Система ведомственных нормативных документов по проектированию, строительству и эксплуатации объектов военной инфраструктуры

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

ИНСТРУКЦИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОТКОСНЫХ И СКВОЗНЫХ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СОРУЖЕНИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ПОДВОДНЫХ СТЕНДОВ

ВСП 33-03-07
МО РФ

Издание официальное

Служба расквартирования и обустройства
Министерства обороны Российской Федерации

Москва
2008

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН в Научно-исследовательском Центре 26 ЦНИИ МО РФ

2 ВНЕСЕН Председателем Военно-научного комитета Службы расквартирования и обустройства МО РФ

3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Начальником Службы расквартирования и обустройства Министерства обороны Российской Федерации

4 ВЗАМЕН ВСН 80-80/Минобороны «Инструкция по проектированию откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов», М., 1980г.

Содержание

Введение

1 Область применения..... 1

2 Нормативные ссылки..... 2

3 Основные обозначения..... 3

4 Общие положения..... 6

4.1 Основные рекомендации по выбору типа конструкции и класса сооружения..... 6

4.2 Основные указания по расчету нагрузок и воздействий. Сочетания нагрузок..... 10

5 Проектирование набросных оградительных сооружений откосного типа.... 13

5.1 Общие требования. Компоновочные схемы набросных сооружений..... 13

5.2 Основные положения расчета..... 17

6 Проектирование сквозных оградительных сооружений..... 35

6.1 Общие требования..... 35

6.2 Основные положения расчета..... 37

7 Проектирование специальных подводных стендов..... 47

7.1 Общие требования..... 47

7.2 Расчет крепления постелей стендов..... 54

7.3 Расчет устойчивости фундаментов подводных стендов..... 55

Приложение А (обязательное) Элементы волн на прибрежном участке моря.... 62

Приложение Б (рекомендуемое) Основные параметры и размеры рекомендуемых к применению фасонных блоков и схемы правильной укладки их на откосах сооружений..... 69

Приложение В (справочное) Пример расчета набросного сооружения..... 78

Приложение Г (справочное) Пример расчета сквозного оградительного сооружения 81

Приложение Д (справочное) Примеры расчетов подводных стендов..... 84

Библиография..... 88

Введение

Настоящий ведомственный свод правил устанавливает основные положения и требования, которые следует соблюдать при проектировании оградительных сооружений и специальных подводных стендов различного типа и назначения с целью обеспечения требуемой их надежности и безопасности при эксплуатации акватории, причалов и подводных стендов.

В правилах содержатся общие требования к компоновке оградительных сооружений и подводных стендов, рекомендации по выбору конструкций сооружений, указания по определению волновых нагрузок на сооружения и назначению их габаритных и весовых характеристик.

Настоящие правила предназначаются для использования проектными и другими организациями ВМФ, осуществляющими проектирование, строительство и эксплуатацию рассматриваемых конструкций гидротехнических сооружений.

С вводом в действие настоящих правил утрачивает силу ВСН 80-80/Минобороны.

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

ИНСТРУКЦИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОТКОСНЫХ И СКВОЗНЫХ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ПОДВОДНЫХ СТЕНДОВ

Дата введения 08.11.2007г.

1 Область применения

Настоящая Инструкция устанавливает основные положения и требования по определению и учету нагрузок и воздействий (а также их сочетаний) от волн на гидротехнические сооружения ВМФ, расположенные в прибрежных зонах морей.

Рекомендации настоящей Инструкции подлежат применению при проектировании откосных (набросных) и сквозных оградительных сооружений, а также оснований (фундаментов и постелей) специальных подводных стендов и их кабелей.

Инструкция содержит уточненные методики расчета нагрузок и воздействий от волн на сооружения, которые разработаны в развитие ведомственных норм ВСН 80-80/Минобороны [1] и в соответствии с имеющимися нормативными документами, приведенных ниже в нормативных ссылках.

Положения настоящей Инструкции подлежат применению проектными организациями и организациями, эксплуатирующими гидротехнические сооружения ВМФ.

Издание официальное

2 Нормативные ссылки

В настоящей Инструкции использованы нормативные ссылки на следующие стандарты:

СНиП 33-01-2003 Строительные нормы и правила. Гидротехнические сооружения. Основные положения/Госстрой России. – М., 2003

СНиП 2.06.04-82* Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)/Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1995

СНиП 2.01.07-85* Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия/Госстрой России. – М., 2003

СНиП 2.02.02-85 Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений. /Госстрой России. – М., 2004

СНиП 2.02.03-85 Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты/Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1995

СНиП 3.07.02-87 Строительные нормы и правила. Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения/Госстрой России. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987

СНиП 2.06.08-87 Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений/Минэнерго СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987

ВСН 80-80/Минобороны Инструкция по проектированию откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов. Утверждена начальником Главного инженерного управления ВМФ 21 марта 1980г.

РД 31.31.55-93 Инструкция по проектированию причальных и берегоукрепительных сооружений. Утверждена Департаментом морского транспорта Минтранса России от 16 апреля 1993г., № СМ-35/759, 1993

Стандартизация в Российской Федерации: ГОСТ 1.5-2001, ГОСТ Р1.0-2004, ГОСТ Р1.2-2004, ГОСТ Р1.5-2004

Приказ Начальника Службы расквартирования и обустройства Министерства обороны Российской Федерации № 30 от 10 марта 2006г. «О ведомственных нормативных документах по проектированию, строительству и эксплуатации объектов военной инфраструктуры»

Примечание – При пользовании настоящей Инструкцией целесообразно проверить действие ссылочных стандартов (и классификаторов) на территории государства по указателю «Государственные стандарты», составленному по состоянию на 1 января текущего года и по соответствующим информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящей Инструкцией следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Основные обозначения

$\overline{\lambda}_d$ - длина волны в глубоководной зоне, м;

$\overline{\lambda}$ - длина волны в мелководной зоне, м;

$\overline{\lambda}_{sur}$ - длина волны в прибойной и приурезовой зонах, м;

$\overline{T}$ - период волны, с;

h_i - высота волны i%-ной обеспеченности в системе в мелководной зоне, м;

$h_{cr,i}$ - высота волны i%-ной обеспеченности в системе в створе критической глубины, м;

$h_{sur,i}$ - высота волны i%-ной обеспеченности в системе в прибойной и приурезовой зонах, м;

$h_{cr,u,i}$ - высота волны i%-ной обеспеченности в системе в створе обрушения волны, м;

$h_{run,i}$ - высота наката на берег или на откос сооружения волн обеспеченностью i, %, по накату, м;

d - глубина перед сооружением при расчетном уровне воды, м;

$d_{cr,i}$ - критическая глубина воды, при которой начинается разрушение мелководной волны высотой h_i, м;

$d_{cr,u,i}$ - глубина воды в створе обрушения волны высотой $h_{cr,i}$, м;

d_f - глубина воды над каменной постелью;

φ_o - угол наклона откоса сооружения к горизонту воды, град;

φ - угол внутреннего трения грунта, град.;

α - угол наклона дна к горизонту, град;

K_h - коэффициент трансформации высоты волны в прибрежной зоне;

K_{fr} - коэффициент формы (устойчивости) защитного элемента;

K_{ref} - *коэффициент отражения волн от сооружения;*

K_{run} - коэффициент наката волны на откос;

$K_{t,m}$ - коэффициент прохождения волн через верх сооружения;

$K_{t,p}$ - коэффициент прохождения волн сквозь тело сооружения;

K_λ - коэффициент трансформации длины волны в прибрежной зоне;

$v_{x,i}$ - горизонтальная скорость волнового движения в мелководной зоне, м/с;

$v_{x,cr,i}$ - горизонтальная скорость волнового движения в створе критической глубины, , м/с;

$v_{x,sur,i}$ - горизонтальная скорость волнового движения в прибойной и приурезовой зонах, м/с;

K_{v_x} - коэффициент трансформации горизонтальной скорости в прибрежной зоне;

P_{xc}, P_{zc} - соответственно горизонтальная и вертикальная линейные нагрузки при гребне волны, кН/м;

p - волновое давление в точке, кПа;

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

ρ - плотность воды, т/м^3;

ρ_m - плотность материала, т/м^3;

m - масса защитного элемента наброски, т;

П - пористость наброски, %;

B - ширина набросного сооружения на уровне расчетного горизонта воды, м;

b_{sup} - ширина гребня сооружения, м;

z - ордината расчетной точки, м, отсчитываемая от расчетного уровня воды (ось oz направлена вниз);

z_{sup} - заглубление или возвышение верха сооружения неполного профиля относительно расчетного уровня воды, м;

z_c - возвышение гребня сооружения над расчетным максимальным уровнем воды, м;

i - уклон дна, i=tgα;

σ - круговая частота волны, рад/м;

$k = \frac{2\pi}{\lambda}$ - волновое число, рад/м.

Примечание – Остальные обозначения, принятые в тексте Инструкции, приводятся непосредственно в текстах соответствующих разделов.

4 Общие положения

4.1 Основные рекомендации по выбору типа конструкции и класса сооружения

4.1.1 Рекомендации Инструкции распространяются на проектирование вновь строящихся, расширяемых и реконструируемых гидротехнических сооружений.

4.1.2 Сооружения подразделяются на постоянные (основные и второстепенные) и временные. Постоянные сооружения предназначены для длительной эксплуатации, а временные со сроком службы не более 5 лет используются преимущественно в период строительства объекта и при ремонте постоянных сооружений.

К основным следует относить сооружения, разрушение или повреждение которых приводит к нарушению нормальной работы объектов. К второстепенным относятся сооружения, разрушение и повреждение которых не влечет за собой указанных последствий.

Примечание - Под нормальной эксплуатацией подразумевается эксплуатация (без ограничений) в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиями на проектирование, технологическими или иными условиями.

4.1.3 По назначению рассматриваемые в инструкции гидротехнические сооружения разделены на оградительные (молы и волноломы) и специальные подводные стенды контрольно-измерительных станций.

По конструкции рассматриваемые сооружения подразделяются на следующие основные типы:

- набросные оградительные сооружения откосного профиля с использованием, как правило, отсыпки камня, наброски обыкновенных бетонных массивов и фасонных блоков, с применением вертикальных и наклонных экранов с внутренней стороны сооружений;

- оградительные сооружения сквозной конструкции с использованием тонких одиночных либо спаренных экранов, заглубленных ниже максимального расчетного горизонта воды;

- специальные подводные группы стендов, включающие каменные постели, бетонные фундаменты (под измерительные датчики, соединительные коробки) в виде прямоугольных плит или блоков сложной формы.

4.1.4 Выбор типа конструкции сооружения следует производить с учетом естественных условий района строительства, назначения сооружения, технологических требований, геологических условий и исходя из технико-экономической целесообразности ее применения в конкретных условиях строительства на основе сопоставления вариантов.

При выборе варианта конструкции следует учитывать: наличие местных строительных материалов и их расход; степень сложности строительства и трудоемкость производства работ; требования к долговечности сооружения; эксплуатационные показатели и ряд других требований.

4.1.5 Конструктивные типы оградительных сооружений и специальных подводных стендов и основные условия их применения приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Типы сооружений и основные условия их применения

Тип сооружения	Основные условия применения
1 Оградительное сооружение откосного профиля:	Наличие местного камня. Строительство в сейсмических районах
а) из наброски несортированного камня;	Высота волны до 2 м. Высота волны до 4м – при защите камня массивами
б) из наброски несортированного камня с креплением откосов бетонными массивами или фасонными блоками;	Любые естественные условия
в) с высокой каменной постелью и верхней надстройкой вертикального типа;	Любые естественные условия. Глубина воды более 20 м. Наличие местных строительных материалов
г) из наброски бетонных массивов или фасонных блоков с мористой стороны у сооружения вертикального профиля;	Высота волны до 6 м. Глубина воды до 12 м. Необходимость использования тыловой грани вертикальной стенки для устройства причалов или с целью усиления стенки при ее реконструкции. Сейсмичность до 7 баллов
д) из наброски бетонных массивов повышенной пористости с устройством тыловых волногасящих экранов	Любые естественные условия

Окончание таблицы 4.1

Тип сооружения	Основные условия применения
2 Сквозное волнозащитное сооружение:	Грунты основания, допускающие забивку свай. Высота волны до 4 м, длина до 80 м, глубина воды 10-25 м
а) с тонкими экранами; б) с экраном типа заглубленного понтона	Любые климатические условия, кроме акваторий с толщиной льда более 0,25 м (для призматических железобетонных свай) и более 0,4м (для трубчатых железобетонных свай)
3 Специальный подводный стенд контрольно-измерительной станции (КИС)	Наличие каменных постелей, бетонных плит с датчиками и кабелей. Глубина воды 7-20 м, высота волны до 7 м, для любых климатических условий, кроме акваторий с участками торосистого льда

4.1.6 Гидротехнические сооружения в зависимости от возможных последствий их разрушения или нарушения эксплуатации подразделяются на классы, которые следует принимать согласно таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Назначение класса сооружения

Тип сооружения	Основные показатели	Классы сооружений		
		постоянных		временных
		основных	второстепенных	
Оградительное сооружение откосного профиля из наброски камня, бетонных массивов и фасонных блоков	Высота волны, м: - более 7; - менее 7	 I II	 - III	 - IV
Оградительное сооружение смешанного типа с вертикальной надстройкой или сооружением вертикального профиля с тыловой стороны	Высота сооружения, м: - более 25; - от 5 до 25; - менее 5	 I II III	 - III IV	 - IV IV
Берегоукрепительное сооружение откосного профиля	Высота волны, м: - более 3; - менее 3	 III IV	 IV -	 - -
Сквознее оградительное сооружение	Высота сооружения, м: - более 25; - от 10 до 25; - менее 10	 I II III	 - - IV	 - - IV
Подводный стенд (главный, компенсационные, фундаменты под соединительные муфты и коробки, кабели)	Высота волны, м: - более 5; - менее 5	 II III	 - IV	 - IV

4.1.7 Расчетные уровни воды необходимо определять по результатам статистической обработки данных многолетних (не менее 25 лет) рядов наблюдений с учетом приливо-отливных, сгонно-нагонных, сезонных и годовых колебаний уровней. Обеспеченность расчетных уровней воды следует принимать в соответствии с указаниями СНиП 2.06.04-82* [2] в зависимости от класса сооружений: для I класса – 1%, для II и III класса – 5%, для IV класса – 10%.

Примечание - В качестве расчетного строительного уровня воды принимается:

- в неприливных (безливных) морях – средний многолетний (за период не менее 10 лет) уровень;

- в приливных (ливных) морях – средний многолетний (за период не менее 10 лет) приливный уровень.

4.1.8 При определении устойчивости и прочности гидротехнических сооружений и их элементов расчетную обеспеченность высот волн в системе необходимо определять по таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Расчетная обеспеченность высот волн в системе для разных сооружений

Тип сооружения	Расчетная обеспеченность высот волн в системе, %
Оградительное сооружение откосного профиля с креплением откосов:	
- бетонными плитами	1
- каменной наброской, обыкновенными массивами и фасонными блоками	2
Надстройка и парапет	1
Берегоукрепительное сооружение откосного профиля III и IV классов	5
Сквозное оградительное сооружение и обтекаемая преграда классов:	
- I и II	1
- III и IV	5
Подводный стенд и его элементы классов:	
- II	5
- III и IV	13
Примечание – Расчетную обеспеченность высот волн в системе при определении высоты вскатывания (наката) волны следует принимать равной 1%	

4.1.9 Обеспеченности расчетных элементов волн и ветрового нагона в режиме должны приниматься равными для сооружений I, II классов – 2% (повторяемостью 1 раз в 50 лет) и III, IV классов – 4 % (повторяемостью 1 раз в 25 лет).

Для сооружений I и II классов допускается обеспеченность элементов волн в режиме принимать 1% (1 раз в 100 лет) при надлежащем обосновании. Расчетные элементы волн, действующих на сооружение в строительный период, следует принимать с повторяемостью 1 раз за полуторный период планируемого строительства с обеспеченностью волн в системе, равной 5%.

4.1.10 Расчеты элементов волн необходимо выполнять с учетом деления прибрежной зоны моря по глубинам на глубоководный, мелководный, прибойный и приурезовый участки.

Элементы волн в глубоководной и мелководной зонах моря определяются по рекомендациям СНиП 2.06.04-82* [2]. В прибойной и приурезовой зонах элементы волн определяются по рекомендациям обязательного приложения А настоящей Инструкции.

4.2 Основные указания по расчету нагрузок и воздействий. Сочетания нагрузок

4.2.1 Расчет несущей способности рассматриваемых сооружений, а также их конструктивных элементов и оснований следует выполнять в соответствии с требованиями СНиП 33-01-2003 [3], СНиП 2.02.02-85 [5], СНиП 2.02.03-85 [6], СНиП 2.06.08-87 [7] и инструкции РД 31.31.55-93 [8] по проектированию причальных и берегоукрепительных сооружений. Расчет выполняется по методу предельных состояний с учетом характера приложения расчетных нагрузок и воздействий, действующих в период строительства, эксплуатации и ремонта сооружений..

4.2.2 В соответствии с рекомендациями СНиП 33-01-2003 [3] установлены две группы предельных состояний.

Первая группа предельных состояний (по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации конструкций или оснований) – производятся расчеты прочности и устойчивости; вторая группа предельных состояний (затрудняющих нормальную эксплуатацию конструкций или оснований) – производятся расчеты деформаций в результате осадок, прогибов, кренов, горизонтальных перемещений.

4.2.3 При расчетах гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований надлежит соблюдать следующее условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний

$$\gamma_{lc} F \le R \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \qquad (4.1)$$

где γ_{lc} - коэффициент сочетаний нагрузок, принимаемый равным:

- при расчетах по предельным состояниям первой группы - для основного сочетания нагрузок и воздействий в период нормальной эксплуатации.....1,0;
- то же для периода строительства и ремонта.....0,95;
- для особого сочетания нагрузок и воздействий.....0,9;
- при расчетах по предельным состояниям второй группы.....1,0;

F - расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение, масса), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния;

R - расчетное значение обобщенной несущей способности деформации или другого параметра, устанавливаемого нормами проектирования;

γ_c - коэффициент условий работы, учитывающий тип сооружения, конструкции или основания, вид материала и другие факторы, принимаемый для гидротехнических сооружений, γ_c=1,15;

γ_n - коэффициент надежности по ответственности (назначению) сооружения, учитывающий капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний; при расчетах по предельным состояниям первой группы, принимается:

- для класса сооружений I..... 1,25;
- для класса сооружений II..... 1,20;
- для класса сооружений III..... 1,15;
- для класса сооружений IV..... 1,10;

при расчетах по предельным состояниям второй группы γ_n принимается равным 1,0.

4.2.4 Длительную прочность и длительные деформации следует определять исходя из расчетного периода времени (срока службы) соответственно классу капитальности сооружения: для I и II классов – 100 лет; для III и IV классов – 50 лет.

По мере физического износа сооружений, вызванного различными сроками их эксплуатации, при расчете устойчивости класс капитальности таких сооружений может быть уменьшен в соответствии с вышеприведенными данными.

4.2.5 При расчете морских гидротехнических сооружений следует принимать расчетное значение действующих эксплуатационных нагрузок, которые определяются умножением нормативного значения нагрузки на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке γ_f.

При расчетах по первой группе предельных состояний значения коэффициентов γ_f принимаются по таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Коэффициенты надежности по нагрузке

Нагрузка и воздействие	Значение коэффициента γ_f
1 Собственный вес сооружения и его элементов	1,05 (0,95)
2 Вес грунта, камня или бетонных массивов и блоков (вертикальное давление от веса)	1,1 (0,9)
3 Волновая нагрузка	1,0
4 Ледовая нагрузка	1.1
5 Сейсмическая нагрузка	1,0
6 Нагрузки от судов (навал, швартовные и ударные)	1,2
7 Нагрузка от перегрузочных и транспортных средств	1,2
Примечание – В скобках указаны значения коэффициентов γ_f, относящиеся к случаям, когда применение минимального значения коэффициента приводит к невыгодному загружению сооружения	

Расчеты сооружений, их элементов и оснований по предельным состояниям второй группы производятся с коэффициентом γ_f, а также с коэффициентами надежности по материалам γ_m и грунтам γ_g равными 1,0, кроме случаев, которые установлены в нормативных документах на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

4.2.6 При расчете гидротехнических сооружений в соответствии с указаниями СНиП 2.02.02-85 [5] следует принимать расчетные значения характеристик грунтов φ и c; по первой группе предельных состояний - φ_I и c_I, по второй группе предельных состояний - φ_{II} и c_{II} (здесь φ - угол внутреннего трения грунта; c – сце-

пление). Указанные характеристики принимаются по данным инженерно-геологических изысканий и исследований грунтов.

4.2.7 Морские гидротехнические сооружения по рекомендациям СНиП 33-01-2003 [3] следует рассчитывать на основные и особые сочетания нагрузок и воздействий:

- основное сочетание включает постоянные, временные длительные нагрузки и возможные кратковременные нагрузки;
- особое сочетание включает постоянные и временные нагрузки и одну из возможных особых нагрузок и воздействий (сейсмическая нагрузка; взвешивающее воздействие, обусловленное цунами).

Нагрузки и воздействия должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но реальных для рассматриваемого случая сочетаниях отдельно для строительного и эксплуатационного периодов и расчетного ремонтного случая.

4.2.8 В настоящей Инструкции при расчетах отдельных видов сооружений определяются нагрузки от волнового воздействия.

Нагрузки на рассматриваемые сооружения, вызываемые другими причинами (ветер, течение, лед, плавающие объекты, землетрясение), принимаются по соответствующим СНиП 2.06.04-82* [2] и СНиП II-7-81* [11].

5 Проектирование набросных оградительных сооружений откосного типа

5.1 Общие требования. Компоновочные схемы набросных сооружений

5.1.1 Оградительные сооружения набросного типа предназначаются для защиты акваторий и отдельных объектов от действия морского волнения течений, наносов, льда и применяются:

при любых грунтах естественного основания;

при любых глубинах (однако при глубинах > 20-25 м из-за большого расхода строительных материалов более целесообразны сооружения смешанного профиля);

при наличии местных строительных материалов (камень, песок и др.).

5.1.2 При разработке конструкции набросного сооружения следует руководствоваться следующими требованиями:

- сооружение и его отдельные элементы должны быть устойчивы к воздействию волнения на любой стадии их возведения;
- при прочих равных условиях предпочтение следует отдавать такому профилю сооружения, возведение которого возможно при меньшей трудоемкости и длительности работ, выполняемых непосредственно на незащищенной акватории.

5.1.3 Расчетные элементы волн при конструировании сооружений принимаются по натурным данным, а при их отсутствии определяются по СНиП 2.06.04-82* [2] в мелководной зоне моря и по рекомендациям приложения А в прибойной и приурезовой зонах.

Обеспеченность высоты расчетной волны в системе принимается по рекомендациям раздела 4 настоящей Инструкции.

5.1.4. При плановой компоновке оградительных сооружений необходимо учитывать естественные условия строительства, наличие отмелей и подводных банок, защищенность акватории от волнения, льда и заносимости.

При разбивке трассы сооружения следует обеспечивать:

- расположение продольной оси сооружения под углом к фронту расчетного волнения между осью входа на акваторию и направлением штормовых ветров и волн угол не более 70^0 и не менее 45^0;
- угол между осью входа и общим направлением береговой линии не менее 30^0;
- ширину входа не менее длины расчетного корабля;
- предотвращение проникания и аккумуляции льда т наносов на акватории базы;
- устройство внешней стороны сооружений без входящих углов; при необходимости величина входящих углов не должна быть менее 1600 при обеспечении плавного перехода в месте излома.

При расположении в плане оградительных сооружений (молов, волноломов и др.) рекомендуется дополнительно учитывать требования главы СНиП 3.07.02-87 [9].

При разбивке трассы сооружения на отдельные участки следует выделять головную и корневую части, а также участки с резким изменением направления сооружения в плане.

5.1.5 При наличии на акватории канала с искусственным углублением следует оградительные сооружения располагать на таком расстоянии от верхней бровки канала, которое обеспечивало бы необходимую устойчивость сооружения с учетом перспективного увеличения глубины и ширины канала.

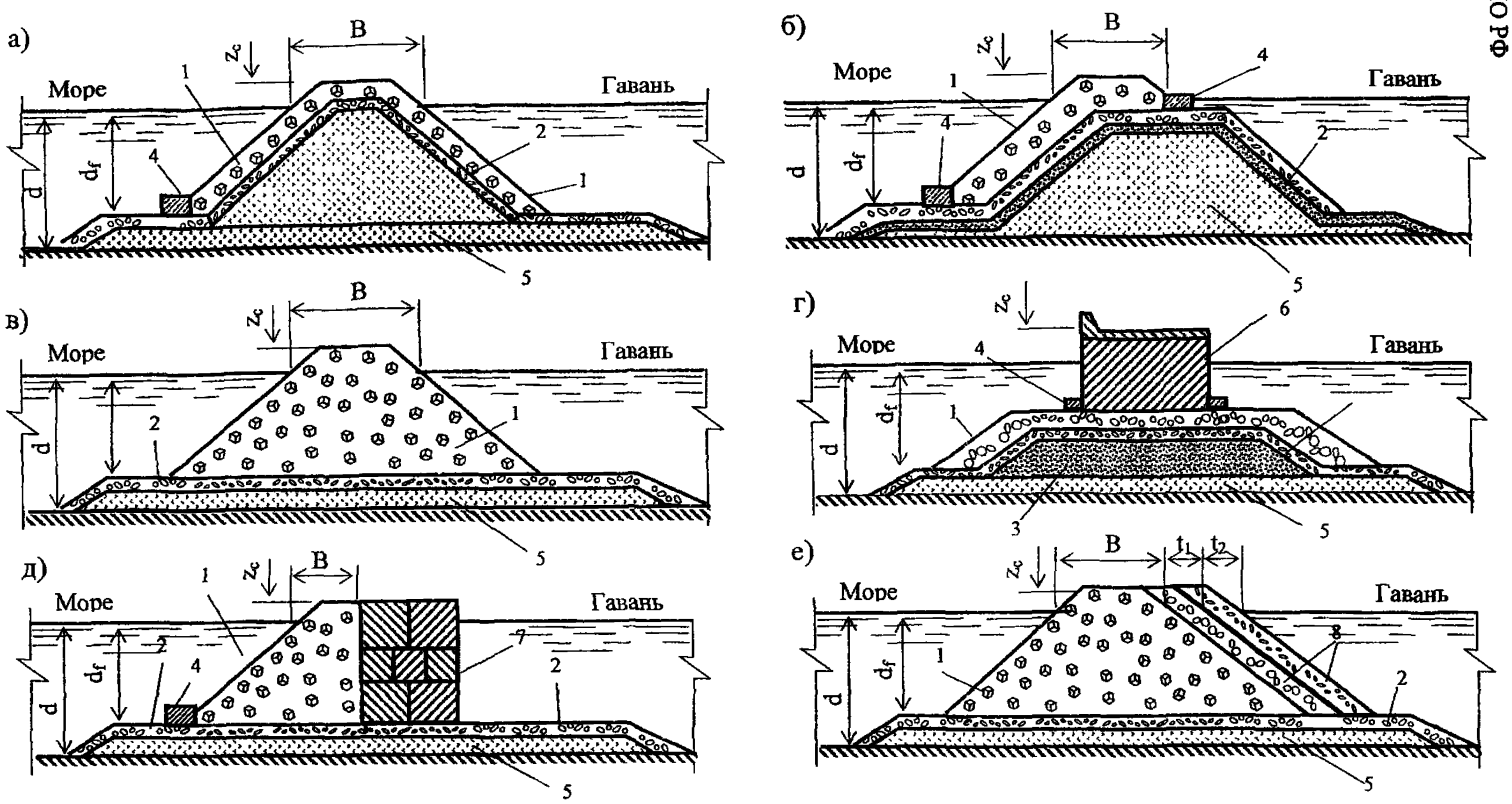
5.1.6 Расчет набросных оградительных сооружений рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- установление компоновочной схемы сооружения, включающее определение отметок и габаритных размеров сооружения;
- определение формы и массы элементов защитных креплений откосов сооружения. включая крепления постели и дна;
- определение нагрузок и воздействий на наклонные и вертикальные поверхности элементов сооружения (верхнее строение, тыловые экраны и др.);
- оценка проницаемости и других характеристик набросных сооружений;
- определение несущей способности, деформаций и устойчивости основания и сооружения.

5.1.7 Поперечные профили набросных оградительных сооружений, как правило, принимаются трапецеидальной формы с переменной или постоянной крутизной откосов.

Такие сооружения могут включать следующие конструктивные элементы: постель, ядро, слои обратного фильтра, защитные крепления откосов и дна от размыва, надстройку с парапетом, экраны тыловые в виде наброски или вертикальной стенки. Сооружения откосного профиля могут быть образованы также из однородной наброски однотипных защитных элементов (камня, бетонных блоков или массивов).

Компоновочные схемы набросных оградительных сооружений приведены на рисунке 5.1.



а – с набросным каменным ядром; б – с высокой постелью; в – однородная наброска бетонных блоков или массивов; г – с бетонной надстройкой; д - с мористой наброской и тыловой вертикальной стенкой; е – однородная наброска с тыловыми наклонными кранами.

1 – защитное крепление; 2 – обратный фильтр; 3 - ядро сооружения; 4 - упорный массив; 5 – постель; 6 – надстройка; 7 – экран в виде вертикальной стенки; 8 – наклонные экраны

Рисунок 5.1 - Схемы поперечных профилей набросных оградительных сооружений откосного типа

5.1.8 Защитное крепление откосов выполняется из каменной наброски, обыкновенных бетонных массивов и фасонных блоков. Оно возводится, как правило, не менее чем из 2-х слоев указанных элементов.

5.1.9 Заложение откосов набросных сооружений рекомендуется назначать при креплении их камнем в диапазоне от 1,5 до 3,0, а при креплении бетонными массивами и фасонными блоками – от 1,0 до 2,0.

Тыловые откосы, по сравнению с внешними, выполняются более крутыми.

5.1.10 Виды рекомендуемых к применению фасонных блоков изображены на рисунке 5.2.

Основные размеры и необходимые весовые характеристики некоторых типов фасонных блоков приведены в приложении Б.

5.2 Основные положения расчета

5.2.1 Устойчивость защитного крепления откосов при воздействии волн зависит от устойчивости его элементов и крутизны откосов.

Для набросных сооружений с постоянной крутизной откосов массу m отдельного элемента, расположенного на участке откоса от верха сооружения до глубины $z=0,7h_{1\%}$, соответствующую состоянию его предельного равновесия от действия волн фронтального подхода, необходимо определять по формуле

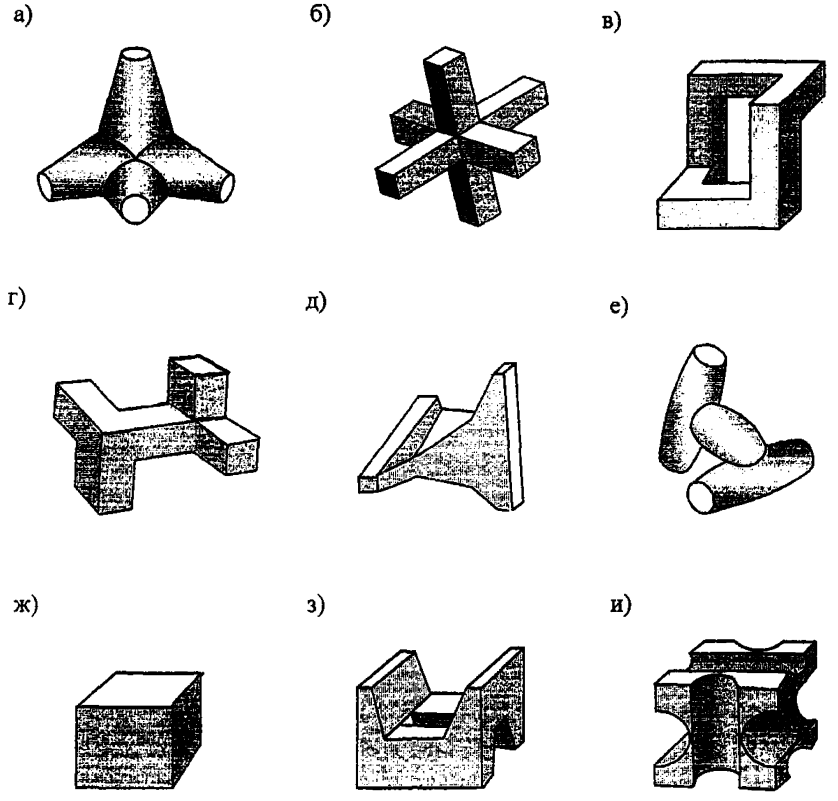
$$m = \frac{2,25 \cdot k_{fr} \cdot \rho_m \cdot \rho^3 \cdot h_{1\%}^3 \sqrt{\bar{\lambda}/h}}{(\rho_m - \rho)^3 \cdot ctg\varphi_0}, \qquad (5.1)$$

а при $z>0,7h_{1\%}$ по формуле

$$m_z = m \cdot \exp\left(-\frac{8,1z^2}{h_{1\%} \cdot \bar{\lambda}}\right), \qquad (5.2)$$

где k_{fr} - коэффициент формы защитного элемента, принимаемый по таблице 5.1;

$ctg\varphi_0$ - пологость откоса ($1 \le ctg\varphi_0 \le 3$).



а – тетрапод; б – гексалег; в – гексабит; г – пентапод; д - дипод; е – долосс;.ж – обыкновенный бетонный массив; з – массив с двумя трапецеидальными прорезями; и – массив с шестью сегментными пререзями

Рисунок 5.2 - Конструктивные формы бетонных фасонных блоков и массивов

Таблица 5.1 – Значения коэффициентов формы, слоистости и пористости наброски

Элементы крепления	Коэффициент k_g		Коэффициент слоистости наброски, K_c	Пористость в наброске, П, %
	при наброске	при укладке		
1 Камень несортированный	-	-	-	20-25
2 Камень сортированный	0,025	-	1,15	37-40
3 Обыкновенный бетонный массив	0,021	-	1,05	42-44
4 Бетонный массив с прорезями	0,016	-	1,15	68-72
5 Тетрапод	0,008	0,006	1,04	50
6 Гексалег	0,0069	0,0035	1,15	47
7 Дипод	0,0062	0,005	0,95	50-55
8 Гексабит. Пентапод	0,005	0,04	0,83-0,96	56
9 Долосс	0,004	0,0035	1,01	60

5.2.2 Расчетную величину массы m_{cal}, т, элемента наброски следует определять умножением масс m или m_z, вычисленных по формулам (5.1) или (5.2) для состояния предельного равновесия, коэффициент надежности по ответственности сооружения, принимаемый по рекомендациям 4.2.3 в зависимости от класса сооружения (при коэффициентах γ_{ic} и γ_c равным единице) по формулам

$$m_{cal} = \gamma_n \cdot m, \tag{5.3}$$

$$m_{cal,z} = \gamma_n \cdot m_z. \tag{5.4}$$

5.2.3 Характерный размер расчетного элемента наброски r, м, определяется по формуле

$$r = \sqrt[3]{m_{cal} / \rho_m}. \tag{5.5}$$

5.2.4 Массу отдельного элемента m_{br} крепления откоса сооружения с бермой необходимо определять умножением массы m или m_z, полученных по формулам (5.1) или (5.2) на коэффициент $k_{br,m}$

$$m_{br} = m \cdot k_{br,m}, \tag{5.6}$$

$$m_{br,z} = m_z \cdot k_{br,m}, \tag{5.7}$$

где коэффициент $k_{br,m}$ принимается по графикам рисунка 5.3:

- для участка между точками 1 и 2 по графику 2 в зависимости от безразмерных величин $b_{br}/\overline{\lambda}$, $\overline{\lambda}/h$ и d_{br}/d;
- для участков между точками 3 и 4 и выше точки 1 $k_{br,m}=1,0$;
- для участка между точками 2 и 3 по интерполяции значений $k_{br,m}$ в точках 2 и 3.

5.2.5 Массу элементов крепления откосов сооружений от действия косоподходящих волн рекомендуется определять умножением массы элементов, рассчитанной от действия волн фронтального подхода, на коэффициент K_β, вычисляемый по формуле

$$K_\beta = 0,4 + 0,6\cos\beta, \qquad (5.8)$$

где β - угол между лучом исходных волн и нормалью к сооружению.

5.2.6 При наличии у набросного сооружения монолитной надстройки с вертикальным парапетом массу элементов крепления, рассчитанную по 5.2.1-5.2.5, следует увеличивать на 15%, если отметка основания надстройки расположена выше горизонта воды, и на 30% при ее расположении ниже горизонта воды.

5.2.7 При расположении сооружений в зоне действия прибойных и разбитых волн массу элементов наброски, вычисленную на уровне расчетного горизонта воды с учетом рекомендаций по высотам волн, изложенных в приложении А, необходимо увеличить на 15%. В этом случае элементы наброски с максимальной расчетной массой рекомендуется располагать по всей длине откоса от гребня сооружения до его основания.

5.2.8 Масса отдельного элемента крепления тылового откоса рассчитывается в зависимости от параметров и направления дифрагированных волн на огражденной акватории за сооружением, а также с учетом параметров волн, прошедших сквозь тело сооружения.

5.2.9 Ядро набросного сооружения, как правило, должно выполняться из несортированного камня твердых пород. Наиболее мелкий камень следует отсыпать в нижнюю и центральную части ядра. Откосы ядра допускается отсыпать с углом естественного откоса каменного материала.

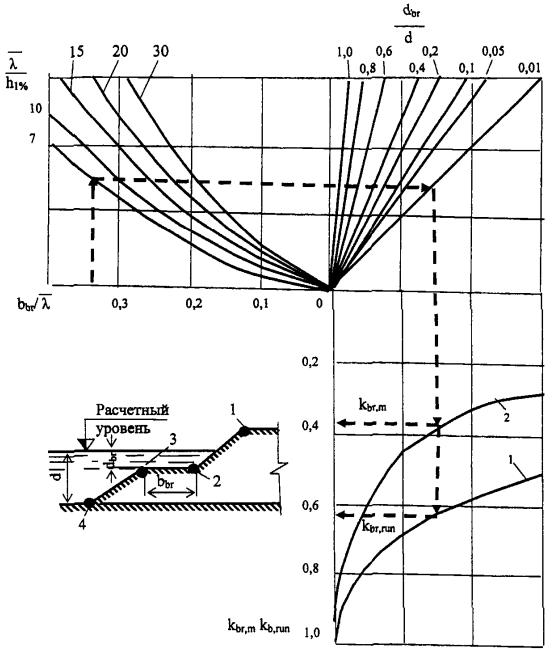


Рисунок 5.3 - Графики для определения коэффициентов $k_{br,m}$ и $k_{br,run}$

5.2.10 Обратные фильтры, сопрягающие ядро с защитным креплением мористого откоса, выполняются из сортированного камня различных размеров и масс.

Размеры камня в слоях обратного фильтра должны быть такими, чтобы не вымывался материал ядра сквозь поры обратного фильтра, а камень обратного фильтра не вымывался сквозь поры защитного крепления откоса сооружения. Этим требованиям соответствует условие, чтобы размеры нижележащих слоев должны быть не менее 1/3 размеров вышележащих слоев. По массе это соответствует соотношению 1/20.

5.2.11 Возвышение z_c, м, гребня сооружения над расчетным максимальным уровнем воды, когда не допускается перелив волны через верх сооружения, определяется по формуле

$$z_c = h_{run,1\%} + \Delta h_{set} + a_s, \qquad (5.9)$$

где Δh_{set} - высота ветрового нагона, м, определяемая по указаниям СНиП 2.06.04-82* [2];

a_s - запас высоты сооружения, м, назначаемый равным $0,1h_{1\%}$ при гребне из наброски камня или фасонных блоков, и $0,2h_{1\%}$ при наличии на гребне бетонной надстройки, но не менее 0,5 м;

$h_{run,1\%}$ - высота наката, м, на откос волн 1% обеспеченности.

Высоту наката $h_{run,1\%}$ волн на прямоугольный откос следует определять по формуле

$$h_{run,1\%} = K_r \cdot K_{run} \cdot K_i \cdot K_{sp} \cdot K_\beta \cdot h_{1\%}, \qquad (5.10)$$

где K_{run} - коэффициент, принимаемый по графикам рисунка 5.4 в зависимости от пологости волны $\bar{\lambda}_d / h_{d1\%}$ на глубокой воде (значения шкалы пологостей волн, приведенные в скобках, принимаются при расчете наката по пологости волн на глубинах $d = 2h_{1\%}$);

K_i - коэффициент обеспеченности по накату волн, принимаемый по таблице 5.2;

K_β - коэффициент, определяемый по формуле (5.8);

K_r - коэффициент шероховатости и проницаемости защитного крепления откоса, определяемый по формуле

$$K_r = 0,7\left(1 - \frac{П}{100\%}\right). \qquad (5.11)$$

Здесь П,% - пористость, принимаемая по таблице 5.1.

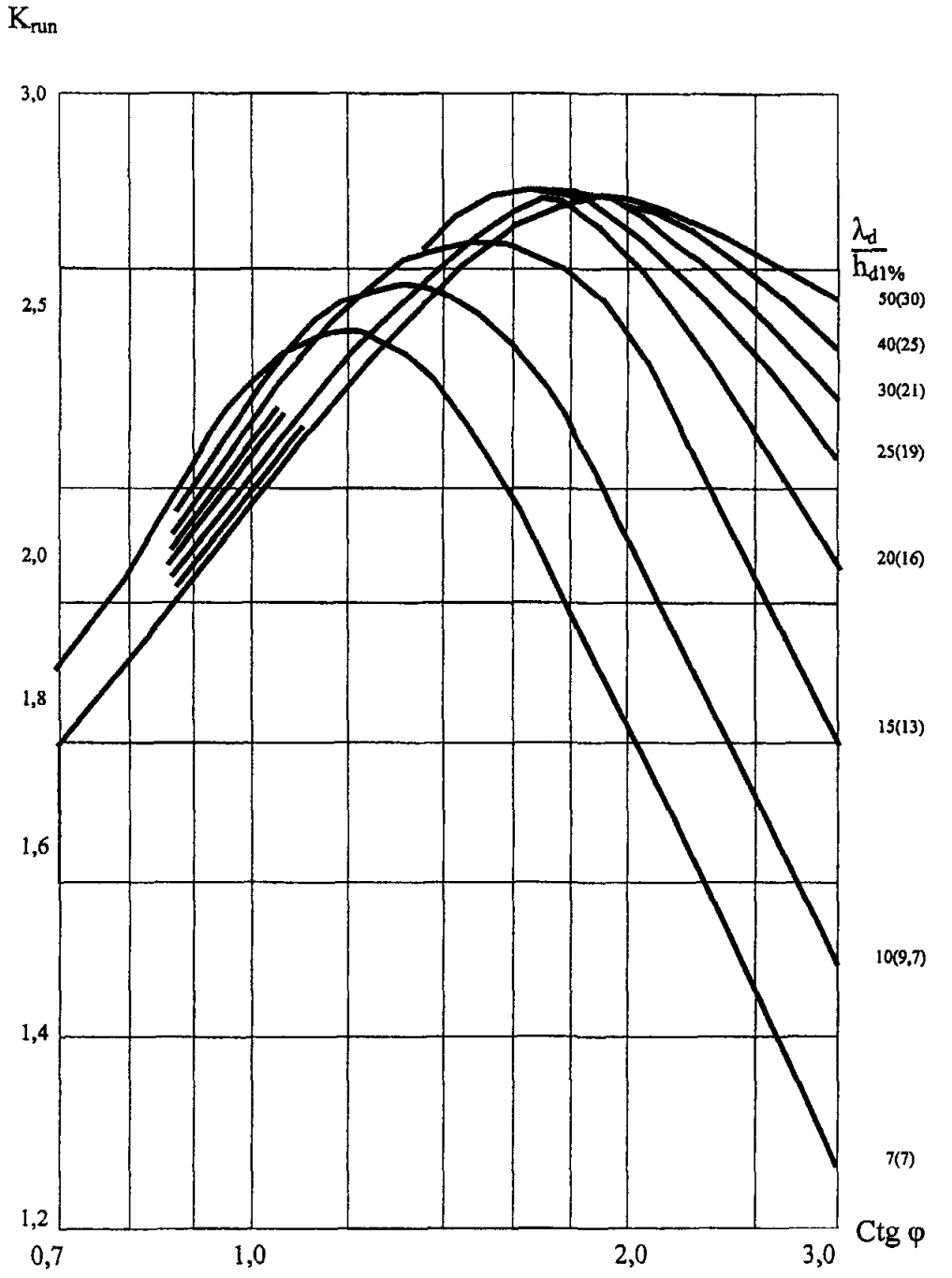


Рисунок 5.4 – Графики для определения коэффициента K_{run}

Таблица 5.2 – Значения коэффициентов K_i

Обеспеченность по накату i, %	0,1	1	2	5	10	30	50
Коэффициент K_i	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

5.2.12 Расчетную высоту наката волн на откосы набросных сооружений с бермой $h_{br,run}$, м, рекомендуется определять по формуле

$$h_{br,run} = h_{run,1\%} \cdot K_{br,run}, \qquad (5.12)$$

где $K_{br,run}$ - коэффициент, определяется по графикам рисунка 5.3 для берм, расположенных на расчетном уровне воды и ниже, с использованием безразмерных величин b_{br}/λ, $\overline{\lambda}/h$ и d_{br}/d, а для берм, расположенных выше расчетного уровня с использованием безразмерных величин $b_{br}/\overline{\lambda}$, $\overline{\lambda}/h$ и $d_{br}/h_{run,1\%}$.

5.2.13 Толщину t, м. двухслойного защитного крепления откосных сооружений с каменным ядром следует определять по формуле

$$t = 2K_c\sqrt[3]{m/\rho_m}, \qquad (5.13)$$

где K_c - коэффициент слоистости наброски, принимаемый для различных элементов по таблице 5.1.

5.2.14 Требуемое количество N элементов в двухслойной наброске в расчете на 100 м^2 защитного крепления откосов сооружений с каменным ядром определяется по формуле

$$N = 200 \cdot K_c\left(1 - \frac{П}{100\%}\right)\sqrt[3]{(\rho_m/m)^2}, \qquad (5.14)$$

где K_c - коэффициент, определяемый по таблице 5.1;

П - пористость крепления, %, определяемая по таблице 5.1.

5.2.15 Каменная постель набросного сооружения устраивается: для выравнивания поверхности дна; для распределения давления от сооружения на большую площадь естественного основания; для предохранения размыва грунтового основания перед сооружением.

При проектировании постели необходимо определить ее толщину и заложение откосов, осадку за счет уплотнения постели и осадку основания, ширину берм, донные скорости на берме и откосе и все камней.

При нескольких грунтах основания толщину постели определяют расчетом, но она должна быть не менее 1,5 м при глинистых грунтах основания и не мене 1 м при песчаных грунтах, включая обратный фильтр толщиной не менее 0,5 м. При скальных грунтах выравнивающий слой должен быть из каменной наброски толщиной не менее 0,5 м или из бетона, укладываемого в мешках, толщиной 0,25 м.

Ширина берм постели принимается в предварительных расчетах исходя из условия общей устойчивости сооружения и самой постели. Уширение берм постели для защиты дна от размыва не рекомендуется.

В тех случаях, когда масса камней, образующих элементы постели, недостаточна для обеспечения их устойчивости при волнении, необходимо устраивать защитное покрытие откосов и берм из фасонных блоков или бетонных массивов. При необходимости защита берм постели от размыва может производиться укладкой берменных (защитных) массивов, которые одновременно являются упором для защитного крепления откосов сооружения. В качестве упоров допускается использовать также устройство банкетов из наброски камня или бетонных массивов и фасонных блоков.

5.2.16 Грунты дна перед набросным сооружением считаются устойчивыми, если максимальные донные скорости $v_{b,max}$, м/с, не превышают допустимые скорости v_{adm}, м/с, для грунтов основания; при невыполнении этого условия перед сооружением следует предусматривать защиту дна от размыва на полосе шириной $(0{,}15 - 0{,}25)\overline{\lambda}$. Большее значение ширины защищаемой полосы рекомендуется при более слабых грунтах дна. Крепление дна от размыва осуществляется отсыпкой слоев каменной наброски с устройством обратного фильтра.

Средняя крупность фракции гравия, щебня или камня должна подбираться из условия

$$v_{b,adm} > v_{b,max} \ . \qquad (5.15)$$

Максимальные донные волновые скорости для глубин $d > d_{cr}$ определяются по формуле

$$v_{b,max} = \frac{\pi h(1 + K_{ref})chk(d - z)}{\sqrt{\frac{\pi}{g}\bar{\lambda}sh4\pi d/\bar{\lambda}}}, \qquad (5.16)$$

где K_{ref} - коэффициент отражения волн от сооружения, определяемый по формуле

$$K_{ref} = 0{,}038\sqrt[3]{\bar{\lambda}/h}\cdot\left(\frac{100\%}{П}\right)^{3/2}\cdot\frac{1}{ctg^2\varphi}. \qquad (5.17)$$

Максимальные донные волновые скорости для глубин $d \le d_{cr}$ (прибойная и приурезовая зоны) определяются для глубины $d = d_{cr}$ по формуле (5.16), а непосредственно в критической и приурезовой зонах корректируются коэффициентами K_{vx} в зависимости от отношения глубин d/d_{cr}, принимаемых по приложению А.

Допускаемые значения неразмывающих донных скоростей $v_{b,adm}$ для грунтов с крупностью фракций $D_{10} \le 100$ мм следует принимать по рисунку 7 СНиП 2.06.04-82* [2], где D_{10} - крупность, соответствующая на графике 10% гранулометрического состава грунта.

Допускаемые значения неразмывающих донных скоростей $v_{b,adm}$ для грунтов с крупностью фракций $D_{10} > 100$ мм должны определяться по формуле

$$v_{b,adm} = \sqrt{2{,}3gD_{10}\frac{\rho_m - \rho}{\rho}}. \qquad (5.18)$$

5.2.17 Нормативное значение массы камня крепления постели с использованием формулы (5.18) следует определять по формуле

$$m = 0{,}524\rho_m\left(\frac{v_{b,adm}^2\cdot\rho}{2{,}3g(\rho_m - \rho)}\right)^3. \qquad (5.19)$$

5.2.18 Перелив волн через гребень набросных сооружений необходимо учитывать для строительного периода, когда сооружение не достроено до полного проектного профиля и возможно нарушение устойчивости его верхней части.

Для набросных оградительных сооружений неполного профиля, возводимых с каменным ядром из несортированного камня, высоту волны, прошедшей через верх сооружения, необходимо определять по формуле

$$h_{t,m} = K_{t,m} \cdot h_{1\%}, \qquad (5.20)$$

где $K_{t,m}$ - коэффициент прохождения, определяемый по графикам рисунка 5.5 в зависимости от безразмерных значений ширины гребня $b_{sup}/\overline{\lambda}$, его заглубления или возвышения z_{sup}/h и пологости волны $\overline{\lambda}/h$. На графиках рисунка 5.5 заглубление (соответствует знаку «плюс») и возвышение (соответствует знаку «минус») принято относительно расчетного уровня воды.

5.2.19 Для сооружений полного профиля, возводимых из однородной наброски крупного камня, бетонных массивов или фасонных блоков, высоту волны, прошедшую через тело сооружения, следует определять по формуле

$$h_{t,p} = K_{t,p} \cdot h_{1\%}, \qquad (5.21)$$

где $K_{t,p}$ - коэффициент проницаемости, определяемый по графикам рисунка 5.6 в зависимости от безразмерных значений глубин $d_f/\overline{\lambda}$, $d/\overline{\lambda}$, шероховатости r/h_i, пористости Π и ширины сооружения по урезу воды $B/\overline{\lambda}$.

Здесь величина r, м, является приведенным размером защитного элемента крепления, определяемым по формуле (5.5).

Одно из определяемых значений коэффициентов $K_{t,p}$ по графикам рисунка 5.6 численно должно совпадать с допустимым коэффициентом $\lfloor K_{t,p} \rfloor_{adm}$, назначаемым из условия допустимого волнения на границе акватории

$$K_{t,p} \le \lfloor K_{t,p} \rfloor_{adm}. \qquad (5.22)$$

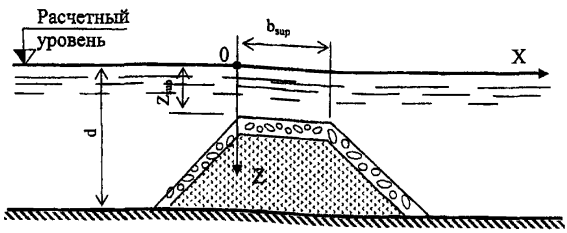
5.2.20 В случае невыполнения условия (5.22) или с целью дальнейшего снижения материалоемкости сооружения, рекомендуется с его тыловой стороны устраивать наклонные экраны (рисунок 5.1е) из более мелких элементов наброски (сортированный камень, бетонные массивы и др.) причем масса элементов каждого последнего экрана должна быть не менее 1/20 массы элементов предыдущего экрана.

Толщину экрана $t_э$, м, следует определять методом итераций, при этом за первоначальное значение $t_э$ принимается

$$t_э = (2 \div 3) r_э, \qquad (5.23)$$

где $r_э$ - характерный размер защитного элемента i–го экрана, м, определяемый по формуле (5.5).

а)



б)

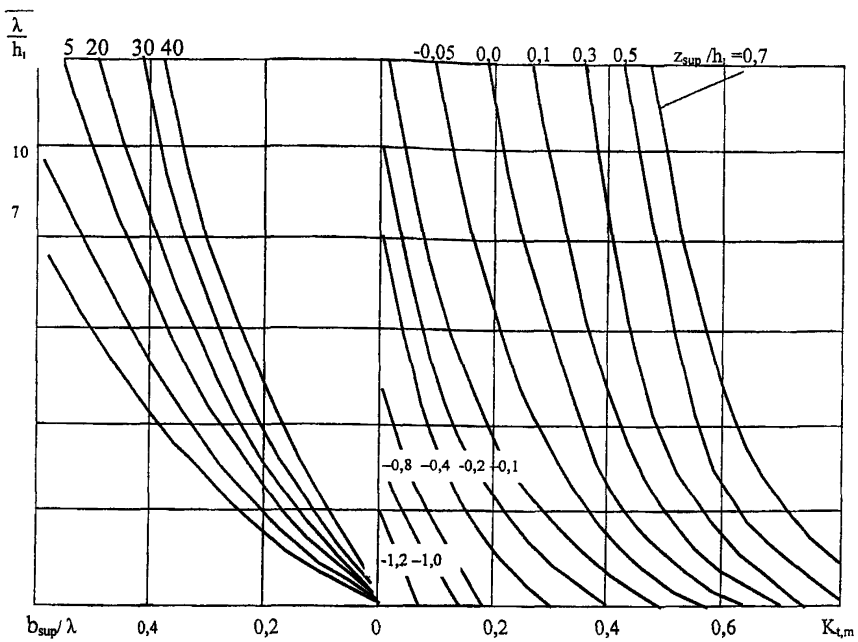


Рисунок 5.5 - Схема (а) и графики (б) для определения коэффициентов прохождения $K_{t,m}$ ветровых волн через верх набросного сооружения неполного профиля с ядром из несортированного камня

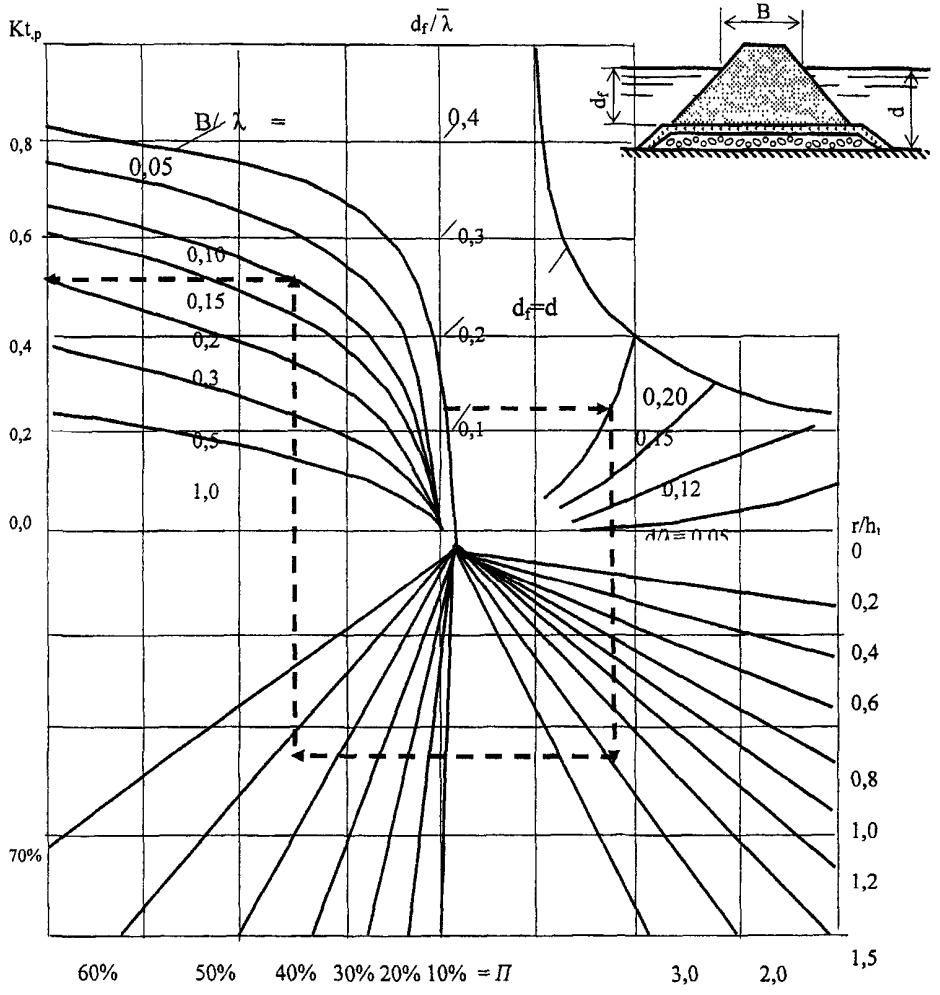


Рисунок 5.6 - Графики для определения коэффициентов прохождения $K_{t,p}$ сквозь однородное сооружение из наброски крупного камня, фасонных блоков или массивов

5.2.21 Высоту волны $h_{t,p}$, м, прошедшую сквозь сооружение с тыловыми экранами, следует определять по формуле

$$h_{t,p} = K_{t,p} \cdot K_э \cdot h_{1\%}, \qquad (5.24)$$

где $K_{t,p}$ - коэффициент прохождения волн сквозь тело основной (мористой) наброски с шириной B, определяемый по рекомендациям пункта 5.1.19;

$K_э$ - коэффициент затухания высоты волны в тыловом экране, определяемый по графикам рисунка 5.7 в зависимости от относительных значений пологости волны $\bar{\lambda}/h_{1\%}$, шероховатости наброски $r_э/h_{1\%}$, толщины экрана $t_э/r_э$ и пористости наброски $П_э$. (Здесь величина $r_э$ вычисляется по формуле (5.5), как и для элементов основной наброски, $t_э$ - толщина тылового экрана).

В случае, если с тыловой стороны сооружения принимается несколько экранов с разными размерами $r_{э,i}$ элементов наброски и пористостью $П_э$, то следует определить среднее и приведенные значения $\bar{r}_э$ и $\overline{П}_э$, которые вычисляются по формулам

$$\bar{r}_э = \frac{\sum_{i=1}^{n} t_{эi}}{\sum_{i=1}^{n} t_{эi}/r_{э,i}}, \qquad (5.25)$$

$$\overline{П}_э = \frac{\sum_{i=1}^{n} t_{эi}}{\sum_{i=1}^{n} t_{эi}/П_{эi}}. \qquad (5.26)$$

5.2.22 Высота волны h_a, м, за проницаемыми набросными сооружениями с учетом дифракции волн определяется по формуле

$$h_a = h_{1\%}\sqrt{K_{t,p}^2 + (1 - K_{t,p}^2)K_{dif}^2}, \qquad (5.27)$$

где $K_{t,p}$ - коэффициент прохождения (проницаемости, перелива), вычисленные для конкретного сооружения по рекомендациям 5.2.19-5.2.21;

K_{dif} - коэффициент дифракции волн, обтекающих сооружение в плане; определяется по СНиП 2.06.04-82* [2] как для непроницаемых волнозащитных сооружений полного профиля.

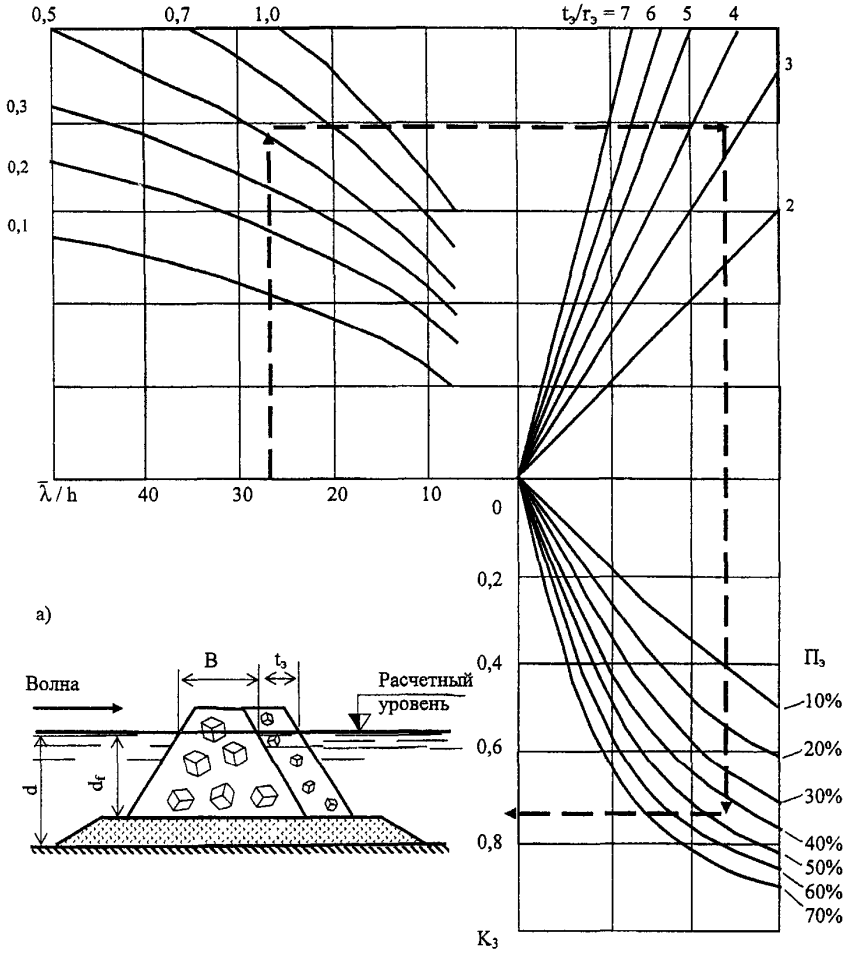


Рисунок 5.7 - Схема (а) и графики (б) для определения коэффициента затухания волн $K_э$ при наличии тылового экрана в набросном сооружении

5.2.23 При реконструкции или усилении существующих сооружений вертикального профиля часто применяется с мористой стороны наброска защитных элементов (рисунок 5.1д).

Горизонтальную линейную нагрузку $P_{x,i}$, кН/м, на вертикальную стену, защищенную с мористой стороны наброской крупного камня бетонных массивов или фасонных блоков, необходимо определять по эпюре волнового давления с учетом наброски, при этом величины $P_{x,c}$, кПа, на глубине z определяются для случая подхода к сооружению гребня по формуле

$$p_{x,c} = p_c \cdot K_{t,p} \cdot \chi, \qquad (5.28)$$

где p_c - волновые давления на вертикальную стенку на глубине z (при отсутствии наброски) для случая подхода к стенке гребня волны, определяемые по рекомендациям СНиП 2.06.04-82* [2];

$K_{t,p}$ - коэффициент прохождения волн сквозь наброску, определяемый по графикам рисунка 5.6;

χ - коэффициент, определяемый по графику на рисунке 5.8 в зависимости от пологости $\overline{\lambda}/h_i$ исходной волны.

Взвешивающее волновое давление на вертикальную стенку с защитной наброской с мористой стороны следует принимать равными величине горизонтального давления в нижней точке стенки при линейном изменении его в пределах ширины подошвы.

Вертикальное давление наброски на основание при наличии слабых грунтов необходимо учитывать как массу элементов с учетом их взвешивания ниже горизонта воды и пористости наброски. процент пустот в наброске принимается по рекомендациям таблицы 5.1.

5.2.24 Максимальное возвышение $\eta_{c,max}$, м, волновой поверхности у вертикальной стенки при наличии перед ней наброски, отсчитываемое от расчетного уровня воды, необходимо определять по формуле

$$\eta_{c,max} = K_\eta \cdot h_{i\%}, \qquad (5.29)$$

где K_η - коэффициент, определяемый по графикам на рисунке 5.9 в зависимости от относительной ширины наброски $B/\overline{\lambda}$ на урезе воды и пористости наброски $П$.

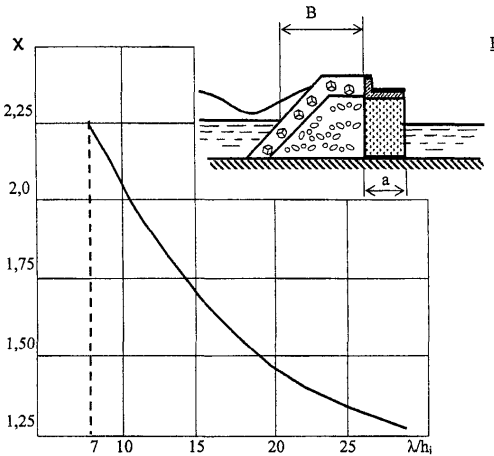


Рисунок 5.8 - График для определения коэффициента $X = f(\bar{\lambda} / h)$

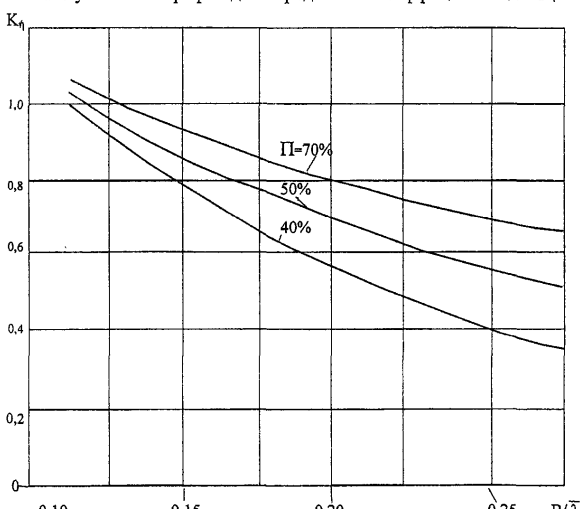


Рисунок 5.9 - Графики значений коэффициентов K_{η}

5.2.24 Максимальное возвышение $\eta_{c,max}$, м, волновой поверхности у вертикальной стенки при наличии перед ней наброски, отсчитываемое от расчетного уровня воды, необходимо определять по формуле

$$\eta_{c,max} = K_{\eta} \cdot h_{i\%}, \qquad (5.29)$$

где K_{η} - коэффициент, определяемый по графикам на рисунке 5.9 в зависимости от относительной ширины наброски $B/\bar{\lambda}$ на урезе воды и пористости наброски $П$.

5.2.25 Надстройка у набросных сооружений устраивается для обеспечения движения транспорта по верху сооружения, прокладки инженерных сетей, снижения объема тела сооружения. Надстройка состоит из плиты и парапета. Перед надстройкой следует устраивать берму шириной (0,5-1,0) $h_{1\%}$. Толщина плиты надстройки устанавливается расчетом и принимается не менее 1,5-2,0 м.

Отметку верха парапета над максимальным расчетным уровнем воды допускается определять по формуле (5.9) так, чтобы расчетный накат волн не превышал бы верха парапета. Сечение парапета конструктивно принимается в основании шириной 1,5-2,0 м, а толщину его верха 0,5-1,0 м.

Для уменьшения высоты наката волн и устранения перелива воды через верх парапета целесообразно его наружной стороне придавать плавное криволинейное очертание.

5.2.26 К особым участкам оградительных сооружений относятся головные и корневые участки, а также участки с резким изменением направления трассы или их профилей.

Длину и ширину головного участка следует увеличивать. По сравнению с основным участком сооружения ширина увеличивается на 40%, а длина принимается равной двойной ширине. Масса элементов крепления откосов при наличии надстройки следует увеличивать на 40%, а при отсутствии надстройки на 20% по сравнению с массой элементов, принятой для основного участка сооружения.

Длину врезки корневой части в берег следует принимать равной удвоенной ширине сооружения. Участок сопряжения корневой части с берегом необходимо усиливать с помощью возведения берегозащитного сооружения.

5.2.27 Работы по устройству постели, ядра, слоев обратного фильтра и крепления откосов необходимо выполнять с разбивкой сооружения на участки и ступенчатым доведением тела сооружения на каждом участке до проектного профиля.

При возведении сооружения пионерным способом необходимо предусматривать устройство разворотных площадок для автотранспорта. размеры площадок – 9х9 м или 12х12 м – назначаются в зависимости от грузоподъемности машин.

За период 1,5-2 суток после объявления начала штормовой активности необходимо выполнить крепление всей незакрепленной части сооружения наброской крупного камня или фасонными блоками. Массу элементов крепления в данном случае следует определять заранее при разработке проекта организации строительства с учетом возможного перелива волны через верх сооружения.

6 Проектирование сквозных оградительных сооружений

6.1 Общие требования

6.1.1 Настоящие рекомендации распространяются на проектирование сквозных оградительных сооружений с применением одиночных и спаренных сплошных экранов.

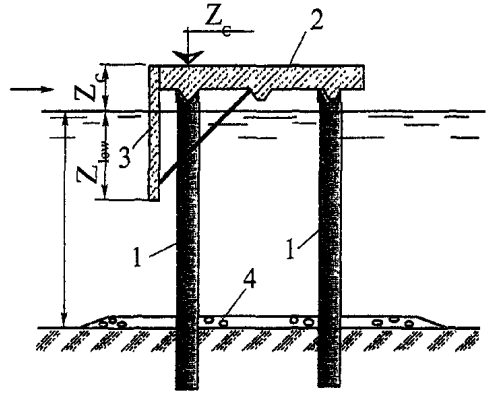
В них содержатся рекомендации по определению волногасящей способности и волновой нагрузки для двух типов указанных волногасителей, а также величины местного размыва грунтов дна у опор сооружений.

6.1.2 Сквозные сооружения рекомендуется выполнять из отдельных секций длиной до 50 м, соединяемых между собой таким образом, чтобы обеспечивалась их совместная работа на сдвиг и опрокидывание и раздельная независимая осадка.

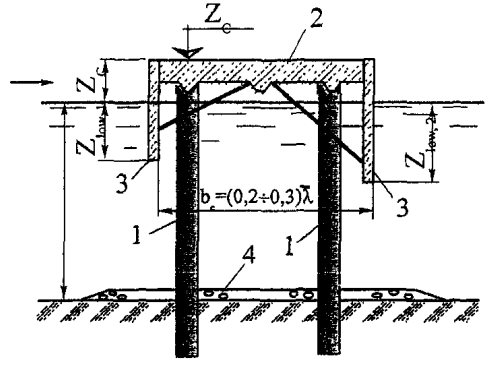
6.1.3 Сквозное оградительное сооружение состоит из волногасителя (одиночного или спаренного), располагаемого в верхнем слое воды, опорных конструкций (свай, свай-оболочек и др.), ростверка и из крепления дна (при необходимости). Конструкции сооружений изображены на рисунке 6.1.

6.1.4. Сквозные оградительные сооружения рекомендуется применять как постоянные сооружения при отсутствии заносимости наносами защищаемой акватории и в случае, когда строительство оградительных сооружений полного профиля нерационально (глубина более 20 м, слабые грунты и др.).

а)



б)



а – с одиночным непроницаемым экраном;
б – с двумя последовательно расположенными экранами

1 – опорные колонны; 2 – ростверк; 3 – экраны; 4 – крепление дна

Рисунок 6.1 – Схемы сквозных оградительных сооружений

6.1.5 Волновую нагрузку на опорные колонны сквозного сооружения следует определять по рекомендациям СНиП 2.06.04-82* [2].

6.1.6 Сквозные сооружения с экранами целесообразно применять на акваториях с приливными колебаниями уровня воды до 5-6 м при действии волн высотой не более 3 м, средней длиной не более 50 м и при толщине льда до 0,5 м.

6.1.7 При проектировании сквозных оградительных сооружений необходимо предусматривать возможность многоцелевого использования сооружения (в качестве причала, погрузочной эстакады, мостового перехода и пр.). Класс сооружения принимается в соответствии с таблицей 4.2.

6.1.8 Одиночный экран (рисунок 6.1а) рекомендуется заглублять ниже минимального уровня воды на величину $0{,}15\,\overline{\lambda}$ и более, а верх его должен быть не ниже вершины интерферированной волны $\eta_{c,t}$ при максимальном уровне воды, определяемой по формуле (6.2).

6.1.9 Два вертикальных экрана (рисунок 6.1б) рекомендуется применять с целью улучшения эффективности гашения волн. Величина заглубления каждого из двух одинаковых вертикальных экранов относительно минимального уровня воды должна составлять не менее $0{,}1\,\overline{\lambda}$, а расстояние между экранами должно приниматься (0,2-0,3) $\overline{\lambda}$.

6.1.10 При колебаниях уровня воды менее 3 м для выравнивания волновой нагрузки на оба экрана и уменьшения отражения волн рекомендуется верх первого экрана располагать посередине между максимальным и минимальным уровнями воды, а заглубление его низа $z_{low,1}$ принимать в 2 раза меньше, чем заглубление низа $z_{low,2}$ второго экрана (рисунок 6.1б); заглубление второго экрана принимать не менее $0{,}12\,\overline{\lambda}$ относительно минимального уровня воды.

6.2 Основные положения расчета

6.2.1 Высота волны $h_{dif,t}$, м, непосредственно за сквозным оградительным сооружением определяется по формуле

$$h_{dif,t} = h_{1\%}\sqrt{K_t^2 + (1-K_t^2)K_{dif}^2}\,, \qquad (6.1)$$

где $h_{i\%}$ - высота исходной волны, м;

K_{dif} - коэффициент дифракции волн, обтекающих сооружение в плане (вокруг головы сооружения); определяется как для оградительного сооружения полного профиля в соответствии с рекомендациями СНиП 2.06.04-82* [2];

K_t - коэффициент прохождения волн под экраном (экранами), равный отношению высоты волны, прошедшей под экранами, к высоте исходной волны.

Коэффициенты прохождения K_t и отражения K_{ref} волны для сплошного вертикального экрана (рисунок 6.1а) определяются по графикам рисунка 6.2 в зависимости от безразмерных величин $z_{low}/\bar{\lambda}$, $d/\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}/h$. (Здесь z_{low} - заглубление низа экрана относительно расчетного уровня воды, м).

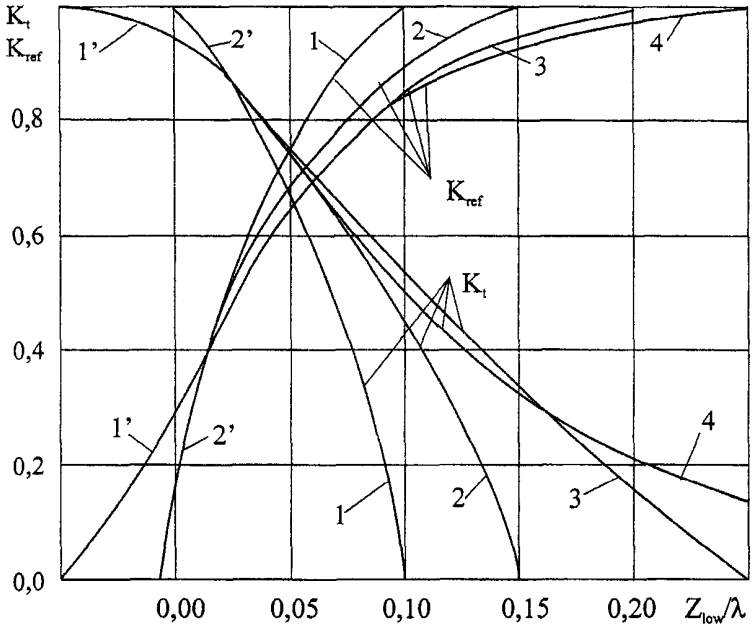
6.2.2 Возвышение η_c, м, вершины волны (со знаком «минус») или понижение η_t подошвы волны (со знаком «плюс») относительно расчетного уровня воды перед сквозным сооружением определяются по формуле

$$\eta_{c,t} = \pm\frac{h_{i\%}}{2}(1+K_{ref}) - \frac{\pi h_{i\%}^2}{4\bar{\lambda}}(1+K_{ref})^2 \operatorname{cth}\frac{2\pi d}{\bar{\lambda}}. \qquad (6.2)$$

Отметку верха сооружения следует определять по формуле (5.9) при значении $h_{run,1\%} = \eta_{c,t}$.

6.2.3 При расчете устойчивости сооружения суммарную волновую нагрузку на единицу длины L, 1 пог. м, сплошного экрана при подходе к сооружению гребня $P_{x,c}$, кН/м, или ложбины $P_{x,t}$, кН/м, волны необходимоопределять по графикам рисунка 6.3 в зависимости от безразмерных величин $z_{low}/\bar{\lambda}$, $d/\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}/h$.

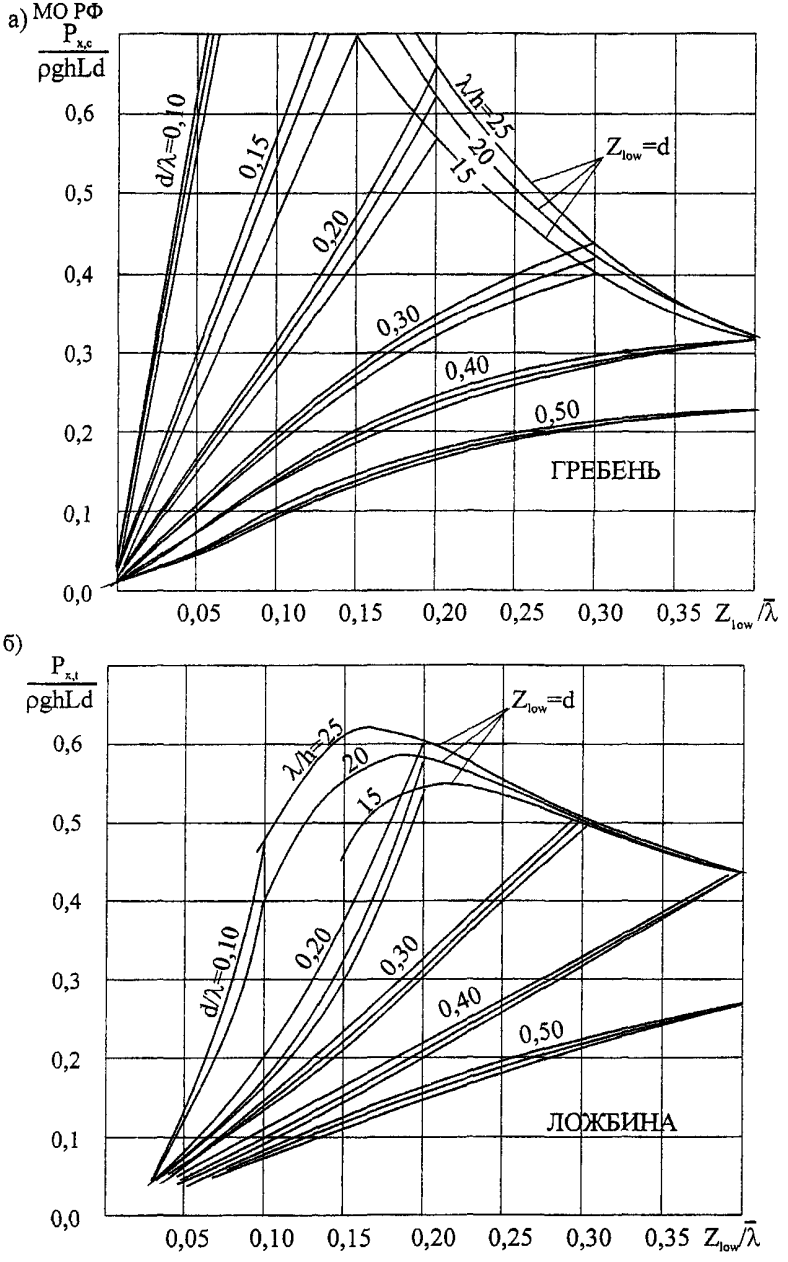
6.2.4 При расчете местной прочности волновую нагрузку $P_{x,c(t)}$, кН/м, на единицу длины L, 1пог.м, сплошного экрана и точку ее приложения можно определять путем построения эпюр волнового давления $p_{x,i}$, кПа, по следующим зависимостям:



1 - $d/\overline{\lambda}$=0,1; 2 - $d/\overline{\lambda}$=0,15; 3 - $d/\overline{\lambda}$=0,25; 4 - $d/\overline{\lambda}$=0,5;

1' - $\overline{\lambda}/h$=10; 2' - $\overline{\lambda}/h$=40

Рисунок 6.2 – Графики для определения коэффициентов K_t и K_{ref} для одиночного сплошного экрана



а – при подходе гребня волны; б – при подходе ложбины волны

Рисунок 6.3 – Графики для определения суммарной волновой нагрузки на сплошной экран при подходе гребня (а) и ложбины (б) волны

при подходе вершины волны

$$z_1 = \eta_c,\ p_{x,1} = 0, \tag{6.3}$$

$$\left.\begin{aligned} z_2 &= 0, \\ z_3 &= 0{,}5z_{low}, \\ z_4 &= z_{low} \end{aligned}\right\}\ p_{x,2(3,4)} = -\rho g \eta_c \frac{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}(d - z_{2,3,4})}{\operatorname{ch}\frac{2\pi(d-\eta_c)}{\bar{\lambda}}}, \tag{6.4}$$

при подходе ложбины волны

$$z_1 = 0,\ p_{x,1} = 0, \tag{6.5}$$

$$z_2 = \eta_t,\ p_{x,2} = -\rho g \eta_t, \tag{6.6}$$

$$z_3 = z_{low},\ p_{x,3} = -\rho g \eta_t \frac{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}(d - z_{low})}{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}(d + \eta_t)}. \tag{6.7}$$

6.2.5 Значения коэффициентов прохождения K_t и отражения K_{ref} волн для системы из двух установленных друг за другом (на расстоянии $b_c = (0{,}2 - 0{,}3)\bar{\lambda}$ сплошных вертикальных экранов необходимо определять по следующим формулам

$$K_t = K_c \cdot K_{t,1} \cdot K_{t,2}, \tag{6.8}$$

$$K_{ref} = K_c \cdot \sqrt{K^2_{ref,1} \cdot K^2_{t,2} + K^2_{ref,2}}, \tag{6.9}$$

где K_c - коэффициент, принимаемый по таблице 6.1 в зависимости от относительного расстояния между экранами $b_c / \bar{\lambda}$ и соотношения заглубления экранов $z_{low,1} / z_{low,2}$.

Таблица 6.1 – Значения коэффициентов K_c

$b_c / \bar{\lambda}$		0,2	0,3	0,4
K_c для соотношений заглубления экранов	$z_{low,1} / z_{low,2}$=1	1,6	1,3	1,0
	$z_{low,1} / z_{low,2}$=0,5	1,5	1,2	0,9

$K_{t,1}$ и $K_{t,2}$ - коэффициенты прохождения волн, определяемые по 6.2.1, соответственно для первого экрана, имеющего относительное заглубление $z_{low,1} / \bar{\lambda}$ и второго экрана с заглублением $z_{low,2} / \bar{\lambda}$;

$K_{ref,1}$ и $K_{ref,2}$ - коэффициенты отражения волн от первого и второго экранов, принимаемые по 6.2.1.

6.2.6 При расчете устойчивости сооружения с двумя сплошными экранами, установленными друг за другом на расстоянии $b_c = (0,2-0,3)\bar{\lambda}$ суммарную волновую нагрузку на единицу длины L, 1 пог.м, экранов при подходе к сооружению гребня $P_{x,c}$, кН/м, или ложбины $P_{x,t}$, кН/м, волны рекомендуется определять по формуле

$$P_{x,c(t)} = P_{x,c(t),1} + P_{x,c(t),2} \cdot K_{t,1} \cos\frac{2\pi b_c}{\bar{\lambda}}, \qquad (6.10)$$

где $P_{x,c(t),1}$ и $P_{x,c(t),2}$ - нагрузки на первый и второй экраны, определяемые по 6.2.3 в зависимости от их заглубления относительно расчетного уровня воды;

$K_{t,1}$ - коэффициент прохождения волны под первым экраном, определяемый по графикам на рисунке 6.2.

На рисунке 6.4 приведены эпюры и равнодействующие волнового давления на элементы сквозных оградительных сооружений для одиночного и спаренного экранов.

В случае подхода волн под углом к сквозному оградительному сооружению величину равнодействующей волновой нагрузки следует умножать на коэффициент K_β, значения которого принимаются по таблице 6.2 в зависимости от угла β между лучом волны и нормалью к передней стенке сооружения, а также от отношения длины секции сооружения l_c к средней длине волны $\bar{\lambda}$.

Таблица 6.2 – Значения коэффициентов K_β

β, град.	Коэффициент K_β при $l_c/\bar{\lambda}$			
	0,2	0,4	0,6	0,8
0	1,0	1,0	1,0	1,0
30	1,0	0,95	0,85	0,75
60	0,95	0,85	0,7	0,5

Нагрузки от волн $P_{x,o,1}$ и $P_{x,o,2}$, кН/м на вертикальные обтекаемые опоры следует определять по рекомендациям СНиП 2.06.04-82* [2].

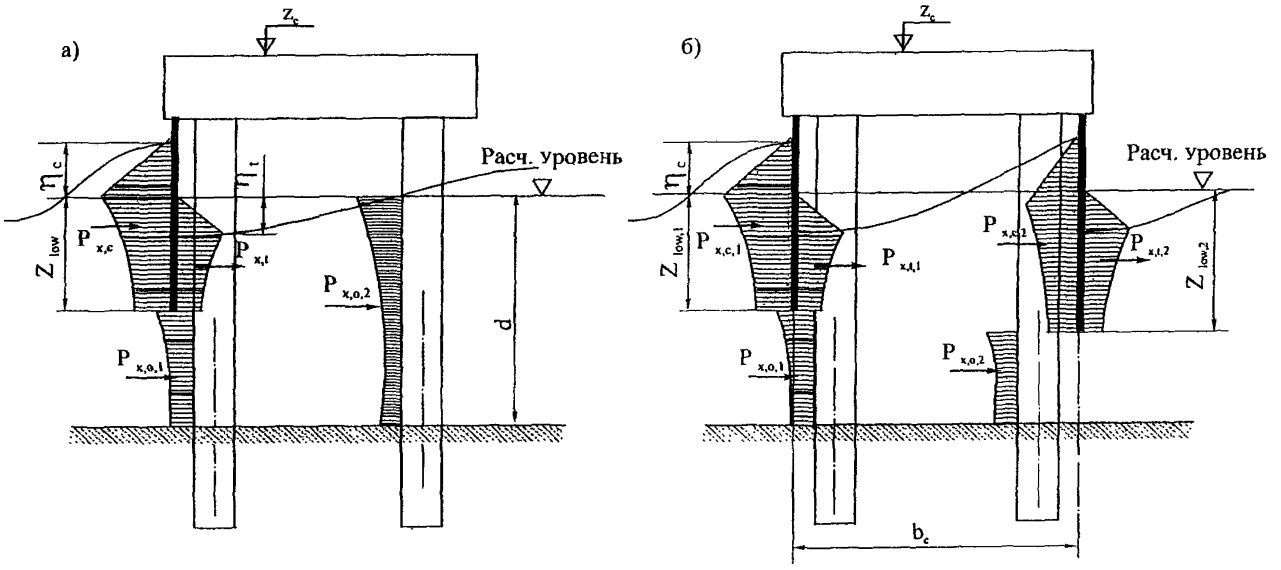


Рисунок 6.4 - Эпюры волнового давления на элементы сквозных оградительных сооружений в виде одиночного экрана (а) и двух вертикальных экранов (б)

6.2.8 Выбор типа опорных конструкций и проверку общей устойчивости сквозного сооружения следует производить с учетом возможности общего размыва в месте строительства сооружения и местного размыва у его опор.

Общий размыв определяется по результатам натурных обследований (промеров) глубин на акватории в месте предполагаемого строительства сооружения или определяется на основании лабораторных исследований динамики перемещения наносов с учетом проектируемых сооружений.

Местный размыв у опор сквозных сооружений определяется по рекомендациям изложенным ниже.

6.2.9 Глубина Δd , м, и диаметр D_p, м, воронки размыва в песчаном или гравелистом грунте вокруг опор свайного типа (рисунок 6.5) диаметром (шириной) D_0=1-5 м определяются по формулам

$$\Delta d = K_p \cdot D_0, \tag{6.11}$$

$$D_p = 2\Delta d \cdot ctg\varphi + D_0, \tag{6.12}$$

где K_p - коэффициент размыва, принимаемый по графику на рисунке 6.6 в зависимости от параметра

$$\Pi_p = \sqrt{\frac{K_v^2\left(v_c^2 + \overline{v}_в^2\right) - v_{в,adm}^2}{gD_0}}, \tag{6.13}$$

где K_v - коэффициент увеличения скорости у опоры. Принимается равным: K_v=1,5 – для круглого сечения опоры, K_v=2,5 – для квадратного сечения опоры;

v_c - средняя скорость течения, м/с;

$\overline{v}_в$ - волновая скорость у дна, осредненная за половину периода волны, определяемая по формуле

$$\overline{v}_в = \frac{2h_в}{\sqrt{\frac{\pi}{g}\overline{\lambda}sh\frac{4\pi d}{\overline{\lambda}}}}, \tag{6.14}$$

где $h_в$ - высота волны, м, принимаемая равной высоте исходной волны $h_{1\%}$ для переднего ряда опор и высоте дифрагированной волны h_{dif}, определяемой по формуле (5.27) для остальных опор;

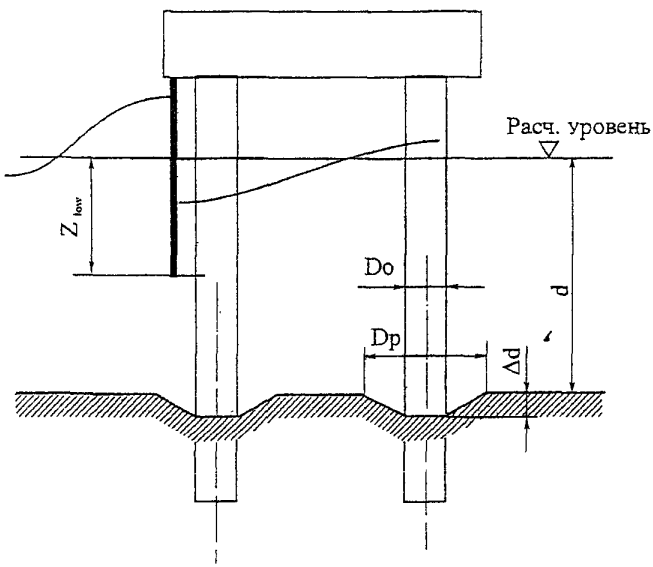


Рисунок 6.5 - Характер размыва дна у цилиндрических опор сквозного сооружения

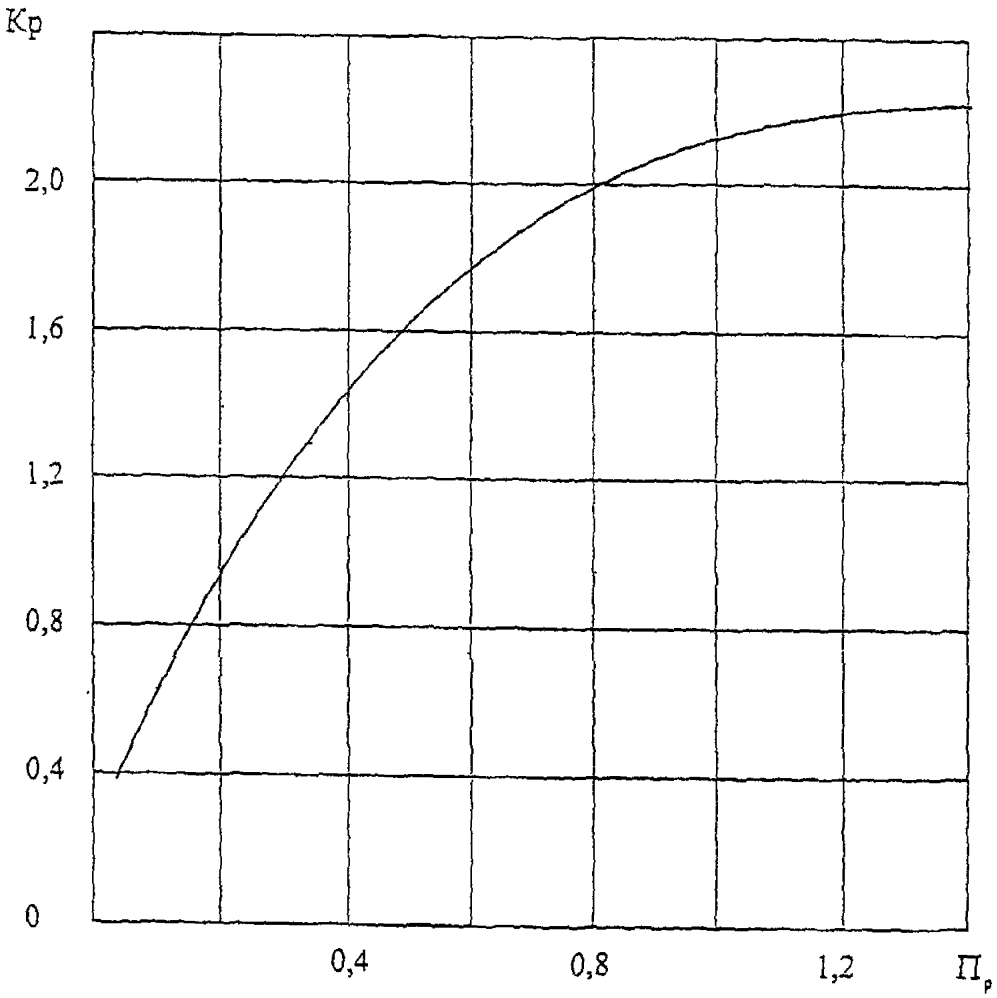


Рисунок 6.6 - График по определению коэффициента Кр

$V_{в,adm}$ - допускаемая неразмывающая донная скорость, принимаемая по рисунку 7 СНиП 2.06.04-82* [2];

φ - угол внутреннего трения грунта, град.

Примечание – При наличии волногасителей волновую скорость у дна, определяемую по формуле (6.14), следует увеличить на 15%.

6.2.10 Для защиты дна от местного размыва необходимо предусматривать устройство защитного слоя (из камня, бетонных блоков, фашин и др.), превышающего диаметр воронки $D_р$ в 1,5 раза.

7 Проектирование специальных подводных стендов

7.1 Общие требования

7.1.1 Специальные водные полигоны включают: контрольно-измерительные станции (КИС), петлевые станции (ПС) и вспомогательные устройства – ограждающие буи и вехи, створные знаки и причал для плавсредств. КИС и ПС могут быть расположены совместно на одном водном полигоне или на отдельных полигонах.

7.1.2 Измерительная станция может иметь один или несколько измерительных комплексов, располагаемых на разных глубинах. Глубина установки измерительных датчиков на мелководных стендах принимается равной 5-7 м, на стендах средней глубины – 9-11 м и глубоководных стендах – 13-17 м.

Каждый измерительный комплекс содержит: главные и компенсационные стенды, фундаменты с установленными на них датчиками, фундаменты под соединительные коробки и гибкие кабели.

Примерное расположение стендов и состав контрольно-измерительной станции приведены на рисунке 7.1. Все три группы стендов располагаются в одном створе. От каждого в группе стенда прокладываются кабели, которые стыкуются с магистральным кабелем в соединительных коробках.

7.1.3 В составе измерительных стендов имеется большое количество устанавливаемых на специальных фундаментах приборов с кабелями, довольно чувствительных к механическим воздействиям. Датчики на стендах располагаются

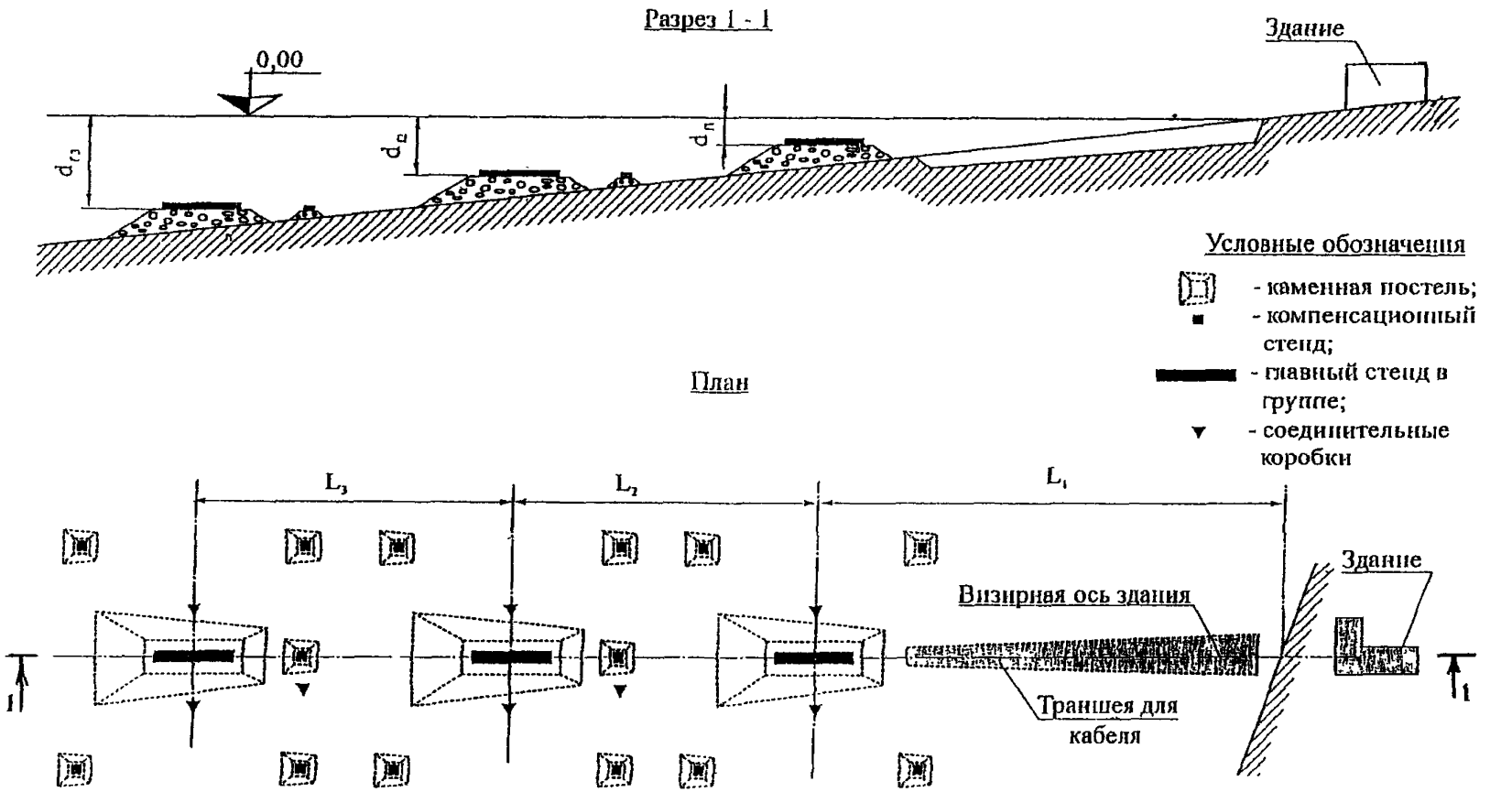


Рисунок 7.1 - Схема расположения групп стендов КИС

на бетонных фундаментах в строго горизонтальной плоскости в 1 ряд. В связи с этим к фундаментам предъявляются повышенные требования в отношении сохранения прямолинейности и горизонтальности их положения под действием волн и течений.

7.1.4 На петлевой станции (ПС) устанавливается стенд, состоящий из каменной постели и укладываемых на ней из кабелей контуров на небольших бетонных опорах. Глубину укладки контуров рекомендуется принимать равной 9-11 м.

7.1.5 В техническом задании на проектирование КИС и ПС должны быть приведены следующие исходные данные:

а) состав и ситуационный план расположения стендов;

б) профили дна акватории берега;

в) инженерно-геологическая характеристика грунтов дна в местах расположения стендов, движение наносов;

г) гидрологические данные: колебания уровня, элементы волн, течения.

7.1.6 Гидротехническая часть подводных стендов состоит из двух основных конструктивных элементов: постели и фундамента простейшей формы (например, прямоугольной плиты с размерами 3,0×1,0×0,6 м или блока фигурной конструкции 5,0×1,5×2,0 м) под приборы.

При неблагоприятных геологических условиях вместо постели может предусматриваться свайное основание.

Постели устраиваются для:

- распределения давления от фундамента на большие площади естественных оснований;
- защиты естественных оснований от размыва;
- выравнивания поверхности дна;
- предохранения слабых грунтов оснований от выноса частиц грунта фильтрационными потоками в процессе обжатия основания нагрузкой от фундамента.

7.1.7 В условиях плотных грунтов дна, конструкции измерительных стендов на глубинах d_f=5-11 м рекомендуются в виде постели из отсыпки щебня слоем 0,5-0,6 м с устройством защитного каменного крепления ее поверхности. На стендах средней глубины при высотах волн до 4 м и более крепление выполняется из камня

слоем 0,5 м с откосами 1:1,5 (рисунок 7.2а). На мелководных стендах при тех же высотах волн крепление постели может быть выполнено из камня с откосами 1:2 или из бетонных плит с откосами 1:1,5 (рисунок 7.2б). На щебеночную постель устанавливаются бетонные фундаменты под аппаратуру.

Глубоководные стенды (d_f=13-17 м) имеют однослойную постель из щебня толщиной около 0,5 м. Защитное крепление не предусматривается, т.к. на этой глубине устойчивость элементов постели из щебня будет обеспечена при высотах волн до 5 м. Сверху на постель устанавливаются фундаменты под датчики.

7.1.8 Когда дно покрыто илом песчаным (пластичным) слоем до 2,5 м, перед возведением стенда вычерпывается котлован путем удаления ила до плотных грунтов, являющихся надежным основанием для стендов. На дно котлована отсыпается щебень слоем до 1 м с креплением его камнем слоем 0,5-0,6 м. При высотах волн до 4 м и глубинах $d_f \geq 5$ м заложение откосов постели рекомендуется принимать 1:2 (рисунок 7.2в), а с увеличением глубин $d_f \geq 9$ м откосы выполняются более крутыми с заложением 1:1,5. На постели устанавливаются бетонные фундаменты под датчики.

7.1.9 В условиях, когда дно сложено из илов пластичной консистенции слоем t>3 м, рекомендуется конструкция измерительного стенда, приведенного на рисунке 7.2г. В этом случае применяется слоистая постель. Постель из щебня расположена на песчаной подушке и полностью закрывает песок от размыва волной. При глубинах $d_f \geq 5$ м и высотах волн, достигших 4 м, щебеночная постель имеет защитное крепление из камня с откосом 1:2. В условиях, когда высоты волн не превышают 2 м, крепления из камня не требуется.

7.1.10 Для условий, когда дно покрыто илами текучей консистенции слоем 4 м и более, имеющими очень малую несущую способность, может быть рекомендована конструкция измерительного стенда, представленная на рисунке 7.2д.

В этом случае на каменной постели, опирающейся в результате продавливания илов на плотный грунт, устанавливаются фундаменты под приборы.

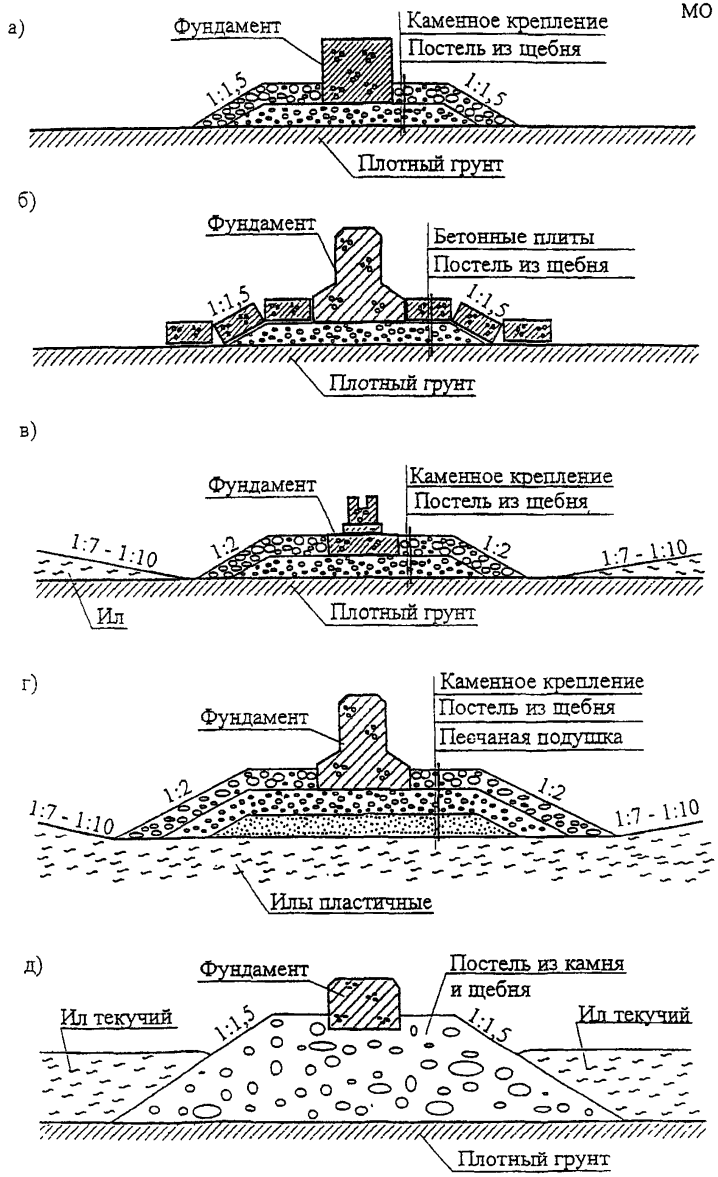


Рисунок 7.2 – Схемы конструкций подводных стендов

7.1.11 Стенды ПС имеют большие плановые размеры (до 250×100 м), возводятся они, как правило, на глубинах 10-12 м. Гидротехническая часть стенда состоит из постели и устанавливаемых на нее небольших железобетонных опор, на которых укладываются кабели контуров.

7.1.12 По технологическим условиям стенд ПС длинной стороной располагается параллельно берегу и, если стенд возводится на дне, имеющем малые уклоны (<1:20), горизонтальность поверхности постели достигается за счет утолщения одной из ее сторон. Когда стенд возводится на дне, имеющем сравнительно большой перепад глубин (уклон дна >1:20), тогда перед устройством постели следует производить выравнивание дна путем дноуглубления или сочетать дноуглубление с одной стороны (обращенной к берегу) с утолщением постели с другой стороны (обращенной к морю).

7.1.13 При возведении стендов ПС на естественных плотных грунтах, постель устраивается на выровненной поверхности дна в виде отсыпки щебня слоем 0,5 м.

7.1.14 В условиях, когда дно покрыто илом песчаным (пластичным)слоем до 2,0-3,0 м, рекомендуются два способа возведения стенда ПС.

Первый способ. Сначала вычерпывается котлован путем удаления ила до плотных грунтов и получения горизонтальной площадки, а затем на дне котлована устраивается постель слоем 0,5 м из щебня.

Второй способ. Применяется слоистая постель: на илы отсыпается песчаная подушка минимальным слоем 0,5 м (в зависимости от рельефа дна ее толщина может доходить до 2,0-2,5 м) и на нее укладывается слой 0,5 м щебня.

На стендах ПС над общей поверхностью постели устраивается площадка из щебня в виде призмы размерами в плане 25×25 м, высотой до 2,0 м, с дополнительными устройствами в ее теле.

7.1.15 При возведении стендов ПС в районах, где высота расчетных волн достигает 4-5 м и более, по щебню укладывается еще слой 0,5 м камня для предотвращения размыва постели. Крупность камня определяется по рекомендациям раздела 5 настоящей Инструкции.

7.1.16 Кабели контуров стенда ПС укладываются на железобетонных опорах. На участках, где проходят два контура, опоры устанавливаются через 5 м, а там, где проходит один контур – через 25 м.

Арматура железобетонных опор и закладные детали выполняются из маломагнитной стали.

Все кабельные пучки между опорами связываются хомутами из круглой маломагнитной стали.

Конструкции опор имеют разнообразную форму, которая зависит от количества контуров, проходящих по опорам, и их местоположения на стенде (на прямой, на углу, при ответвлении). Фиксация контуров в пазах опор производится фиксирующим стержнем.

7.1.17 При укладке кабелей по дну акватории полигона между стендами и от стендов к берегу до глубин $d \geq 5$ м их специальная защита не предусматривается. В этом случае можно рекомендовать фиксацию кабелей по трассе укладки. Она осуществляется с помощью отдельных бетонных опор, устанавливаемых на естественное дно акватории с шагом от 40 до 80 м (в зависимости от рельефа дна и силы волнения возможна укладка кабелей без применения бетонных опор).

Опоры, укладываемые на глубинах $5 \leq d \leq 7$ м, могут иметь размеры 0,7×1,5×0,5 м, а для больших глубин применяются опоры меньших размеров – 0,5×0,8×0,3 м.

7.1.18 В прибойной зоне морского полигона электрокабели, соединяющие КИС и ПС с техническим зданием на берегу, следует укладывать в траншеи глубиной 1,0-1,5 м. Глубина траншей принимается такой, чтобы кабели находились в толщине грунта, не подверженного размыву и миграции.

7.1.19 Для защиты кабелей в траншеях рекомендуются различные способы: укладка кабелей в короба из металлического шпунта с крышками; укладка кабелей в железобетонные лотки; укладка кабелей в траншеи на слой щебня и с засыпкой сверху слоем щебня или камня.

Материал засыпки траншеи следует проверять на неразмываемость волновыми донными скоростями.

7.1.20 Для успешного строительства подводных стендов необходимо выбирать такие акватории, на которых при глубинах 7-10 м высота волны не превышает 2-2,5 м, а длина 30-50 м.

При отсутствии таких акваторий допускается оборудовать водные полигоны на открытых морских побережьях, где волны могут достигать высоты 4-5 м с пологостью 10-20. В этом случае целесообразно устраивать стенды средней глубины и глубоководные, а конструкции сооружений применять такие, которые обеспечивали бы их устойчивость от волновых воздействий.

7.1.21 В районе морского полигона нежелательно наличие течений с большими донными скоростями, приводящими к размыву постелей стендов и дна перед ними. Допускаемыми для устойчивости стендов являются течения со скоростями в придонном слое не более 0,6-0,8 м/с.

7.1.22 Наиболее благоприятные в инженерно-геологическом отношении условия для строительства подводных стендов будут при дне, сложенном из скалистых грунтов, плотных глин и крупнозернистых песков. При слабых и легко размываемых грунтах необходимо предусматривать специальные конструктивные меры для обеспечения устойчивости стендов.

7.2 Расчет крепления постелей стендов

7.2.1 Надежность эксплуатации подводных стендов обеспечивается устойчивостью элементов постели под воздействием волн и течений, что достигается расположением стенда на грунтах, имеющих достаточную несущую способность, и применением материала постели необходимой крупности (массы), устойчивого к воздействию расчетных элементов волн и течений.

7.2.2 Дно перед стендом будет устойчивым, если максимальные донные скорости $v_{в,max}$ не превышают допустимые скорости $v_{в,adm}$ для грунтов основания, в противном случае перед сооружением следует предусматривать защиту дна от размыва. Крепление дна от размыва осуществляется отсыпкой гравелистого или щебеночного материала, а также слоев каменной наброски с устройством обратного фильтра. Средняя крупность фракций гравия, щебня или камня должна подбираться из условия $v_{в,adm} > v_{в,max}$.

7.2.3 Допускаемые значения неразмывающих донных скоростей $v_{в,adm}$, м/с, для грунта крупностью фракций $D \le 100$ мм следует принимать по рисунку 7 СНиП 2.06.04-82* [2], а для грунта крупностью фракций $D > 100$ мм – по формуле

$$v_{в,adm} = 1{,}52\sqrt{gD\frac{\rho_m - \rho}{\rho}}. \qquad (7.1)$$

Максимальные донные волновые скорости для глубин $d > d_{cr}$ (мелководная зона) определяются по формуле (5.16) при $K_{ref}=0$.

Максимальные значения донных скоростей $v_{в,max}$ на прибрежном участке моря следует определять по формулам (А.3) и (А.4) приложения А.

7.2.4 Расчетная масса элементов защитного крепления постели стендов должна определяться по формуле

$$m = 0{,}52\rho_m \cdot D^3 \cdot \gamma_n, \qquad (7.2)$$

где D - диаметр камня, приведенный к диаметру шара, определяемый по формуле

$$D = 0{,}43 \cdot v^2_{в,adm}\frac{\rho}{g(\rho_m - \rho)}, \qquad (7.3)$$

γ_n - коэффициент надежности, принимаемый по 4.2.3.

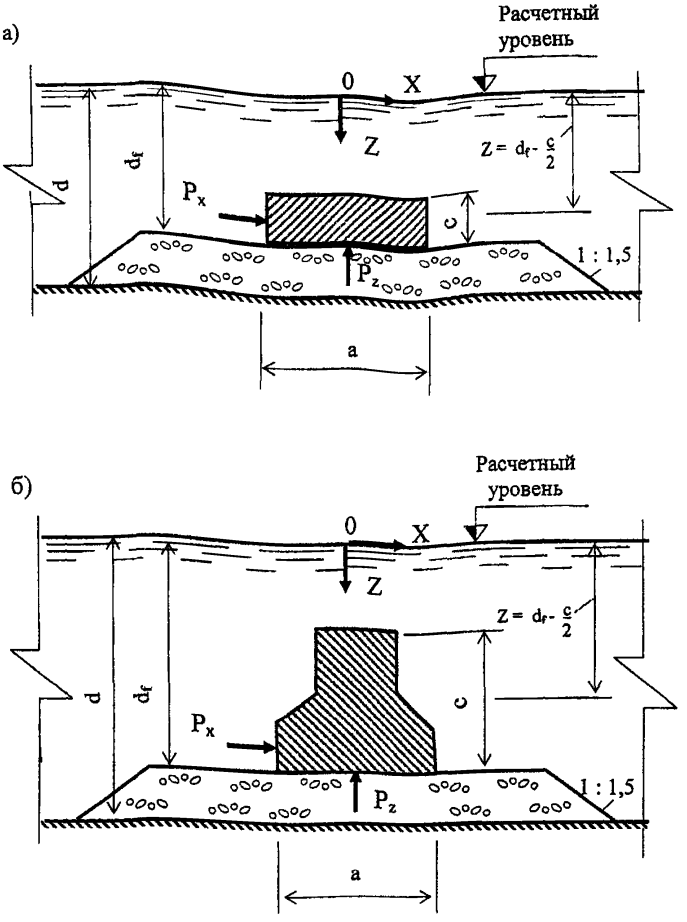
7.3 Расчет устойчивости фундаментов подводных стендов

7.3.1 Для расчета устойчивости фундаментов стендов следует определить действующие на них волновые нагрузки, по которым затем производится проверка устойчивости на сдвиг и опрокидывание.

Расчет волновых нагрузок на рассматриваемые подводные фундаменты следует выполнять по рекомендациям настоящей Инструкции с учетом положений СНиП 2.06.04-82* [2] по определению волновых нагрузок на лежащую на дне цилиндрическую преграду.

7.3.2 Максимальная горизонтальная составляющая линейной нагрузки $P_{x,max}$, кН/м, на фундамент стенда (рисунок 7.3) должна определяться по формуле

$$P_{x,max} = P_{xl} \cdot \delta_{xl} + P_{xv} \cdot \delta_{xv}, \qquad (7.4)$$



а – прямоугольная тумба; б – блок фигурной конструкции

Рисунок 7.3 - Схемы к определению нагрузок на фундаменты подводных стендов

где P_{xi} и P_{xv} - инерционный и скоростной компоненты горизонтальной составляющей нагрузки от волн, кН/м, определяемых по формулам

$$P_{xi} = 3/4 \cdot \rho \cdot g \cdot \pi^2 \cdot c^2 \frac{h}{\lambda} \theta_{xi} \cdot K_s, \qquad (7.5)$$

$$P_{xv} = \rho \cdot g \cdot \pi \cdot c \frac{h^2}{\lambda} \theta_{xv} \cdot K_{c_v} \cdot K_l, \qquad (7.6)$$

δ_{xi} и δ_{xv} - коэффициенты сочетания инерционного и скоростного компонентов линейной нагрузки от волн, принимаемые соответственно по графикам СНиП 2.06.04-82* [2]. В частности, при значении $P_{xi}/P_{xv} \geq 2$ допускается принимать $P_{x,max} = P_{xi}$, при значении $P_{xi}/P_{xv} \leq 0{,}2$ принимать $P_{x,max} = P_{xv}$;

θ_{xi} и θ_{xv} - коэффициенты, принимаемые по нормам СНиП 2.06.04-82* [2];

a - ширина фундамента, м;

c - расчетная высота фундамента, м, (если фундамент заглублен, то кроме его высоты, возвышающейся над постелью, в нее входит половина высоты заглубленной части);

K_s - коэффициент приведенной площади, определяемый отношением площади поперечного сечения фундамента к площади цилиндра с диаметром, равным ширине фундамента a;

K_l - коэффициент, принимаемый по таблице 7.1;

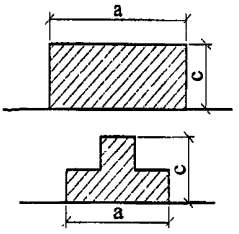
l - длина фундамента.

Таблица 7.1 – Коэффициент K_l в зависимости от удлинения фундамента c/l

c/l	0	0,025	0,05	0,1	0,2	0,4	1,0	3,0
K_l	1,0	1,0	0,85	0,67	0,63	0,58	0,52	0,47

$K_{c_x} = \frac{C_{xф}}{C_{xц}}$ - коэффициент, принимаемый по таблице 7.2.

Таблица 7.2 – Значения коэффициента K_{c_x} в зависимости от отношения сторон фундамента c/a подводного стенда

Форма сечения	Значения коэффициента K_{c_x} при c/a							
	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
	1,20	1,35	1,42	1,54	1,62	1,61	1,59	1,54

7.3.3 Максимальная вертикальная составляющая линейной волновой нагрузки $P_{z,max}$, кН/м, на фундамент стенда определяется по формуле

$$P_{z,max} = -\frac{9}{5} P_{xv}, \tag{7.7}$$

где P_{xv} - нагрузка, определяемая по формуле (7.6).

7.3.4 Нагрузки P_{xc} и P_{zc}, кН/м, от действия течения на фундамент подводного стенда определяются по формулам

$$P_{xc} = C_x \cdot \rho \cdot g \cdot c \cdot v_c^2, \tag{7.8}$$

$$P_{zc} = -0{,}6 P_{xc}, \tag{7.9}$$

где C_x - коэффициент сопротивления для рекомендуемых преград при обтекании установившимся потоком, принят равным 1;

v_c - скорость придонного течения, м/с.

7.3.5 Волновые нагрузки P_x и P_z, кН/м, на подводные кабели, уложенные на фундаменты стендов, определяются по формулам:

$$P_x = C_x \cdot \rho \cdot g \cdot D_ц \cdot \frac{v_x^2}{2}, \tag{7.10}$$

$$P_z = C_z \cdot \rho \cdot g \cdot D_ц \cdot \frac{v_x^2}{2}, \tag{7.11}$$

где C_x=1,6 и C_z=1,1 - принятые коэффициенты сопротивления;

D_u - диаметр цилиндра, м;

v_x - волновая скорость, м/с, определяемая по формулам (А.3) и (А.4) приложения А.

7.3.6 При выходе волн из мелководной зоны в прибойную критическая глубина $d_{cr,l}$ определяется по формуле (А.1) приложения А, а формулы (7.5) и (7.6), определяющие волновые нагрузки, корректируются коэффициентами

$$K_h = \frac{h_{sur}}{h_{cr}},\ K_{v_x} = \frac{v_{sur}}{v_{cr}},\ K_{C_x} = \frac{C_{xф}}{C_{xц}},$$

принимаемыми по графикам рисунка А.3 приложения А.

Формулы (7.5) и (7.6) принимают следующий вид:

$$P_{xl} = 3/4 \cdot \rho \cdot g \cdot \pi^2 \cdot c^2 \frac{h_{sur}}{\lambda_{sur}} \theta_{xl} \cdot K_s \cdot K_{v_x}, \qquad (7.12)$$

$$P_{xv} = \rho \cdot g \cdot \pi \cdot c \frac{h_{sur}^2}{\lambda_{sur}} \theta_{xv} \cdot K_{cx} \cdot K_l \cdot K_{v_x}^2. \qquad (7.13)$$

Элементы волн в прибойной зоне определяются по формулам (А.2), (А.3) и (А.4) приложения А.

7.3.7 За расчетный случай при определении устойчивости фундаментов подводных стендов принимается одновременное действие максимальных волновых нагрузок $P_{x,max}$ и $P_{z,max}$, вычисляемых по формулам (7.4)-(7.13). В зависимости от местоположения фундамента на постели (сверху или заглублен в нее), расчет устойчивости выполняется двумя способами.

7.3.8 В случае расположения фундамента сверху на постели определение устойчивости фундамента на сдвиг производится с учетом дополнительного взвешивающего давления, вызванного фильтрацией воды сквозь поры камня постели. Условие устойчивости на сдвиг (в расчете сил на весь фундамент) представляется в виде

$$\left(G_w - P_{z,max} - P_{zв}\right) \cdot f \geq P_{x,max} \cdot \gamma_n, \qquad (7.14)$$

где G_w - вес фундамента в воде, кН;

f - коэффициент трения (для бетона по камню, равный 0,6);

γ_n - коэффициент надежности;

P_{zs} - взвешивающая дополнительная нагрузка на плиту, кН/м, определяемая по зависимости

$$P_{zs} = -K_э \cdot P_{xv} \frac{a \cdot c}{\Delta S}, \qquad (7.15)$$

где $K_э$ - экспериментальный коэффициент, равный 0,25;

ΔS - единица площади.

7.3.9 При определении устойчивости фундамента на сдвиг, частично заглубленного в каменную наброску, кроме волновых нагрузок $P_{x,max}$ и $P_{z,max}$ на заглубленную часть фундамента действуют активное и пассивное давление каменной наброски. Активное давление камня на фундамент, действующее со стороны направления волнения, увеличивает сдвигающую силу и определяется по формуле

$$E_a = \frac{1}{2}\rho_k \cdot g \cdot c_k^2 \cdot \lambda_a \cdot l, \qquad (7.16)$$

где ρ_k - объемная масса каменной наброски в воде при пористости 40% ρ_k=1,1 т/м^3;

c_k - высота стенки фундамента, заглубленной в наброску, м;

λ_a - коэффициент активного давления, когда стенка фундамента вертикальна, а поверхность постели горизонтальна, определяется выражением

$$\lambda_a = \mathrm{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где для камня угол внутреннего трения φ=45^0, λ_a=0,172.

Пассивное давление (отпор) камня со стороны фундамента, обратное направлению волнения, создает сопротивление сдвигающей силе и определяется по формуле

$$E_p = \frac{1}{2}\rho_k \cdot g \cdot c_k^2 \cdot \lambda_p \cdot l, \qquad (7.17)$$

где λ_p - коэффициент пассивного давления или коэффициент отпора, определяемый из выражения

$$\lambda_p = tg^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right),$$

при φ=45^0, λ_p=5,828.

Таким образом, устойчивость на сдвиг фундамента, частично заглубленного в каменную наброску постели, определяется по формуле

$$\left(G_w - P_{x,max} - P_{zв}\right)\cdot f \geq \left(P_{x,max} + E_a - E_p\right)\cdot \gamma_n . \qquad (7.18)$$

7.3.10 Поворот фундамента под действием сил, стремящихся опрокинуть его, происходит вокруг горизонтальной оси, проходящей через нижнее ребро подошвы фундамента. Проверка устойчивости фундамента на опрокидывание производится по формуле

$$M_y \geq M_0 \cdot \gamma_n , \qquad (7.19)$$

где M_y - удерживающий момент, кН·м;

M_0 - опрокидывающий момент, кН·м.

Для случая расположения фундамента на постели

$$M_y = \left(G_w - P_{z,max}\right)\cdot \frac{a}{2}, \qquad (7.20)$$

$$M_0 = P_{x,max} \cdot \frac{c}{2}. \qquad (7.21)$$

В случае частичного заглубления фундамента в постель M_y определяется по формуле (7.20), а

$$M_0 = P_{x,max} \cdot c_ц + E_a \frac{c_k}{3} - E_p \frac{c_k}{3}, \qquad (7.22)$$

где $c_ц$ - расстояние от точки приложения горизонтальной силы $P_{x,max}$ до подошвы фундамента, м, принимаемое равным $c - \frac{t}{2}$;

t - толщина наброски, м.

Приложение А

(обязательное)

Элементы волн на прибрежном участке моря

А.1 Согласно СНиП 2.06.04-82* [2] акватория моря делится по глубинам на следующие зоны: глубоководная – с глубинами $d > 0{,}5\overline{\lambda}_d$; мелководная – с глубинами $d_{cr,i} \le d \le 0{,}5\overline{\lambda}_d$; прибойная – с глубинами $d_{cr,u,i} \le d \le d_{cr,i}$ и приурезовая – с глубинами $d < d_{cr,u,i}$ (рисунок А.1 приложения А).

Расчет элементов волн и их воздействий на сооружения в глубоководной и мелководной зонах следует выполнять по рекомендациям СНиП 2.06.04-82* [2].

А.2 При выходе волн из мелководной зоны их разрушение при постепенно уменьшающейся глубине[1] происходит в прибойной зоне. Начало разрушения волны с высотой h_i, соответствующей i%-ной обеспеченности в системе, начинается в створе критической глубины $d_{cr,i}$. Завершение разрушения волны происходит в створе обрушения с глубиной $d_{cr,u,i} = 0{,}5d_{cr,i}$. Для высот волн других обеспеченностей в системе следует принимать свои критические глубины $d_{cr,i}$ и створы с глубинами $d_{cr,u,i}$, на которых завершается обрушение волн. Для расчета нагрузок и воздействий на сооружения необходимо принимать наибольшие значения расчетных высот волн.

А.3 Приурезовая зона включает часть акватории с глубинами $0 \le d \le d_{cr,u,i}$ и зону наката волн (рисунок А.1), в пределах которых происходит формирование волнового потока от разрушения волн и периодический накат его на берег.

А.4 Критические высота волны $h_{cr,i}$ и глубина $d_{cr,i}$, соответствующие i-ой обеспеченности в системе, определяются методом последовательных приближений в следующем порядке: по ряду задаваемых значений глубин d в соответствии с пп.20,21 приложения П.1 норм СНиП 2.06.04-82* [2] определяется ряд высот волн

[1] При наличии подводных банок и валов возможно несколько обрушений волн. При этом новые значения $d_{cr,i}$ и $h_{cr,i}$ на каждом из участков дна определяются как для участков со своим постоянным уклоном.

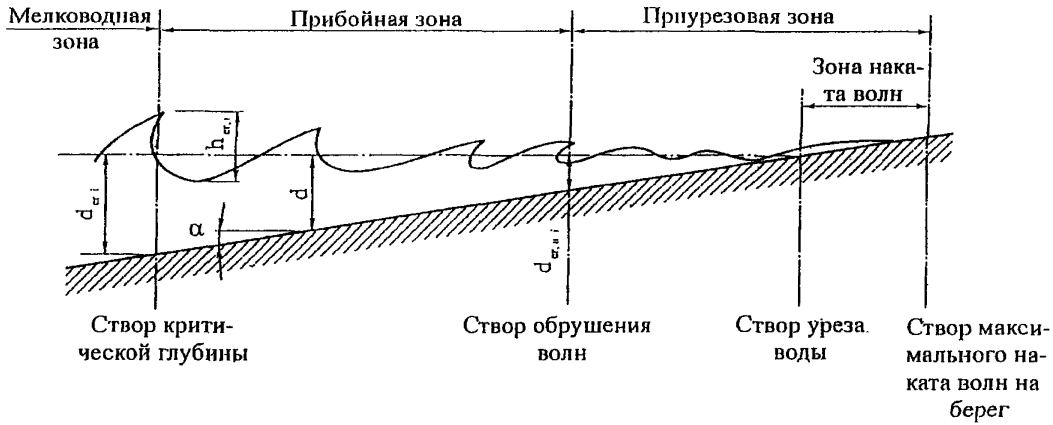


Рисунок А.1 - Схема расположения зон по глубинам и характерных створов на акватории прибрежного участка моря

h_t; из задаваемых глубин d_i и получаемых высот волн h_i принимаются за критические такие их значения, которые удовлетворяют равенству

$$d_{cr,i} = 1{,}3h_{cr,i}. \qquad (A.1)$$

А.5 Длину волны $\overline{\lambda}_{sur}$ в прибойной и приурезовой зонах следует определять умножением длины волны на глубокой воде $\overline{\lambda}_d$ на коэффициент K_λ, принимаемый по графику рисунка А.2 в зависимости от безразмерной величины $d/\overline{\lambda}_d$.

Высоту волны $h_{sur,i}$ в прибойной и приурезовой зонах в створе с относительной глубиной $d/d_{cr,i}$ следует определять по формуле

$$h_{sur,i} = K_h \cdot h_{cr,i}, \qquad (A.2)$$

где K_h - коэффициент трансформации высоты волны, принимаемый для уклонов дна $i = tg\alpha$ по графикам 1 и 2 рисунка А.3.

Превышение вершины прибойной волны $\eta_{c,sur,i}$ над расчетным уровнем в створе с относительной глубиной $d/\overline{\lambda}_d$ определяется умножением высоты прибойной волны $h_{sur,i}$ на коэффициент K_c, принимаемый по графику 2 рисунка А.2.

А.6 Горизонтальная скорость волнового движения v_x, м/с, в мелководной зоне определяется по линейной теории волн, а в прибойной и приурезовой зонах по формуле

$$v_{x,sur,i} = K_{v_x} \cdot v_{x,cr,i}, \qquad (A.3)$$

где K_{v_x} - коэффициент трансформации скорости, принимаемый в зависимости от безразмерной величины $d/d_{cr,i}$ по графику 3 рисунка А.3;

$v_{x,cr,i}$ - горизонтальная скорость на глубине z, м, в створе критической глубины $d_{cr,i}$, определяемая по формуле

$$v_{x,cr,i} = \frac{K \cdot h_{cr,i} \cdot \pi ch\frac{2\pi}{\lambda}(d_{cr,i} - z)}{\overline{T} \cdot sh\frac{2\pi}{\lambda}d_{cr,i}}, \qquad (A.4)$$

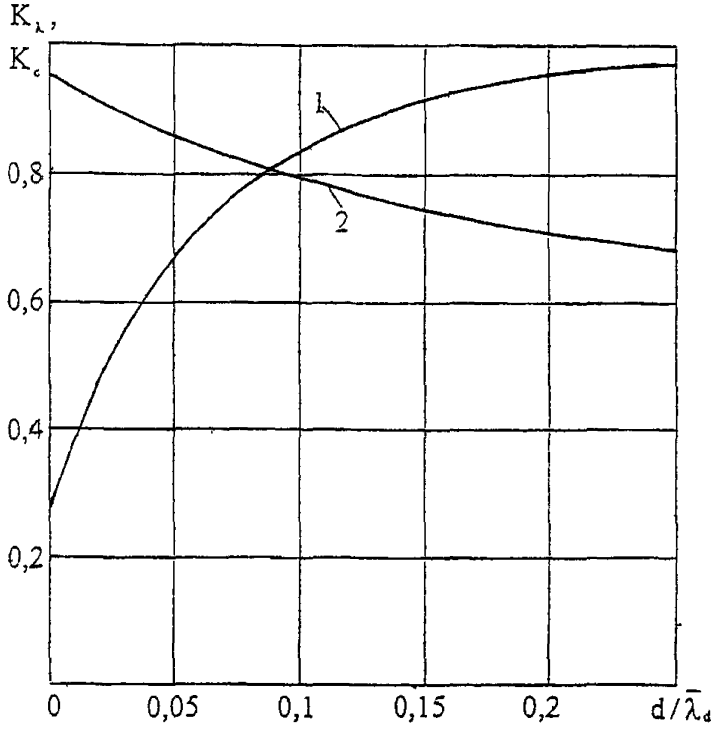


Рисунок А.2 - Графики для определения коэффициентов K_λ (1) и K_e (2)

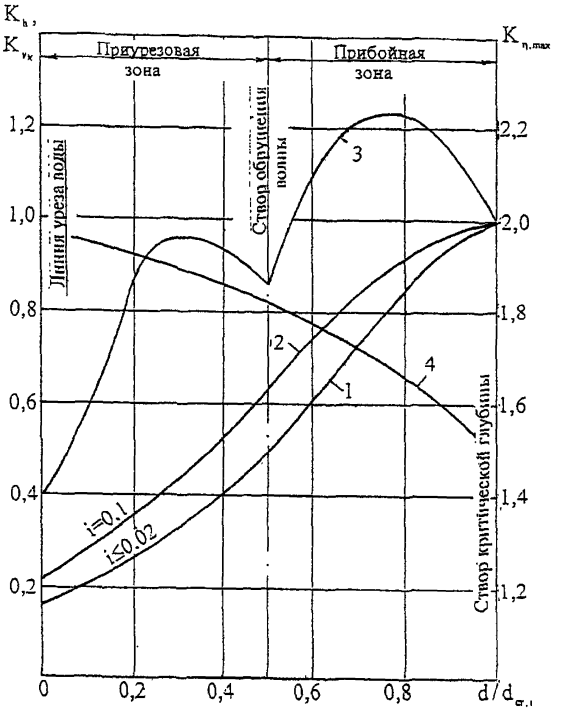


Рисунок А.3 - Графики для определения коэффициентов K_h (1 и 2), K_{v_x} (3) и $K_{\eta,max}$ (4)

где K - коэффициент, определяемый по графикам рисунка А.4 для расчетного уровня (z=0) и у дна ($z = d_{cr,i}$); для промежуточных значений величина К принимается интерполяцией между значениями К при z=0 и $z = d_{cr,i}$.

Горизонтальную скорость $v_{x,sur,i}$ в приурезовой зоне $0 \le d/d_{cr,i} \le 0{,}5$ следует определять по формулам (А.3) и (А.4) при z=0.

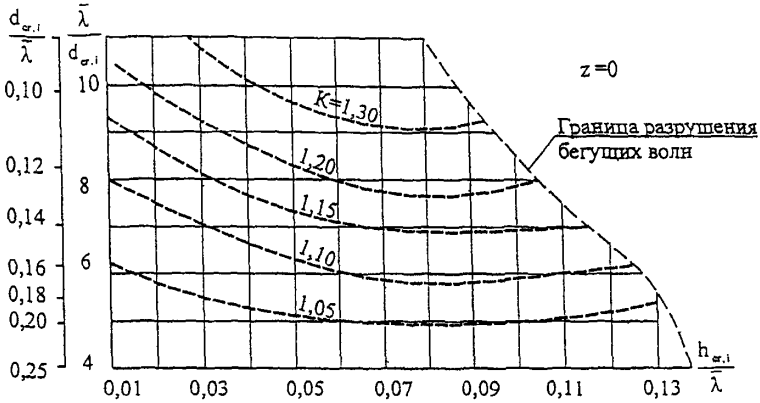
Горизонтальную скорость $v_{x,sur,i}$ за линией уреза на берегу в пределах наката волн рекомендуется определять умножением значения скорости, вычисленной на глубине d=0 на величину $(1 - a_l / a_r)$.

Здесь: a_r - расстояние от линии уреза воды до границы наката h_{run} на берег разрушившихся волн (при отсутствии сооружения), м, определяемое по формуле

$$a_r = h_{run,i} \cdot tg\alpha, \qquad (А.5)$$

a_l - расстояние от линии уреза воды до расчетной точки (сооружения) на берегу, м.

а)



б)

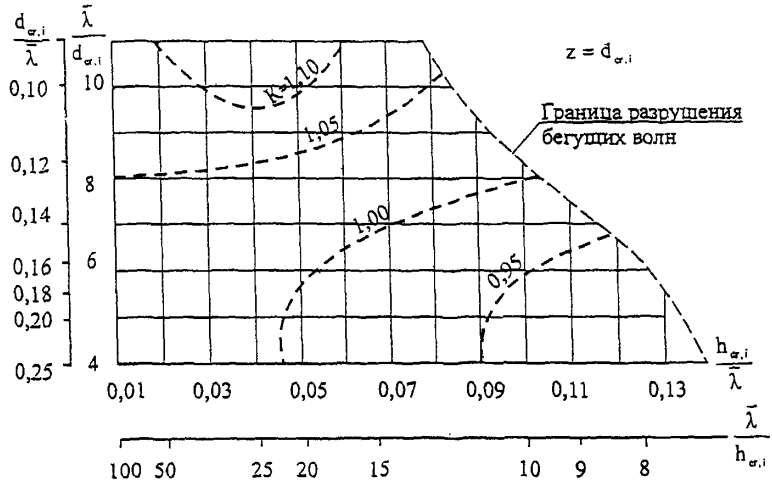


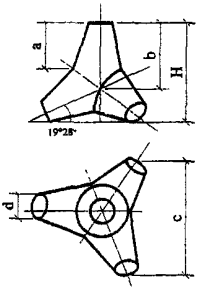
Рисунок А.4 - Графики для определения коэффициента К на расчетном уровне (а) и у дна (б)

Приложение Б
(рекомендуемое)

Основные параметры и размеры рекомендуемых к применению фасонных блоков и схемы правильной укладки их на откосах сооружений

Б.1 Фасонный блок тетрапод. Марки тетраподов, их массы и размеры приведены в таблице Б.1.

Таблица Б.1 – Основные параметры тетраподов

Вид тетрапода	Марка	Масса, т	Размеры, см					
			H	a	b	c	D	d
	T-1	1,0	120,0	60,0	75,0	130,0	53,8	32,2
	T-1,5	1,5	135,5	68,3	85,5	146,0	61,5	36,7
	T-3	3,0	172,0	86,3	108,0	185,0	77,8	46,4
	T-5	5,0	203,01	102,0	128,0	219,0	92,0	54,9
	T-7	7,0	228,01	115,0	143,0	246,0	103,0	61,6
	T-10	10,0	256,01	129,0	161,0	275,0	116,0	69,2
	T-13	13,0	279,01	141,0	175,5	300,0	126,5	75,5
	T-20	20,0	312,01	150,0	203,0	346,0	146,0	87,0
	T-25	25,0	335,01	162,0	219,0	360,0	157,5	94,2

Зависимости между объемом бетона $V_б$ в одном тетраподе с его размерами имеют вид

$$\left.\begin{aligned} H &= 1{,}59\sqrt[3]{V_б}, \\ a &= 0{,}8\sqrt[3]{V_б}, \\ b &= \sqrt[3]{V_б}, \\ c &= 1{,}71\sqrt[3]{V_б}, \\ D &= 0{,}72\sqrt[3]{V_б}, \\ d &= 0{,}43\sqrt[3]{V_б}. \end{aligned}\right\} \qquad (Б.1)$$

Для тетраподов марок Т-20 и Т-25 формулы для размеров H и a записываются в виде

$$H = 1{,}53\sqrt[3]{V_б}, \qquad a = 0{,}74\sqrt[3]{V_б}. \qquad (Б.2)$$

Массу тетрапода m следует определять по формуле

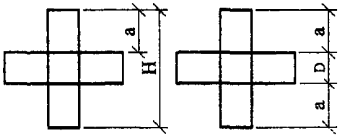
$$m = 0{,}25\rho_m H^3, \qquad (Б.3)$$

где ρ_m - плотность бетона;

H - высота тетрапода.

Б.2 Фасонный блок гексалег. Марки гексалегов, их массы и размеры приведены в таблице Б.2.

Таблица Б.2 – Основные параметры гексалегов

Вид гексалега	Марка	Масса, т	Размеры, см		
			H	a	D
	Гл-1	1,0	138,7	52,0	34,7
	Гл-1,5	1,5	158,7	59,5	39,7
	Гл-3	3,0	200,0	75,0	50,0
	Гл-5	5,0	237,0	88,9	59,3
	Гл-7	7,0	265,3	99,5	66,3
	Гл-10	10,0	298,2	111,8	74,5
	Гл-13	13,0	326,0	122,3	81,5

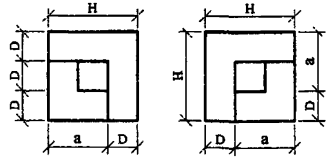
Массу гексалега m следует определять по формуле

$$m = 10\rho_m D^3, \qquad (Б.4)$$

где D - толщина стержня гексалега.

Б.3 Фасонный блок гексабит. Марки гексабитов, их массы и размеры приведены в таблице Б.3.

Таблица Б.3 – Основные параметры гексабитов

Вид гексабита	Марка	Масса, т	Размеры, см		
			H	a	D
	Гб-1	1,0	97,8	65,2	32,6
	Гб-1,5	1,5	111,9	74,6	37,3
	Гб-3	3,0	141,0	94,0	47,0
	Гб-5	5,0	167,4	111,6	55,8
	Гб-7	7,0	187,2	124,8	62,4
	Гб-10	10,0	210,9	140,6	70,3
	Гб-13	13,0	230,1	153,4	76,7
	Гб-20	20,0	265,5	177,0	88,5
	Гб-25	25,0	286,2	190,8	95,4

Массу гексабитов m следует определять по формуле

$$m = 12\rho_m D^3, \qquad (Б.5)$$

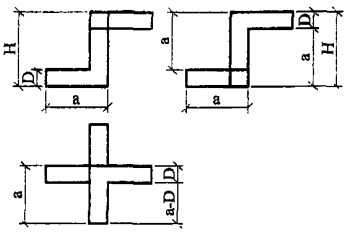
Массу гексабитов m следует определять по формуле

$$m = 12\rho_m D^3, \qquad (Б.5)$$

где D - толщина стержня гексабита.

Б.4 Фасонный блок пентапод. Марки пентаподов, их массы и размеры приведены в таблице Б.4.

Таблица Б.4 – Основные параметры пентаподов

Вид пентапода	Марка	Масса, т	Размеры, см		
			H	a	D
	Пп-1	1,0	117,0	78,0	39,0
	Пп-1,5	1,5	134,1	89,4	44,7
	Пп-3	3,0	168,9	112,6	53,6
	Пп-5	5,0	200,4	133,6	66,8
	Пп-7	7,0	224,1	149,4	74,7
	Пп-10	10,0	252,3	168,2	84,1
	Пп-13	13,0	275,4	183,6	91,0
	Пп-20	20,0	318,0	212,0	106,0
	Пп-25	25,0	342,6	228,4	114,2

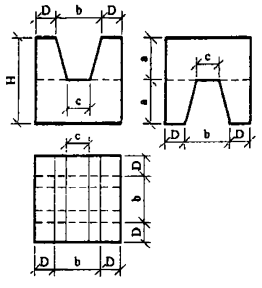
Массу пентаподов m следует определять по формуле

$$m = 7\rho_m D^3, \qquad (Б.6)$$

где D - толщина стержня пентапода.

Б.5 Бетонный массив с двумя трапецеидальными прорезями. Марки массивов, их массы и размеры приведены в таблице Б.5.

Таблица Б.5 – Основные параметры массивов с двумя трапецеидальными прорезями

Вид массива с трапецеидальными прорезями	Марка	Масса, т	Размеры, см				
			H	a	b	c	D
	Мт-1	1,0	90,0	45,0	54,0	18,0	18,0
	Мт-1,5	1,5	103,0	51,5	61,8	20,6	20,6
	Мт-3	3,0	130,0	65,0	78,0	26,0	26,0
	Мт-5	5,0	154,0	77,0	92,4	30,8	30,8
	Мт-7	7,0	172,0	86,0	103,2	34,4	34,4
	Мт-10	10,0	193,0	96,5	115,8	38,6	38,6
	Мт-13	13,0	211,0	105,5	126,6	42,2	42,2
	Мт-20	20,0	244,0	122,0	146,4	48,8	48,8
	Мт-25	25,0	263,0	131,5	157,8	52,6	52,6

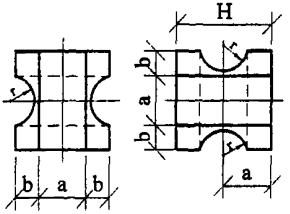
Массу массива следует определять по формуле

$$m = 0{,}6\rho_m H^3, \qquad (Б.7)$$

где H - высота массива.

Б.6 Бетонный массив с шестью сегментными прорезями. Марки массивов, их массы и размеры приведены в таблице Б.6.

Таблица Б.6 – Основные параметры массивов с шестью сегментными прорезями

Вид массива с сегментными прорезями	Марка	Масса, т	Размеры, см			
			H	a	b	r
	Мс-1	1,0	101,8	50,9	25,45	25,45
	Мс-1,5	1,5	116,6	58,3	29,15	29,15
	Мс-3	3,0	147,0	73,5	36,75	36,75
	Мс-5	5,0	174,2	87,1	43,55	43,55
	Мс-7	7,0	195,0	97,5	48,75	48,75
	Мс-10	10,0	220,0	110,0	55,0	55,0
	Мс-13	13,0	240,0	120,0	60,0	60,0
	Мс-20	20,0	276,0	138,3	69,15	69,15
	Мс-25	25,0	298,0	149,0	74,5	74,5

Массу массива m необходимо определять по формуле

$$m = 0{,}411\rho_m H^3, \qquad (Б.8)$$

где H - высота массива.

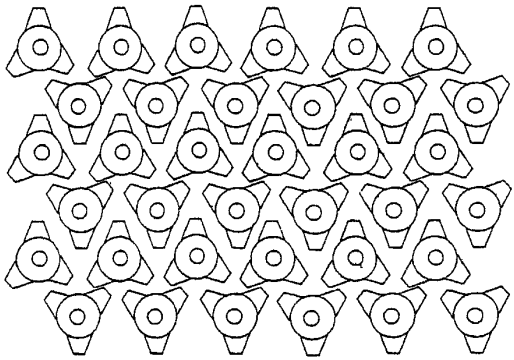
Б.7 Схемы укладки рекомендуемых типов фасонных блоков.

Защитные крепления откосов набросных сооружений обычно выполняются способом произвольной наброски в два слоя бетонных фасонных блоков или массивов.

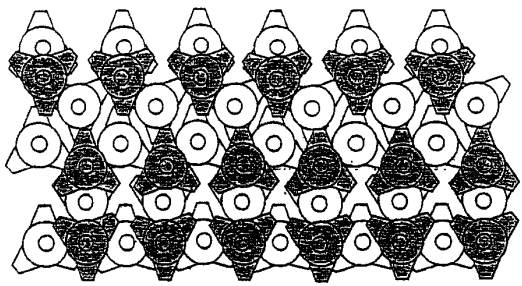
Правильная укладка фасонных блоков для берегозащитных сооружений является более экономичной по сравнению с наброской блоков. Для оградительных сооружений укладка блоков также является более экономичной, но требует применения водолазных работ.

Схемы укладки некоторых видов фасонных блоков приведены на рисунках Б.1-Б.5.

а)



б)



а – первого слоя; б – второго слоя
Рисунок Б.1 – Схемы укладки тетраподов

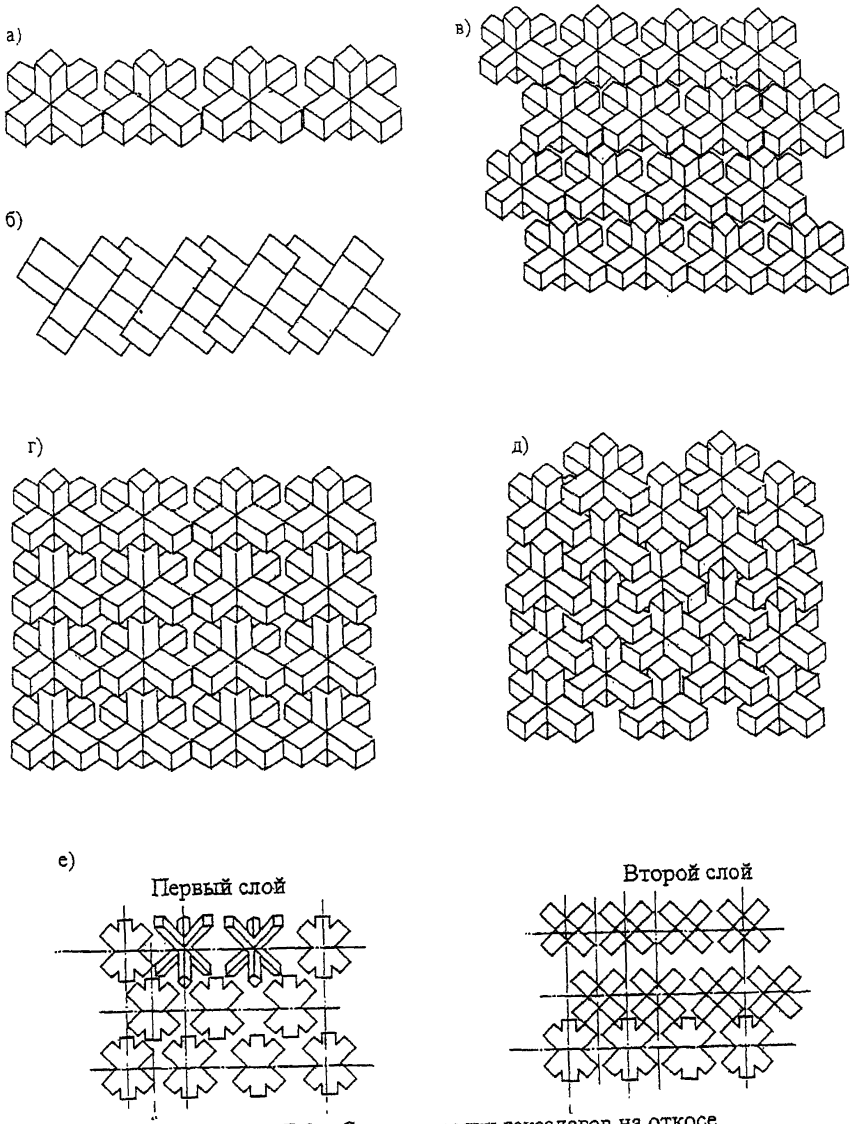
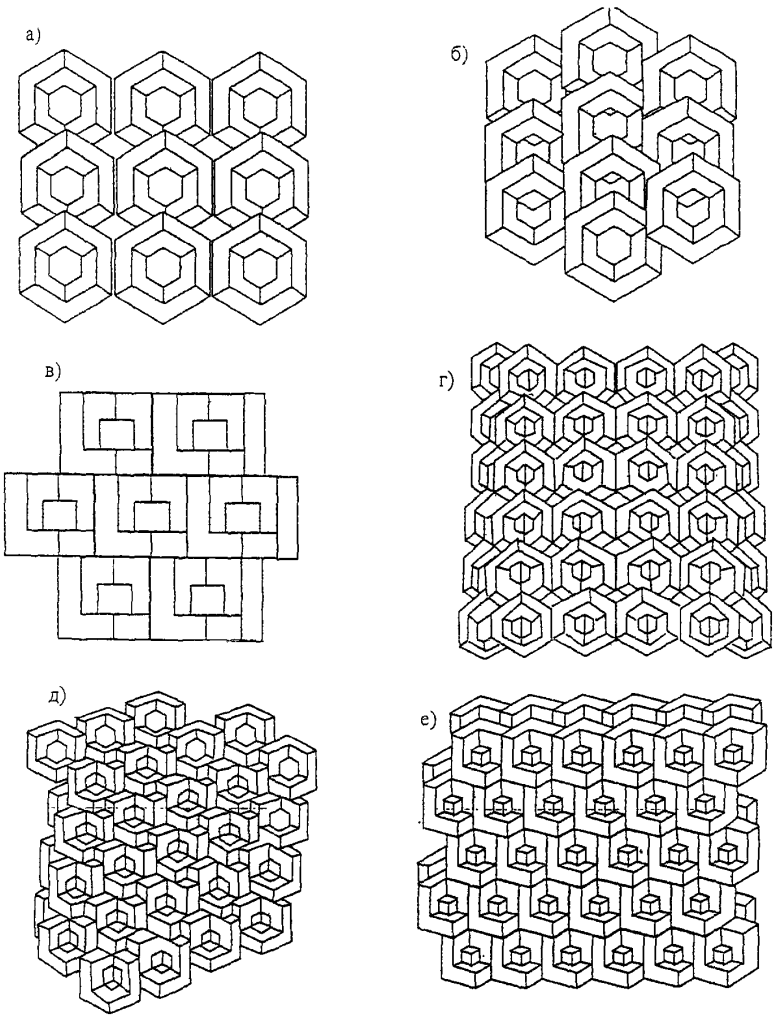
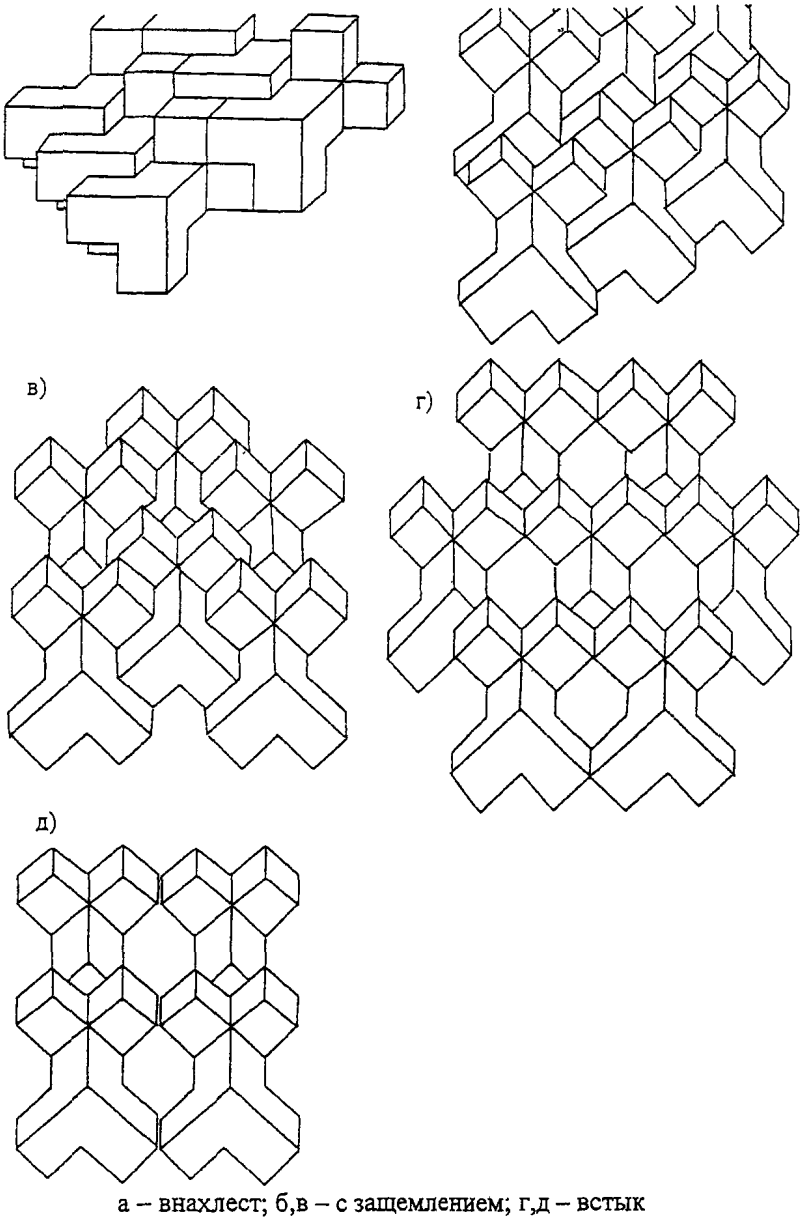


Рисунок Б.2 – Схемы укладки гексалегов на откосе



а,б,в, - однослойные; г,д,е – двухслойные
Рисунок Б.3 – Схемы укладки гексабитов



а – внахлест; б,в – с защемлением; г,д – встык

Рисунок Б.4 – Схемы однослойной укладки пентаподов

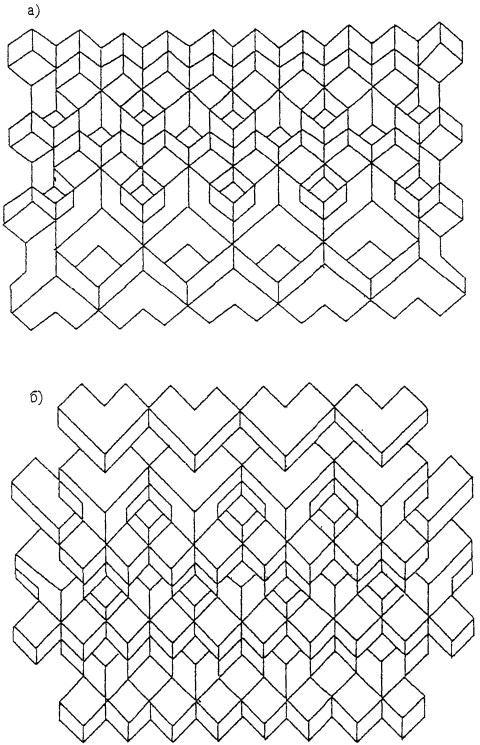


Рисунок Б.5 – Схемы двухслойной укладки пентаподов

Приложение В

(справочное)

Пример расчета набросного сооружения

В.1 Исходные данные:

Элементы волн $h_{2\%}$=5 м; $\overline{\lambda}$=90 м; глубина воды перед сооружением d=10 м; глубина воды над постелью d_f=8,5 м; ширина сооружения на расчетном уровне воды B=12 м. Сооружение принято II класса капитальности. Оно представляет однородную наброску из обыкновенных бетонных массивов. Сооружение установлено на каменную постель. Крутизна откоса $ctg\varphi_0$=1,5; плотность бетона ρ_m=2,2 т/м^3; плотность камня ρ_m=2,6 т/м^2; плотность воды ρ=1 т/м^3. Перелив воды через гребень сооружения исключается; обеспеченность по накату i=1%, т.е. $h_{1\%}$=5,5 м; подход волны к сооружению фронтальный. Допустимая высота волны за сооружением не должна быть более $[h_{t,p}]$=1,25 м.

Требуется определить: массы защитного элемента на мористом откосе и в тыловом экране, крупность камня постели, высоту наката волн и высоту волны, прошедшей сквозь тело сооружения.

В.2 Определение массы обыкновенного бетонного массива

Расчет выполняется по формуле (5.1)

$$m = \frac{2,25 \cdot 0,021 \cdot 2,2 \cdot 1^3 \cdot 5^3\sqrt{90/5}}{(2,2-1)^3 \cdot 1,5} = 21,27 \text{ т.}$$

С учетом коэффициента надежности γ_n=1,2 принимаем по 5.2.2

$m_{cal} = 21,27 \cdot 1,2 = 25,52$ т.

Принимаем m_{cal}=26 т.

Характерный размер расчетного элемента наброски вычисляем по формуле (5.5)

$r = \sqrt[3]{26/2,2} = 2,28$ м.

В.3 Определение высоты наката волн на откос и отметки верха сооружения

Высота наката $h_{run,1\%}$ волн на откос сооружения определяется по формуле (5.10), предварительно определив коэффициенты шероховатости по формуле (5.11), наката K_{run}=2,5, K_i=1,0, K_β=1,0 при пористости наброски П=43%.

$$K_r = 0,7\left(1-\frac{43}{100}\right) = 0,4,$$

$$h_{run,1\%} = 0,4 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,5 = 5,5 \text{ м}.$$

Отметка верха сооружения над расчетным уровнем вычисляется по формуле (5.9) без учета ветрового нагона

$$z_0 = 5,5 + 0,1 \cdot 5,5 = 6,05 \text{ м}.$$

В.4 Расчет крупности камня постели

Максимальная донная волновая скорость определяется по формуле (5.16), предварительно вычислив коэффициент отражения волн K_{ref} от сооружения по формуле (5.17)

$$K_{ref} = 0,038\sqrt[3]{90/5} \cdot \left(\frac{100}{43}\right)^{3/2} \cdot \frac{1}{1,5^2} = 0,16,$$

$$V_{b,max} = \frac{3,14 \cdot 5(1+0,16) \cdot ch\left[\frac{6,28}{90}(10-8,5)\right]}{\sqrt{\frac{3,14}{9,81} \cdot 90 \cdot sh\left(\frac{4 \cdot 3,14 \cdot 8,5}{90}\right)}} = 2,79 \text{ м/с}.$$

Масса камня определяется по формуле (5.19)

$$m = 0,524 \cdot 2,6\left[\frac{2,79^2 \cdot 1}{2,3 \cdot 9,81(2,6-1)}\right]^3 = 0,00137\text{т} = 13,7 \text{ кг}.$$

С учетом коэффициента γ_n=1,2 вычисляем

$m = 13,7 \cdot 1,2 = 16,4$ кг. Принимаем: m=16 кг, D=22 см.

Крупность камня слоя обратного фильтра согласно 5.2.10 принимается равной D≈7 см, что соответствует крупности крупного щебня.

В.5 Определение высоты волны, прошедшей сквозь тело набросного сооружения

Расчет выполняется по формуле (5.21). Коэффициент прохождения волны сквозь однородную наброску из обыкновенных массивов определяется по графикам рисунка 5.6, предварительно вычислив безразмерные параметры:

$$\frac{d_f}{\bar{\lambda}} = \frac{8,5}{90} = 0,09,\ \frac{d}{\bar{\lambda}} = \frac{10}{90} = 0,11,\ \frac{r}{h_{2\%}} = \frac{2,28}{5} = 0,46,\ \frac{B}{\bar{\lambda}} = \frac{12}{90} = 0,13.$$

Определяем $K_{t,p}$=0,38. Высоту волны вычисляем по формуле (5.21) $h_{t,p} = 0,38 \cdot 5 = 1,9$ м, что больше допустимой высоты волны $[h_{t,p}]$=1,25 м.

В.6. Определение высоты волны, проходящей сквозь наброску и тыловой экран

Расчет выполняется по формуле (5.24) при заданном допустимом коэффициенте $\lfloor K_{t,p} \rfloor_{adm}$=0,25.

Коэффициент затухания волн в тыловом экране $K_э$ определяется по графикам рисунка 5.6 при заданных параметрах: $m_э = 1/20 \cdot m = 1/20 \cdot 26 = 1,3$ т, ,

$r_э = \sqrt[3]{\frac{1,3}{2,2}} = 0,84$ м, $t_э = 0,84 \cdot 3 = 2,5$ м, $\frac{\bar{\lambda}}{h_{2\%}} = \frac{90}{5} = 18$, $\frac{r_э}{h_{2\%}} = \frac{0,84}{5} = 0,17$, $\frac{t_э}{r_э} = 3$,

$П_э = 43\%$.

По графикам рисунка 5.6 коэффициент $K_э$=0,62.

По формуле (5.24) получим $h_{t,p} = 0,38 \cdot 0,62 \cdot 5 = 1,18$ м.

Таким образом, для допустимого волнения высотой $[h_{t,p}]$=1,25 м на акватории достаточно устроить на набросном сооружении с его тыловой стороны один наклонный тыловой экран из бетонных массивов массой 1,3 т в три слоя.

Приложение Г

(справочное)

Пример расчета сквозного оградительного сооружения

Г.1 Требуется определить гашение волн и волновую нагрузку на сквозное сооружение с одиночным сплошным экраном и размыв грунтов дна у опор сооружения

Исходные данные: расчетные элементы волн $h_{1\%}$=3,0 м; $\overline{\lambda}$=45,0 м; глубина воды d=9,0 м; угол между лучом волны и нормалью к сооружению β=0; заглубление низа экрана z_{low}=6,0 м; допустимая суммарная высота волны на защищаемой акватории при коэффициенте K_{dif}=0,1 не должна превышать $[h_{dif,t}]$=1,0 м; диаметр опоры D_0=1,24 м; скорость течения v_c=0,4 м/с.

Г.2 Используя вспомогательные величины $\frac{z_{low}}{\overline{\lambda}} = \frac{6}{45} = 0{,}133$ и $\frac{d}{\overline{\lambda}} = \frac{9}{45} = 0{,}2$, определяются по графикам рисунка 6.2 коэффициенты прохождения K_t и отражения K_{ref}

K_t=0,3; K_{ref}=0,93.

Г.3 Высота волны $h_{dif,t}$ за сквозным сооружением определяется по формуле (6.1)

$$h_{dif,t} = 3 \cdot \sqrt{0{,}3^2 + (1 - 0{,}3^2) \cdot 0{,}1^2} = 0{,}94 \text{ м},$$

что меньше допустимой высоты волны на защищаемой акватории $[h_{dif,t}]$=1,0 м.

Г.4 Возвышение вершины волны или понижение подошвы волны относительно расчетного уровня воды перед сквозным сооружением определяются по формуле (6.2)

$$\eta_{c,t} = \pm\frac{3}{2}(1 + 0{,}93) - \frac{3{,}14 \cdot 3^2}{4 \cdot 45}\left(1 + 0{,}93^2\right)\text{cth}\frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 9}{45} = \begin{cases} +2{,}88 \text{ м}. \\ -2{,}92 \text{ м}. \end{cases}$$

Отметка верха сооружения определяется при значениях η_c=-2,92 м, коэффициенте запаса K_s=0,5 м и подъеме уровня воды Δh=0

$z_0 = -2{,}92 - 0 - 0{,}5 = -3{,}42$ м.

Г.5 Суммарная волновая нагрузка на 1 пог.м мористой грани экрана определяется по графикам рисунка 6.3а в зависимости от величин $\frac{z_{low}}{\bar{\lambda}}$=0,133, $\frac{d}{\bar{\lambda}}$=0,2 и $\frac{\bar{\lambda}}{h}=15$.

При подходе вершины волны к мористой грани экрана $\frac{P_{x,c}}{\rho g h L d}=0{,}38$, откуда $P_{x,c}=0{,}38\cdot 1{,}0\cdot 9{,}81\cdot 3{,}0\cdot 1{,}0\cdot 9=100{,}8$ кН/м.

В момент подхода вершины волны к мористой грани экрана с его тыльной стороны будет впадина от высоты волны $h_t = K_t \cdot h_{1\%} = 0{,}3\cdot 3 = 0{,}9$ м.

По графику рисунка 6.3б определим суммарную нагрузку $P_{x,t,1}/\rho g h_t L d = 0{,}26$.

$P_{x,t,1}=0{,}26\cdot 1{,}0\cdot 9{,}81\cdot 0{,}9\cdot 1{,}0\cdot 9=20{,}6$ кН/м.

Суммарная максимальная волновая нагрузка на сплошной экран составит при подходе гребня волны

$P_{x,max}=P_{x,c}+P_{x,t,1}=100{,}8+20{,}6=121{,}4$ кН/м (12,4 т/м).

При подходе подошвы волны к мористой грани экрана нагрузка определяется по графикам рисунка 6.3б.

$P_{x,1}=0{,}26\cdot 1{,}0\cdot 9{,}81\cdot 3\cdot 1{,}0\cdot 9=68{,}9$ кН/м.

С тыльной стороны экрана следует ожидать нагрузку от гребня прошедшей под экраном волны (h_t=0,9 м).

$P_{x,c,1}=0{,}38\cdot 1{,}0\cdot 9{,}81\cdot 0{,}9\cdot 1{,}0\cdot 9=30{,}2$ кН/м.

Суммарная максимальная волновая нагрузка на сплошной экран при подходе впадины волны составит

$P_{x,max}=68{,}9+30{,}2=99{,}1$ кН/м (10,1 т/м).

Г.6 Глубину Δd воронки размыва вокруг опор свайного типа диаметром 1,24 м следует определять по формуле (6.11), в которой коэффициент K_p

определяется по графику рисунка 6.6 в зависимости от $\Pi_р$, вычисленному с использованием формул (6.13) и (6.14)

$$\Pi_р = \sqrt{\frac{1,5^2\left(0,4^2 + 0,65^2\right) - 0,25^2}{9,81 \cdot 1,24}} = 0,32 \quad \text{при } v_0 = 0,4 \text{ м/с},$$

где $\bar{v}_в = \dfrac{2 \cdot 3}{\sqrt{\dfrac{3,14}{9,81} 45 \text{sh} \dfrac{4 \cdot 3,14 \cdot 9}{45}}} = 0,65$ м/с.

Грунт – песок средней крупности с размерами частиц D=0,25-1,0 мм и $\bar{v}_{b,adm}$=0,25 м/с; $K_р$=1,25 – по графику рисунка 6.6.

Глубина воронки размыва у передних опор определяется по формуле (6.11)

$\Delta d = 1,25 \cdot 1,24 = 1,55$ м.

Диаметр воронки размыва определяется по формуле (6.12) при $\varphi = 30^0$

$D_р = 2 \cdot 1,55 \cdot 1,664 + 1,24 = 6,4$ м.

Защиту дна основания сооружения требуется предусмотреть в соответствии с 6.2.10.

Приложение Д

(справочное)

Примеры расчетов подводных стендов

Пример 1. Расчет крупности камня постели и устойчивости подводного стенда

Д.1 Исходные данные:

Глубина воды над постелью d_f=13 м; высота волны $h_{5\%}$=7,1 м; период волны $\overline{T}$=9,2 с; длина волны $\overline{\lambda}$=108 м; фундамент стенда представляет железобетонную плиту с размерами 1,85×0,6×26 м, имеет вес в воде Q_w=396,32 кН (40,4 тс), плотность бетона плиты ρ_m=2,4 т/м^3; плотность камня ρ_m=2,6 т/м^3; плотность воды ρ=1 т/м^3; сооружение II класса; скорость течения v_c=0.

Д.2 Расчет крупности камня постели

Максимальная волновая донная скорость $v_{b,max}$ вычисляется по формуле (5.16) в створе глубины d_f=13 м при z=13 м и K_{ref}=0

$$v_{b,max}=\frac{3{,}14\cdot 7{,}1\cdot 1\cdot \mathrm{ch}\left[\frac{2\cdot 3{,}14}{108}(13-13)\right]}{\sqrt{\frac{3{,}14}{9{,}81}\cdot 108\,\mathrm{sh}\frac{4\cdot 3{,}14\cdot 13}{108}}}\approx 3{,}0\ \text{м/с}.$$

По формуле (7.3) определяем диаметр камня

$$D=0{,}43\cdot 3{,}0^2\cdot\frac{1}{9{,}81(2{,}6-1)}=\frac{3{,}67}{15{,}7}=0{,}23\ \text{м}.$$

По формуле (7.2) находим массу камня постели

$$m=0{,}52\cdot 2{,}6\cdot 0{,}23^3\cdot 1{,}2=0{,}020\ \text{т}=20\ \text{кг}.$$

Д.3 Определение волновых нагрузок на фундамент стенда

Расчет горизонтальных составляющих нагрузок выполняется по формулам (7.5) и (7.6), предварительно вычислив коэффициенты θ_{xi}=0,9 и θ_{xv}=0,4 по графикам рисунка 19 СНиП 2.06.04-82* [2], коэффициентов K_s, K_{cx} и K_f по 7.3.2

$$K_s = \frac{0,6 \cdot 1,85}{\frac{3,14 \cdot 1,85^2}{4}} = 0,41;\ K_{C_x} = 1,24$$ по таблице 7.2 и $K_l = 1,0$ по таблице 7.1.

Подставив значения коэффициентов в формулы (7.5) и (7.6) получаем инерционную и скоростную составляющие волновой линейной нагрузки

$$P_{xi} = 3/4 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,14^2 \cdot 0,6^2 \cdot \frac{7,1}{108} \cdot 0,9 \cdot 0,41 = 0,634 \text{ кН/м (0,065 тс/м)},$$

$$P_{xv} = 1 \cdot 9,81 \cdot 3,14 \cdot 0,6 \cdot \frac{7,1^2}{108} \cdot 0,4 \cdot 1,24 \cdot 1 = 4,279 \text{ кН/м (0,436 тс/м)}.$$

При значении $\frac{P_{xi}}{P_{xv}} = \frac{0,634}{4,279} = 0,15 < 0,2$ допускается принимать

$$P_{x,max} = P_{xv} = 4,279 \text{ кН/м (0,436 тс/м)}.$$

Максимальная вертикальная составляющая линейной волновой нагрузки определяется по формуле (7.7)

$$P_{z,max} = -9/5 \cdot 4,279 = -7,702 \text{ кН/м (-0,785 тс/м)}.$$

Д.4 Определение устойчивости фундамента стенда на сдвиг

Условие устойчивости на сдвиг проверяется по формулам (7.14) и (7.15) в расчете сил на весь фундамент.

По формуле (7.15)

$$P_{zb} = -0,25 \cdot 4,279 \cdot \frac{1,85 \cdot 0,6}{1} = -1,187 \text{ кН/м (0,121 тс/м)}.$$

По формуле (7.14)

$$[396,32 - (7,702 + 1,187) \cdot 26] \cdot 0,6 > 4,279 \cdot 26 \cdot 1,2$$

$$99,13 < 133,5$$ – плита неустойчива.

Пример 2. Расчет крупности камня постели и устойчивости подводного стенда, расположенного в прибойной зоне

Д.5 Исходные данные:

Глубина воды над постелью d_f=9 м; критическая глубина d_{cr}=10 м; критическая высота волны $h_{cr,5\%}$=6,3 м; период волны $\overline{T}$=9,2 с; длина волны $\overline{\lambda}$=94м; фундамент стенда представляет железобетонную плиту с размерами 2,4×0,6×26 м, имеет вес в воде Q_w=514,2 кН (52,42 тс), уклон дна i=0,02.

Д.6 Расчет крупности камня постели

Горизонтальная волновая донная скорость $v_{x,cr,i}$ в створе критической глубины вычисляется по формуле (А.4)

$$v_{x,cr,i} = \frac{1 \cdot 6{,}3 \cdot 3{,}14 \cdot \mathrm{ch}\left[\frac{2 \cdot 3{,}14}{94}(10-10)\right]}{9{,}2 \cdot \mathrm{sh}\frac{2 \cdot 3{,}14}{94} \cdot 10} = \frac{19{,}78}{9{,}2 \cdot 0{,}72} = 2{,}99 \text{ м/с}.$$

В прибойной зоне волновая скорость вычисляется по формуле (А.3) с учетом коэффициента K_{v_x}=1,15, определяемого по графику 3 рисунка А.3

$$v_{x,sur,i} = 2{,}99 \cdot 1{,}15 = 3{,}44 \text{ м/с}.$$

По формуле (7.3) определяется диаметр камня

$$D = 0{,}43 \cdot 3{,}44^2 \cdot \frac{1}{9{,}81(2{,}6-1)} = \frac{5{,}09}{15{,}7} = 0{,}32 \text{ м}.$$

По формуле (7.2) находим массу камня

$$m = 0{,}52 \cdot 2{,}6 \cdot 0{,}32^3 \cdot 1{,}2 = 0{,}053 \text{ т} = 53 \text{ кг}.$$

Д.7 Определение волновых нагрузок на фундамент стенда

Расчет горизонтальной составляющей нагрузки выполняется по формулам (7.12) и (7.13), предварительно вычислив коэффициенты θ_{xi}=0,9 и θ_{xv}=0,4 по графикам рисунка 19 СНиП 2.06.04-82* [2], коэффициентов K_s, K_{cx} и K_l по 7.3.2

$$K_s = \frac{0{,}6 \cdot 2{,}4}{\frac{3{,}14 \cdot 2{,}4^2}{4}} = 0{,}32;\ K_{c_x} = 1{,}2 \text{ по таблице 7.2 и } K_l = 1{,}0 \text{ по таблице 7.1.}$$

Высота волны h_{sur} определяется по формуле (А.2)

$$h_{sur} = K_h \cdot h_{cr} = 0{,}95 \cdot 6{,}3 = 6{,}0 \text{ м}.$$

Коэффициент K_h=0,95 определен по графику 1 рисунка А.3.

Подставив найденные значения в формулы (7.12) и (7.13), получим инерционную и скоростную составляющие волновой линейной нагрузки:

$$P_{xi} = 3/4 \cdot 1 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}14^2 \cdot 0{,}6^2 \cdot \frac{6{,}0}{94} \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}32 \cdot 1{,}15 = 0{,}552 \text{ кН/м (0,056 тс/м)},$$

$$P_{xv} = 1 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}6 \cdot \frac{6{,}0^2}{94} \cdot 0{,}4 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 1{,}32 = 4{,}485 \text{ кН/м (0,457 тс/м)}.$$

При значении $\frac{P_{xi}}{P_{xv}} = \frac{0,552}{4,485} = 0,12 < 0,2$ допускается принимать

$P_{x,max} = P_{xv} = 4,485$ кН/м (0,457 тс/м).

Максимальная вертикальная составляющая линейной волновой нагрузки определяется по формуле (7.7)

$P_{z,max} = -9/5 \cdot 4,485 = -8,073$ кН/м (-0,823 тс/м).

Д.8 Определение устойчивости фундамента стенда на сдвиг

Расчет выполняется по формулам (7.14) и (7.15) при действии сил на весь фундамент.

По формуле (7.15)

$$P_{zs} = -0,25 \cdot 4,485 \cdot \frac{2,4 \cdot 0,6}{1} = -1,615 \text{ кН/м (-0,165 тс/м).}$$

По формуле (7.14)

$$\left[514,2 - (8,073 + 1,615) \cdot 26\right] \cdot 0,6 > 4,485 \cdot 26 \cdot 1,2$$

157,39>139,9 - плита устойчива.

Библиография

[1] ВСН 80-80/ Минобороны - М.: ГИУ ВМФ, 1981	Инструкция по проектированию откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов
[2] СНиП 2.06.04-82* ГП ЦПП Минстроя России, 1995	Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)
[3] СНиП 33-01-2003 Введен в действие Постановлением Госстроя России от 30.06.2003г.№137	Строительные нормы и правила. Гидротехнические сооружения. Основные положения
[4] П 58-76/ВНИИГ – Л.: ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева, 1977	Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов)
[5] СНиП 2.02.02-85 ГП ЦПП Госстроя России – М.: 2004	Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений
[6] СНиП 2.02.03-85 ГП ЦПП Минстроя России – М.: 1995	Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты
[7] СНиП 2.06.08-87 ЦИТП Госстроя СССР – М.:1987	Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений

[8] РД 31.31.55-93 Утверждена Департаментом морского транспорта Минтранса России 16 апреля 1993г., №СМ-35/759 — Инструкция по проектированию причальных и берегоукрепительных сооружений

[9] СНиП 3.07.02-87 ЦИТП Госстроя СССР- М.: 1988 — Строительные нормы и правила. Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения

[10] СНиП 2.03.01-84* ГП ЦПП Госстроя России – М.: 1996 — Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования

[11] СНиП II-7-81* ГП ЦПП – М.: 2000 — Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах

[12] СНиП 2.01.07-85 ЦИТП Госстроя СССР – М.: 1987 — Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия

[13] Р 31.3.07-2001 Союзморниипроект - 2001 — Указания по расчету нагрузок и воздействий от волн, судов и льда на морские гидротехнические сооружения. Дополнение и уточнения СНиП 2.06.04-82*

УДК 627.042.8 (083.74)

Ключевые слова: оградительное сооружение, откос, экран, постель подводный стенд, волна, воздействие, нагрузки, скорости, устойчивость, защитное крепление

Подписано к печати 25.3.08 г.
Формат 60х90/16 Тираж 50 экз.
Объем 6 п.л.

gost.e-ecolog.ru

Отпечатано в типографии 26 ЦНИИ МО РФ
143913 г.Балашиха Московской обл.