среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве более 3 м - от условной отметки, расположенной на 3 м выше уровня срезки или на 3 м выше уровня природного рельефа в случае подсыпки или намыва.

2. Для промежуточных глубин расположения слоя и промежуточных значений консистенции B глинистых грунтов, значения $f_i$ определяют интерполяцией.

3. Для плотных песчаных грунтов значения $f_i$ увеличивают на 30%.

4. При определении $f_i$ пласты грунтов расчленяются на однородные слои толщиной не более 2 м.

5. Если в пределах длины сваи имеются напластования торфа мощностью более 30 см и возможна планировка территории подсыпкой или иная загрузка территории, эквивалентная подсыпке, то сопротивление грунта, расположенного выше подошвы наинизшего (в пределах глубины забивки сваи) слоя торфа, принимается:

а) при подсыпках до 2 м - для грунтовой подсыпки и торфа равным нулю, а для минеральных пластов естественного грунта - положительным значениям по табл.I7 ;

б) при подсыпках от 2 до 5 м - для грунтов, включая подсыпку, равным 0,4 от значений,

указанных в табл.I7, взятых со знаком минус, а для торфа - минус 0,5 т/м$^2$;

в) при подсыпках более 5 м - для грунтов, включая подсыпку, равным значениям, указанным в табл.I7, взятым со знаком минус, а для торфа - минус 0,5 т/м$^2$;

6. Применение данных таблицы в части назначения $f_i$ для песчаных грунтов и глинистых с $B \leq 0,4$ допускается при любой длительности "отдыха" как для забивных, так и для погруженных вибратором полых свай. Для глинистых грунтов с $B \geq 0,5$ при погружении свай вибратором $f_i$ следует принимать по табл.I7 при отдыхе не более I5 суток и по табл.22 при длительном "отдыхе".

Приложение X

## РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

грунта основания в плоскости нижних концов опор $\sigma$ в т/м$^2$, равные нормативным по таблице I СНиП II-Б.5-67

| Глубина забивки сваи в м | Сопротивления $\sigma$ в т/м$^2$ песчаных грунтов средней плотности | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | гравелистых | крупных | – | средней крупности | мелких | пылеватых | – |
| | глинистых грунтов консистенции В, равной | | | | | | |
| | ≤0 | 0,I | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| 3 | 750<br>700 | 650<br>400 | 300 | 290<br>200 | I80<br>I20 | I20<br>I00 | 60 |
| 4 | 830 | 660<br>5I0 | 380 | 300<br>250 | I90<br>I60 | I25 | 70 |
| 5 | 880 | 670<br>620 | 400 | 3I0<br>280 | 200 | I30 | 80 |
| 7 | 970 | 690 | 430 | 330 | 220 | I40 | 85 |
| I0 | I050 | 730 | 500 | 350 | 240 | I50 | 90 |
| I5 | II70 | 750 | 560 | 400 | 280 | I60 | I00 |
| 20 | I260 | 820 | 620 | 450 | 3I0 | I70 | II0 |
| 25 | I340 | 880 | 680 | 500 | 340 | I80 | I20 |
| 30 | I420 | 940 | 740 | 550 | 370 | I90 | I30 |
| 35 | I500 | I000 | 800 | 600 | 400 | 200 | I40 |

Примечания: I. В случаях, когда значения $\sigma$ указаны дробью, числитель относится к пескам, а знаменатель к глинам.

2. Глубину расположения торца опоры при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а

при срезке, подсыпке, намыве более 3 м – от условной отметки, расположенной на 3 м выше уровня срезки или на 3 м выше уровня природного рельефа в случае подсыпки или намыва.

3. Для промежуточных глубин забивки свай и промежуточных значений консистенции "В" глинистых грунтов, значения $\delta$ определяют интерполяцией.

4. Значениями $\delta$ можно пользоваться при условии, если заглубление сваи или цилиндрической оболочки в неразмываемый и несрезаемый грунт не менее 4,0 м.

5. Для плотных песчаных грунтов значения $\delta$ увеличивают на 30%.

Приложение XI

Поправочный коэффициент $\alpha_1$, вводимый в расчет лобового сопротивления $\sigma$

Таблица I9

| №№ пп | Конструкция ножа; метод погружения; диаметр опоры; характеристика грунтовых условий и длительность "отдыха" | $\alpha_1$ |
|---|---|---|
| I. | Кольцевой нож скошен внутрь под углом 30°-45°; низкочастотный вибратор, жестко прикрепленный к голове опоры; $\mathcal{D} \leq$ 2м; опирание на мощный слой песков средней плотности или глинистые грунты с B $\leq$ 0,4. | I,3 |
| 2. | То же, погружение забивкой. | I,0 |
| 3. | Нож отсутствует; погружение дизель-молотом или низкочастотным вибратором без крепления к голове опоры; $\mathcal{D} \leq$ 0,8 м; опирание на пески или тугопластичные глины и суглинки. | 0,7 |
| 4. | Кольцевой нож; погружение низкочастотным вибратором прикрепленным к голове опоры; $\mathcal{D} \leq$ I,2 м; опирание на супеси, суглинки и глины с B=0,5. Длительность "отдыха" не учитывается, | |
| | а) для супесей | 0,9 |
| | б) для суглинков | 0,7 |
| | в) для глин | 0,6 |

Примечание. При наличии под подошвой свай глин и суглинков мягкопластичной консистенции с B > 0,5 лобовое сопротивление при " отдыхе" до I5 суток учитывать не следует .

Приложение XII

## ПОПРАВОЧНЫЙ КОЭФФИЦИЕНТ $\alpha_2$, ВВОДИМЫЙ В РАСЧЕТ БОКОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ $f_i$

Таблица 20

| №№ пп | Наименование грунта | $\alpha_2$ при погружении вибратором |
|---|---|---|
| I | Пески | I,I |
| 2 | Супеси и пылеватые пески | 0,9 |
| 3 | Суглинки с $B \geqslant 0,5$ | 0,7 |
| 4 | Глины с $B \geqslant 0,5$ | 0,6 |
| 5 | Суглинки и глины с $B \leqslant 0,4$ | I,0 |

Примечание. При погружении опор подмывом при условии последующей добивки на последнем метре погружения без применения подмыва, коэффициенты $\alpha_2$, указанные в таблице, снижаются введением дополнительного коэффициента, равного 0,9.

Приложение XIII

## Условные расчетные сопротивления основания $R'$ при глубине 2 м для грунтов консистенции $0,5 < B \leq 0,75$

Таблица 21

| Наименование грунтов | Коэффициент пористости $\varepsilon$ | $R'$ т/м$^2$ |
|---|---|---|
| Супеси | 0,5 | 20 |
| Суглинки | 0,5 | I8 |
| | 0,7 | I3 |
| Глины | 0,5 | 28 |
| | 0,6 | 20 |
| | 0,8 | I4 |

Приложение XIV.

Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности опоры $f_i$ в т/м$^2$

при B $\geqslant$ 0,5 и длительном " отдыхе"

Таблица 22

| №№ пп | Наименование грунта | Консистенция грунта | $f_i$ т/м$^2$ |
|---|---|---|---|
| I. | Супеси | 0,5 $\leqslant$ B $\leqslant$ 0,75 | 2,8 |
| | | 0,75 $<$ B $\leqslant$ I | I,4 |
| 2. | Суглинки и глины | 0,5 $\leqslant$ B $\leqslant$ 0,75 | 2,8 |
| | | 0,75 $<$ B $\leqslant$ I | 2,0 |
| | | B $>$ I | I,0 |

Примечание. Данные таблицы 22 соответствуют"отдыху" опор свыше 3 месяцев, при " отдыхе" от I до 3 месяцев значения $f_i$ уменьшаются на 30%, а при " отдыхе" от I5 суток до I месяца - на 50%.

Глубина заложения слоя грунта в табл.22 не учтена.

Приложение XУ

Таблица 23

Допускаемые вертикальные прогибы пролетных строений при проектировании эстакадных сооружений

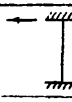
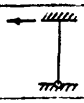
| Материал пролетного строения | Максимальный прогиб в пределах | Допускаемая величина прогиба пролетных строений |
|---|---|---|
| Железобетон и сталь | пролета | $I/500\,\ell$ |
| | консоли | $I/250\,\ell_к$ |

Примечание. Кроме того для ростверков с подкрановыми и железнодорожными путями величины допускаемых деформаций верхнего строения от эксплуатационных нагрузок устанавливаются при проектировании с таким расчетом, чтобы отклонения в относительном положении рельсов при эксплуатации / отклонения на укладку плюс деформации/ не превосходили величин таблицы I приложения 3 "Правил технической эксплуатации гидротехнических сооружений и акваторий портов министерства морского флота".

Приложение XУI

## Коэффициенты расчетных длин стоек „μ"

Таблица 24

| №№ пп | Характеристика свайного основания | Схемы закрепления | |
|---|---|---|---|
| | |  |  |
| I. | Сваи прямоугольные с горизонтальным смещением | I,25 | I,5 |
| 2. | Цилиндры-оболочки с горизонтальным смещением | I | I,25 |
| 3. | Сваи, а также цилиндры-оболочки с козловыми опорами в двух направлениях без горизонтального смещения | 0,7 | I |

Примечание. Для определения геометрической длины стоек, в грунте основания принимается условное защемление.

## ПРИНЯТЫЕ ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ:

$M_y$ – момент удерживающих сил относительно рассматриваемого ребра вращения;

$M_o$ – момент опрокидывающих сил относительно рассматриваемого ребра вращения;

$M_{max}$ – максимальный изгибающий момент в пролете;

$M_{on.}$ – изгибающий момент в уровне крепления анкера;

$N_\tau$ и $T_\tau$ – продольная и нормальная горизонтальные составляющие швартовного усилия;

$Q$ – сосредоточенная нагрузка от сближенных или одиночных кранов;

$Q_{on.}$ – поперечная сила в уровне крепления анкера;

$q_i$ – временная эксплуатационная нагрузка на территории причала;

$\sum q$ – сумма вертикальных сил;

$E$ – сумма горизонтальных сил, действующих на сооружение;

$E'_p$ – равнодействующая обратного отпора ;

$E_p$ и $E_a$ – пассивное и активное давление грунта;

$P$ – горизонтальная сила, действующая на опору;

$P_{xi}$ и $P_{yi}$ – составляющие горизонтальной силы, действующие на опору соответственно в направлении оси $x$ и $y$ ;

$R_a$ – анкерная реакция из расчета лицевой стенки на длине I пог.м;

$R'_a$ – растягивающее усилие в анкерной тяге;

$R_p$ – предел прочности при осевом растяжении;

$R'$ – условное расчетное сопротивление грунта;

$[\sigma_r]$ – допускаемое давление на грунт основания;

$[\sigma_к]$ – допускаемое давление на каменную постель;

$\sigma_{max}$ и $\sigma_{min}$ – максимальные и минимальные нормальные краевые напряжения на контакте подошвы сооружения с каменной постелью;

$\sigma'_{max}$ и $\sigma'_{min}$ – максимальные и минимальные краевые нормальные напряжения в грунте основания на контакте с каменной постелью;

$\sigma$ – расчетное сопротивление грунта основания на уровне нижнего конца опоры;

$f_i$ – расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности опоры;

$f$ – коэффициент трения;

$c$ – удельное сцепление грунта;

$c'$ – ширина подкрановой плиты или длина шпалы;

$c_0$ – коэффициент упругости части опоры, погруженной в грунт;

$\sum \gamma_i h_i$ – давление грунта на уровне сечения, в котором определяется ордината эпюры давления ;

$\gamma_i$ – объемный вес грунта $i$-го слоя;

$h_i$ – высота $i$-го слоя грунта с неизменными характеристиками;

$h_n$ – толщина каменной постели;

$h_з$ – расчетная глубина защемления цилиндрической опоры или сваи;

$b$ – ширина подошвы сооружения;

$a$ – расстояние от передней грани сооружения до точки приложения равнодействующей нагрузок;

$e$ – эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузок;

$z$ – плечо пары сил;

$\Delta$ – проектный зазор;

$\mathcal{L}$ – длина секции;

$\ell_i$ - длина, на которой распределяется швартовная нагрузка в $i$-ом шве массивовой стенки;

$\ell_a$ - шаг анкеров;

$D$ - наружный диаметр опоры из цилиндрической оболочки;

$u$ - периметр сечения опоры;

$t$ - расчетная глубина погружения лицевой шпунтовой стенки;

$t_0$ - глубина погружения лицевой стенки больверка от дна до точки пересечения замыкающей с веревочным многоугольником;

$\Delta t$ - дополнительная глубина погружения на защемление;

$\eta$ - полюсное расстояние силового многоугольника;

$x_{max}$ - максимальная ордината веревочного многоугольника;

$x_{an.}$ - ордината веревочного многоугольника в уровне крепления анкера;

$x_i$ и $y_i$ - ординаты $i$-ой опоры относительно принятых осей;

$m$ - заложение откоса;

$J$ - момент инерции расчетного сечения;

$j$ - погонная жесткость опор;

$W_0$ - упругий момент сопротивления сечения;

$\delta_c$ - высота приведенного железобетонного прямоугольного сечения;

$\delta$ - угол трения грунта о плоскость восприятия распорного давления;

$\beta$ – угол обрушения /угол между вертикалью и плоскостью обрушения/;

$\varphi$ – угол внутреннего трения грунта;

$\varphi_0$ – угол поворота секции эстакадной конструкции;

$\lambda_x$ – коэффициент горизонтальной составляющей активного давления;

$\lambda_y$ – коэффициент вертикальной составляющей активного давления;

$\lambda_p$ – коэффициент пассивного давления;

$\lambda'_p$ – коэффициент пассивного давления обратного отпора;

$\lambda_c$ – коэффициент пассивного давления от сил сцепления;

$'_{\varphi}\lambda_p$ – коэффициент пассивного давления с учетом трения грунта о стенку в призме прямого отпора при расчете по теории Кулона;

$k'_p\lambda_p$ – коэффициент пассивного давления с учетом трения грунта о стенку в призме обратного отпора при расчете по теории Кулона;

$k$ – коэффициент запаса прочности или несущей способности;

$k_0$ – коэффициент запаса на опрокидывание;

$k_c$ – коэффициент запаса устойчивости при плоском сдвиге;

$k_a$ – коэффициент, учитывающий перераспределение давления на стенку и неравномерность натяжения анкерных тяг;

$k_п$ – коэффициент увеличения сопротивления грунта за счет пространственной работы опоры;

$\beta$ – коэффициент в формуле угла обрушения, учитывающий расположение нагрузки на призме обрушения.

стр.

## СОДЕРЖАНИЕ

Часть I

ПРЕДИСЛОВИЕ . . . . . 3

I. Общие указания . . . . . 5

2. Выбор конструкции сооружения . . . . . I3

3. Основные конструктивные требования . . . . . I5

4. Материалы . . . . . 26

5. Оборудование причальных сооружений . . . . . 38

6. Основные конструктивные требования к причальным набережным гравитационного типа . . . . . 43

7. Основные конструктивные требования к причальным набережным типа больверк с анкеровкой в одном уровне . . . . . 49

8. Основные конструктивные требования к причальным сооружениям эстакадного типа . . . . . 54

9. Общие положения по расчету причальных сооружений . . . . . 65

I0. Нагрузки и воздействия . . . . . 8I

II. Общие указания по расчету причальных набережных гравитационного типа . . . . . 84

I2. Общие указания по расчету причальных набережных уголкового профиля . . . . . 93

I3. Указания по расчету уголковых набережных с внешней анкеровкой . . . . . 97

I4. Указания по расчету уголковых набережных с внутренней анкеровкой . . . . . I0I

I5. Указания по расчету уголковых набережных контрфорсного типа . . . . . I03

I6. Указания по расчету набережных из массивовой кладки . . . . . I07

I7. Общие указания по расчету набережных типа больверк с анкеровкой в одном уровне . . . . . II5

I8. Указания по расчету больверков из металлического шпунта . . . . . I33

I9. Указания по расчету больверков из гибкого железобетонного шпунта . . . . . I33

20. Указания по расчету больверков из железобетонных элементов повышенной жесткости . . . . . I37

стр.

21. Общие указания по расчету причальных сооружений эстакадного типа . . . . . 137

ПРИЛОЖЕНИЯ:

I. Физико-механические характеристики грунтов . . . . 165

II. Правила выполнения и оформления расчетов сооружений . . . . . 166

III. Допускаемые давления на грунты основания . . . . . 175

IУ. Графики и таблицы для определения распорного давления грунта на подпорные стенки . . . . . 183

У. Проверка устойчивости свободноопертой заанкерованной стенки на общий сдвиг массива грунта, находящегося позади стенки, вместе с анкерными опорами . 197

УI. Определение пассивного давления грунта в призме отпора в случае приближения анкерных опор к лицевой стенке . . . . . 202

УII. Определение сопротивления грунта при расчете устойчивости на сдвиг призмы заменненного грунта перед бульверками . . . . . 203

УIII. Номограммы для определения несущей способности свай и цилиндрических оболочек на горизонтальную нагрузку . . . . . 204

IX. Расчетные сопротивления грунта основания на боковой поверхности опор $f_i$ . . . . . 215

X. Расчетные сопротивления грунта основания в плоскости нижних концов опор $\sigma_i$ . . . . . 218

XI. Поправочный коэффициент $\alpha_1$, вводимый в расчет лобового сопротивления $\sigma_i$ . . . . . 220

XII. Поправочный коэффициент $\alpha_2$, вводимый в расчет бокового сопротивления $f_i$ . . . . . 221

XIII. Условные расчетные сопротивления основания $R'$ при глубине 2 м для грунтов консистенции $0,5 < B \leqslant 0,75$ . . . . . 222

XIУ. Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности опоры $f_i$ при $B \geqslant 0,5$ и длительном "отдыхе". . . . . 223

XУ. Допускаемые вертикальные прогибы пролетных строений при проектировании эстакадных сооружений. 224

XУI. Коэффициенты расчетных длин стоек "$\mu$" . . . . . 225

– ие основные буквенные обозначения. . . . . 226

gost.e-ecolog.ru