МИНИСТЕРСТВО ОБОРОНЫ

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

ВСН 80—80
Минобороны

gost.e-ecolog.ru

ВА—1981

Настоящая Инструкция разработана как ведомственный нормативный документ для использования в проектных организациях ВМФ.

Инструкция обобщает опыт проектирования и строительства откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов. При составлении Инструкции использованы проектные материалы и результаты исследований, выполнявшихся в разное время организациями Министерства обороны, Министерства морского флота, Министерства судостроительной промышленности, Министерства энергетики и электрификации и других ведомств. В процессе разработки Инструкции проводились специальные исследования по экспериментальной проверке и обоснованию основных расчетных положений.

При составлении Инструкции учтены предложения и замечания проектных и научно-исследовательских организаций и отдельных специалистов, приславших свои отзывы.

Инструкцию разработали: Б. А. Мялкин, С. С. Мищенко, Б. В. Балашов, А. М. Жуковец, В. К. Завьялов, М. И. Алексеев,

МИНИСТЕРСТВО ОБОРОНЫ

ИНСТРУКЦИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОТКОСНЫХ И СКВОЗНЫХ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ПОДВОДНЫХ СТЕНДОВ

ВСН 80—80
Минобороны

УТВЕРЖДЕНА
Начальником Главного инженерного управления ВМФ
21 марта 1980 г.

МОСКВА—1981

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

W – скорость ветра, м/с;

h – высота волны, м;

λ – длина волны, м;

$\bar{\lambda}$ – средняя длина волны, м;

$k=2\pi/\lambda$ – волновое число, рад/м;

τ – период волны, с;

$\sigma=2\pi/\tau$ – частота волны, рад/с;

C – скорость волны, м/с;

H – глубина воды при расчетном уровне, м;

$H_{кр}$ – критическая глубина воды, при которой происходит обрушение волн, м;

g – ускорение силы тяжести, м/с^2;

α – угол наклона откоса (или дна) к горизонту, град;

m_α – крутизна откоса (или дна);

φ – угол внутреннего трения грунта, град.;

p – волновое давление в килопаскалях, кПа, [1кПа ≈ 0,102тс/м^2];

P,Q – волновая нагрузка на единицу длины сооружения в килоньютонах на метр, кН/м, [1кН ≈ 0,102тс];

m – масса элемента в мегаграммах (тоннах), Мг, [1Мг ≈ 0,102тс·с^2/м];

$\rho_м$ – плотность материала, Мг/м^3 (т/м^3);

ρ – плотность воды, Мг/м^3 (т/м^3), [1Мг/м^3 ≈ ≈ 0,102тс·с^2/м^4].

Примечания: 1. В квадратных скобках приведен перевод единиц системы СИ в единицы системы МКГСС.

2. Остальные обозначения приводятся непосредственно по тексту.

Министерство обороны	ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ	ВСН 80-80 Минобороны
	Инструкция по проектированию откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов ВМФ	Впервые

I. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

I.I. Настоящая Инструкция предназначена для использования проектными и строительными организациями Военно-Морского флота при разработке проектной документации для строительства гидротехнических сооружений, располагаемых в прибрежной зоне морей.

I.2. Инструкция составлена в соответствии с имеющимися нормативными документами (приложение I) и касается проектирования откосных (набросных) и сквозных оградительных сооружений, а также оснований (фундаментов и постелей) специальных подводных стендов.

I.3. Сооружения подразделяются на постоянные (основные и второстепенные) и временные. Постоянные сооружения предназначаются для длительной эксплуатации, а временные используются преимущественно в период строительства объекта и при ремонте постоянных сооружений. В зависимости от назначения сооружения, высоты его над дном водоема или высоты расчетной волны, сооружения подразделяются на классы согласно табл. I.I.

I.4. Указания настоящей Инструкции распространяются на определение нагрузок от волнения на сквозные оградительные сооружения и специальные подводные стенды, расчеты местного размыва у опор сквозных сооружений, а также расчеты устойчивости сооружений и элементов защитного крепления откосов.

Внесена войсковой частью I3073	Утверждена Начальником Главного инженерного Управления ВМФ 2I марта I980 г.	Срок введения в действие апрель I98Iг.

Нагрузки на рассматриваемые сооружения, вызываемые другими причинами (ветер, течение, лед, плавающие объекты), принимаются по соответствующим нормативным документам, указанным в приложении I.

Таблица I.I

Сооружения	Основные показатели	Классы сооружений		
		постоянных		временных
		основных	второстепенных	
Оградительные сооружения откосного (из наброски) профиля	Высота волны:			
	> 7 м	I	–	–
	⩽ 7 м	II	III	IУ
Свайные оградительные сооружения	Высота сооружений над дном			
	> 25 м	I	–	–
	20–25 м	II	–	–
	< 20 м	III	IУ	IУ
Основания подводных стендов	Высота волны			
	> 5 м	II	–	–
	⩽ 5 м	III	IУ	У

I.5. При определении устойчивости и прочности гидротехнических сооружений и их элементов расчетную обеспеченность высот волн в системе необходимо определять по табл.I.2, составленной в соответствии с главой СНиП по нормам проектирования нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения.

I.6. При определении прочности и устойчивости сооружений обеспеченность расчетных уровней воды принимается в зависимости от класса сооружений: для I класса – I%, для II, III – 5%, для IУ– I0%.

I.7. Нагрузки и массы элементов защитного слоя, полученные для состояния предельного равновесия, необходимо умножать на коэффициент надежности $K_н$, учитывающий степень ответственности и капитальности сооружений. Величина $K_н$ составляет для сооружений класса: I –I,25; II –I,20; III–I,I5; IУ и У–I,I0.

Таблица I.2

Сооружения	Расчетная обеспеченность высот волн в системе, %
Сооружения откосного профиля с креплением:	
– бетонными плитами	I
– каменной наброской, обыкновенными массивами и фасонными блоками	2
Надстройки и парапеты	I
Сквозные оградительные сооружения классов:	
I и II	I
III и IУ	5
Основания подводных стендов классов:	
II	5
III–IУ	I3
IУ	I8

Примечания: I. При определении нагрузок на сквозные оградительные сооружения и основания подводных стендов необходимо принимать высоту волны заданной обеспеченности h_1 и длину волны в пределах от $0{,}8\lambda$ до $1{,}4\lambda$, соответствующую максимальному волновому воздействию.

2. При определении высоты вскатывания волны следует принимать обеспеченность высот бегущих волн в системе равной I%.

I.8. При проектировании сооружений необходимо учитывать специальные требования технологических норм и правил технической эксплуатации акваторий и гидротехнических сооружений.

Плановое расположение, заносимость и нагрузка от волн для сооружений I класса, а при надлежащем обосновании и для сооружений II класса нуждаются в уточнении на основании лабораторных исследований и результатов натурных измерений и наблюдений.

2. ОТКОСНЫЕ ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ.

Общие положения

2.1. Настоящие рекомендации распространяются на проектирование набросных оградительных сооружений с креплением их откосов камнем, обыкновенными массивами и фасонными блоками.

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

а) при залегании в основании сооружений слабых глинистых грунтов (илы, текучепластичные глины, суглинки и др.);

б) на песчаных грунтах основания при глубинах $H \leq 20$–25м (при $H > 20$–25 м из-за большого расхода строительных материалов более целесообразны сооружения смешанного профиля);

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

2.3. При разработке конструкции набросного сооружения необходимо руководствоваться следующими положениями:

а) сооружение и его отдельные части должны быть устойчивы к волнению на любой стадии их возведения;

б) при прочих равных условиях предпочтение следует отдавать такому профилю сооружения, возведение которого возможно при меньшей трудоемкости и длительности работ, выполняемых непосредственно на незащищенной акватории.

2.4. В соответствии с рекомендациями настоящей главы следует производить расчеты:

- высоты наката волн на откос;
- волновых донных скоростей;
- волновой нагрузки на надстройку

и осуществлять проверки:

- устойчивости против размыва грунтов основания перед сооружением;

- устойчивости защитных элементов крепления откосов.

В результате определяются:

- возвышение гребня сооружения над расчетным уровнем воды;
- заложение откосов;
- размеры и расположение берм относительно расчетного уровня воды;
- форма и масса защитных элементов крепления откосов, а также границы крепления.

2.5. Расчетные элементы волн принимаются по натурным данным, а при их отсутствии вычисляются по СНиП II-57-75. Обеспеченность высоты расчетной волны в системе и ее длина принимаются в соответствии с п.I5 настоящей Инструкции для створа, проходящего через нижнюю границу крепления откоса.

В расчете следует принимать элементы волн тех направлений, которые оказывают наибольшее силовое воздействие на сооружение.

Выбор расположения сооружений в плане

2.6. Расположение в плане оградительных сооружений (молов, волноломов и др.) определяется согласно требованиям глав СНиП по проектированию речных и морских гидротехнических сооружений, в соответствии с указаниями по проектированию гидротехнических сооружений и рекомендациями настоящей Инструкции.

2.7. При компоновке сооружений необходимо учитывать естественные условия строительства. В частности, рекомендуется проводить трассу оградительного сооружения по отмельным местам (отмелям и подводным банкам). Это позволяет сократить объем работ по наброске за счет уменьшения высоты сооружения, возводимого на отмели.

2.8. При наличии на акватории каналов с искусственным углублением необходимо оградительные сооружения располага-

на таком расстоянии от верхней бровки канала, которое обеспечивало бы устойчивость сооружения с учетом перспективного увеличения размеров канала.

2.9. Для избежания одновременного воздействия волн по всей длине сооружения рекомендуется продольную его ось намечать под углом к фронту волнения. При этом с внешней стороны сооружения входящие углы следует принимать не менее 160° при условии плавного сопряжения участков излома трассы.

2.10. Трасса сооружения разбивается на отдельные участки соответственно геологическим условиям, глубинам и характеру волнения. При этом для каждого участка сооружения устанавливаются в зависимости от волнового режима необходимые отметки постели и парапета.

В местах изменения в плане направления трассы сооружения надстройка выполняется по плавной кривой или по ломаной линии.

2.11. При разбивке сооружения на отдельные участки следует выделять головной и корневой участки, участки с резким изменением направления сооружения в плане, для которых условия подхода и воздействия волн могут быть более опасными, чем для других участков сооружения.

Выбор профиля сооружения и конструирование его элементов

2.12. Поперечное сечение сооружений набросного типа обычно принимают трапецеидальной формы (рис.2.1) с переменной или постоянной крутизной откосов.

Сооружения набросного типа могут включать в себя следующие конструктивные элементы: постель, ядро, слои обратного фильтра, защитные крепления откосов и дна от размыва, надстройку и т.д.

Устройство постели и защита дна перед сооружением

2.13. Постель набросного сооружения устраивается для защиты естественных оснований от размыва, предохранения

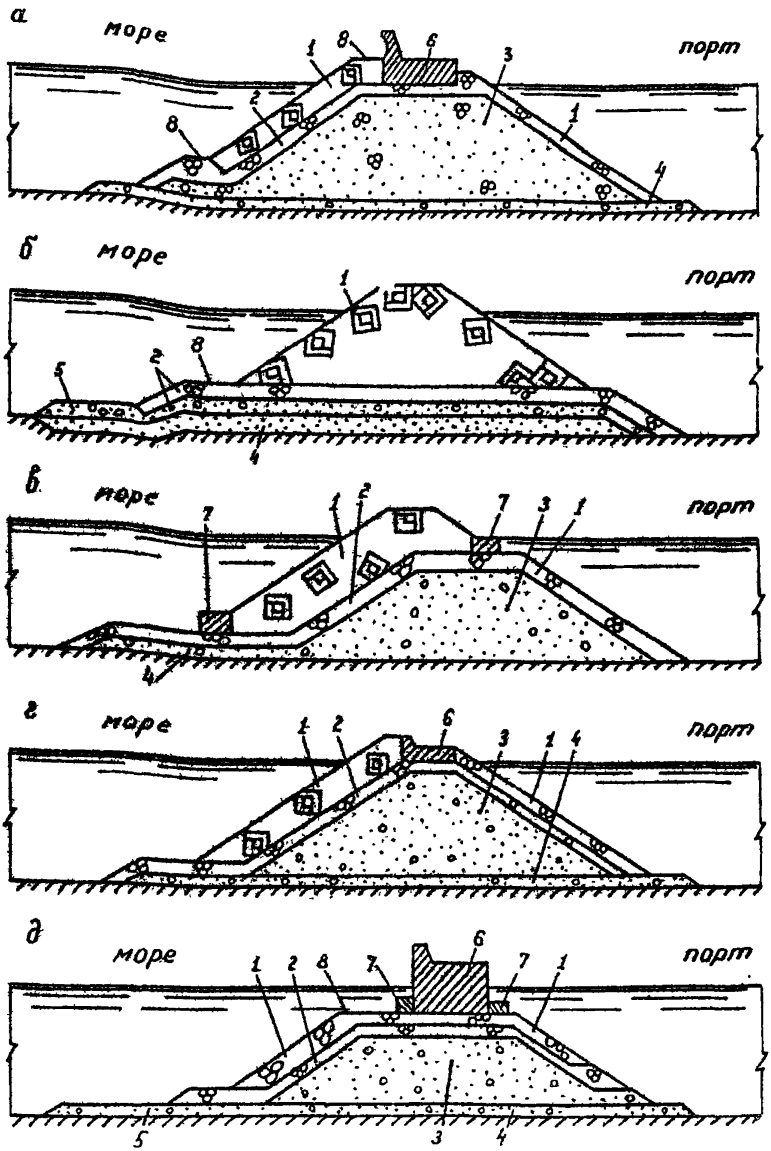


Рис.2.I. Рекомендуемые схемы профилей набросных огради-тельных сооружений: I- защитное крепление откосов;2- слой обратного фильтра; 3- ядро сооружения; 4- постель сооружения;5- защитное крепление дна;6- надстройка;7- берменный массивы; 8 - берма

слабых грунтов оснований от размыва фильтрационными токами в процессе обжатия основания нагрузкой от сооружения, для выравнивания поверхности дна, в целях снижения расхода бетонных массивов или фасонных блоков.

При нескальных грунтах основания устройство постелей обязательно. Постель включает песчаную подушку, слои щебня, гравия или карьерной мелочи и каменную отсыпку. При слабых илистых грунтах основания необходимо применять также меры по их уплотнению.

Каменная постель может устраиваться переменной толщины с уступами (толщина постели увеличивается со стороны защищаемой акватории), благодаря чему расходуется меньше бетонных массивов или фасонных блоков, а больше – камня. При этом повышается волногасящая способность сооружения и затрудняется проникновение наносов на акваторию порта.

Возвышающаяся часть постели должна возводиться из более крупного камня, поскольку она расположена ближе к поверхности воды и подвергается более сильному воздействию волнения.

2.14. Деформации постели и основания следует рассчитывать в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию оснований гидротехнических сооружений.

2.15. Для защиты берм постели от размыва, при необходимости, может производиться укладка бермен ных (защитных) массивов. Для установки бермен ных массивов делается тщательное равнение берм постели.

Бермен ные массивы, устанавливаемые для защиты каменной постели, одновременно являются упором для защитного крепления откоса. Если в бермен ных массивах нет необходимости, то с морской стороны или по обеим сторонам наброски на каменной постели устанавливают бордюрные массивы, входящие в объем наброски и играющие роль упора.

В качестве упора допускается использовать также устройство каменных банкетов.

2.16. Дно перед набросным сооружением считается устойчивым, если максимальные донные скорости $v_{мд.}$ не превышают допустимые скорости $v_{доп}$ для грунтов основания; в противном случае перед сооружением следует предусматривать защиту дна от размыва на полосе шириной $(0,15-0,25)\bar{\lambda}$.

Большее значение ширины защищаемой полосы рекомендуется при более слабых грунтах дна. Крепление дна от размыва осуществляется отсыпкой слоев каменной наброски с устройством обратного фильтра.

2.17. Допускаемые значения неразмывающих донных скоростей $v_{доп}$ (м/с) для грунта крупностью фракций $d_{10} \leq 100$ мм следует принимать по рис.П.7.1 приложения 7 (где d_{10} – крупность фракций грунта, мельче которых в пробе содержится 10% материала по весу).

Допускаемые значения неразмывающих донных скоростей $v_{доп}$ для грунта крупностью фракций $d_{10} > 100$ мм определяются по формуле

$$v_{доп} = \sqrt{1{,}74\, g\, d_{10} \frac{\rho_м - \rho}{\rho}} \qquad (2.1)$$

2.18. Максимальные донные волновые скорости для глубин $H > H_{кр}$ определяются по формуле

$$v_{м.д.} = \frac{n_c\, \pi h}{\sqrt{\frac{\pi}{g}\, \bar{\lambda}\, sh\, \frac{4\pi}{\bar{\lambda}}\, H}} \qquad (2.2)$$

где n_c – коэффициент, принимаемый по табл.2.1;

H – глубина воды в пределах защитного крепления дна, м.

Таблица 2.1

Угол наклона откоса α, град.	n_c при пологости волны $\bar{\lambda}/h$				
	10	15	20	30	40
14,5	0,80	0,83	0,88	1,04	1,08
26,5	0,82	0,91	1,08	1,34	1,46
45,0	0,93	1,07	1,20	1,50	1,50
67,5	1,00	1,12	1,20	1,50	1,50

Максимальные донные волновые скорости для глубин $H \leq H_{кр}$ (прибойная зона) определяются по формуле

$$v_{м.д.} = U' \sqrt{g(h_{пр\,1\%} + H)}, \qquad (2.3)$$

где U' – коэффициент, определяемый по графику на рис.2.2;

$h_{пр\,1\%}$ – высота волны в прибойной зоне (м); определяется по СНиП II–57–75.

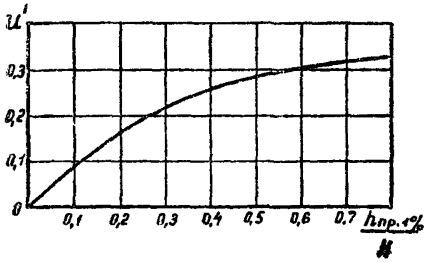


Рис.2.2. График $U' = f\left(\frac{h_{пр.1\%}}{H}\right)$

Конструирование защитного крепления откосов сооружений

2.19. Защитное крепление откосов можно выполнять из каменной наброски, обыкновенных бетонных массивов и фасонных блоков. Оно устраивается, как правило, не менее чем из 2-х слоев указанных элементов.

Виды рекомендуемых к применению фасонных блоков изображены на рис.2.3. Основные их размеры и необходимые данные для конструирования, а также схемы укладки блоков на откосах сооружений представлены на рис.П.2.1–П.2.9 приложения 2.

2.20. Вид наброски при принятой конструкции сооружения и схемы укладки фасонных блоков в защитное крепление откосов выбираются на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом гидрогеологических условий, силы волнения, имеющихся подъемно-транспортных средств,

местных строительных материалов, наличия производственной базы на месте строительства, объема работ и т.д.

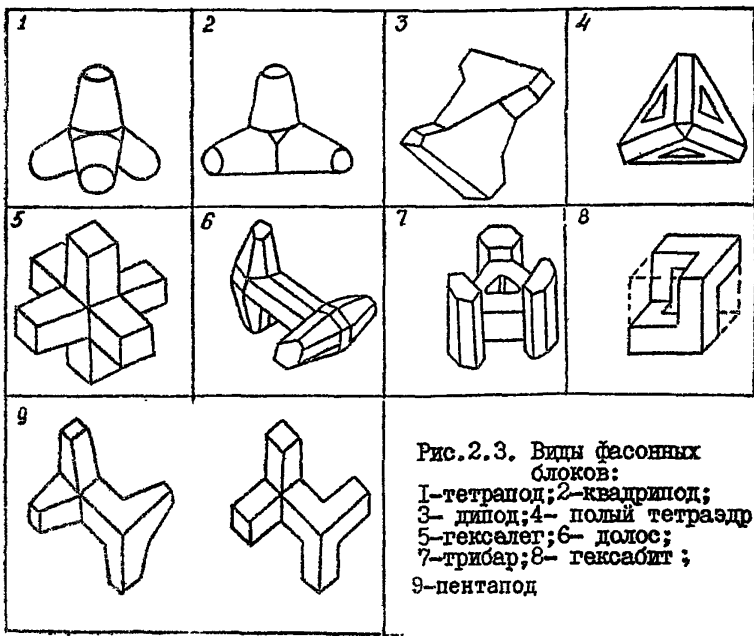


Рис.2.3. Виды фасонных блоков:
1-тетрапод;2-квадрипод;
3- дипод;4- полый тетраэдр;
5-гексалег;6- долос;
7-трибар;8- гексабит ;
9-пентапод

2.21. Уклоны откосов набросных сооружений рекомендуется назначать при креплении их камнем от 1:1,25 до 1:3,0, а при креплении обыкновенными массивами и фасонными блоками - от 1:1,0 до 1:2,0.

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

2.22. Для сооружений с постоянной крутизной откосов массу m отдельного элемента, Мг, расположенного на участке откоса от верха сооружения до глубины $z = 0,7h_{2\%}$ и m_z - то же при $z > 0,7h_{2\%}$, соответствующую состоянию его предельного равновесия, от действия фронтально подходящих к сооружению волн, рекомендуется определять по формулам П.1 и П.2 приложения 7. При этом в формуле П.1 значения коэффициентов M_φ для разных элементов наброски (укладки) рекомендуется принимать по табл. 2.2 настоящей Инструкции.

Таблица 2.2

№ пп	Элементы	Способ крепления	Коэффициенты μ_ϕ при $\bar{\lambda}/h$				
			≤ I0	I5	20	30	40
I.	Камень рваный	Наброска	0,0250	0,0I80	0,0I40	0,0II0	0,0090
2.	Обыкновенные бетонные массивы	Наброска	0,02I0	0,0I60	0,0I20	0,0095	0,0076
3.	Полые тетраэдры	Укладка	0,008I	0,0068	0,0055	0,0040	0,0036
		Наброска	0,0I40	0,0096	0,0085	0,0058	0,0050
4.	Тетраподы	Наброска	0,0080	0,0069	0,0060	0,004I	0,0035
	Квадриподы	Укладка	0,0058	0,00480	0,0039	0,0029	0,0025
5.	Диподы	Наброска	0,0057	0,0052	0,0046	0,0035	0,0029
		Укладка	0,0049	0,0039	0,0030	0,0024	0,0020
6.	Трибары	Наброска	0,0057	0,0052	0,0046	0,0035	0,0029
		Укладка	0,0034	0,0028	0,0023	0,00I9	0,00I5
7.	Гексалеги	Наброска	0,0043	0,0056	0,0049	0,0040	0,0033
		Укладка	0,0034	0,0028	0,0023	0,00I9	0,00I5
8.	Гексабиты	Наброска	0,0043	0,0038	0,003I	0,0025	0,0020
		Укладка	0,0036	0,0030	0,0025	0,002I	0,00I7
9.	Долосы	Наброска	0,0040	0,0033	0,0027	0,0023	0,00I9
		Укладка	0,0034	0,0028	0,00230	0,00I9	0,00I5
I0.	Пентапод	Наброска	0,0043	0,0038	0,003I	0,0025	0,0020

В табл.2.2 включены также фасонные блоки, не указанные в СНиП П-57-75.

2.23. Для сооружений ломаного профиля (с бермой) массу $m_б$, Мг, элементов крепления откосов, соответствующую состоянию их предельного равновесия на откосе от действия фронтально подходящих волн, рекомендуется определять по формуле

$$m_б = m K_{пб} \cdot K_{уб} \cdot K_z , \qquad (2.4)$$

где m – масса элемента крепления прямолинейного откоса; определяется по п.2.22 настоящей Инструкции;

$K_{пб}$ – коэффициент, учитывающий ширину бермы и положение ее относительно спокойного горизонта воды; определяются по графику на рис.2.4а;

$K_{уб}$ – коэффициент, учитывающий снижение массы элементов наброски, расположенных на бермe и выше ее; определяется по графику на рис.2.4б;

K_z – коэффициент, учитывающий расположение элемента крепления ниже горизонта воды; определяется по формуле $K_z = m_z / m$;

m_z – масса элемента крепления, определяемая по формуле П.2 приложения 7, Мг.

2.24. Массу элемента, расположенного выше спокойного горизонта воды, целесообразно принимать равной массе элемента, вычисленной на уровне спокойного горизонта воды.

Масса элементов крепления тыловых откосов рассчитывается исходя из величины элементов волн и направления волнения на огражденной акватории за сооружением. Если допускается перелив волн через гребень сооружения, то высота волн на акватории должна быть увеличена на высоту $h_п$ волны, переливающейся через гребень. Последняя определяется по графику на рис.2.5.

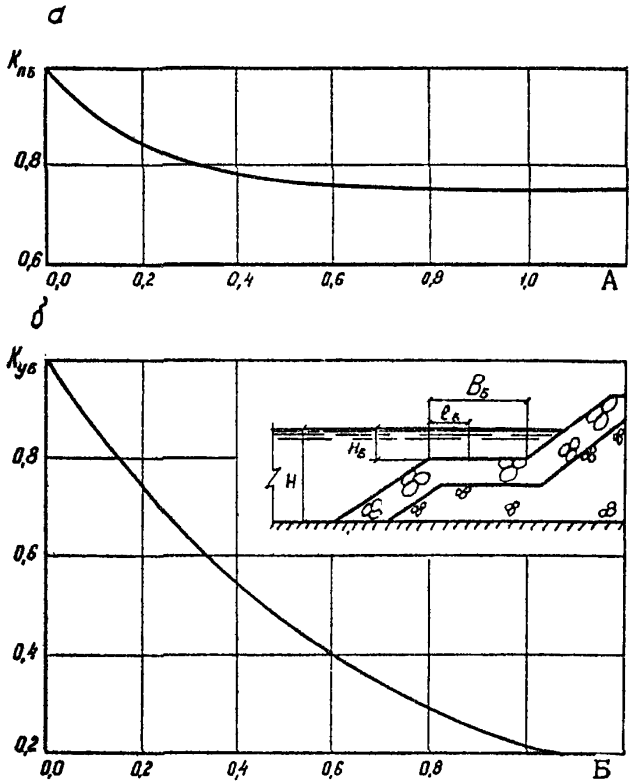


Рис.2.4. Графики для определения коэффициентов $K_{пб}$ и $K_{уб}$.

$$А = \frac{B_б}{\lambda} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{B_б}{h}\right)^2} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{H_б}{H}}\right); \quad Б = \frac{\ell_б}{\lambda} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{\ell_б}{h}\right)^2} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{H_б}{H}}\right).$$

$B_б$ – ширина бермы, м;
$H_б$ – глубина воды над бермой, м;
$\ell_б$ – расстояние, м, отсчитываемое от начала бермы до расчетной точки на берме, в которой вычисляется масса элемента, $0 \leq \ell_б \leq B_б$.

При расчете массы элемента, расположенного ниже бермы, принимать $\ell_б = 0$, а выше бермы $\ell_б = B_б$.

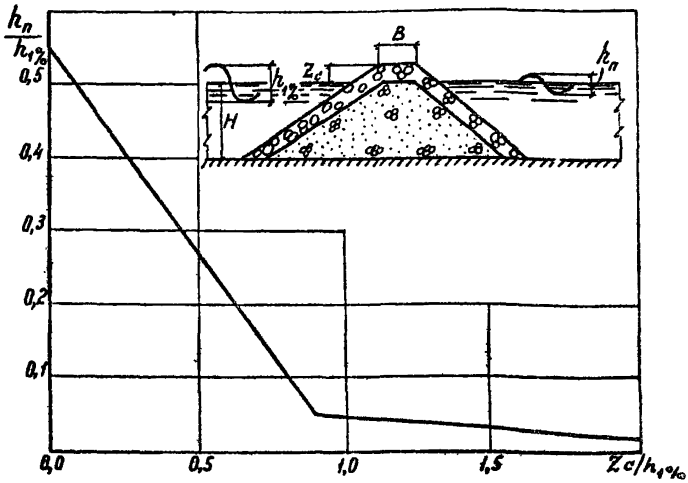


Рис.2.5. График для определения высоты волны, переливающейся через верх сооружения

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

$$K_\beta = 0{,}4 + 0{,}6 \cos\beta , \qquad (2.5)$$

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

2.26. При наличии у набросного сооружения монолитной надстройки с вертикальным парапетом массу элементов крепления, рассчитанную по пп.2.22–2.25, следует увеличивать на 15%, если отметка основания надстройки расположена выше горизонта воды, и на 30% – при ее расположении ниже горизонта воды.

2.27. При расположении сооружений в зоне действия разбитых и прибойных волн массу элементов наброски, рассчи-

танную на уровне спокойного горизонта воды по пп.2.22-2.23, необходимо увеличивать на I5%. В этом случае элементы наброски с максимальной расчетной массой целесообразно располагать по всей длине откоса от гребня сооружения до его основания.

2.28. Величина массы элемента крепления, рассчитанная по пп.2.22-2.27, должна быть умножена на коэффициент надежности, значение которого принимается по п.I.7.

2.29. Толщину t, м, защитного крепления откосов сооружений допускается определять по формуле

$$t = n \cdot K_{\phi} \sqrt[3]{\frac{m}{\rho_м}} , \qquad (2.6)$$

где n - количество укладываемых слоев защитных элементов;

K_{ϕ} - коэффициент слоистости; определяется по табл.2.3.

Таблица 2.3

Элементы	Способ крепления	Количество слоев	K_{ϕ}	Пористость $П_п$, %
Камень рваный	Наброска	2	I,I5	37
Тетраподы Квадриподы	-"-	2	I,04	50
Полые тетраэдры	-"-	2	0,90	55
Гексалеги	-"-	2	I,I5	47
Трибары	-"-	2	I,02	54
Диподы	-"-	2	0,95	55
Гексабиты	-"-	2	0,83	56
Долосы	-"-	2	I,0I	63
Обыкновенные массивы в виде куба	-"-	2	I,I8	47
Обыкновенные массивы в виде параллелепипеда	-"-	2	I,05	47
Трибары	Укладка	I	I,I3	47

2.30. *Требуемое количество* N *элементов наброски*, в расчете на 100 м^2 защитного покрытия определяется по формуле

$$N = 100 \cdot n \cdot K_\phi \left(1 - \frac{П_п}{100\%}\right) \sqrt[3]{\left(\frac{\rho_м}{m}\right)^2}, \qquad (2.7)$$

где $П_п$ – пористость защитно о покрытия; принимается по табл.2.3.

Определение отметки и ширины гребня набросного сооружения

2.3I. Возвышение z_c, м, гребня сооружения над расчетным максимальным уровнем воды, когда не допускается перелив волн через верх сооружения, определяется по формуле

$$z_c = h_{нi\%} + \Delta h + a, \qquad (2.8)$$

где $h_{нi\%}$ – высота наката на откос волн, м, $i\%$ обеспеченности по накату; определяется умножением значения $h_{н1\%}$ на коэффициент K_i, принимаемый по табл.П.I приложения 7;

Δh – высота ветрового нагона; определяется по рекомендациям СНиП П-57-75; м;

a – запас высоты сооружения; назначается равным $0{,}1\, h_{1\%}$, если гребень выполняется из наброски элементов, и равным $0{,}2\, h_{1\%}$ – при наличии на гребне сооружения бетонной надстройки, м.

2.32. Расчетную высоту наката фронтально подходящих к прямолинейному откосу волн $h_{нi\%}$ рекомендуется определять по формуле П.3 приложения 7 при значении произведения коэффициентов K_Δ и $K_{нп}$ равном 0,5 для наброски из камня и укладки фасонных блоков и равном 0,45 для креплений откосов из наброски фасонными блоками.

2.33. Расчетную высоту наката фронтально подходящих волн к откосу ломаного профиля (с бермой) $h_{нб}$, м, надлежит определять по формуле

$$h_{нб} = h_{н1\%} \cdot K_{нб} , \qquad (2.9)$$

где $K_{нб}$ – коэффициент, учитывающий ширину бермы $B_б$ и положение ее относительно горизонта воды $H_б$; определяется раздельно для берм, расположенных ниже и выше спокойного горизонта воды;

а) коэффициент $K_{нб}$ для сооружений с бермой, расположенной на горизонте воды и ниже его, рекомендуется определять по графику на рис.2.6;

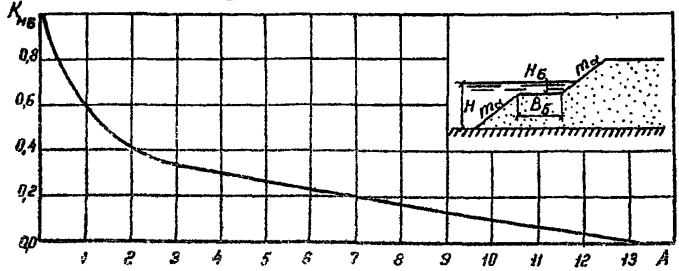


Рис.2.6. График для определения коэффициента $K_{нб}$ для бермы, расположенной на горизонте воды и ниже его, в зависимости от величины

$$A = \frac{B_б}{\lambda}\left(1 - \sqrt[3]{\frac{H_б}{H}}\right)\sqrt[3]{\left(\frac{B_б}{h_{1\%}}\right)^2}$$

б) коэффициент $K_{нб}$ для сооружений с бермой, расположенной выше горизонта воды, рекомендуется определять по формуле

$$K_{нб} = \frac{H_б}{h_{н1\%}} + \left(1 - \frac{H_б}{h_{н1\%}}\right) D , \qquad (2.10)$$

где D – коэффициент, определяемый по графику на рис.2.7 в зависимости от величины A

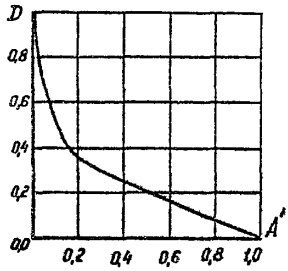


Рис.2.7. График для определения коэффициента D для берм, расположенных выше спокойного горизонта воды

$$A' = \frac{B_б}{\bar{\lambda} \cdot B_{пг}} \sqrt[3]{\left(\frac{B_б}{h_{1\%}}\right)^2} \quad ; \qquad (2.11)$$

$B_{пг}$ – коэффициент, определяемый по графику на рис.2.8.

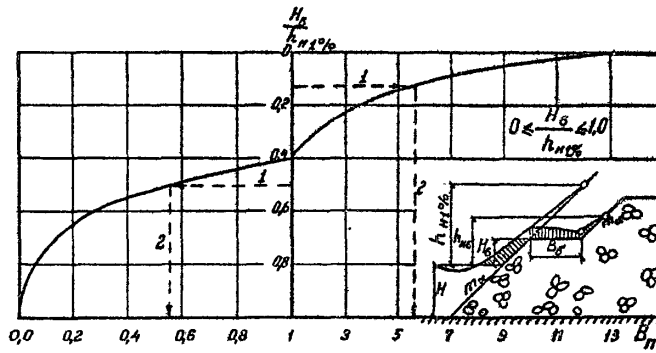


Рис.2.8. График для определения коэффициента $B_{пг}$

2.34. Высоту наката при косом подходе волн необходимо определять умножением высот наката $h_{н\,1\%}$ или $h_{нб}$, определяемых по пп.2.32 и 2.33, на коэффициент K_β, рассчитываемый по зависимости (2.5).

2.35. Ширину гребня набросного сооружения B, м, рекомендуется определять по формуле

$$B = n' \cdot K_\phi \sqrt[3]{\frac{m}{\rho_м}}, \qquad (2.12)$$

где n' – количество рядов защитных элементов, размещенных по гребню сооружения (рекомендуется принимать $n' \geq 3$).

В соответствии с эксплуатационными требованиями и условиями производства работ (необходимость устройства проезжей части, наброски и др.) рекомендуется ширину гребня принимать не менее 4м.

2.36. Ширина набросного сооружения на отметке расчетного горизонта воды определяется шириной гребня и заложением откосов. Она обусловлена также требованиями к высоте волны, прошедшей на акваторию сквозь сооружение, особенно при выполнении его ядра из крупного камня, бетонных массивов или фасонных блоков.

Для предварительных расчетов рекомендуется принимать ширину сооружения на отметке расчетного уровня не менее чем (3,5–4) $h_{1\%}$.

В особо ответственных случаях этот размер следует принимать на основании экспериментальных исследований.

2.37. Если допускается перелив (перекатывание) волн через гребень сооружения, то отметка верха сооружения принимается по эксплуатационным требованиям в зависимости от допускаемой высоты волны за сооружением.

Зависимость между возвышением гребня сооружения Z_c и высотой волны $h_п$, прошедшей на огражденную акваторию за счет перелива волны (при ширине гребня сооружения равной трем рядам элементов, $\bar{\lambda}/h_{1\%}$=1,5÷5,0 и $H/h_{1\%} > 1,5$), представлена на рис.2.5

Окончательную отметку гребня сооружения целесообразно принимать на основе технико-экономических расчетов с учетом дополнительной защиты гребня и низового откоса сооружения.

Конструирование надстройки

2.38. Надстройка устраивается для обеспечения движения транспорта по верху сооружения, прокладки инженерных сетей, снижения объема тела сооружения. Надстройка состоит, как правило, из плиты и парапета. Наиболее распространенные конструктивные формы надстроек изображены на рис.2.9. Перед надстройкой рекомендуется устраивать берму шириной $(0,5 \div 1,0)h_{1\%}$

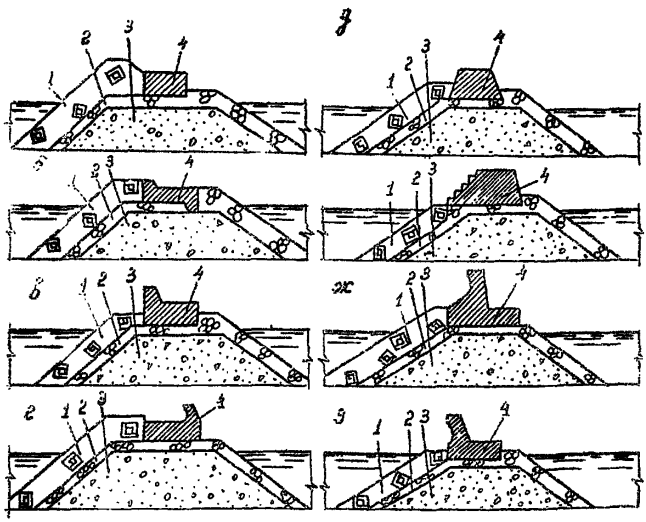


Рис.2.9. Схемы надстроек набросных сооружений:
1– защитное крепление откосов; 2– обратный фильтр;
3– ядро сооружения; 4 – надстройка

2.39. Толщина плиты надстройки устанавливается расчетом и принимается не менее 1,5÷2,0 м.

Для удобства транспортных операций отметку верха плиты целесообразно принимать близкой к отметке базовой территории и выше гребней волн на огражденной акватории. Отметка основания плиты может находиться как ниже, так и выше расчетного уровня воды; она устанавливается технико-экономическим сравнением вариантов.

2.40. Парапет надстройки используется для ограничения или полного исключения перелива волн через сооружение. Возвышение верха парапета над максимальным расчетным уровнем воды допускается определять по формуле (2.8) так, чтобы вычисленный по рекомендациям пп.2.32–2.34 расчетный накат волн на откос не превышал бы верха парапета.

Сечение парапета рекомендуется проверять расчетом на воздействие расчетных волн. Конструктивно ширину бетонного парапета в основании можно принимать равной 1,5–2,0 м, а толщину его верха – 0,5÷1,0 м.

2.41. Нагрузки от волн на надстройку рекомендуется принимать по эпюрам бокового и взвешивающего волновых давлений в зависимости от положения надстройки относительно максимального расчетного горизонта воды (рис.2.10):

а) при расположении основания надстройки выше расчетного горизонта воды (рис.2.10а) наибольшее значение волнового давления p_{max}, кПа, имеет место в основании надстройки в точке с координатами $x = 0$, $z = 0$ и рассчитывается по формуле

$$p_{max} = 1{,}7\rho \cdot g \cdot h_{н1\%}\left(1 - \frac{H_б}{h_{н1\%}}\right) D, \qquad (2.13)$$

где D – коэффициент, определяемый по рекомендациям п.2.33.

Волновые давления $p = 0$ имеют место на вертикальной части надстройки, в точке с координатами $x = 0$, $z = z_{гр} = p_{max}/\rho g$, м, и в основании надстройки в точке, находящейся на огражденной акватории;

б) при расположении основания надстройки ниже указанного горизонта воды (рис.2.10б) волновое давление на вертикальную грань и основание надстройки рекомендуется рассчитывать по СНиП II-57-75.

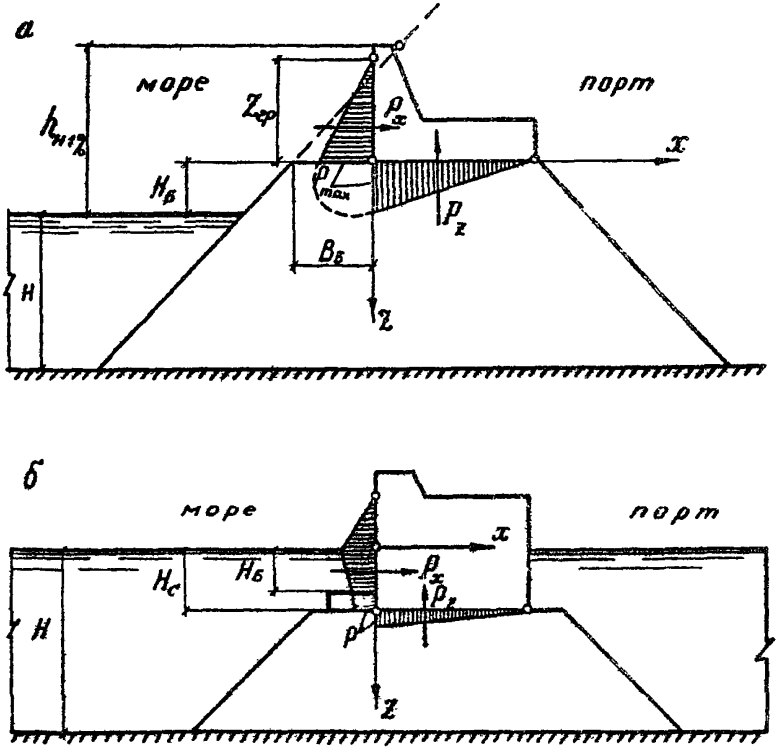


Рис.2.10. Эпюры волнового давления на надстройку, расположенную выше (а) и ниже (б) расчетного горизонта воды

2.42. Для уменьшения высоты наката волн и устранения перелива воды через верх парапета целесообразно наружной стороне парапета придавать плавное криволинейное очертание (рис 2.11а). Рекомендуется назначать горизонтальное заложение С такого парапета равным (0,4-0,6) $Z_к$, где $Z_к$ - высота

криволинейной части профиля. Нижнему наклонному участку криволинейного профиля следует придавать угол не более 35°. Верхняя часть криволинейного профиля выполняется в виде волноотражающего козырька длиной d. Возвышение верха парапета над расчетным уровнем моря $z_п$ рекомендуется принимать равным (0,75-1,0) $h_{1\%}$.

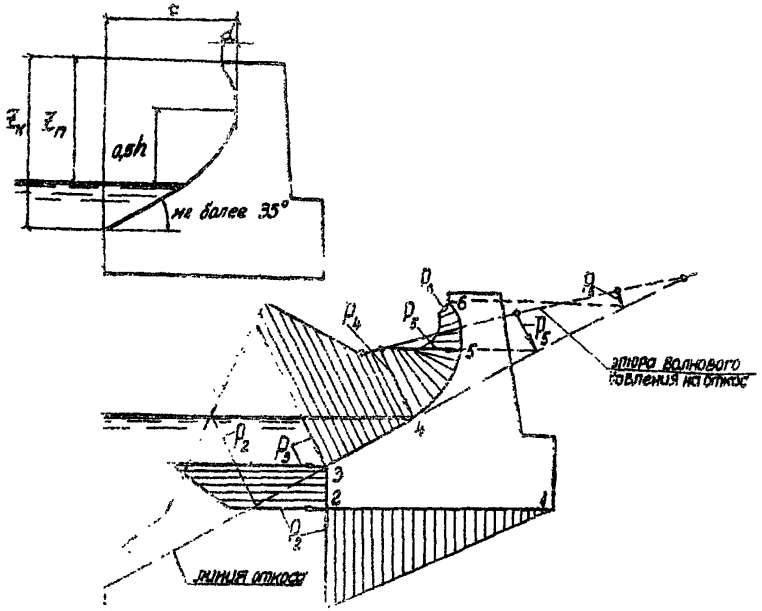


Рис.2.II. Волнозащитный парапет (стена) с волноотражательным козырьком ($а$) и эпюры волнового давления на парапет криволинейного очертания ($б$)

Волновое давление $p_к$, кПа, на криволинейную поверхность надстройки необходимо принимать по эпюре максимального расчетного волнового давления на откос, укрепленный плитами, согласно требованиям СНиП II-57-75 с ориентированием этой эпюры по нормали к криволинейной поверхности (рис.2.II6).

2.43. По длине сооружения отметку верха парапета допускается изменять в соответствии с характером волнения у сооружения. При этом следует учитывать осадку наносной части сооружения и грунтов основания. Надстройка возводится после прекращения осадки сооружения и тщательного выравнивания его верхней части.

2.44. По трассе сооружения надстройка должна быть разделена вертикальными температурно-осадочными швами на самостоятельно работающие секции длиной 20–40 м.

Вертикальные швы следует устраивать в местах ожидаемой резкой разницы в величине осадки грунтов оснований постели и тела сооружения.

Конструирование причалов с внутренней стороны сооружения

2.45. При необходимости использования внутренней стороны оградительного сооружения или части ее под причалы можно предусматривать дополнительное обустройство откосной грани соответствующими конструкциями. В этих целях могут быть использованы: обыкновенные бетонные массивы, массивы-гиганты, шпунтовая стенка, эстакады различной конструкции. Примеры некоторых конструктивных схем оформления внутренней стороны набросного сооружения под причал показаны на рис.2.12. В условиях открытого рейда возведение причального фронта должно обеспечиваться дополнительными волнозащитными сооружениями, что следует учитывать в проекте производства работ.

2.46. С целью недопущения перелива воды через гребень набросного сооружения, отметку верха парапета следует принимать: при швартовке судов для отстоя – выше гребня $\bar{z}_{гр}$ волны ($h_{1\%}$) на 0,5м, а при производстве у причала операций с грузами или пассажирами – по аналогии с существующими сооружениями или по данным лабораторных исследований, обязательным устройством волноотражательного козырька

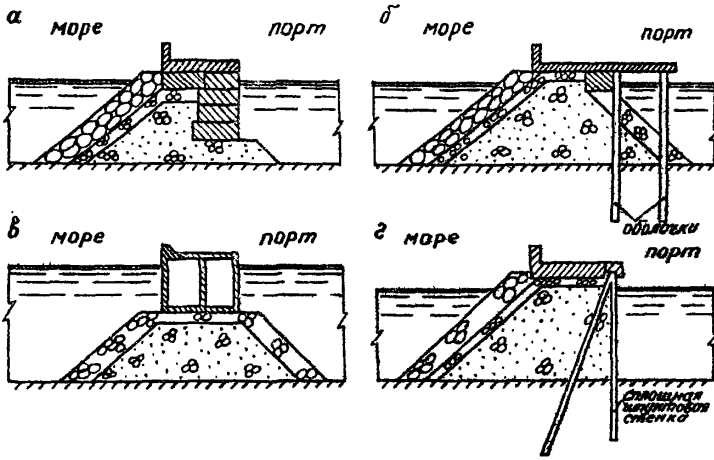


Рис.2.12. Конструктивные схемы набросных оградительных сооружений с устройством со стороны акватории порта причального фронта:

а- укладка обыкновенных массивов; б - эстакада на оболочках; в - из массивов-гигантов;г -из сплошной шпунтовой стенки

Особые участки набросных сооружений

2.47. К особым участкам оградительных сооружений относятся головные и корневые участки, а также участки с резким изменением направления трассы сооружения или их профилей. Условия подхода волн и взаимодействие их с сооружениями на этих участках могут быть разными и обычно более опасными, чем для конструкций сооружений основных участков.

2.48. Конструкция и габариты корневого и головного участков оградительных сооружений назначаются с учетом требований СНиП П-51-74 и СН 288-64. Обычно эти участки сооружений рекомендуется выполнять той же конструкции, что и для основного участка сооружения.

2.49. Головные участки набросных сооружений рекомендуется возводить в виде вертикальных стен, но допускается выполнять также в виде сооружения откосного профиля или смешанного типа (рис.2.I3а,б,в). Головные участки в виде вертикальных стен могут иметь различную форму в плане (рис.2.I3г).

2.50. Длину и ширину головного участка следует назначать с учетом эксплуатационных требований (размещение портовых огней,маяков, служебных помещений и др.). При предварительном проектировании ширину гребня головного участка откосного профиля обычно принимают на 40% больше ширины гребня основного участка сооружения,а длину - равной двойной ширине. Уширение головной части рекомендуется выполнять в сторону ограждаемой акватории. Принятая ширина гребня проверяется расчетом.

2.5I. При возведении на головном участке откосного профиля монолитной надстройки толщину ее плиты рекомендуется принимать на I,5 м больше,чем на основном участке.Парапет необходимо устраивать с трех сторон надстройки.Выступающие углы надстройки рекомендуется срезать,а бермы перед надстройкой уширять на 25-30%. Массу защитных (упорных) массивов в головной части необходимо увеличивать на 30% по сравнению с массой массивов,принятой для основного участка сооружения.

2.52. Массу элементов крепления откосов головного участка сооружения при наличии монолитной надстройки рекомендуется увеличивать на 40%,а при отсутствии надстройки - на 20% по сравнению с массой элементов,принятой для основного участка сооружения. На участке сопряжения головы вертикального профиля с откосами основного участка сооружения массу элементов наброски рекомендуется увеличивать на 30% по сравнению с массой элементов основного участка.

2.53. Головной участок набросного сооружения в виде вертикальной стены рекомендуется рассчитывать на общую устойчивость как единый блок,принимая,что со стороны моря действует расчетное волнение,а со стороны огражденной акватории - дифрагированные волны.При этом высоту дифраги-

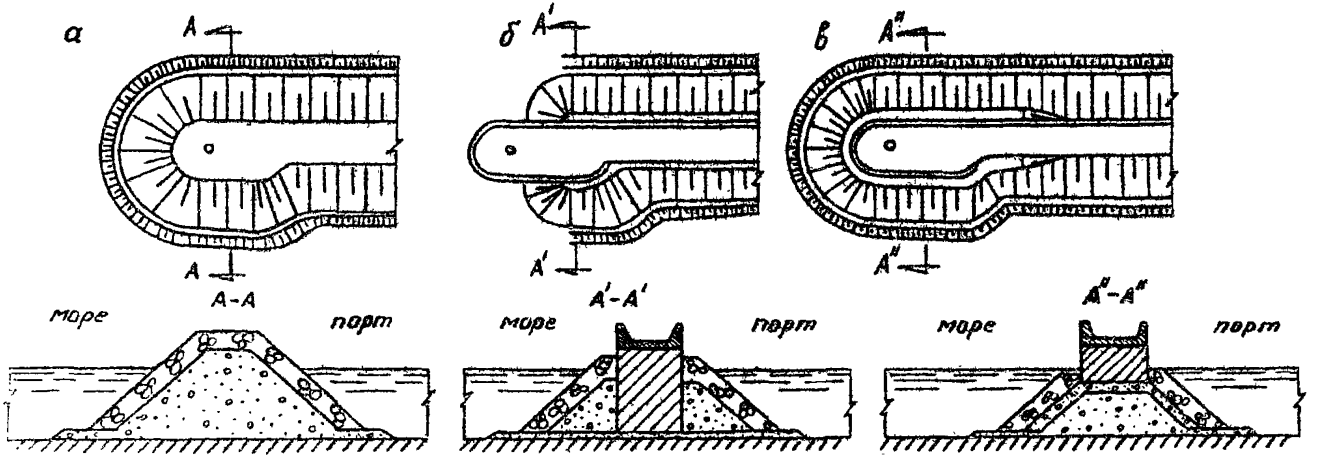


Рис.2.13. Конструкции и очертания голов отградительных сооружений:а-откосного профиля; б-с вертикальной стеной, выступающей за откосную часть головы; в-смешанного типа; г-плановые схемы голов вертикального типа (откосы не показаны)

рованной волны по длине головы допускается определять как для одиночного мола.

2.54. На участках трассы, где резко меняется ее направление, массу элементов наброски рекомендуется увеличивать на 20% по сравнению с массой элементов основного прямолинейного участка.

2.55. Протяженность и конструкция корневого участка, сопрягающего сооружение с берегом, определяется в зависимости от геологических условий, рельефа дна, прилегающей береговой полосы, режима волнения и движения наносов, а также от конструкции основной части сооружения. Длину врезки корневой части в берег следует принимать равной удвоенной ширине сооружения, считая ее по расчетному уровню (или равной полуторной величине наката волны на берег при максимальном волнении).

Массу элементов крепления, укладываемых в корневые участки, следует рассчитывать в соответствии с рекомендациями п.п.2.22-2.28 настоящей Инструкции.

2.56. Отметка гребня корневого участка принимается аналогично основному участку набросного сооружения, т.е. для сооружения откосного профиля - в соответствии с указаниями пп.2.31-2.34, 2.37 и для сооружений откосного профиля с надстройкой - по указаниям пп.2.39, 2.40.

Основные положения по строительному периоду

2.57. Работы по устройству постели, ядра, слоев обратного фильтра и защитного крепления откосов рекомендуется вести с разбивкой сооружения на участки и ступенчатым доведением тела сооружения на каждом участке до проектного профиля (рис.2.14).

При отсыпке камня в верхние (до 1 м) слои постели, обратного фильтра и откосов не допускается применять шаланды с раскрывающимися днищами.

2.58. Следует следить за тем, чтобы возведение слоев обратного фильтра отставало от каменной отсыпки ядра не более чем на 15 м и опережало защитное крепление откосов из элементов наброски не более чем на 10м.

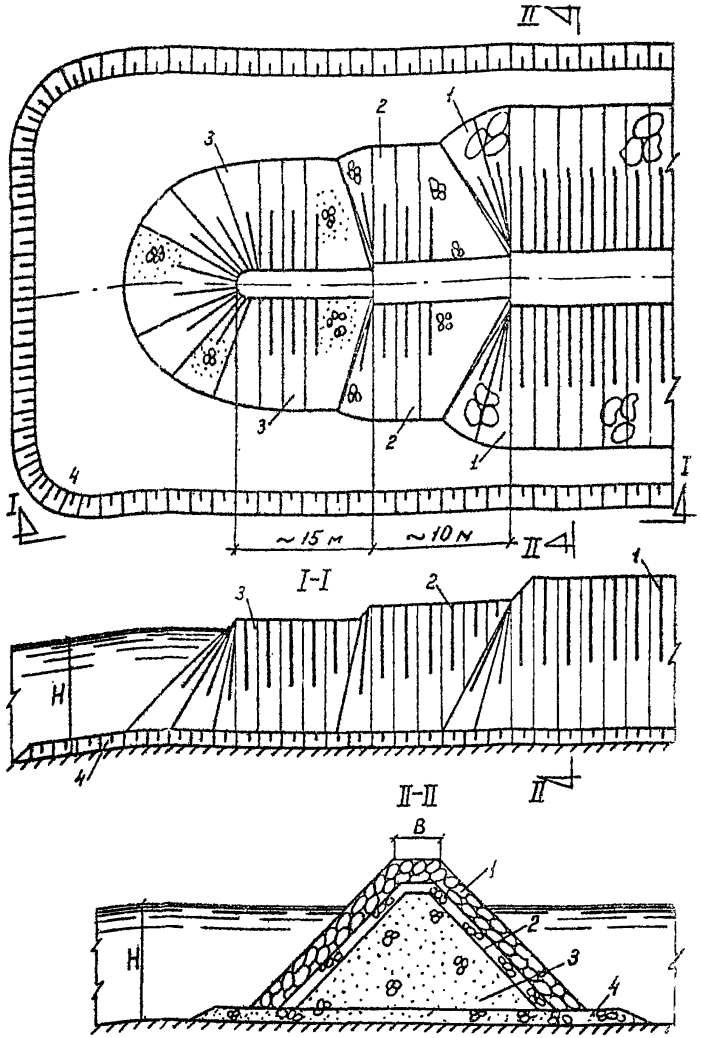


Рис.2.14. Плановое положение, продольный и поперечный разрезы головной части участка оградительного сооружения в период строительства:
1-защитное крепление элементами наброски; 2-слои обратного фильтра; 3- ядро сооружения; 4- постель

Укладку (наброску) элементов крепления можно производить лишь после того, как закончен участок работ с возведением слоев обратного фильтра. При этом, в первую очередь следует укладывать элементы защитного крепления откосов во внешнюю (морскую) часть сооружения.

2.59. При возведении набросных сооружений пионерным способом необходимо предусматривать устройство разворотных площадок для автотранспорта. Эти площадки рекомендуется устраивать примерно через 100 м вдоль трассы сооружения. Размеры площадок – 9х9 или 12х12 – назначаются в зависимости от грузоподъемности машин.

Набросные оградительные сооружения, не связанные с берегом, возводятся с воды при помощи плавучих средств или со льда при помощи автотранспорта.

2.60. 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. При этом расчетные элементы волн, действующие на сооружение в строительный период, принимаются повторяемостью один раз за полуторный период планируемого строительства с обеспеченностью волн в системе равной 2%. При выполнении расчетов принимаются значения элементов волн тех направлений, которые оказывают наибольшее силовое воздействие на сооружение.

2.61. В течение строительного периода по возведению оградительного сооружения надлежит производить систематические наблюдения за состоянием элементов наброски и, в случае обнаружения осадок и уплотнения ее, производить пополнение профилей элементами крепления.

3. СКВОЗНЫЕ ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Общие положения

3.1. Положения настоящего раздела включают указания по проектированию и расчету сквозных оградительных сооружений. В нем содержатся рекомендации по определению волногасящей способности и волновой нагрузки для различных типов волногасителей, а также величины местного размыва грунтов дна у опор сквозных оградительных сооружений.

3.2. Сквозное оградительное сооружение состоит из волногасителя, располагаемого в верхнем слое воды, и опорных конструкций (свай, оболочек и пр.). В качестве волногасителя могут быть применены экраны, понтоны-ростверки или различные решетчатые конструкции (рис.3.1) в зависимости от естественных условий, технологических требований и возможностей строительства.

3.3. Сквозные оградительные сооружения рекомендуется применять как постоянные сооружения при отсутствии заносимости защищаемой акватории наносами и в случае, когда строительство оградительных сооружений полного профиля нерационально (глубина более 20 м, слабые грунты дна, волны ограниченной высоты от местного разгона и пр.).

3.4. Внешние нагрузки на сквозные оградительные сооружения и их элементы от ветра, течения и судов определяются по СНиП II-6-75, II-57-75, а прочность и устойчивость волнолома рассчитываются как сооружения эстакадного типа.

3.5. Сквозные оградительные 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.

3.6. При проектировании сквозных оградительных сооружений необходимо предусматривать прогрессивные методы производства строительно-монтажных работ (возведение сооружения из укрупненных секций, использование элементов заводского изготовления и пр.) и возможность многоцелевого

использования сооружения (в качестве причала, погрузочной эстакады, мостового перехода и пр.). Класс сооружения принимается в соответствии с указаниями п.I.3.

Типы сквозных оградительных сооружений

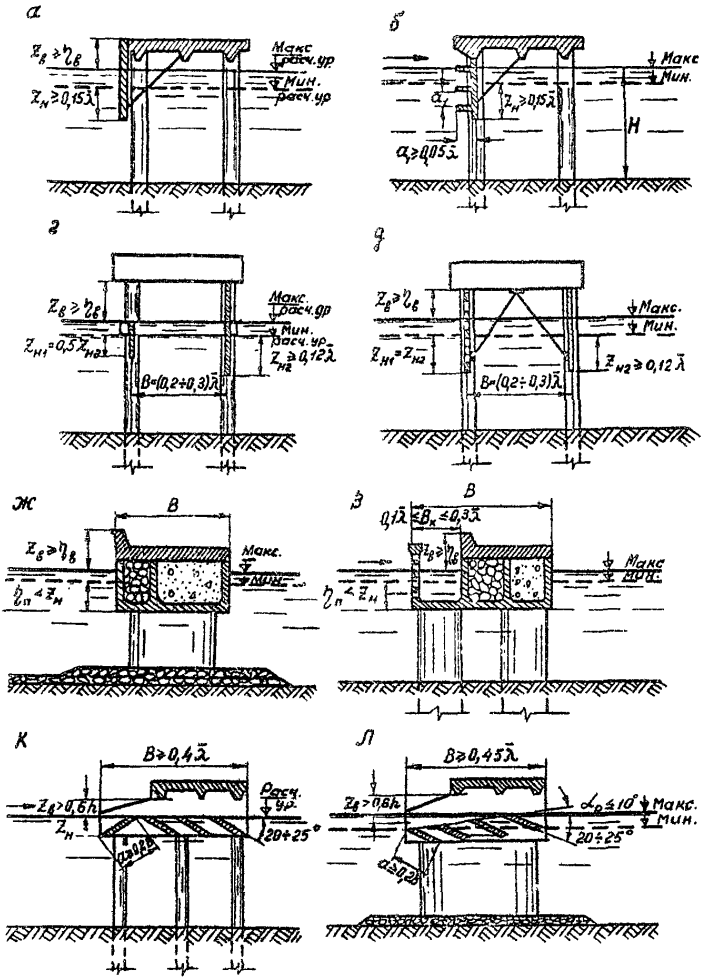
Одиночные и спаренные экраны

3.7. Одиночные и спаренные экраны (рис.3.I а -3.I е) 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 толщине льда до 0,5 м.

3.8. Одиночный экран (рис.3.I а) рекомендуется заглублять ниже минимального уровня воды на величину 0,I5 $\bar{\lambda}$ и более, а верх его должен быть не ниже вершины интерферированной волны h_{ℓ} при максимальном уровне воды. Для уменьшения отражения волн и снижения отметки верха сооружения рекомендуется перед экраном устанавливать горизонтальные ребра (рис.3.I б) с шагом и шириной a_1 не менее 0,05 $\bar{\lambda}$.

3.9. Два вертикальных экрана (рис.3.I в -3.I д) рекомендуется применять с целью улучшения эффективности гашения волн. Величина заглубления каждого из двух одинаковых вертикальных экранов (рис.3.I в) относительно минимального уровня воды должна составлять не менее 0,I $\bar{\lambda}$, а расстояние между экранами – (0,2÷0,3) $\bar{\lambda}$.

3.I0. При колебаниях уровня воды менее 3 м для выравнивания волновой нагрузки на оба экрана и уменьшения отражения волн рекомендуется верх первого экрана располагать посредине между максимальным и минимальным уровнями воды, а заглубление его низа $z_{н1}$ принимать в 2 раза меньше, чем заглубление низа $z_{н2}$ второго экрана (рис.3.I г); заглубление второго экрана принимать не менее 0,I2 $\bar{\lambda}$ относительно минимального уровня воды. При равном заглублении экранов допускается первый экран выполнять перфорированным таким образом, чтобы площадь отверстий составляла около I5–25% от всей площади экрана (рис.3.I д). Минимальный размер отверстий перфорации (диаметр круглого отверстия, меньшая сторона


а
$Z_в \geq \eta_в$
Макс. расч. ур.
$Z_н \geq 0{,}15\bar{\lambda}$
Мин. расч. ур.
б
Макс.
Мин.
a_1
$Z_н \geq 0{,}15\bar{\lambda}$
H
$a_1 \geq 0{,}05\bar{\lambda}$
в
$Z_в \geq \eta_в$
Макс. расч. ур.
Мин. расч. ур.
$Z_{н1} = 0{,}5 Z_{н2}$
$Z_{н2} \geq 0{,}12\bar{\lambda}$
$B = (0{,}2 \div 0{,}3)\bar{\lambda}$
г
$Z_в \geq \eta_в$
Макс.
Мин.
$Z_{н1} = Z_{н2}$
$Z_{н2} \geq 0{,}12\bar{\lambda}$
$B = (0{,}2 \div 0{,}3)\bar{\lambda}$
ж
B
$Z_в \geq \eta_в$
Макс. МЖС
$\eta_п < Z_н$
з
B
$0{,}1\bar{\lambda} \leq B_н \leq 0{,}3\bar{\lambda}$
$Z_в \geq \eta_в$
Макс. МЖС
$\eta_п < Z_н$
к
$B \geq 0{,}4\bar{\lambda}$
$Z_в > 0{,}6h$
Расч. ур.
$Z_н$
$20 \div 25°$
$\alpha \geq 0{,}2B$
л
$B \geq 0{,}45\bar{\lambda}$
$Z_в > 0{,}6h$
$\alpha_0 \leq 10°$
Макс.
Мин.
$20 \div 25°$
$\alpha \geq 0{,}2B$

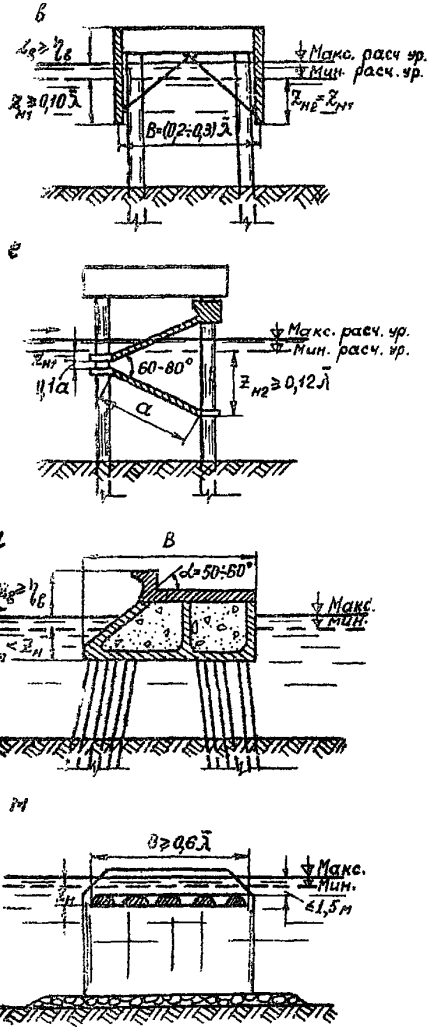


Рис. 3.1. Схемы сквозных оградительных сооружений: а–одиночный экран; б–одиночный экран с волногасящими ребрами; в–два экрана одинакового заглубления; г–два экрана разного заглубления; д–перфорированный и сплошной экраны; е– два взаимно наклоненных экрана; ж– понтон-ростверк с вертикальными гранями; з– понтон-ростверк с перфорированной передней гранью и камерой гашения; и– понтон-ростверк с наклонной передней стенкой; к–горизонтальная решетка из наклонных пластин; л– наклоненная решетка; м– перфорированный горизонтальный экран

прямоугольного отверстия и т.п.) должна быть равной 0,01λ. Форма отверстий и толщина экрана существенного влияния на отражение волн не оказывают. Для исключения ударов волн о верхнее строение низ его должен возвышаться над максимальным расчетным уровнем воды не менее, чем на высоту гребня интерферированной волны η_{ℓ}.

3.11. Для уменьшения горизонтальной составляющей волновой и ледовой нагрузок, а также повышения общей жесткости сооружения гаситель может быть выполнен из двух взаимно наклоненных экранов, образующих между собой острый угол, вершина которого направлена навстречу волнам (рис.3.1е). При этом экраны рекомендуется располагать таким образом, чтобы между ближними концами экранов (в вершине угла) расстояние составляло 10% от ширины нижнего экрана, угол между экранами составлял 60÷80°, а заглубление $z_{н2}$ нижнего экрана относительно минимального уровня воды равнялось не менее 0,12 $\bar{\lambda}$. Для снижения удара волн в днище верхнего строения над верхним экраном целесообразно устраивать волноотбойный козырек. Допускается также верхнее строение располагать за верхним экраном со стороны защищаемой акватории.

Понтоны-ростверки

3.12. Понтоны-ростверки рекомендуется применять на акваториях с приливными колебаниями уровня воды не более 2-3 м при действии волн высотой не более 4 м и средней длиной до 80 м.

3.13. Днище понтона-ростверка необходимо заглублять относительно минимального уровня воды ниже подошвы волны $\eta_{п}$. Верх парапета z_{ℓ} понтона-ростверка должен возвышаться над максимальным уровнем воды не менее чем на высоту гребня интерферированной волны η_{ℓ} (рис.3.1г). Ширина понтона-ростверка выбирается из условия обеспечения требуемого гашения волн согласно пп.3.20 и 3.25.

3.14. Для снижения отражения волн и волновой нагрузки в случае, когда толщина льда на акватории не превышает 0,5м, передняя стенка понтона-ростверка может выполняться перфорированной. При этом за ней устраивается камера гашения

шириной не менее 0,1 $\bar{\lambda}$,но не более 0,3 $\bar{\lambda}$ (рис.3.1 з). Пористость передней стенки (отношение площади отверстий ко всей площади стенки) должна составлять $m_п$ =0,15÷0,25. Размеры отверстий следует назначать в соответствии с указаниями п.3.10.

На замерзающих акваториях с толщиной льда более 0,5м сплошную переднюю стенку понтона рекомендуется выполнять наклонной под углом 50÷60° к горизонту воды (рис.3.1и). При этом парапет должен иметь волноотбойный козырек.

3.15. Для повышения сборности сооружения и облегчения транспортировки его элементов секции понтона-ростверка рекомендуется изготавливать в виде массивов-гигантов,заполняемых после их установки на опоры местным материалом. Отверстия в лицевой стенке понтона-ростверка с камерой гашения на период транспортировки следует закрывать временными заглушками.

Решетчатые гасители

3.16. Решетчатые гасители рекомендуется применять на акваториях с приливными колебаниями уровня воды не более 1,5–2,0 м при действии волн высотой не более 4 к и средней длиной до 80 м.

3.17.На безлинных акваториях при наличии льда толщиной не более 0,5 м гаситель целесообразно выполнять из 3-4-х наклоненных навстречу волне пластин, верх которых располагается на уровне воды (рис.3.1 , к). Общая ширина B гасителя должна быть не менее 0,4 $\bar{\lambda}$,а ширина каждой пластины a не менее 0,2 B .Оптимальный угол наклона пластин к горизонту воды равен 20÷25°. Для снижения волновой и ледовой нагрузок переднюю пластину рекомендуется наклонить в противоположную сторону по отношению к остальным пластинам.

3.18. При наличии приливных колебаний решетчатый гаситель следует располагать наклонно таким образом,чтобы верх первой пластины со стороны подходящих волн совпадал с минимальным уровнем воды,а верх последней пластины – с максимальным уровнем воды; при этом общий угол наклона $\alpha_р$ решетки к горизонту не должен превышать 10°(рис.3.1 л), а ширина

гасителя B составлять не менее $0{,}45\bar{\lambda}$. Верхнее строение, располагаемое над решетчатым гасителем, должно возвышаться над максимальным уровнем воды не менее чем на $0{,}6h$.

3.19. На акваториях с тяжелым ледовым режимом и при незначительных колебаниях уровня воды когда не требуется специальная защита мест стоянки от подвижек льда, допускается гаситель выполнять в виде перфорированного горизонтального экрана шириной B не менее $0{,}6\bar{\lambda}$. Верх гасителя должен быть заглублен относительно минимального уровня воды на толщину льда (рис.3.1м), но не более чем на 1,5м.

Основные расчетные положения

Расчет гашения волн

3.20. Высота волны $h_д$, м, непосредственно за сквозным оградительным сооружением, определяется по формуле

$$h_д = h_i k_{пр} \sqrt{k_д^2 + (1 - k_{пр}^2) k_д^2}, \qquad (3.1)$$

где h_i – высота исходной волны в створе оградительного сооружения с обеспеченностью в системе, принимаемой согласно п.1.5;

$k_{пр}$ – коэффициент прохождения волны, равный отношению высоты волны, прошедшей сквозь сооружение, к высоте исходной волны; определяется по указаниям настоящего раздела в зависимости от типа сооружения;

$k_д$ – коэффициент дифракции волн, обтекающих сооружение в плане; определяется как для оградительного сооружения полного профиля в соответствии с главой СНиП II-57-75 по нагрузкам и воздействиям на гидротехнические сооружения.

3.21. Коэффициенты прохождения $k_{пр}$ и отражения $k_{от}$ волн для сплошного вертикального экрана (рис.3.1,а) определяются по формулам:

$$k_{пр} = A\sqrt{k_o}; \qquad (3.2)$$

$$k_{от} = A\sqrt{1 - k_{о}}\ , \qquad (3.3)$$

где A – параметр;

$$A = \frac{1}{1 + 15\,(h_{эк}/\bar{\lambda})^2}\ ; \qquad (3.4)$$

$k_{о}$ – коэффициент, принимаемый по графикам на рис.3.2 в зависимости от относительного заглубления экрана $z_{н}/\bar{\lambda}$ и относительной глубины воды $H/\bar{\lambda}$.

Для экрана с волногасящими ребрами (рис.3.I б) значение коэффициента $k_{от}$, вычисленное по формуле (3.3), следует уменьшать на I5%.

3.22. Коэффициенты прохождения $k_{пр}$ и отражения $k_{от}$ волн для двух установленных друг за другом сплошных вертикальных экранов (рис.3.I в -3.I г) определяются по формулам

$$k_{пр} = A k_{в}\sqrt{k_{о1}\cdot k_{о2}}\ ; \qquad (3.5)$$

$$k_{от} = A k_{в}\sqrt{1 - k_{о1}\cdot k_{о2}}\ , \qquad (3.6)$$

где A, $k_{о1}$, $k_{о2}$ – коэффициенты, определяемые в соответствии с п.3.2I для первого экрана, имеющего относительное заглубление $z_{н1}/\bar{\lambda}$, и второго экрана с $z_{н2}/\bar{\lambda}$ соответственно;

$k_{в}$ – коэффициент, принимаемый по табл.3.I в зависимости от относительного расстояния между экранами $B/\bar{\lambda}$ и соотношения заглубления экранов $z_{н1}/z_{н2}$

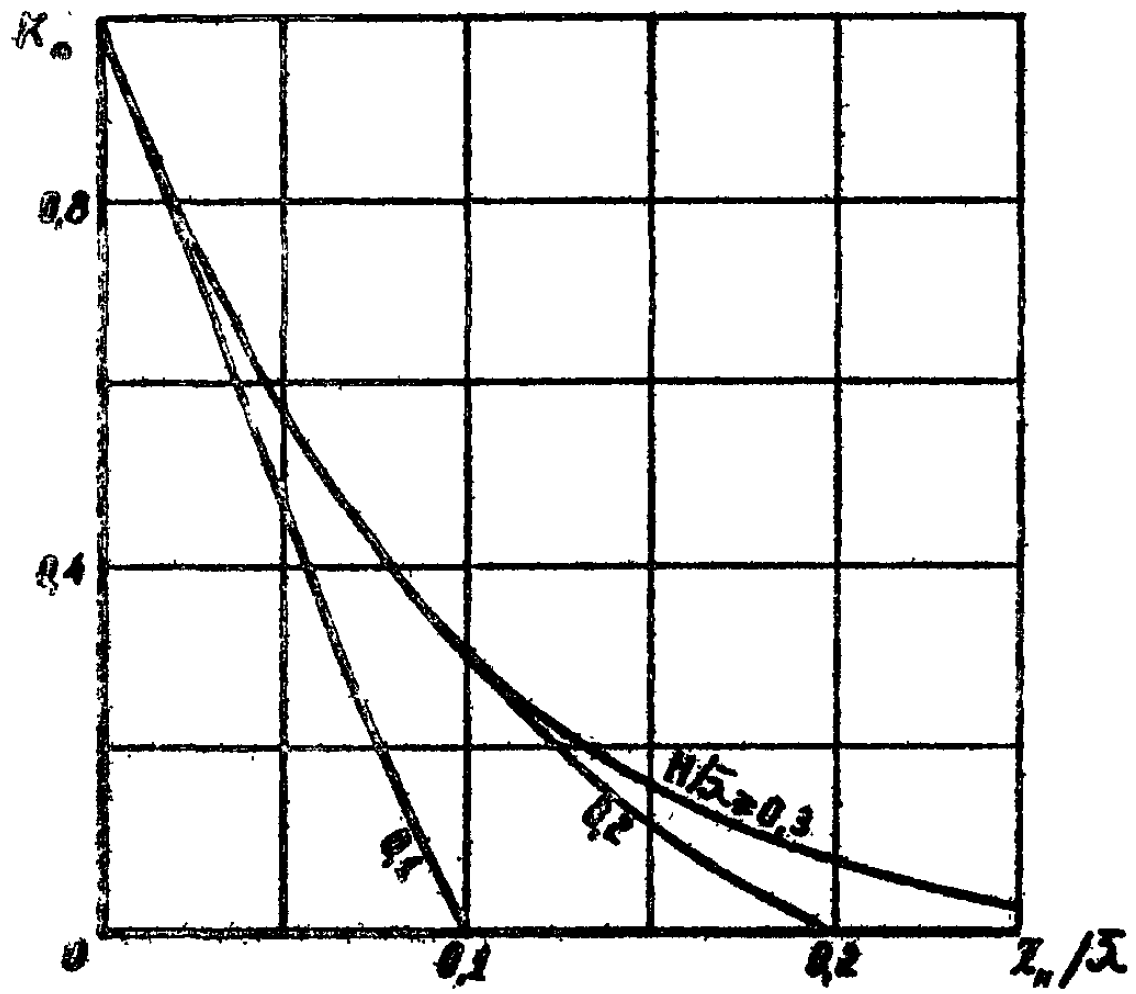


Рис.3.2. Графики для определения коэффициента k_0

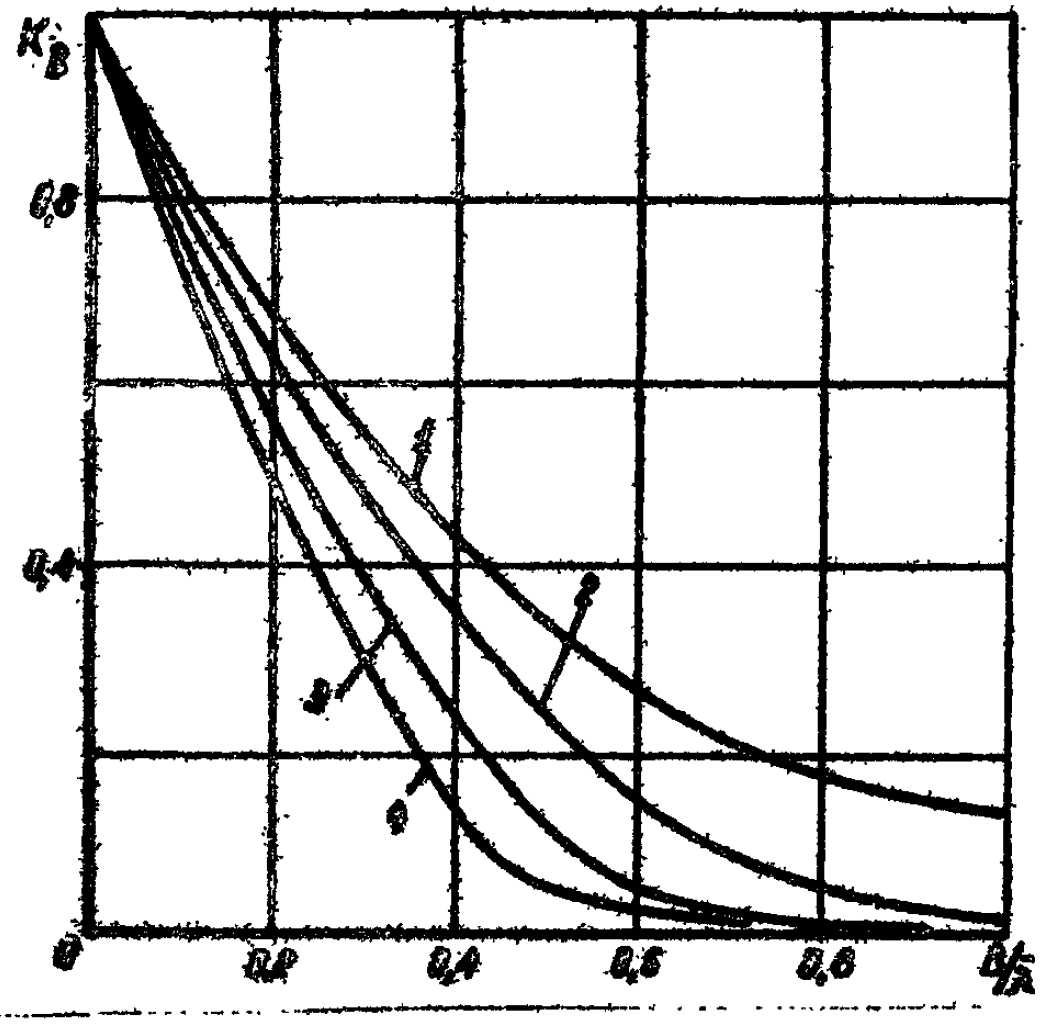


Рис.3.3. Графики для определения коэффициента $K_в$: 1-для понтона-ростверка; 2,3 и 4 – для решетки из наклонных пластин соответственно при $\alpha_р=0^0$, $\alpha_р=5^0$ и $\alpha_р=10^0$

Таблица 3.I

$B/\bar{\lambda}$		0,2	0,3	0,4
K_B для соотношения заглублений экранов	Z_{H1}/Z_{H2} =I	I,6	I,3	I,0
	Z_{H1}/Z_{H2} =0,5	I,5	I,2	0,9

3.23. Коэффициенты прохождения $k_{пр}$ и отражения $k_{от}$ волн для двух, установленных друг за другом вертикальных экранов, первый из которых перфорированный (рис.3.I д), определяются по формулам:

$$k_{пр}=Ak_B\left[k_{m1}+(1-k_{m1})\sqrt{k_{o1}}\right]\sqrt{k_{o2}}\,; \quad (3.7)$$

$$k_{от}=Ak_B(1-k_{m1})\sqrt{1-k_{o1}\cdot k_{o2}}\,, \quad (3.8)$$

где A, k_{o1}, k_{o2}, k_B – коэффициенты, определяемые в соответствии с п.3.22;

k_{m1} – коэффициент, определяемый по табл.3.2 в зависимости от отношения $m_п$ площади отверстий в первом экране к общей площади экрана.

Таблица 3.2

$m_п$	0	0,I	0,2	0,3	0,4
k_{m1}	0	0,40	0,60	0,75	0,85

3.24. Коэффициент прохождения волн $k_{пр}$ для двух взаимно наклоненных экранов (рис.3.I е) определяется по формуле (3.2) как для одиночного экрана, имеющего заглубление, равное Z_{H2}, а коэффициент отражения $k_{от}$ определяется по формуле

$$k_{от}=A\sqrt{(1-k_{o2})-(1-k_{o1})\sin^2\alpha}\,, \quad (3.9)$$

где A – параметр, определяемый по формуле (3.4);

k_{o1} и k_{o2} – коэффициенты, определяемые по графикам на рис.3.2 в зависимости от относительного заглубления верхнего $z_{н1}/\bar{\lambda}$ и нижнего $z_{н2}/\bar{\lambda}$ экранов и относительной глубины воды $H/\bar{\lambda}$;

α_1 – угол наклона к горизонту верхнего экрана.

3.25. Коэффициенты прохождения $k_{пр}$ и отражения $k_{от}$ волн для понтона-ростверка (рис.3.1к -3.1и) и решетчатого гасителя из ряда наклонных пластин (рис.3.1к -3.1л)определяются по формулам:

$$k_{пр} = A k_B \sqrt{k_o} \; ; \qquad (3.10)$$

$$k_{от} = A k_{m2} \sqrt{1 - k_o} \; , \qquad (3.11)$$

где A – параметр, определяемый по формуле (3.4);

k_o – коэффициент, определяемый по графикам на рис.3.2 в зависимости от относительного заглубления гасителя $z_н/\bar{\lambda}$ и относительной глубины воды $H/\bar{\lambda}$;

k_B – коэффициент, определяемый по графикам на рис.3.3 в зависимости от относительной ширины гасителя $B/\bar{\lambda}$,а для решетки также в зависимости от угла ее наклона α_p ;

k_{m2} – коэффициент, принимаемый:

– равным $\sin\alpha$ для понтона-ростверка,у которого передняя стенка наклонена к горизонту под углом α ;

– по графикам на рис.3.4а для понтона-ростверка с перфорированной передней стенкой и камерой гашения в зависимости от относительной ширины камеры гашения $B_к/\bar{\lambda}K_\omega$ и относительной площади перфорации $m_п$;

– равным нулю для решетчатого гасителя;

K_ω – коэффициент, учитывающий изменения соотношения частот волн и собственных колебаний воды в камере гашения понтона-ростверка при различных его осадках, принимаемый по графикам на рис.3.4б в зависимости от относительной глубины $H/\bar{\lambda}$ и относительной осадки $z_н/H$.

3.26. Коэффициент прохождения волн $K_{пр}$ для горизонтального перфорированного экрана (рис.3.1м)определяется по формуле

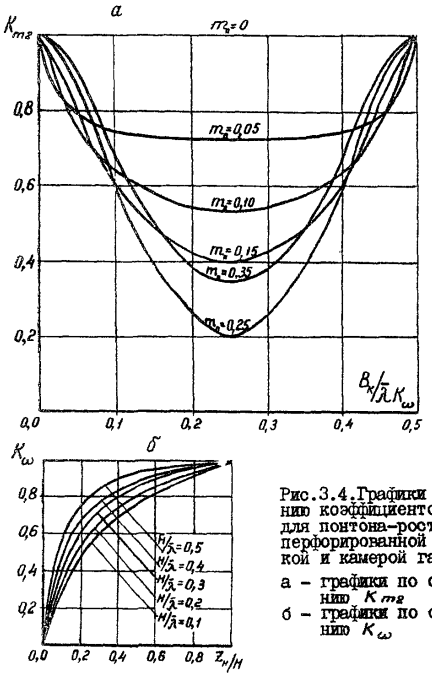


Рис.3.4.Графики по определению коэффициентов K_{m2} и K_ω для понтона-ростверка с перфорированной передней стенкой и камерой гашения:
а - графики по определению K_{m2}
б - графики по определению K_ω

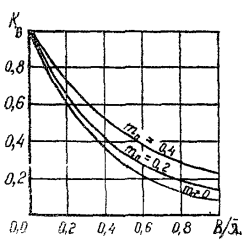


Рис.3.5. Графики по определению коэффициента K_B для перфорированного горизонтального экрана

$$k_{пр} = k_в \cdot A \cdot e^{-\frac{2\pi z_1}{\bar{\lambda}}}, \qquad (3.12)$$

где $k_в$ – коэффициент, определяемый по графикам на рис.3.5 в зависимости от относительной ширины экрана $B/\bar{\lambda}$ и относительной площади перфорации $m_п$.

Отражение волн от горизонтального перфорированного экрана допускается не учитывать.

3.27. Возвышение $\eta_в$ вершины волны (со знаком "минус") или понижение $\eta_п$ подошвы волны (со знаком "плюс") относительно расчетного уровня воды перед сквозным оградительным сооружением определяется по формуле

$$\eta_{в,п} = \mp \frac{h_{1\%}}{2}(1+k_{от}) - \frac{\pi h_{1\%}^2}{4\bar{\lambda}}(1+k_{от})^2 cth\frac{2\pi H}{\bar{\lambda}}, \qquad (3.13)$$

где $k_{от}$ – коэффициент, определяемый по пп.3.21÷3.25 в зависимости от типа сооружения.

3.28. Возвышение $\eta_в$ вершины волны (со знаком "минус") или понижение $\eta_п$ подошвы волны (со знаком "плюс") относительно расчетного уровня воды между двумя вертикальными экранами определяются по формуле

$$\eta_{в,п} = \mp \frac{h_{1\%}}{2}\left[1 + k_{в1}(1-k_{m1})A\sqrt{1-k_{o1}\cdot k_{o2}}\right], \qquad (3.14)$$

где A, k_{o1}, k_{o2} – коэффициенты, определяемые в соответствии с п.3.22;

k_{m1} – коэффициент, определяемый по табл.3.2 в зависимости от отношения $m_п$ площади отверстий в первом экране к общей площади экрана;

$k_{в1}$ – коэффициент, определяемый по табл.3.3 в зависимости от соотношения заглублений экранов $z_{н1}/z_{н2}$ и относительного расстояния между экранами $B/\bar{\lambda}$.

Таблица 3.3

$B/\bar{\lambda}$		0,2	0,3	0,4
K_{B1} для соотношения заглубления экранов	$z_{н1}/z_{н2}$ =0,5	I,3	I,3	I,3
	$z_{н1}/z_{н2}$ =I,0	I,2	I,I	I,05

3.29. Возвышение $\eta_в$ вершины волны (со знаком "минус") или понижение $\eta_п$ подошвы волны (со знаком "плюс") относительно расчетного уровня воды внутри камеры гашения понтона-ростверка рассчитывается по формулам:

– на тыльной стороне передней стенки

$$\eta_{в,п} = \mp \frac{h_{1\%}}{2} K_{m2} A \sqrt{(1 - k_o) K_{m1}}\,, \qquad (3.15)$$

– на задней стенке камеры гашения

$$\eta_{в,п} = \mp \frac{h_{1\%}}{4} (1 + 2K_{m2}) A \sqrt{(1 - k_o) K_{m1}}\,, \qquad (3.15)$$

где A , k_o , K_{m1} и K_{m2} – коэффициенты, определяемые согласно ш. 3.21, 3.23 и 3.25.

3.30. Возвышение $\eta_в$ вершины волны (со знаком "минус") или понижение $\eta_п$ подошвы волны (со знаком "плюс") за сооружением относительно расчетного уровня воды принимается равным половине высоты волны h_4 , определяемой согласно п.3.20.

Расчет волновой нагрузки

3.31. Волновая нагрузка на единицу длины, кН/м, сплошного экрана (рис.3.6.а–3.6.б) или понтона-ростверка со сплошной передней гранью (рис.3.6.д) и точка приложения равнодействующей определяются путем построения эпюр волнового давления (рис.3.6) по следующим зависимостям:

– при подходе вершины волны:

$$z_1 = \eta_в\,, \qquad p_1 = 0\,; \qquad (3.16)$$

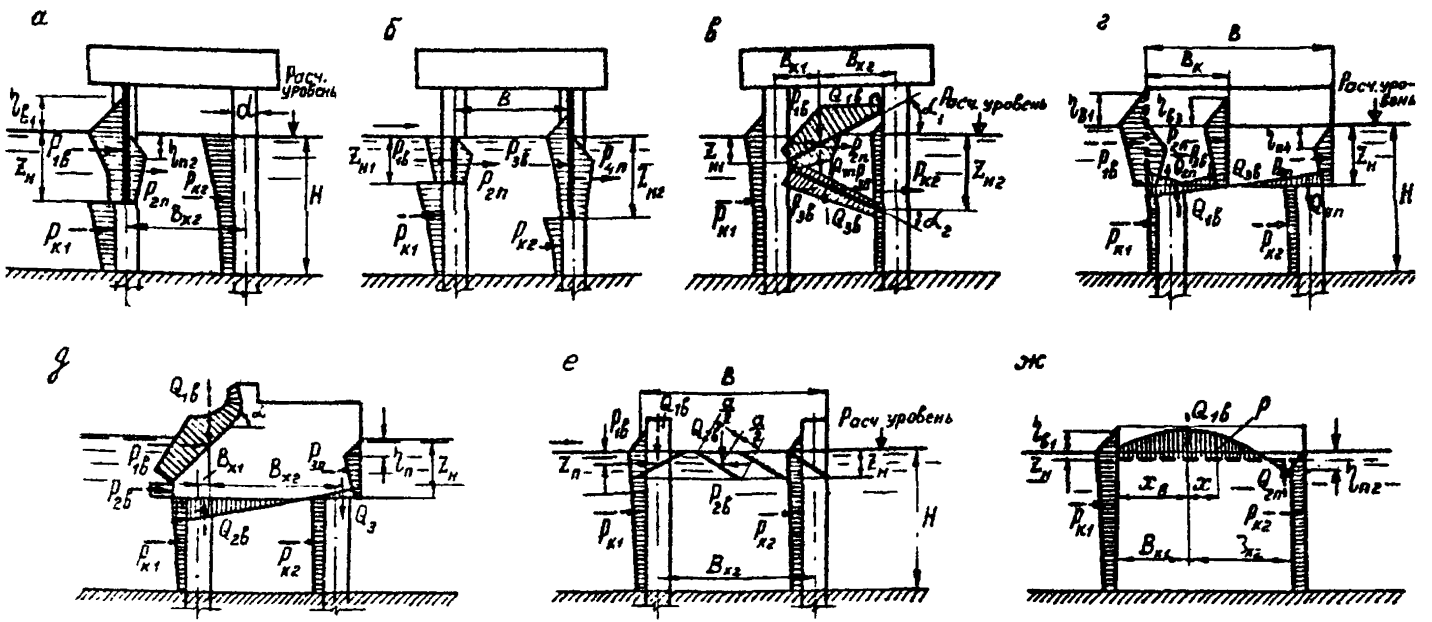


Рис.3.6. Эпюры и равнодействующие волнового давления на элементы сквозных оградительных сооружений: а– одиночный экран; б– два вертикальных экрана;в –два взаимно наклоненных экрана;г– понтон-ростверк с перфорированной передней стенкой и камерой гашения; д– понтон-ростверк с наклонной передней стенкой и волноотбойным козырьком;е – горизонтальная решетка из наклонных пластин; ж – перфорированный горизонтальный экран

$$\left.\begin{array}{l} z_2 = 0, \\ z_3 = 0{,}5\, z_н, \\ z_4 = z_н \end{array}\right\} \quad p_{2,3,4} = -\rho g \eta_в \frac{ch \frac{2\pi}{\bar{\lambda}} \left(H - z_{2,3,4} \right)}{ch \frac{2\pi (H - \eta_в)}{\bar{\lambda}}}; \quad (3.17)$$

– при подходе подошвы волны:

$$z_1 = 0, \qquad p_1 = 0; \qquad (3.18)$$

$$z_2 = \eta_п, \qquad p_2 = -\rho \cdot g \cdot \eta_п; \qquad (3.19)$$

$$z_3 = z_н, \qquad p_3 = -\rho \cdot g \cdot \eta_п \frac{ch \frac{2\pi}{\bar{\lambda}} \left(H - z_н \right)}{ch \frac{2\pi (H + \eta_п)}{\bar{\lambda}}}, \qquad (3.20)$$

где $\eta_в$ и $\eta_п$ – соответственно возвышение вершины и понижение подошвы волны относительно расчетного уровня воды; определяются по пп.3.27÷3.30.

3.32. Волновая нагрузка на единицу длины боковой поверхности перфорированного экрана или стенок понтона-ростверка с камерой гашения и точка приложения равнодействующей определяются путем построения эпюр волнового давления (рис.3.6г) по зависимостям (3.16)–(3.20) за вычетом части эпюры, приходящейся на отверстия.

Для определения волновой нагрузки на боковые поверхности камеры гашения понтона-ростверка вместо формул (3.17)и (3.20) следует пользоваться формулами:

– при подходе вершины волны

$$p_{2,3,4} = -\rho g \eta_в \frac{ch \frac{2\pi}{\bar{\lambda}} \left(z_н - z_{2,3,4} \right)}{ch \frac{2\pi z_н}{\bar{\lambda}}}; \qquad (3.17)'$$

– при подходе подошвы волны

$$p_3 = -\rho g \eta_в \frac{1}{ch \frac{2\pi z_н}{\bar{\lambda}}}. \qquad (3.20)'$$

3.33. Волновая нагрузка на единицу длины днища понтона-ростверка или его камеры гашения (рис.3.6г) и точка приложения равнодействующей определяются по эпюре волнового давления, распределение которой назначается по линейному закону, принимая по краям соответствующие значения p при $z = z_H$ на боковых стенках.

3.34. Волновая нагрузка на единицу длины гасителя из двух взаимно наклоненных экранов и точки приложения равнодействующих определяются путем построения эпюр волнового давления (рис.3.6 в):

– для внешней стороны верхнего экрана как для откосного сооружения полного профиля – в соответствии с указаниями главы СНиП II-57-75 по нагрузкам и воздействиям на гидротехнические сооружения в пределах заглубления экрана на действие волны высотой $h_{i\%}(1+k_{от})$, где коэффициент $k_{от}$ определяется согласно п.3.24;

– для внутренней стороны верхнего экрана и обеих сторон нижнего экрана – по зависимостям (3.16)–(3.20).

3.35. Волновое давление на криволинейном участке волноотбойного козырька принимается как продолжение эпюры на прямолинейную поверхность, к которой криволинейный участок примыкает, с ориентированием этой эпюры по нормали к криволинейной поверхности.

3.36. Волновая нагрузка P, кН/м, на единицу длины волногасящего ребра в составе вертикального экрана (рис.3.1б), а также на наклонную пластину решетчатого гасителя (рис.3.6 е) определяется по формуле

$$P = \rho \cdot a \cdot C_c v_i^2 , \qquad (3.21)$$

где a – ширина ребра или пластины, м;

C_c – коэффициент сопротивления; принимается равным: 2,0 – для ребра в составе вертикального экрана, 1,6 – для пластины решетчатого гасителя;

v_i – скорость в волне, м/с.

В случае вертикального экрана $\mathcal{V}_i$ вычисляется по формуле

$$\mathcal{V}_i = \frac{h_{i\%}(1+k_{от})\pi}{2\tau} \cdot \frac{sh\frac{2\pi}{\lambda}(H-z_\rho)}{sh\frac{2\pi H}{\lambda}}, \quad (3.22)$$

где z_ρ – заглубление ребра под расчетный уровень воды, м.

Для пластины решетчатого гасителя

$$\mathcal{V}_i = \frac{6h_{i\%}}{2} e^{-\frac{2\pi}{\lambda}z_n}\left[k_{пр}+(1-k_{пр})\frac{i}{n}\right], \quad (3.23)$$

где z_n – заглубленые середины пластины под расчетный уровень воды, м;

n – число пластин;

i – порядковый номер пластины, отсчитываемый со стороны защищаемой акватории.

3.37. Волновая нагрузка на единицу длины перфорированного горизонтального экрана и точка приложения равнодействующей определяются путем построения эпюры волнового давления (рис.3.6к):

– при подходе к гасителю вершины волны – по формуле

$$p = \rho g \frac{h_\Delta}{2}\left[1+\left(\frac{h_{i\%}}{h_\Delta}-1\right)\left(1-\frac{x_в}{B}\right)\right]\frac{ch\frac{2\pi}{\lambda}(H-z_н)}{ch\frac{2\pi}{\lambda}H} k_n \cos\frac{2\pi}{\lambda}(x-x_в); \quad (3.24)$$

– при подходе к гасителю впадины волны – по формуле (3.24) со знаком "минус" для участка, где

$$z_н > \frac{h_\Delta}{2}\left[1+\left(\frac{h_{i\%}}{h_\Delta}-1\right)\left(1-\frac{x_в}{B}\right)\right]$$

или по формуле $p = -\rho g z_н$ для участков, где

$$z_н \le \frac{h_4}{2}\left[1+\left(\frac{h_{i\%}}{h_4}-1\right)\left(1-\frac{x_в}{B}\right)\right],$$

где h_4 – высота волны у гасителя со стороны защищаемой акватории; определяется по пп.3.20 и 3.27;

$x_в$ – расстояние от внешнего края гасителя до вершины или подошвы волны; м;

$k_п$ – коэффициент, определяемый по табл.3.4 в зависимости от отношения $m_п$ площади отверстий ко всей площади экрана;

x – расстояние от вершины или подошвы волны, м, до рассматриваемой точки, задаваемое с интервалом не менее 0,2B.

При расчете устойчивости секции сооружения наибольшая волновая нагрузка на гаситель соответствует значению $x_в = \frac{1}{2}B$, но не более $\frac{\Lambda}{4}$. Наибольший опрокидывающий момент соответствует значению $x_в = 0$.

Во всех случаях площадь эпюры волнового давления определяется за вычетом части эпюры, приходящейся на отверстия.

Таблица 3.4

$m_п$	0	0,1	0,2	0,3	0,4
$k_п$	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

3.38. Волновая нагрузка на опорные конструкции, располагаемые в плоскости волногасящих экранов (рис.3.1а–3.1б), и точка приложения равнодействующей определяются путем построения эпюр волнового давления:

– от верхнего строения до низа гасителя – как на экран в пределах ширины опоры;

– от низа гасителя до дна – как на обтекаемую преграду под действием волны высотой $h_{i\%}$ для первого ряда колонн и высотой $h_{i\%}k_{пр}$ для второго ряда колонн по рекомендациям главы СНиП по нагрузкам и воздействиям на гидротехнические сооружения.

Волновая нагрузка на свайные опорные конструкции, располагаемые за волногасящими экранами (рис.3.I а и 3.I б), рассчитывается как на обтекаемые преграды под действием волн высотой $h_{i\%}k_{пр}$.

3.39. Волновая нагрузка на обтекаемые опоры, располагаемые под понтоном-ростверком и решетчатым гасителем (рис.3.I г-3.I е), а также точка приложения равнодействующей определяются путем построения эпюры волнового давления в соответствии с главой СНиП по нагрузкам и воздействиям на гидротехнические сооружения при действии волн высотой h_o , равной:

- для опор, располагаемых под понтоном-ростверком,

$$h_o = h_{i\%}(1-k_{от})\frac{sh\frac{2\pi}{\lambda}\left[H+\frac{h_{i\%}}{2}(1-k_{от})\right]}{sh\frac{2\pi}{\lambda}(H-\bar{z}_H)}; \qquad (3.25)$$

- для опор, находящихся у наружной стороны решетчатого гасителя, $h_o = h_{i\%}$;

- для опор, находящихся у тыльной стороны решетчатого гасителя, $h_o = 1{,}2\,h_{i\%}k_{пр}$;

- для промежуточных опор под решетчатым гасителем - по средним значениям между крайними опорами.

3.40. При расчете устойчивости секции сооружения горизонтальная P , кН, и вертикальная Q , кН, проекции равнодействующей волновой нагрузки на все элементы секции определяются по формулам:

$$P = \sum\left[\frac{P_{iв}-P_{iп}}{2}\sin\left(\bar{\omega}t+\delta_i\right)+\frac{P_{iв}+P_{iп}}{2}\right]; \qquad (3.26)$$

$$Q = \sum\left[\frac{Q_{iв}-Q_{iп}}{2}\sin\left(\bar{\omega}t+\delta_i\right)+\frac{Q_{iв}+Q_{iп}}{2}\right]; \qquad (3.27)$$

$$i = 1,2,\ldots, n ,$$

где $P_{iв}$, $P_{iп}$ и $Q_{iв}$, $Q_{iп}$ - горизонтальная и вертикальная проекции волновой нагрузки на отдельные элементы при подходе вершины и подошвы волны соответственно, определяются согласно

пп.3.31–3.39 с учетом длины секции ℓ_c и количества опор, приходящихся на секцию ограждительного сооружения; значения волновых нагрузок следует подставлять со знаками, учитывающими фактическое направление действия нагрузок;

δ_i – сдвиг фазы изменения волновой нагрузки на элементы сооружения по отношению к передней части гасителя; принимается по табл.3.5 (β_{x1} и β_{x2} – расстояния по горизонтали от первого и второго ряда свай до точки приложения равнодействующей эпюры волнового давления на переднюю грань гасителя);

$\bar{\sigma}t$ – временной параметр, принимаемый:

– для случая воздействия гребня и впадины волны на гасители в виде одиночного и двух взаимно наклоненных экранов понтона-ростверка со сплошными стенками равным соответственно $\frac{\pi}{2}$ и $\frac{3\pi}{2}$;

– для случая воздействия гребня или впадины волны на гасители в виде двух вертикальных экранов, понтона-ростверка с камерой гашения равным $\bar{\sigma}t^*$ или $\bar{\sigma}t^*+\pi$,

$$\bar{\sigma}t^* = Arctg\frac{\sum P' + \sum P'' \cos\frac{2\pi\beta_к}{\bar{\lambda}}}{\sum P'' \sin\frac{2\pi\beta_к}{\bar{\lambda}}}; \qquad (3.28)$$

$\sum P'$ – равнодействующая волновой нагрузки на лицевую сторону первого и тыльную сторону второго экранов или лицевую сторону передней стенки и тыльную сторону понтона-ростверка, равная $\frac{P_{1в}-P_{1п}}{2}+\frac{P_{чв}-P_{чп}}{2}$;

$\sum P''$ – равнодействующая волновой нагрузки на тыльную сторону первого и лицевую сторону второго экрана или тыльную сторону передней стенки и заднюю стенку камеры гашения понтона-ростверка, равная $\frac{P_{2в}-P_{2п}}{2}+\frac{P_{зв}-P_{зп}}{2}$.

3.41. При расчете местной прочности экранов и перфорированной лицевой стенки понтона—ростверка с камерой гашения сдвиг фазы δ_i волновой нагрузки на тыльную сторону этих конструкций принимается равным π.

Таблица 3.5

Волногасители	Элементы сооружения	δ_i в радианах
Одиночный экран (рис.3.6 а)	Лицевая сторона экрана	0
	Тыльная сторона экрана	π
	Передние опоры	0
	Задние опоры	$\pi + \frac{2\pi B_{x2}}{\bar{\lambda}}$
Спаренные вертикальные экраны (рис.3.6б)	Лицевая сторона первого экрана	0
	Тыльная сторона первого экрана	$\pi + \frac{2\pi B}{\bar{\lambda}}$
	Лицевая сторона второго экрана	$\frac{2\pi B}{\bar{\lambda}}$
	Тыльная сторона второго экрана	π
	Передние опоры	0
	Задние опоры	0
Два взаимно наклоненных экрана (рис.3.6 в)	Лицевая сторона экранов	0
	Тыльная сторона экранов	π
	Передние опоры	$-\frac{2\pi B_{x1}}{\bar{\lambda}}$
	Задние опоры	$\pi + \frac{2\pi B_{x2}}{\bar{\lambda}}$
Понтон-ростверк с перфорированной стенкой и камерой гашения (рис.3.6 г)	Лицевая сторона передней стенки	0
	Тыльная сторона передней стенки	$\pi + \frac{2\pi B_к}{\bar{\lambda}}$
	Задняя стенка камеры гашения	$2\pi B_к/\bar{\lambda}$
	Тыльная сторона понтона-ростверка	π
	Опоры	0

Окончание таблицы 3.5

Волногасители	Элементы сооружения	δ_i в радианах
Понтон-ростверк с вертикальной или наклонной передней стенкой (рис.3.6 д)	Лицевая стенка	0
	Тыльная стенка	π
	Опоры	0
Горизонтальная решетка из наклонных пластин (рис.3.6 е)	Первая пластина	0
	Вторая и каждая последующая пластины	$\frac{2\pi B_i}{\bar{\lambda}}$
	Передние опоры	0
	Задние опоры	$\frac{2\pi B_{x2}}{\bar{\lambda}}$
Перфорированный горизонтальный экран (рис.3.6 ж)	Передняя сторона опоры бычкового типа	$-\frac{2\pi B_{x1}}{\bar{\lambda}}$
	Тыльная сторона опоры бычкового типа	$\frac{2\pi B_{x2}}{\bar{\lambda}}$

3.42. В случае подхода волн под углом к сквозному оградительному сооружению величину равнодействующей волновой нагрузки, определяемой по рекомендации пп.3.31–3.35, рекомендуется умножать на коэффициент K_α, значения которого принимаются по табл.3.6 в зависимости от угла α_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 3.6

α_β, град	K_α при значении $\ell_c/\bar{\lambda}$			
	0,2	0,4	0,6	0,8
0	I,0	I,0	I,0	I,0
30	I,0	0,95	0,85	0,75
60	0,95	0,85	0,7	0,5

Расчет местного размыва у опор сквозных сооружений

3.43. 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) акватории в месте предполагаемого строительства сооружения. Если изменения глубин в точках между двумя последовательными промерами, выполненными с интервалом, как правило, не менее 3-х лет, не превосходит 0,5м, общий размыв в расчете допускается не учитывать. В противном случае величина общего размыва определяется на основании лабораторных исследований динамики перемещения наносов с учетом проектируемых сооружений.

Местный размыв у опор сквозных сооружений определяется по указаниям настоящего раздела.

3.44. Глубина ΔH, м, и диаметр D, м, воронки размыва в песчаном или гравелистом грунте вокруг опор свайного типа (рис.3.7а) шириной (диаметром) d =1÷5 м определяются по формулам:

$$\Delta H = k_p \cdot d; \qquad (3.29)$$

$$D = 2\Delta H \operatorname{ctg} \varphi_r + d, \qquad (3.30)$$

где k_p – коэффициент размыва, принимаемый по графику на рис.3.8, в зависимости от параметра Π, определяемого по формуле

$$\Pi = \sqrt[6]{\frac{k_v^2 (v_r^2 + \bar{v}_A^2) - v_{доп}^2}{g d}}, \qquad (3.31)$$

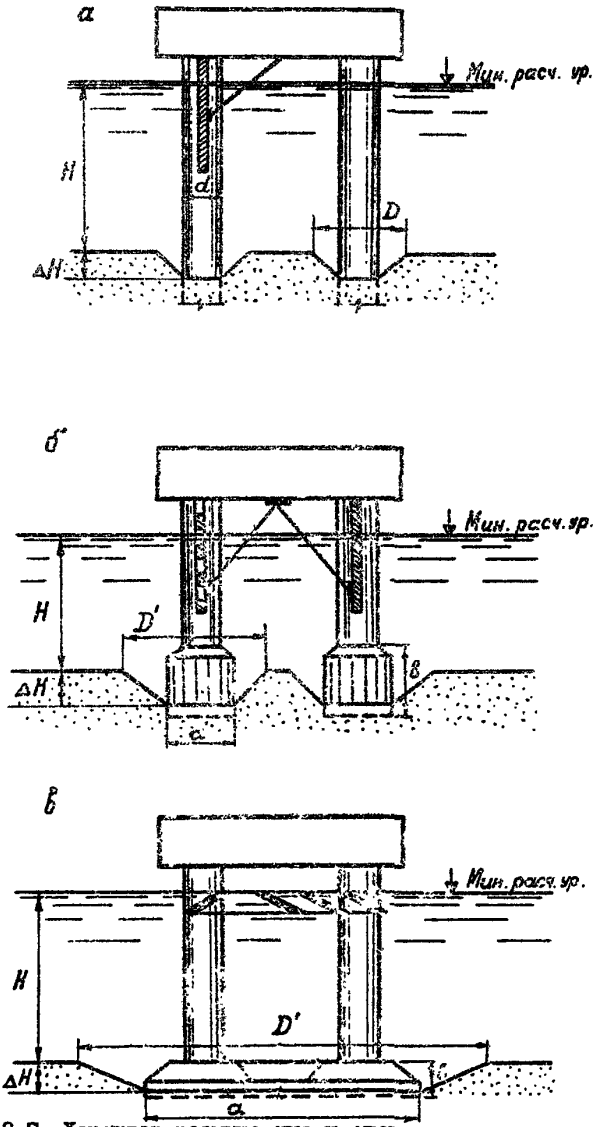


Рис.3.7. Характер размыва дна у опор сквозных сооружений:
а– цилиндрические заглубленные опоры (сваи);
б– уширенные башмаки; в– опорная плита (пунктиром показан вырез в плите)

где k_y – коэффициент увеличения скорости у опоры; принимается равным: k_y=I,5 – для круглого сечения опоры, k_y=2,5 – для квадратного сечения опоры;

$v_т$ – средняя скорость течения, м;

$\bar{v}_д$ – волновая скорость у дна, осредненная за половину периода волны, определяемая по формуле

$$\bar{v}_д = \frac{2h_1}{\sqrt{\frac{\pi}{g}\bar{\lambda}\,\mathrm{th}\,\frac{4\pi H}{\bar{\lambda}}}}; \qquad (3.32)$$

h_1 – высота волны, м, принимаемая равной высоте исходной волны $h_{i\%}$ для переднего ряда опор и высоте дифрагированной волны $h_д$, определяемой по формуле 3.I, для остальных опор;

$v_{доп}$ – допускаемая неразмывающая донная скорость, принимаемая по графику рис.П.7.I приложения 7.

Примечание. При наличии волногасителей волновую скорость у дна, определяемую по формуле 3.32, следует увеличивать на I5%.

3.45. Глубина ΔH, м, воронки размыва в песчаном или гравелистом грунте вокруг опоры, заканчивающейся уширенным башмаком или плитой (рис.3.7 б и 3.7 в), определяется по формуле (3.29), в которой вместо диаметра опоры d следует подставлять высоту плиты β или меньший из размеров высоты β и ширины α башмака, а коэффициент k_y принимать равным I. В этом случае k_ρ определяется по графику на рис.3.8. Ширина D', м, зоны размыва у плиты определяется по формуле

$$D' = 2\Delta H \operatorname{ctg}\varphi_т + \alpha, \qquad (3.33)$$

где $\varphi_т$ – угол внутреннего трения грунта, град.;

α – ширина плиты, м,

но принимать D' следует не менее $5\Delta H$.

3.46. При устройстве в середине опорной плиты выреза для снижения противодавления воды, ширина выреза не должна

превышать половины ширины плиты.В этом случае размыв грунта в вырезе допускается не учитывать.

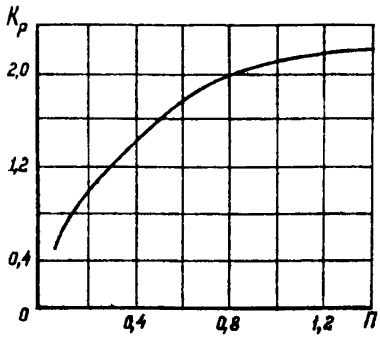


Рис.3.8. График по определению коэффициента K_p

3.47. Для защиты дна от местного размыва необходимо предусматривать устройство защитного слоя (из камня,бетонных блоков, фашин и пр.), превышающего ширину воронки или зоны размыва у плиты,полученные по формулам (3.30) и (3.33). Масса камня в защитном слое определяется согласно рекомендациям пп.4.20 и 4.21.

4. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПОДВОДНЫЕ СТЕНДЫ

Общие положения

4.1. 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.

4.2. 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: стенды и опоры с установленными на них датчиками, опоры под соединительные коробки и гибкие кабели.

4.3. Датчики на стендах располагаются на бетонных фундаментах в строго горизонтальной плоскости в I ряд. В связи с этим к фундаментам предъявляются повышенные требования в отношении сохранения прямолинейности и горизонтальности их положения под действием волн и течений. Целесообразно применять на фундаментах специальные устройства, позволяющие регулировать положения датчиков по высоте и в плане.

4.4. Примерное расположение стендов и состав контрольно-измерительной станции приведены на рис.41. Станция включает три измерительных комплекса при глубинах стендов $H_{ф}$=7,0; II,0; I5,0 м. В каждом измерительном комплексе имеются по два стенда для основных датчиков с опорами под соединительные коробки и по две опоры для компенсационных датчиков. Вблизи мелководных стендов имеются опора для трех контрольных датчиков и соответствующая опора для соединительных коробок. Все кабели уложены на фиксирующие бетонные опоры, установленные с интервалом 40-80 м.

4.5. На петлевой станции (ПС) имеется стенд, состоящий из каменной постели и укладываемых на ней из кабелей контуров на небольших бетонных опорах. Глубину укладки контуров практически принимают равной 9-II м.

4.6. В техническом задании на проектирование КИС и ПС должны быть приведены следующие исходные данные и материалы:

а) состав и ситуационный план расположения сооружений;

б) профили дна акватории и берега;

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

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

Требования к естественным условиям

4.7. Следует стремиться к выбору таких акваторий для строительства подводных стендов, где при глубинах 7-I0 м размеры волн не превышают: по высоте 2-2,5м, по длине 30-50м.

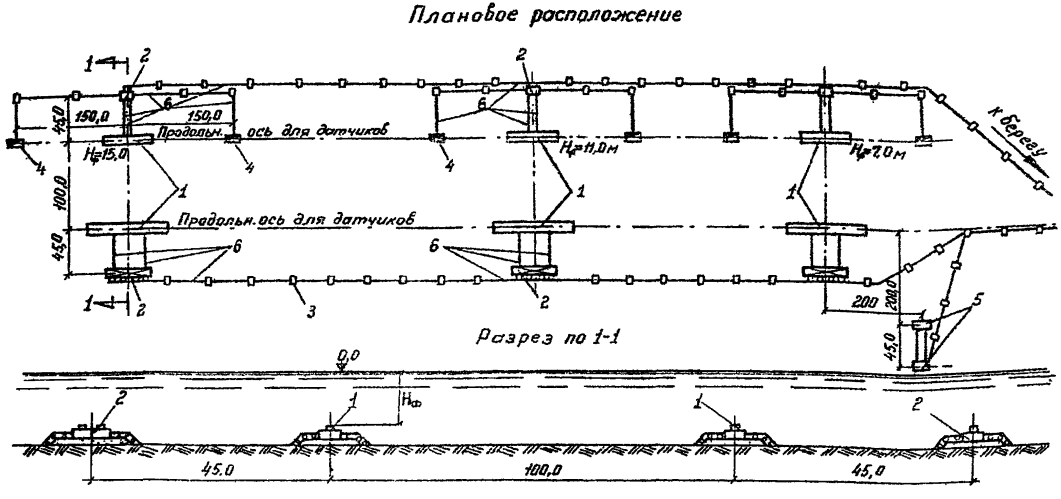


Рис.4.I. Примерная схема расположения измерительных стендов: I– опоры стендовых датчиков; 2– опоры под соединительные коробки; 3– фиксирующие опоры для кабелей; 4– опоры для компенсационных датчиков; 5– опоры для 3-х контрольных датчиков и для 3-х соединительных коробок; 6 – кабели

При отсутствии таких акваторий допускается оборудовать 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 и живучесть аппаратуры.

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

4.9. 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.

Перед началом строительства стендов в районе их расположения рекомендуется производить контрольное бурение скважин для уточнения геологии, объемов отсыпок, длины свай.

Состав и конструкции стендов

4.10. При выборе типа и конструкции оснований подводных стендов необходимо учитывать факторы естественного режима: грунтовые условия, волнение, течение, глубины, режим наносов, наличие местных строительных материалов, а также условия строительства.

4.11. Гидротехническая часть подводных стендов состоит из двух основных конструктивных частей: постели и фундаментов под приборы. При неблагоприятных геологических условиях вместо постели может предусматриваться свайное основание.

Требования к устройству постелей стендов

4.12. Постели устраиваются для:

а) распределения давления от фундамента на большие площади естественных оснований;

б) защиты естественных оснований от размыва;

в) выравнивания поверхности дна;

г) предохранения слабых оснований от выноса частиц грунта фильтрационными потоками в процессе обжатия основания нагрузкой от фундамента.

4.13. На естественных плотных грунтах с достаточной несущей способностью, постели возводятся на поверхности дна и, в зависимости от силы волнения и глубины расположения стенда, устраиваются:

а) в один слой 0,5÷0,6 м в виде отсыпки щебня (при глубинах > 12,0 м и высотах волн до 2,5 м);

б) в два слоя, когда по щебню, в качестве защитного крепления, укладывается еще слой 0,5 м камня для предотвращения размыва постели (при глубинах < 12,0 м или высотах волн > 2,5 м). Вместо камня крепление может быть выполнено бетонными плитами.

4.14. При слабых грунтах основания слоем > 3-5 м (или пластичной консистенции $R^{н}$=50÷100 кПа; φ =9–11°, где $R^{н}$ – нормативное давление на грунт) применяются слоистые постели, включающие, кроме щебеночно-каменной наброски, песчаную подушку, способствующую консолидации илов.

В этих условиях верхний слой слабых грунтов заменяется песком, и на его поверхности устраивается отсыпка из щебня с креплением камнем (рис.4.2а), либо песчаная подушка устраивается на поверхности дна (без удаления верхнего слоя отложений). В тех случаях, когда возможен размыв песчаной подушки волнением и течением, предусматривается слой щебня по всей площади песчаной подушки (рис.4.2 б,в).

4.15. При слое слабых грунтов основания толщиной < 3м в нем вычерпывается котлован до плотных грунтов, на которых и возводится постель (рис.4.2г).

4.16. Если дно покрыто текучими илами с очень малой несущей способностью, а мощность слоя не превышает 2,5м, можно предусматривать отсыпку каменной постели непосредственно на илы с учетом выдавливания ею илов и проседания до плотных грунтов (рис.4.2д). Отметка постели выводится над дном на 1;5÷2м.

4.17. Когда мощность слоя текучих илов ≥ 5,0м, це-

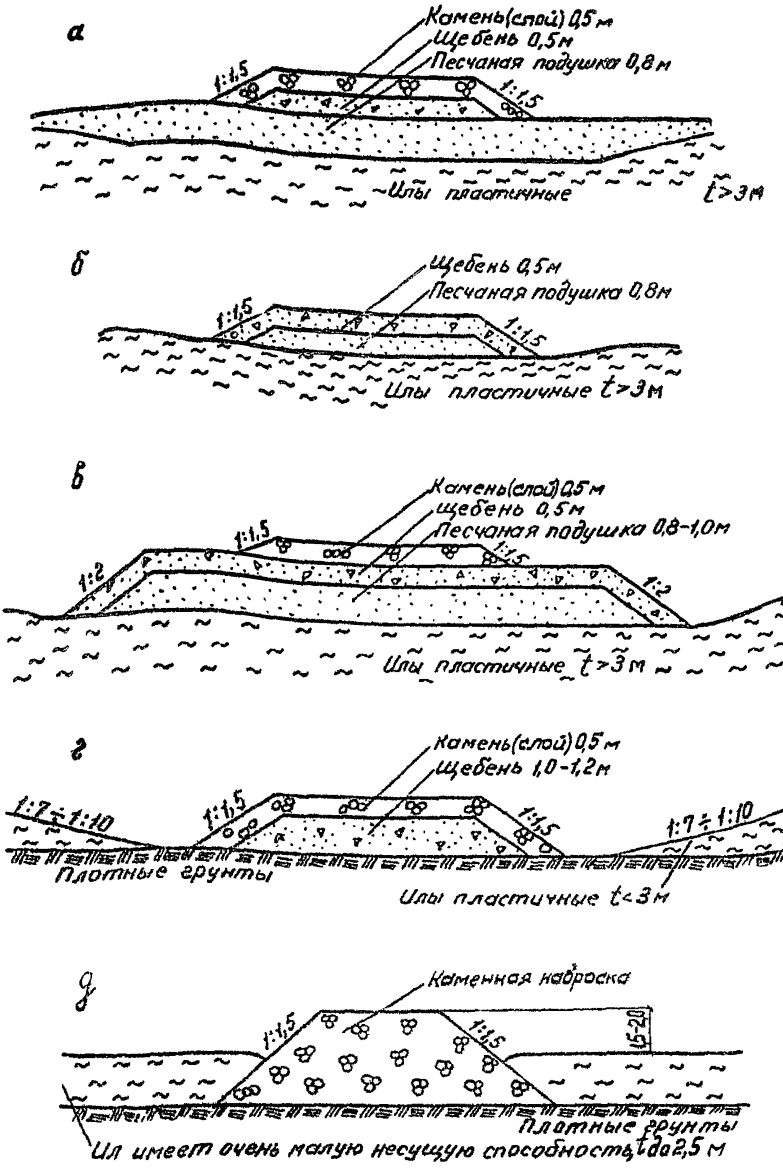


Рис.4.2. Схемы постелей измерительных стендов, применяемых на илистых грунтах

лесообразно применять в качестве основания, вместо постели, сваи-стойки, забитые до плотных грунтов. В условиях текучих илов ($R^н$=20÷30кПа) и залегании плотных грунтов на глубинах > I5м от дна рекомендуется применять висячие свайные опоры (см.п.4.26).

4.I8. В наброску постелей следует применять рваный камень из скальных пород: гранита, сиенита, базальта.

Марка камня должна быть не менее 300. Запас на осадку каменной отсыпки принимается около I2% от высоты отсыпки в данной точке.

Определение крупности элементов постели

4.I9. Надежность эксплуатации 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.

4.20. Крупность элементов постели из камня (щебня), соответствующая состоянию предельного равновесия, определяется по формулам :

на горизонтальной поверхности постели

$$d = 1{,}15 \frac{\rho}{\rho_м - \rho} \cdot \frac{v_{мд}^2}{2g}; \qquad (4.1)$$

на откосе постели

$$d = \frac{1{,}15}{\cos\alpha} \cdot \frac{\rho}{\rho_м - \rho} \cdot \frac{v_{мд}^2}{2g}, \qquad (4.2)$$

где d – размер камня, приведенный к размеру шара, м;

$\rho_м$ – объемная масса камня, Мг/м^3;

$v_{мд}$ – максимальная скорость частиц воды на постели, м/с.

Максимальные донные скорости $v_{мд}$ находятся по формулам:

на постели сверху

$$v_{мд} = \frac{0{,}9\pi h_{5\%}\left(1+\frac{H_c - h_{пс}}{H_п + h_о + h_{5\%}}\right)}{\sqrt{\frac{\pi\bar{\lambda}}{g}\,sh\,\frac{4\pi H_п}{\bar{\lambda}}}}; \qquad (4.3)$$

на откосе

$$v_{мд} = \frac{0{,}9\pi h_{5\%}\left(1+\frac{H_c - h_{пс}}{H_{от} + h_о + h_{5\%}}\right)}{\sqrt{\frac{\pi\bar{\lambda}}{g}\,sh\,\frac{4\pi H_{от}}{\bar{\lambda}}}}, \qquad (4.4)$$

где $h_{5\%}$ – расчетная высота волны 5% обеспеченности в системе,м;

$h_{пс}$ – высота постели,м (см.рис.4.8);

H_c – расстояние от дна до верха фундамента,м;

$H_п$ – глубина от горизонта воды до верха постели,м;

$H_{от}$ – глубина от горизонта воды до середины откоса,м;

$h_о$ – превышение средней волновой линии над расчетным уровнем,м, вычисляемое по формуле

$$h_о = \frac{\pi h_{5\%}^2}{\bar{\lambda}}\,cth\,\frac{2\pi H}{\bar{\lambda}}. \qquad (4.5)$$

4.21. Масса элементов постели в воздухе, обеспечивающая устойчивое их положение в сооружении, определяется по формуле

$$m = 0{,}524\,d^3\rho_м k_н, \qquad (4.6)$$

где $k_н$ – коэффициент надежности; принимается по п.1.7.

4.22. В условиях плотных грунтов дна, конструкции измерительных стендов на глубинах $H_ф$ = 5÷11м рекомендуются в виде постели из щебня слоем 0,5÷0,6 м с устройством защитного крепления ее поверхности. На стендах средней глубины при высотах волн до 4,0 м крепление выполняется из камня слоем 0,5 м с откосами 1:1,5 (рис.4.3а). 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 (рис.4.3 б). На щебеночную постель устанавливаются бетонные фундаменты под аппаратуру.

Глубоководные стенды ($H_ф$=15÷17 м) имеют однослойную постель из щебня толщиной около 0,5 м. Защитное крепление не предусматривается, так как на этой глубине устойчивость элементов постели из щебня будет обеспечена и без него даже при высотах волн до 5,0 м. Сверху на постель устанавливаются фундаменты под датчики.

Конструкция измерительных стендов (на конкретных объектах), возводимых на плотных песчаных грунтах дна при высотах расчетных волн на подходах к берегу, достигающих 4–5 м, приведены в приложении 4 (рис.П.4.1 и П.4.2).

4.23. 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 дне котлована устраивается постель слоем до 1,0 м из щебня, поверхность которой крепится камнем слоем 0,5÷0,6 м. При высотах волн до 4,0 м и глубинах $H_ф \geq$ 5,0 м заложение откосов постели рекомендуется принимать 1:2 (рис.4.3в), а с увеличением глубин $H_ф \geq$ 9,0 м откосы выполняются более крутыми, с заложением 1:1,5. На постели устанавливаются бетонные фундаменты под аппаратуру (о конструкции фундамента см. п.4.45–4.47).

Конструкции измерительных стендов (на конкретном объекте), возводимых в аналогичных грунтовых условиях на глубинах $H_ф$=10,0 м и $H_ф$= 5,0 м приведены в приложении 4 (рис.П.4.3).

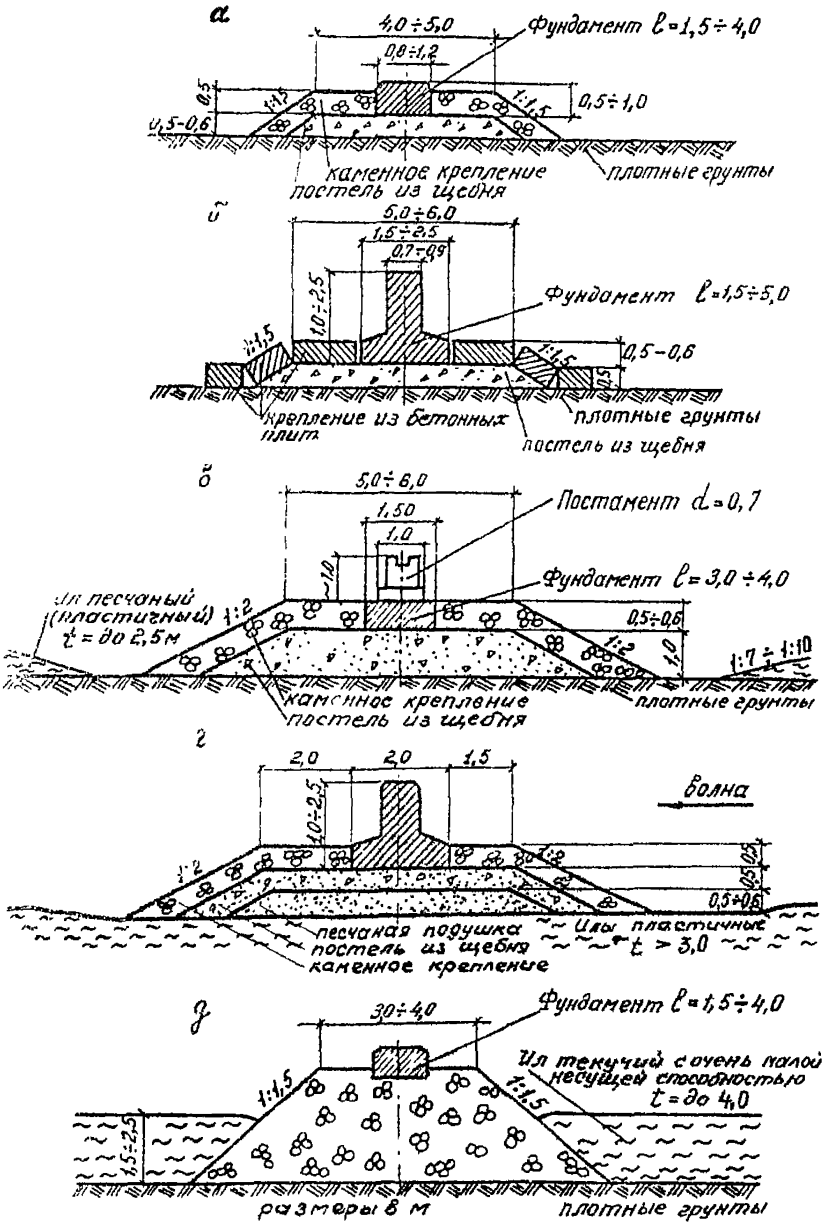


Рис.4.3. Примерные схемы конструкций измерительных стендов:

а–на плотных грунтах при глубинах $H_ф \geq 9 \div 11$м; б–то же при $H_ф = 5 \div 7$м; в–на илах пластичных слоем t =до 2,5м при $H_ф = 5 \div 7$м; г–то же при $t > 3$м; д–на илах текучих при $H_ф$ 5÷7м

4.24. В условиях, когда дно сложено из илов пластичной консистенции слоем $t > 3$ м, рекомендуется конструкция измерительного стенда, приведенного на рис. 4.3г. В этом случае применяется слоистая постель (см. п.4.15). Постель из щебня расположена на песчаной подушке и полностью закрывает песок от размыва волной. При глубинах $H_{\phi} \geq 5{,}0$ м и высотах волн, достигающих 4,0 м, щебеночная постель имеет защитное крепление из камня с откосом 1:2. В условиях, когда высоты волн не превышают 2,0 м, крепления из камня не требуется.

4.25. Для условий, когда дно покрыто илами текучей консистенции слоем до 4,0 м, имеющими очень малую несущую способность, может быть рекомендована конструкция измерительного стенда, представленная на рис.4.3д.

В этом случае на каменной постели, опирающейся в результате продавливания илов на плотный грунт, устанавливаются фундаменты под приборы либо в виде плиты, либо такие, как показано на рис.4.3г.

В приложении 4 на рис.П.4.4а приведена конструкция измерительного стенда конкретного объекта, возводимого на текучих илах слоем до 2,0м.

4.26. При возведении измерительных стендов в условиях когда дно сложено илами текучей консистенции с очень малой несущей способностью при толщине слоя 4,0м и более, целесообразно конструкцию стенда иметь в виде свайного основания, на котором устанавливается железобетонная балка под фундаменты для приборов. Для сохранения сваями вертикального положения перед их забивкой может предусматриваться песчаная отсыпка толщиной слоя до 3м.

Пример конструкции измерительного стенда на конкретном объекте, возводимого на текучих илах слоем 4,0-5,5м, приведен в приложении 4 (рис.П.4.4б).

В условиях текучих илов большой мощности и при залегании плотных грунтов на глубинах > I5 м от дна в качестве опоры может быть рекомендована висячая свая с дополнительным устройством, создающим необходимую несущую способность опоры. Пример конструкции такого измерительного стенда на конкретном объекте помещен в приложении 4 (рис.П.4.5).

4.27. Опоры для крепления соединительных коробок, располагаемых вблизи измерительных стендов, в поперечном разрезе имеют те же размеры и конструкции, как у стендов для датчиков, и устанавливаются на тех же глубинах.

4.28. Стенды ПС имеют большие плановые размеры (до 270xI00 м); возводятся они, как правило, на глубинах I0+I2м. Гидротехническая часть стенда состоит из постели и устанавливаемых на ней небольших железобетонных опор, на которых укладываются кабели контуров. К горизонтальности постелей предъявляются довольно высокие требования, так как максимальное отклонение опор под кабели от их проектного положения в плане и по высоте не должно превышать $\pm$0,I$\div$0,25 м.

4.29. По технологическим условиям стенд ПС длинной стороной располагается примерно параллельно берегу и, если стенд возводится на дне, имеющем малые уклоны (< I:20), горизонтальность поверхности постели достигается за счет утолщения одной стороны постели. Когда стенд возводится на дне, имеющем сравнительно большой перепад глубин (уклон дна>I: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).

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

4.3I. В условиях, когда дно покрыто илом постоянным (намывным) слоем до 2,0-3,0 м может быть два способа возведения стенда ПС.

I-й 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, крупность фракций которого определяется расчетом (п.4.20-4.2I) в зависимости от высоты расчетной волны. Пример конструкции стенда конкретного объекта, возводимого по этому способу, приведен в приложении 4 (рис.П.4.5).

2-й способ. Применяется слоистая постель: на илы отсыпается песчаная подушка минимальным слоем 0,5 м (в зависимости от рельефа дна ее толщина может доходить до 2,0-2,5м) и на нее укладывается слой 0,5 м щебня. Пример конструкции конкретного объекта, возводимого по этому способу с применением слоистой постели, приведен в приложении 4(рис.П.4.6)

На стендах ПС над общей поверхностью постели устраивается из щебня площадка в виде призмы размерами в плане 25х25 м, высотой до 2,0 м, с дополнительными устройствами в ее теле.

4.32. При возведении стендов ПС в районах, где высота расчетных волн достигает 4,0-5,0 м и более, по щебню укладывается еще слой 0,5 м камня для предотвращения размыва постели. Крупность камня определяется по рекомендациям п.4.20-4.2I.

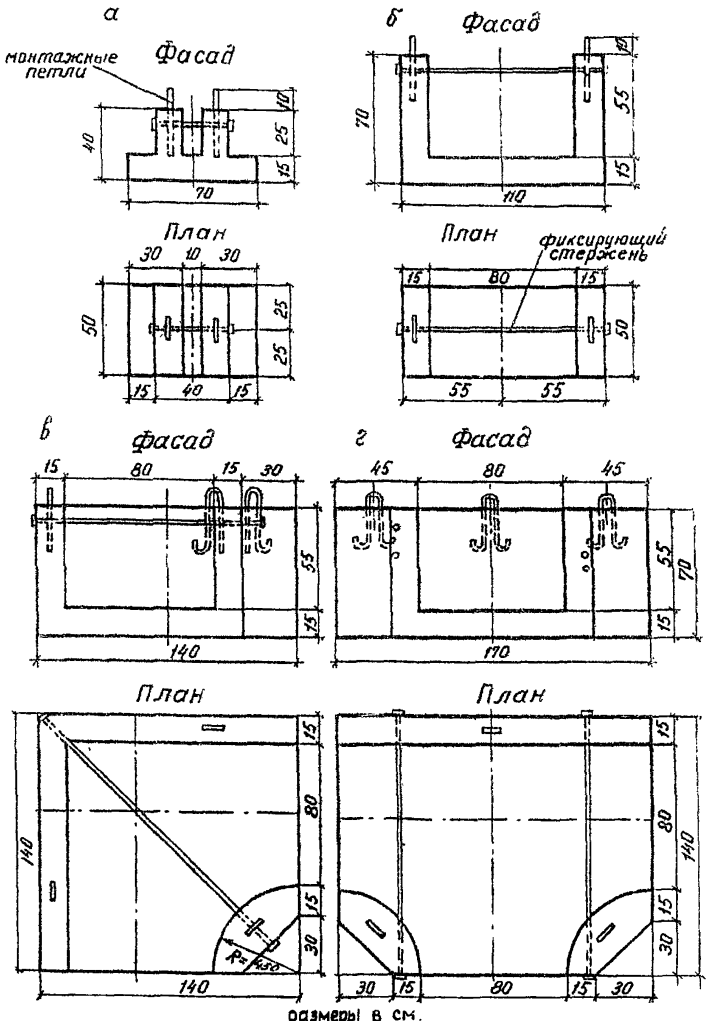
4.33. Кабели контуров стенда ПС укладываются на железобетонных опорах. На участках, где проходят два контура, опоры устанавливаются через 5,0 м, а там, где проходит один контур,- через 25,0 м.

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).

Некоторые типы опор показаны на рис.4.4.



размеры в см.

Рис.4.4. Некоторые типы опор под кабели, устанавливаемых на стендах ПС:
а– под один контур на прямом участке; б– то же под два контура; в – под два контура на углу; г– то же на прямом участке с ответвлением

4.34. При укладке кабелей по дну акватории полигона между стендами и от стендов к берегу до глубины $H \geq 5{,}0$ м дополнительная защита не предусматривается. В этом случае можно рекомендовать лишь фиксацию кабелей по трассе укладки. Она осуществляется с помощью отдельных бетонных опор, устанавливаемых на естественное дно акватории с шагом от 60 до 80 м (в зависимости от рельефа дна и силы волнения возможно укладка кабелей и без применения бетонных опор).

Опоры, укладываемые на глубинах $5 \leq H \leq 7$ м, могут иметь размеры 0,7х1,5х0,5 м (рис.4.5 а), а для больших глубин применяются опоры меньших размеров – 0,5х0,8х0,3 м (рис.4.5 б).

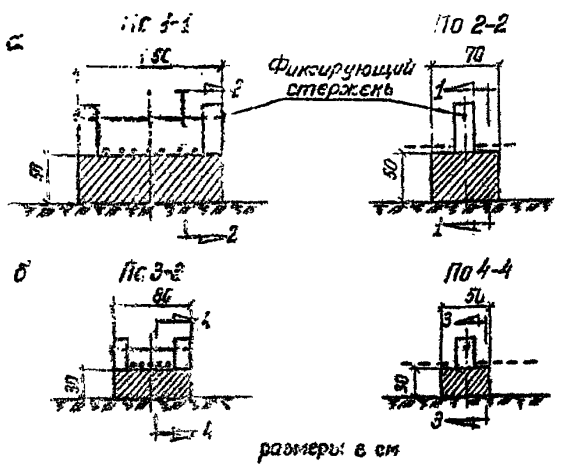


Рис.4.5. Фиксирующие опоры для электрокабелей:
а– на глубинах $\leq 7{,}0$ м; б– на глубинах $> 7{,}0$ м

4.35. В соответствии с "Наставлением по прокладке и эксплуатационному обслуживанию подводных кабельных линий ВМФ", в прибойной зоне морского полигона электрокабели, соединяющие КИС и ПС с техническим зданием на берегу, следует укладывать так, чтобы они, начиная с глубины 5,0 м, не

подвергались прямому воздействию прибойных волн. Для этого рекомендуется траншейная прокладка кабелей. Глубину траншей следует принимать такой, чтобы кабели находились в толще грунта дна, не подверженного размыву и миграции.

4.36. Способ защиты кабелей в прибрежной зоне, в каждом конкретном случае, зависит от характеристик грунта дна, силы волнения и ледовых условий в данном районе и наличия строительных материалов.

В качестве одного из способов защиты кабелей в прибрежной зоне может быть рекомендована укладка их в короба из металлического шпунта Ларсен IУ с крышками. В мягких грунтах (рис. 4.6 а) короба устанавливаются в траншею глубиной

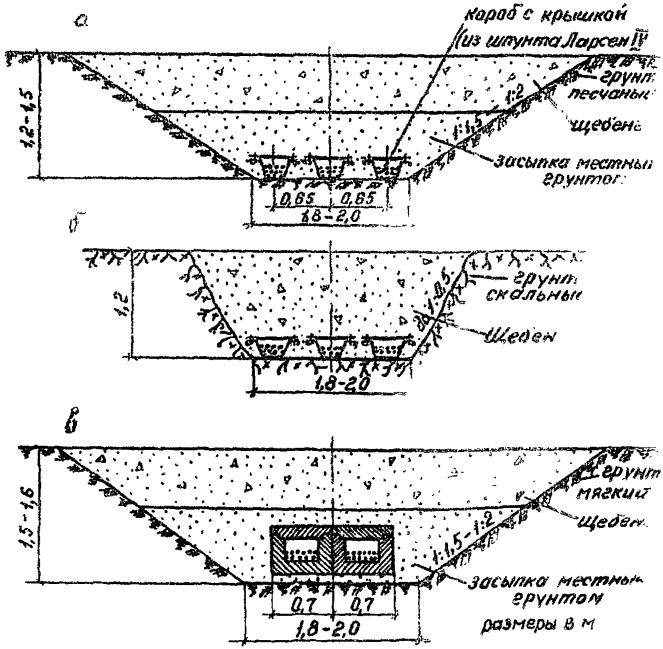


Рис.4.6. Защита электрокабелей в прибрежной зоне
а– в коробах из шпунта в мягких грунтах; б– то же в скальных грунтах; в – в железобетонных лотках мягких грунтах

I,2÷I,5 м, имеющую откосы I:I,5÷I:2, с последующим замывом пазух и всей траншеи местным грунтом. Грунт засыпки проверяется на неразмываемость; при необходимости верхняя часть траншеи заполняется щебнем крупностью, соответствующей данным гидрогеологическим условиям(по графику рис.П.7.I).

В скальных грунтах (рис.4.6 б) траншея выполняется глубиной до I,2 м с откосами I:0,5, которая заполняется щебнем или скальной породой.

Применение коробов из металлического шпунта дает возможность произвести их монтаж более простым способом -сваркой в отдельные плети на берегу с последующим стаскиванием в траншею.

4.37. Вместо коробов из шпунта, защита кабелей может быть выполнена в виде одного или двух железобетонных лотков (рис.4.6 в), установленных в траншею. В мягких грунтах траншея имеет глубину до I,5 м с откосами I:I,5÷I:2. Засыпка траншеи выполняется также,как указано в п.4.36 (см. рис.4.6 а).

4.38. В условиях, когда дно покрыто илистым грунтом (рис.4.7 а,б), траншеи в слое илов выполняются с откосами до I:5, а в плотных грунтах - с заложением I:I,5.При укладке кабелей в железобетонных лотках глубина траншеи принимается не менее I,6 м (рис.4.7 а),а при применении коробов из шпунта глубина траншеи может быть уменьшена до I,2 м (рис.4.7 б).

4.39. В некоторых случаях может быть применена укладка кабелей не в специальных защитных конструкциях,а непосредственно в слое щебня, засыпанного на дно траншеи (рис.4.7 в,г), глубина которой принимается I,6 м. Поверх щебня траншея заполняется камнем.

4.40. В практике проектирования применяется также способ защиты кабелей, показанный на рис.4.7 д. Кабели уложены в короба из шпунта; траншея имеет глубину I,0 м с засыпкой скальной породой,а поверхность ее закреплена камнем.

4.4I. Материал засыпки траншеи следует проверять на неразмываемость волновыми донными скоростями. Для этого определяются максимальные значения донных скоростей $v_{мд}$ при расчетных элементах волн в рассматриваемом створе согласно п.I.3.

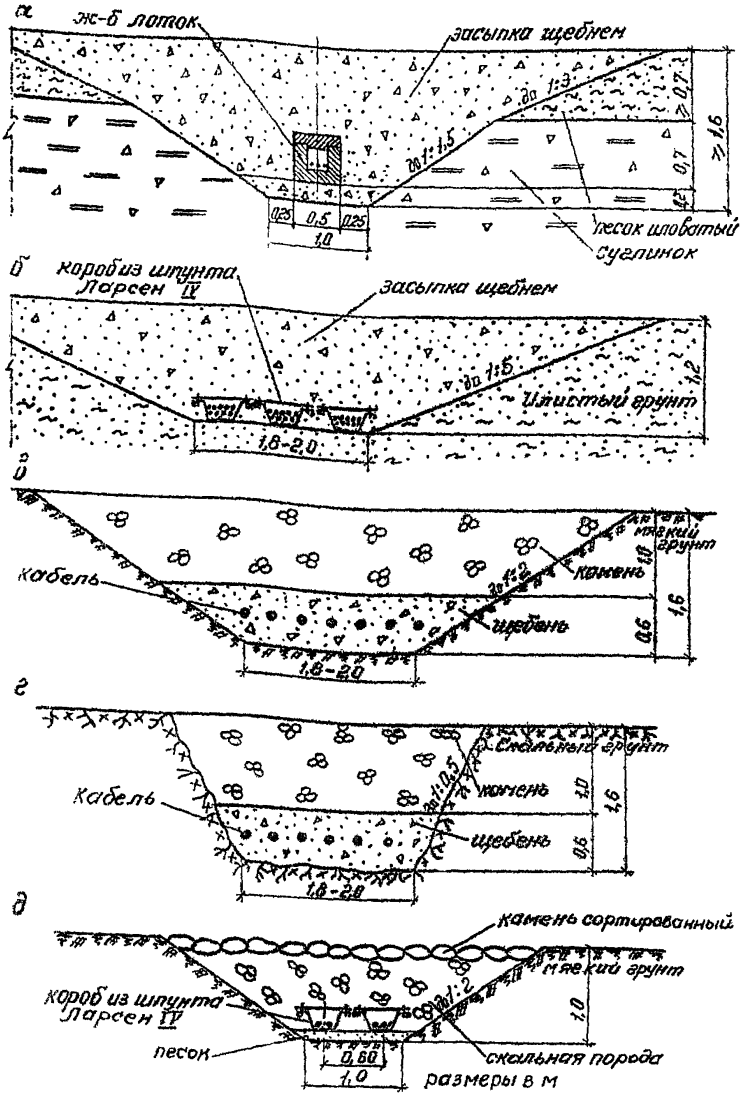


Рис.4.7. Защита кабелей в прибрежной зоне: а – в ж.-б.лотках,в илистых грунтах;б – в коробах из шпунта,в илистых грунтах; в – в слое щебня,в мягких грунтах; г – то же,в скальных грунтах; д – в коробах из шпунта, в мягких грунтах

Для глубин $H > H_{кр}$, $V_{мд}$ определяется согласно рекомендациям п.2.I8.

При определении $H_{кр}$ рекомендуется принимать $H_{кр} = 1{,}43\ h_{5\%}$.

Для глубин $H < H_{кр}$ (в прибойной зоне) $V_{мд}$ рассчитывается по формуле (2.3), где коэффициент U' определяется по графику на рис.2.2, а высоту прибойной волны следует принимать $h_{пр}=0{,}7\ H$ (до глубины не < Iм).

По найденным допускаемым донным скоростям определяется крупность материала засыпки. При $V_{мд} \leq$ I,8м/с крупность фракции d_{10} (мм) принимается по графику (приложение 7, рис.П.7.Iа), а при $V_{мд} >$ I,8м/с – по формуле (4.I).

Ориентировочно крупность фракций засыпки траншеи для глубин H = I,0; 3,0 и 5,0 м и высот волн $h_{5\%}$=5,0÷3,5 и 2,0 м можно принимать по табл.4.I, где для указанных глубин дается два значения крупности: без возможности размыва засыпки и при допущении некоторого размыва (на глубину не более 0,8–I,0 м).

Таблица 4.I

Глубина в прибрежной зоне H, м		Крупность фракций засыпки (см) при	
		$h_{5\%}$=5,0÷3,5м	$h_{5\%}$=2,0м
I,0	без возможности размыва	4	4
	при допущении размыва до 0,8–I,0 м	0,5	0,5
3,0	без возможности размыва	II	8
	при допущении размыва до 0,8–I,0 м	4	3
5,0	без возможности размыва	I4	2
	при допущении размыва до 0,8–I,0 м	6	0,5

Требования к устройству фундаментов измерительных стендов

4.42. Фундаменты стендов под установку датчиков выполняются из бетона марки 300,В–6 на сульфатостойком портланд-

цементе. Для подъема и монтажа фундаментов в них предусматриваются ключевые отверстия.

В случае необходимости применения армированных конструкций в фундаментах под датчики для арматуры используется маломагнитная сталь.

4.43. Бетонные фундаменты, устанавливаемые на постелях, должны изготовляться с тщательным вибрированием бетона. Трещины и раковины в конструкциях не допускаются. Для обеспечения монолитности бетонных и железобетонных конструкций бетонирование элемента следует вести без перерывов.

4.44. Для повышения долговечности стендов поверхности всех железобетонных и бетонных элементов рекомендуется покрывать раствором битума в бензине за 2 раза.

Конструкции фундаментов под датчики

4.45. В условиях плотных грунтов дна рациональной конструкцией фундаментов являются: прямоугольные бетонные плиты (рис.4.3 а), блоки фигурной конструкции, показанные на рис.4.3 б,г и фундаментные плиты с установленными на них постаментами для датчиков, показанные на рис.4.3 в.

Для условий, где возможно большое движение наносов, могут быть рекомендованы фундаменты ящичного типа,закрываемые сверху щитами (приложение 4, рис.П.4.3 а).

4.46. При возведении стендов в текучих илах малой мощности (до 2,5 м),где устраивается высокая каменная постель и в связи с этим возможны ее большие осадки, применяются отдельные бетонные фундаменты с вкладышами для установки на них приборов. Наличие вкладышей позволяет,при установке датчиков на необходимой отметке,изменять высоту их расположения (в пределах 40 см) путем изменения толщины слоя щебня в колодце опоры, в зависимости от величины осадки каменной наброски постели (приложение 4,рис.П.4.4 а).

4.47. На стендах со свайным основанием, возводимых на текучих илах большой мощности ($t \geq 5$ м),фундаменты под датчики представляют собой отдельные бетонные постаменты, установленные на железобетонной балке, закрепленной на наголовниках свай (приложение 4, рис.П.4.4б).

При использовании в качестве опоры стенда свая-стойки (рис.П.4.5) фундаментом для установки измерительного прибора служит бетонный наголовник сваи.

Расчет волновых нагрузок на фундаментные блоки

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

В действующих нормативных документах конструкции, подобные подводным стендам, не освещаются. Для расчетов волновых нагрузок на рассматриваемые подводные сооружения допускается использование зависимостей, рекомендуемых в главе СНиП II-57-75 для определения нагрузок на обтекаемые преграды.

4.49. Расчет волновой нагрузки на конструкции фундаментов, имеющих вид плиты (рис.4.8 а), фигурных блоков (рис.4.8 б), ящиков (рис.4.8 в) следует выполнять по зависимостям для определения нагрузок на лежащую на дне цилиндрическую преграду, с введением соответствующих коррективов, учитывающих конструктивные особенности подводных стендов.

Для расчета устойчивости фундаментов следует определить действующие на них максимальные горизонтальные и вертикальные волновые нагрузки.

4.50. Максимальная горизонтальная нагрузка $P_{xм}$ на единицу длины определяется по формуле

$$P_{xм} = P_{xи} = \frac{3}{4}\rho g \pi^2 \delta^2 \frac{h_{5\%}}{\lambda} \Theta_x k_{пл}, \qquad (4.7)$$

где $P_{xи}$ – инерционная составляющая нагрузки от волн, кН/м;

δ – расчетная высота фундамента (если фундамент заглублен, то кроме его высоты, возвышающейся над постелью, в нее входит половина высоты заглубленной части (рис.4.8 б,в);

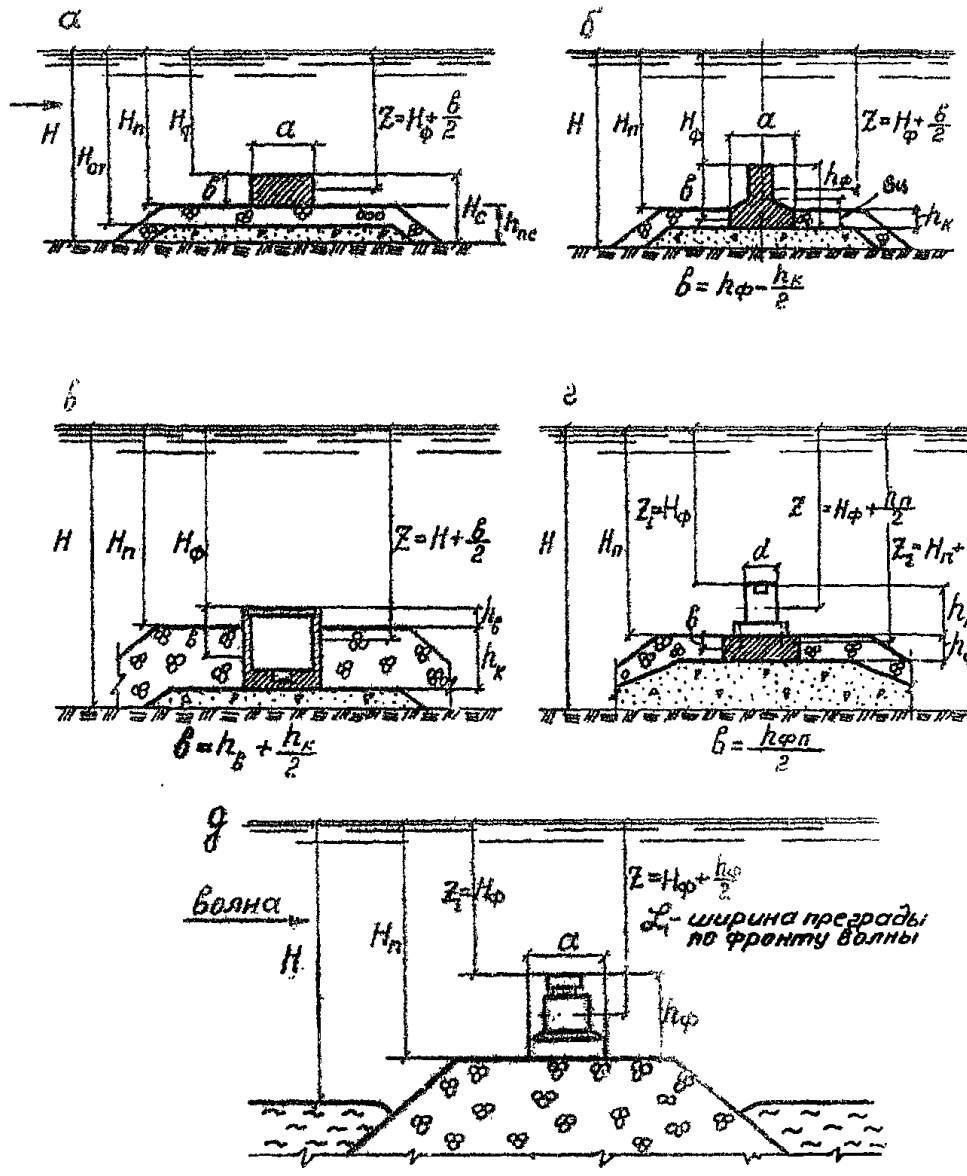


Рис.4.8. Расчетные схемы для определения волновых нагрузок на фундаменты измерительных стендов

Θ_x – коэффициент удельной нагрузки от волн, принимаемый по графикам приложения 7 рис.П.7.3а при значении относительной глубины $\bar{z} = \frac{H_n - z}{H_n}$;

$k_{пл}$ – коэффициент площади, вводимый для приведения нагрузки, полученной для площади поперечного сечения цилиндра, к площади фундамента (так как инерционная составляющая нагрузки пропорциональна площади поперечного сечения преграды);

$$k_{пл} = \frac{F_ф}{F_ц};$$

$F_ф$ – площадь поперечного сечения фундамента, $м^2$;

$F_ц$ – то же цилиндра с диаметром, равным ширине фундамента, $м^2$;

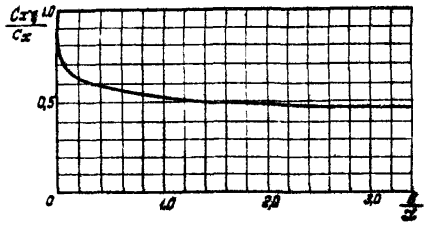


Рис.4.9. Зависимость отношения $\frac{C_{xz}}{C_x}$ от величины $\frac{b}{2}$

4.5I. Максимальная вертикальная нагрузка $P_{zм}$ определяется по формуле (направлена вверх)

$$P_{zм} = \frac{9}{5} P_{xc}, \qquad (4.8)$$

где P_{xc} – скоростная компонента составляющей волновой нагрузки на единицу длины, кН/м, определяется по формуле

$$P_{xc} = \rho g \pi \frac{h^2_{5\%}}{\lambda} \varepsilon_x \frac{C_{xz}}{C_x}; \qquad (4.9)$$

ε_x – коэффициент удельной нагрузки от волн, принимаемый по графикам приложения 7 рис.П.7.3б;

$\frac{C_{x\infty}}{C_x}$ – коэффициент, учитывающий уменьшение волновой нагрузки на преграду вследствие обтекания ее с торцов;

$C_{x\xi}$ – коэффициент лобового сопротивления преграды малого удлинения, когда относительное удлинение $\xi = \frac{\mathcal{L}}{\beta} < 10$;

$\mathcal{L}$ – длина фундамента, м;

C_x – коэффициент лобового сопротивления преграды большого удлинения, когда $\xi > 10$;

$\frac{C_{x\xi}}{C_x}$ определяется из графика, приведенного на рис.4.9.

Формулы (4.7–4.9) применимы для определения нагрузок от неразбивающихся волн, при отношении глубины воды до верха фундамента к высоте волны $\frac{H_\Phi}{h_{1\%}} > 1{,}25$. Следует избегать возведения стендов в зоне разбивающихся волн, где нагрузка резко возрастает.

4.52. Волновые нагрузки на фундаменты, имеющие вид двух круглых постаментов, установленных на единой плите (рис.4.8 г), рассчитываются следующим образом: на бетонную плиту нагрузки определяются по формулам (4.7–4.9) при ее расчетной высоте β, равной половине толщины плиты, заглубленной в каменную наброску, а на постаменты – как на вертикальные обтекаемые преграды. С целью упрощения за расчетный диаметр постамента d принимается средний между верхней круглой и нижней квадратной частями.

При расчете нагрузки на постамент определяется удельная волновая нагрузка q на уровне верха фундамента ($z_i = H_\Phi$) и умножается на высоту постамента $h_м$.

4.53. Волновая нагрузка на постамент квадратного сечения ($a = \mathcal{L}_1$, где $\mathcal{L}_1$ – средняя ширина преграды по фронту волны), установленный на каменной наброске (рис.4.8д) определяется как на вертикальную обтекаемую преграду.

При определении волновой нагрузки на фундамент удельная нагрузка, вычисленная на уровне верха фундамента ($z_i = H_\Phi$), умножается на высоту фундамента h_Φ.

Определение устойчивости фундамента на сдвиг

4.54. За расчетный случай для определения устойчивости фундамента КИС принимается одновременное действие максимальных волновых нагрузок P_{xM} и P_{zM}, вычисляемых по формулам (4.7-4.9). В зависимости от местоположения фундамента на постели, т.е. или он расположен сверху на постели, или заглублен в нее, расчет устойчивости фундамента на сдвиг определяется двумя методами.

В случае расположения фундамента сверху на постели (рис.4.8 а ,д) определение устойчивости фундамента на сдвиг проводится по зависимости (в расчете сил на весь фундамент)

$$(Q_\phi - P_{zM})\,f \geq P_{xM}\,k_н\,, \qquad (4.10)$$

где Q_ϕ – вес фундамента в воде, кН ;
P_{zM} – взвешивающая сила, кН ;
f – коэффициент трения (для бетона по каменной наброске $f = 0,6$);
P_{xM} – сдвигающая сила, кН ;
$k_н$ – коэффициент надежности (согласно п.I.7).

4.55. При определении устойчивости на сдвиг фундамента, частично заглубленного в каменную наброску (рис.4.8 б,г), кроме волновых нагрузок P_{xM} и P_{zM} 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 находится по формуле

$$E_a = \frac{1}{2}\rho_к g h_к^2 \lambda_a \mathcal{L}\,, \qquad (4.11)$$

где $\rho_к$ – объемная масса каменной наброски в воде, при пористости 40%; $\rho_к = 1,1$ Мг/м^3;
$h_к$ – высота стенки фундамента, заглубленной в наброску, м;

λ_a – коэффициент активного давления; когда стенка фундамента вертикальна, а поверхность постели горизонтальна

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

для камня $\varphi = 45^\circ$ и $\lambda_a = 0{,}171$.

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

$$E_p = \frac{1}{2}\rho_к g h_к^2 \lambda_p \mathcal{L}, \qquad (4.12)$$

где λ_p – коэффициент пассивного давления, или коэффициент отпора;

$$\lambda_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \text{ при } \varphi = 45^\circ \quad \lambda_p = 5{,}825.$$

При определении величин активного и пассивного давлений наброски на фундамент, лежащий на узких постелях, следует учитывать неполноту призмы активного давления и призмы отпора.

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

$$(Q_ф - P_{гм})f \geq (P_{хм} + E_a - E_p)k_н. \qquad (4.13)$$

Проверка устойчивости фундаментов на опрокидывание

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

$$M_{уд} \geq M_{опр} K_н \qquad (4.14)$$

где $K_н$ – коэффициент надежности, принимаемый согласно п.I.7.

Для случая расположения фундамента сверху на постели (рис.4.8а)

$$M_{уд} = (Q_ф - P_{вм}) \frac{a}{2} \quad , \qquad (4.15)$$

$$M_{опр} = P_{хм} \frac{в}{2} \quad , \qquad (4.16)$$

где $M_{уд}$ – удерживающий момент, кНм;
$M_{опр}$ – опрокидывающий момент, кНм,
a – ширина фундамента, м;
$б$ – высота фундамента, м.

В случае частичного заглубления фундамента в постель (рис.4.8 б) $M_{уд}$ определяется по формуле (4.15), а

$$M_{опр} = P_{хм} в_ц + E_a \frac{h_к}{3} - E_p \frac{h_к}{3} \quad , \qquad (4.17)$$

где $в_ц$ – расстояние от точки приложения горизонтальной силы $P_{хм}$ до подошвы фундамента (в м), принимаемое равным $h_р - \frac{б}{2}$.

Приложение I

ПЕРЕЧЕНЬ

нормативных документов, подлежащих учету при проектировании откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов

СНиП II-57-75. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). Нормы проектирования.

СНиП II-51-74. Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования. Нормы проектирования.

СНиП II-50-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. Нормы проектирования.

СНиП II-16-76. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования.

СНиП II-17-77. Свайные фундаменты. Нормы проектирования.

СНиП II-6-73. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.

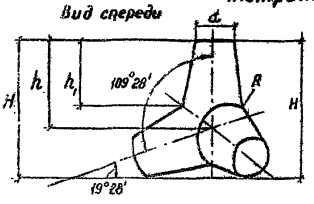
СН 288-64. Указания по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям.

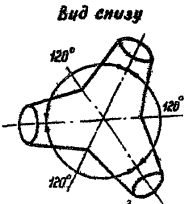
СНиП II-15-74. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования.

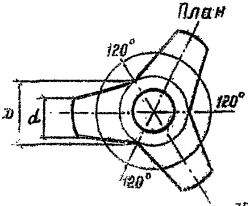
Приложение 2

ОСНОВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ И РАЗМЕРЫ РЕКОМЕНДУЕМЫХ К ПРИМЕНЕНИЮ ФАСОННЫХ БЛОКОВ И СХЕМЫ УКЛАДКИ ИХ НА ОТКОСАХ СООРУЖЕНИЙ

Тетраподы







$m = \rho_м \cdot V_б$; $V_б = 0{,}25 \cdot H^3$

Размеры тетраподов в долях от $\sqrt[3]{V_б}$

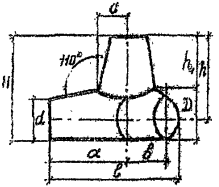
Размер блока / $\sqrt[3]{V_б}$	H	h	h_1	D	d
1,0	1,59 (1,53)	1,0	0,8 (0,74)	0,72	0,43

а) В скобках приведены значения H и h_1 для тетраподов марки 1-20 и 1-25

Квадриподы

$m = \rho_м \cdot V_б$; $V_б = 0{,}495 \cdot H^3$

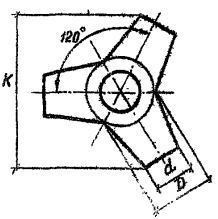
$m = 0{,}495 \cdot \rho_м \cdot H^3$



Размеры блока в долях от H

H	a	b	c	d	D	h_1	h	e	K
1,0	0,809	0,405	0,283	0,382	0,586	0,326	0,809	1,379	1,592

Вид снизу



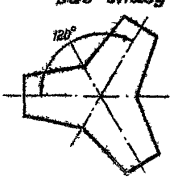


Рис. П.2.1. Основные размеры тетраподов и квадриподов

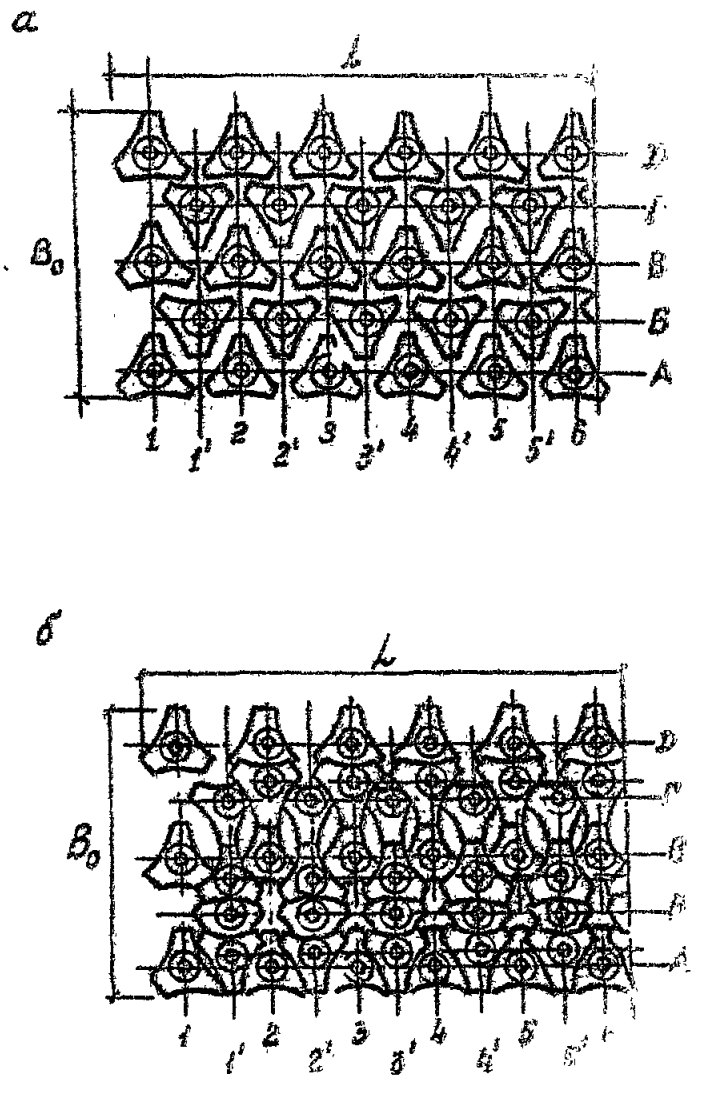
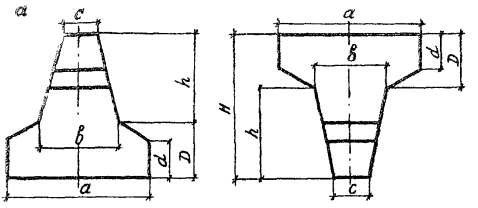
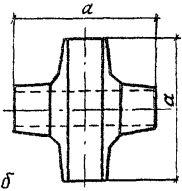


Рис.П.2.2. Схема укладки тетраподов:
а – один слой; б – в два слоя





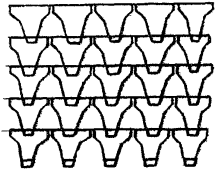
$$m = 0{,}25 \cdot \rho_н \cdot H^3$$

Размеры блока в долях от H

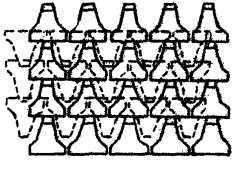
H	a	b	c	d	D	h
1,0	1,0	0,48	0,24	0,22	0,35	0,65

б

Укладка первого слоя

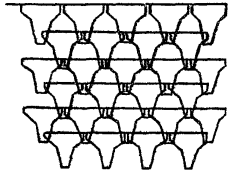


Укладка второго слоя



в

Укладка первого слоя



Укладка второго слоя

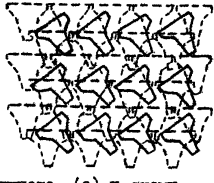
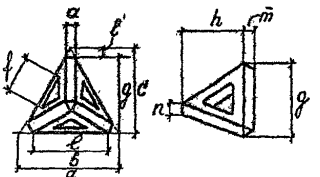
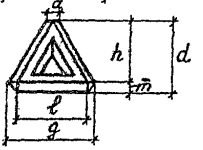


Рис.П.2.3. Основные размеры дипода (а) и схемы его укладки на откосе (б, в)

а



$m = 52{,}7\,\rho_м \cdot a^3$

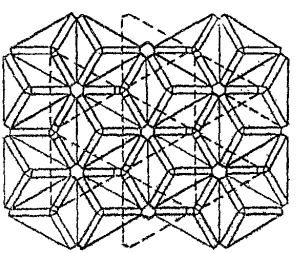


Размеры блока в долях от a

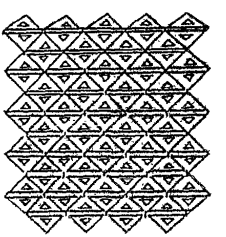
a	b	c	d	e	f	g
1.0	8	$4\sqrt{3}$	$\frac{7}{3}\sqrt{6}$	6,0	3,0	7

h	$\bar{m}$	n	ℓ
$2\sqrt{6}$	$\frac{\sqrt{6}}{3}$	$\frac{\sqrt{3}}{2}$	$\frac{\sqrt{3}}{2}$

б



в

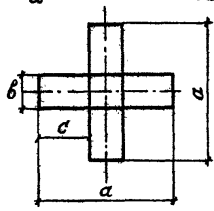


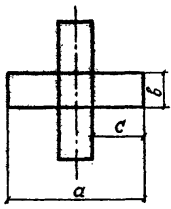
——— 1-й слой блоков
– – – – 2-й слой блоков

Рис.П.2.4. Основные размеры полого тетраэдра(а) и схемы его укладки на откосе (б,в)

а

Гексалеги





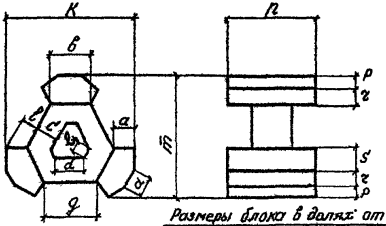
$m = w \cdot b^2 \cdot \rho_м$;

Размеры блока в долях от а

а	в	с
1,0	0,25	0,375

б

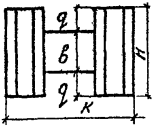
Трибары



$m = 67\,\rho a^3 \rho_м$

Размеры блока в долях от а

а	в	с	d	ℓ	q	к
1,0	2,0	$\frac{2}{3}\sqrt{3}$	1,6	0,5	2,6	6,6



ℓ	m	n	ρ	q	r	S
$\frac{1}{2}\sqrt{3}$	10,9	$\frac{\sqrt{3}}{3}$	4,5	$\frac{\sqrt{3}}{3}$	1,25	$\frac{\sqrt{3}}{2}$	$\frac{2}{3}\sqrt{3}$

Рис.II.2.5. Основные размеры гексалегов (а) и трибаров (б)

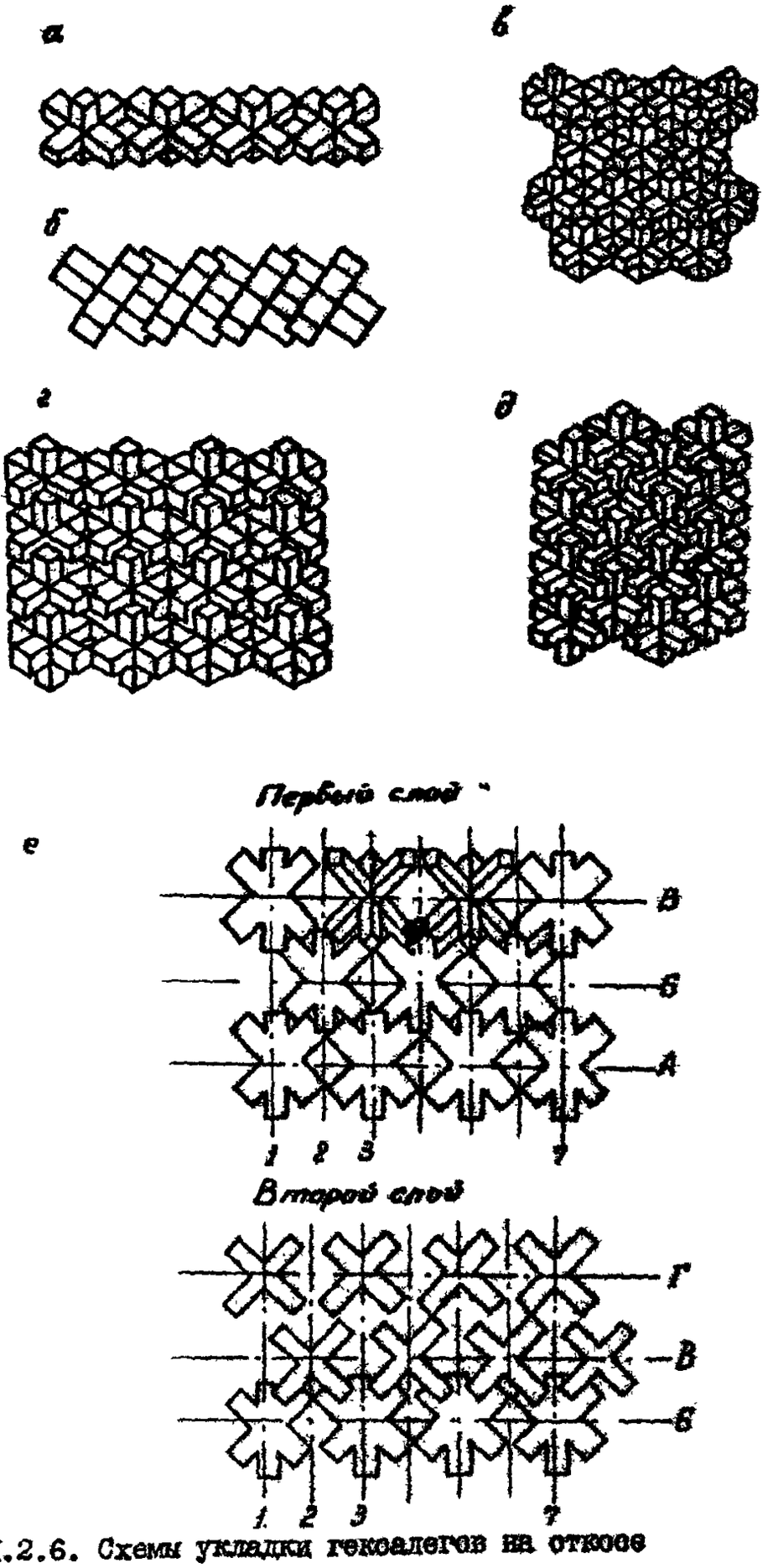
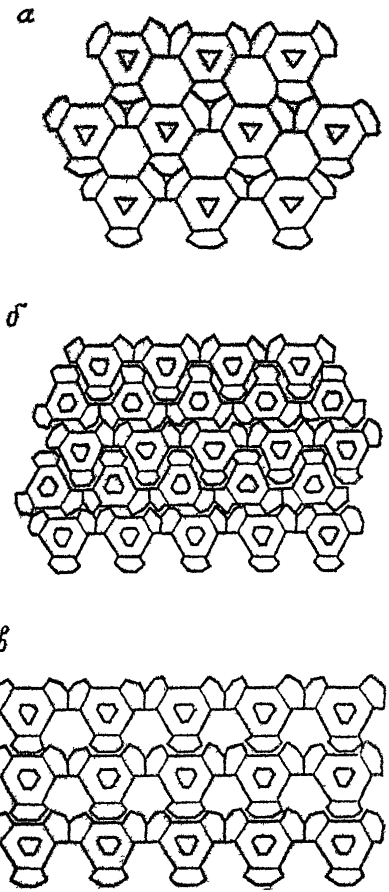


Рис.П.2.6. Схемы укладки геокалегов на откосе



Примечание. Второй слой трибаров укладывается по схемам укладки первого слоя.

Рис.II.2.7. Схемы укладки первого слоя трибаров на откосе

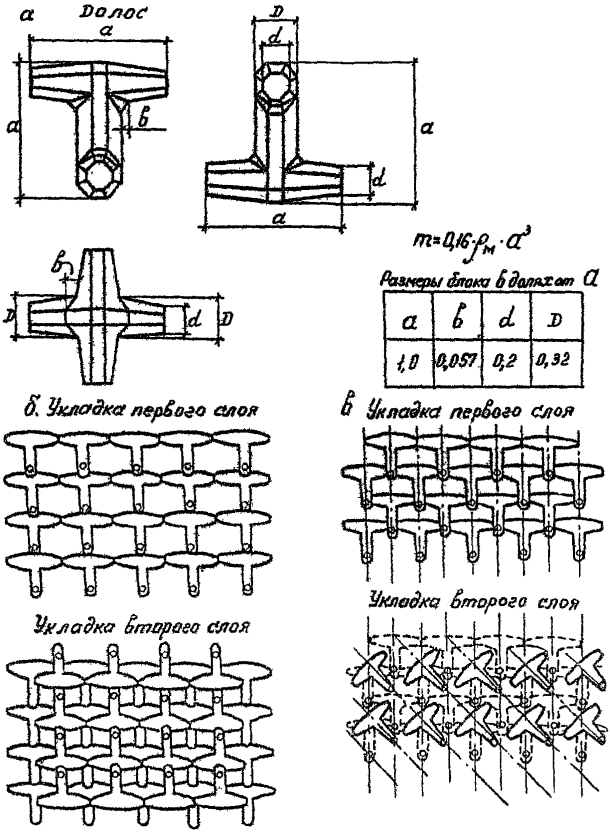
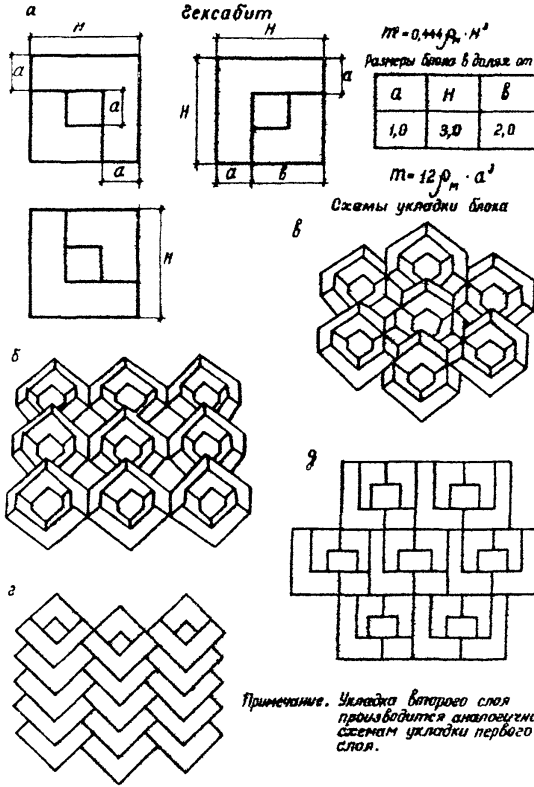


Рис.П.2.8. Основные размеры долоса (а) и схемы его укладки на откосе (б,в)



Примечание. Укладка второго слоя производится аналогично схемам укладки первого слоя.

Рис.II.2.9. Основные размеры гексабита (а) и схемы его укладки на откосе (б÷д)

Приложение 3

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ НАБРОСНОГО ОГРАДИТЕЛЬНОГО СООРУЖЕНИЯ

Исходные данные:

Скорость ветра W =29м/с.

Расчетные элементы волн: $h_{1\%}$ =6м; $h_{2\%}$ =5,5м; $h_{гл1\%}$= =8,4м; $\bar{\lambda}_{гл}$ =140м; $\bar{\lambda}$ =100м; $\bar{\lambda}/h_{1\%}$=16,7; $\bar{\lambda}/h_{2\%}$=18,25; $\lambda_{гл}/h_{гл1\%}$=16,7.

Плотности: камня $\rho_н$ =2,6Мг/м^3; бетона $\rho_б$=2,4Мг/м^3; воды ρ =1 Мг/м^3.

Глубина воды перед сооружением H =15м.

Подход волн к сооружению фронтальный.

Крупность фракций грунтов дна d_{10} =2 мм.

Пример 1. Определить максимальные крупность камня и размеры гексабита в защитном покрытии прямолинейного откоса, m_{α} = 1,5.

1. Определим по табл.2.2 коэффициенты формы камня и гексабита при $\bar{\lambda}/h_{2\%}$ =18,2.

Имеем: для камня μ_{φ} =0,015;

для гексабитов μ_{φ} =0,0031.

2. Определим по формуле II.1 приложения 7 максимальные массы камня и гексабита, соответствующие состоянию предельного равновесия.

Расчет массы камня

$$m = \frac{0{,}015 \cdot 2{,}6 \cdot 5{,}5^2 \cdot 100}{\left(\frac{2{,}6}{1{,}0} - 1{,}0\right)^3 \sqrt{1+1{,}5^3}} = 13{,}7 \text{ Мг}.$$

Расчет массы гексабита:

$$m = \frac{0{,}0031 \cdot 2{,}4 \cdot 5{,}5^2 \cdot 100}{\left(\frac{2{,}4}{1{,}0} - 1{,}0\right)^3 \sqrt{1+1{,}5^3}} = 3{,}9 \text{ Мг.}$$

3. Определим массы камня и гексабита в устойчивом состоянии согласно п.2.28, считая оградительное сооружение второго класса.

Масса камня $m = 13{,}7 \cdot 1{,}2 = 16{,}5$ Мг;

масса гексабита $m = 3{,}9 \cdot 1{,}2 = 4{,}7$ Мг.

4. Определим крупность камня $d_ш$ (диаметр камня, приведенного к шару) по формуле

$$d_ш = \sqrt[3]{\frac{m}{0{,}524 \cdot \rho_м}} = \sqrt[3]{\frac{16{,}5}{0{,}524 \cdot 2{,}6}} = 2{,}3 \text{ м.}$$

5. Определим размеры гексабита в соответствии с указаниями приложения 2 (рис.П.2.9). Размер ребра H блока составит

$$H = \sqrt[3]{\frac{m}{0{,}444 \cdot \rho_м}} = \sqrt[3]{\frac{4{,}7}{0{,}444 \cdot 2{,}4}} = 1{,}65\text{м.}$$

Размер a, по данным таблицы к рис.П.2.9, равен

$$a = \frac{H}{3} = \frac{1{,}65}{3} = 0{,}55 \text{ м.}$$

Пример 2. Определить массы камня и гексаоитов, расположенных на откосе ($m_\alpha = 1{,}5$) выше бермы; $B_б = 10$ м; $H_б = 0$.

1. Определим по п.2.23 следующие коэффициенты :

Для элементов покрытия, расположенных выше спокойного горизонта воды, принимаем коэффициент $K_I = 1{,}0$.

По графику на рис.2.4 а в зависимости от величины

$$A = \frac{B_б}{\lambda}\left(1 - \sqrt[3]{\frac{H_б}{H}}\right)\sqrt[3]{\left(\frac{B_б}{h}\right)^2} = \frac{10}{100}\left(1 - \sqrt[3]{\frac{0}{1{,}5}}\right)\sqrt[3]{\left(\frac{10}{5{,}5}\right)^2} = 0{,}15$$

определим $k_{пв} = 0,87$.

По графику на рис.2.46 в зависимости от величины

$$\frac{l_в}{\lambda}\left(1-\sqrt[3]{\frac{H_в}{H}}\right)\sqrt[3]{\left(\frac{l_в}{h}\right)^2} = \frac{10}{100}\left(1-\sqrt[3]{\frac{0}{15}}\right)\sqrt[3]{\left(\frac{10}{5,5}\right)^2} = 0,15.$$

определим $k_{ув} = 0,79$.

2. Определим по формуле (2.4) массу камня, принимая для прямолинейных откосов массу камня из примера I.

$$m_в = 16,5 \cdot 1,0 \cdot 0,87 \cdot 0,79 = 11,4 \text{ Мг}.$$

3. Определим по формуле (2.4) массу гексабитов, принимая для прямолинейных откосов массу гексабитов из примера I.

$$m_в = 4,7 \cdot 1,0 \cdot 0,87 \cdot 0,79 = 3,25 \text{ Мг}$$

Пример 3. Определить толщину защитного двухслойного покрытия из гексабитов массой $m = 4,7$ Мг в наброске и количество блоков в расчете на 100 $м^2$ покрытия.

I. Определим толщину покрытия по формуле(2.6)

$$t = 2 \cdot 0,83\left(\frac{4,7}{2,4}\right)^{1/3} = 2,5 \text{ м}.$$

2. Определим количество гексабитов по формуле (2.7)

$$N = 100 \cdot 2 \cdot 0,83 \left(1-\frac{56}{100}\right)\left(\frac{2,4}{4,7}\right)^{2/3} = 47 \text{ шт}.$$

Пример 4. Определить высоту наката волн на прямолинейный откос ($m_\alpha = 1,5$) с защитным покрытием из наброски гексабитов.

Подход волн к сооружению фронтальный, $\beta = 0^\circ$.

I. По рекомендациям п.2.32 и табл.П.2 приложения 7 принимаем $K_Δ \cdot K_{пп} = 0,45$; $K_c = 1,4$;

2. По графику на рис.П.7.2 приложения 7 при $h_{гл1\%} = 8,4$ м, $\bar{\lambda}_{гл} = 140$ м и $\lambda_m / h_{гл1\%} = 16,7$ определим $K_{нг} = 2,55$.

3. Вычислим высоту наката по формуле П.3 приложения 7

$$h_{H1\%} = 0{,}45 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}55 \cdot 6{,}0 \approx 9{,}63 \text{ м}.$$

Пример 5. Определить высоту наката волн на откос сооружения с бермой шириной 10 м, расположенной на горизонте воды. Защитное покрытие откосов ($m_\alpha = 1{,}5$) и бермы выполнено из наброски гексабитов.

1. Определим коэффициент $k_{нб}$ по п.2.33 а (рис.2.6). По выражению

$$A = \frac{B_б}{\bar{\lambda}}\left(1 - \sqrt[3]{\frac{H_б}{H}}\right)\sqrt[3]{\left(\frac{B_б}{h_{1\%}}\right)^2} = \frac{10}{100}\left(1 - \sqrt[3]{\frac{0}{15}}\right)\sqrt[3]{\left(\frac{10}{6}\right)^2} = 0{,}14$$

находим, используя рис.2.6, коэффициент $k_{нб} = 0{,}92$

2. Определим высоту наката $h_{нб}$ по формуле (2.9) при $h_{H1\%} = 9{,}63$ м, принятой из примера 4 ,

$$h_{нб} = 9{,}63 \cdot 0{,}92 = 8{,}85 \text{ м}.$$

Пример 6. Установить необходимость защиты дна перед сооружением.

1. Определим максимальную донную волновую скорость по формуле (2.2)

$$v_{мд} = \frac{1{,}0 \cdot 3{,}14 \cdot 6{,}0}{\sqrt{\frac{3{,}14}{9{,}81}\ 100\ sh\ \frac{4 \cdot 3{,}14 \cdot 15}{100}}} = 1{,}86 \text{ м/с}.$$

2. Определим допустимое значение неразмывающей донной скорости по рис..П.7.1 приложения 7
Для фракций грунта дна крупностью $d_{10} = 2$ мм имеем
$v_{доп} = 0{,}47$ м/с.

3. Сравнивая значения $v_{мд} = 1{,}86$ м/с и $v_{доп} = 0{,}47$ м/с, устанавливаем, что дно перед сооружением необходимо крепить.

4. Определим по формуле (4.I) диаметр камня d_{10}, которым необходимо крепить дно перед сооружением на расстоянии 0,2 $\bar{\lambda}$ = 20 м :

$$d_{10} = I,I5 \ \frac{I,0}{2,6-I,0} \cdot \frac{I,86^2}{2 \cdot 9,8I} = 0,I27 \text{ м.}$$

Приложение 4

ПРИМЕРЫ КОНСТРУКЦИЙ СТЕНДОВ КОНКРЕТНЫХ ОБЪЕКТОВ

I. Конструкции измерительных стендов, возводимых на плотных песчаных грунтах дна при высотах волн на подходах к берегу до 4,0–5,0 м, представлены на рис.П.4.I. На глубинах расположения датчиков H_φ = 7,0 м и H_φ = II,0 м постель состоит из слоя щебня 0,5 м и крепления 0,5 м из камня. Фундаменты представляют собой бетонные плиты толщиной 0,8 м, устанавливаемые на щебеночную постель. Глубоководный стенд H_φ = I5,0 м (рис.П.4.Iв) имеет однослойную 0,5 м постель из щебня и фундаментную плиту толщиной 0,4 м.

На фундаментах предусмотрены постаменты размерами 0,5х0,5х0,4 м, монолитно связанные с фундаментами. К постаментам с помощью центрирующих болтов крепятся датчики.

2. На рис.П.4.2 приведены глубоководные стенды, возводимые на плотных грунтах. Постели выполнены из слоя 0,5–0,6 м щебня. Фундаменты в виде бетонных плит размерами 3,0хI,0х0,6 м (рис.П.4.2а) и фигурного профиля (рис.П.4.2б)

3. На рис. П.4.3 представлены конструкции измерительных стендов, возводимых в условиях, когда дно покрыто илом песчаным слоем до I,5–2,0 м. Перед возведением стенда илы удаляются до плотных грунтов, на которых устраивается постель из щебня с креплением камнем. Стенд при глубине H_φ = I0,0 м (рис.П.4.3 а) возводится в районе, характеризующемся большим движением наносов, в связи с чем постель выполнена несколько приподнятой над дном, а датчики установлены на фундаментах, имеющих вид бетонных ящиков, закрытых сверху щитами. На рис.П.4.3б показана конструк-

ция стенда, выполненная в таких же грунтовых условиях на глубине H_{ϕ}= 5,0 м. Фундаменты в виде бетонной плиты, с закрепленными на ней двумя постаментами для датчиков, установлены на щебеночной постели.

4. Конструкция измерительного стенда, возводимого на текучих илах слоем до 2,0 м, имеющих очень малую несущую способность, приведена на рис.П.4.4 а. Камень постели, отсыпанный сверху на илы, выдавил их и опирается на песок иловатый с ракушечником слоем до 3,5 м, имеющий достаточную несущую способность. На постели с шагом 3,0 м установлены бетонные фундаменты в виде отдельных постаментов под приборы. В фундаментах предусмотрены бетонные вкладыши, дающие возможность изменять высоту расположения датчиков, в зависимости от величины осадки постели.

5. На рис.П.4.4б показана свайная конструкция измерительного стенда, имитирующая условия текучих илов мощностью слоя 4,5 м. Его основанием являются три сваи длиной 9,0; I0,0 и I2,0 м, забиваемые до плотного грунта-щебня песчаника. На илистое дно отсыпается (до забивки свай) подушка 2,5-3,0 м из песка; ширина отсыпки 28,0 м. Песчаная подушка способствует сохранению сваями вертикального положения.

На головы свай надеты бетонные наголовники и на них уложена железобетонная балка сечением 70х40 см. На балке предусмотрены фундаменты под датчики в виде отдельных бетонных постаментов размером 0,7х0,7х0,5 м.

6. На рис.П.4.5 приведена конструкция измерительных стендов, возведенных на текучих илах большой мощности при залегании плотных грунтов на глубинах I2-I5 м от дна.

Висячая свая снабжена горизонтальной диафрагмой, прочно закрепленной на свае, которая оказывает дополнительное сопротивление погружению сваи в грунт и создает необходимую несущую способность опоры. Размеры диафрагмы зависят от характеристики илистого грунта и уточняются после пробных погружений. Бетонный наголовник сваи служит одновременно фундаментом для установки измерительного прибора.

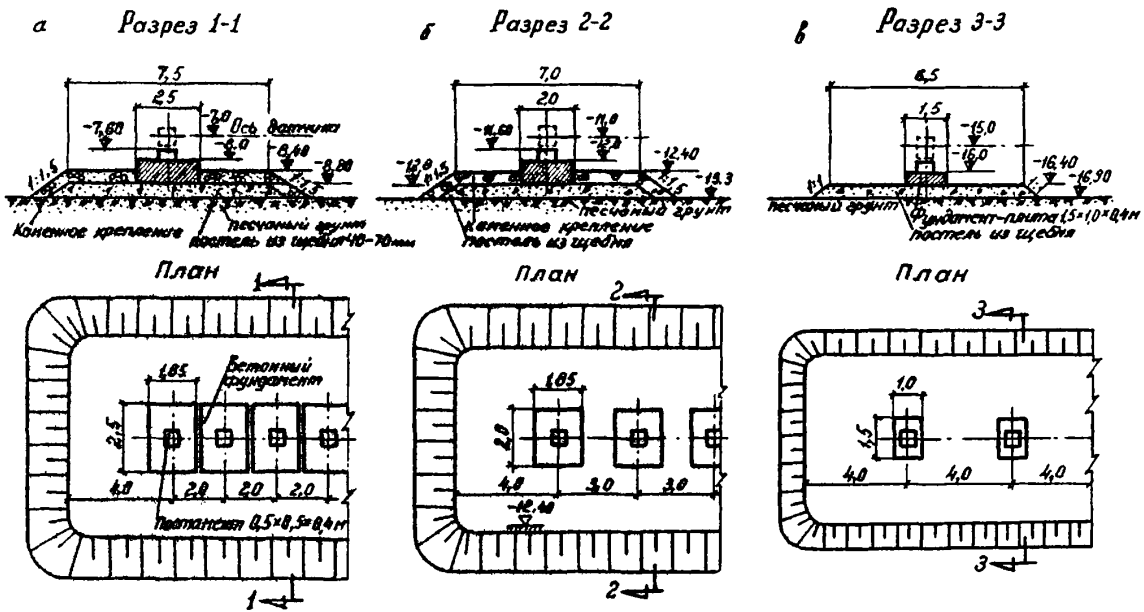


Рис. II.4.I Измерительные стенды на плотных песчаных грунтах при расположении датчиков: а- на глубине 7,0 м; б- на глубине II,0 м;в - на глубине I5,0 м

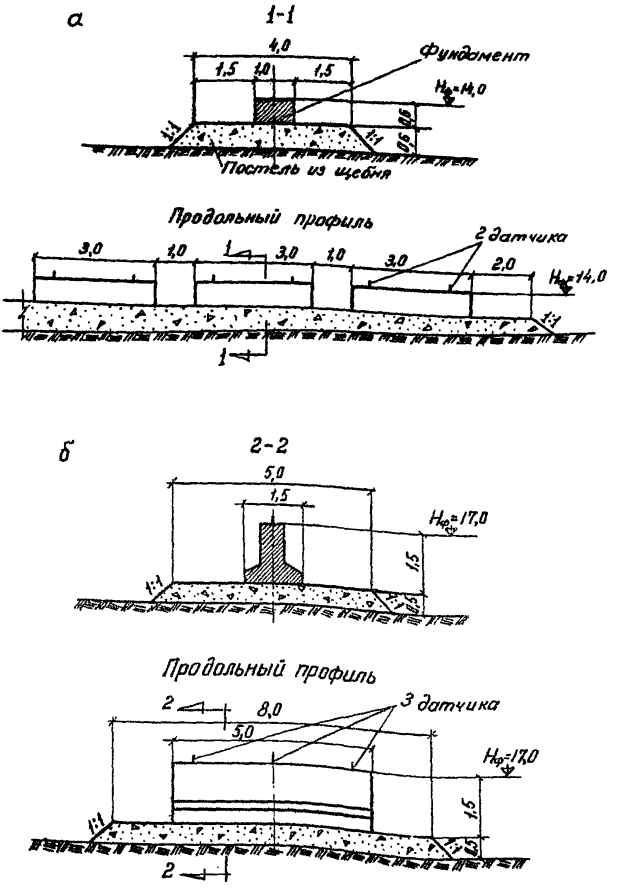


Рис.П.4.2. Глубоководные измерительные стенды на плотных грунтах:

а– с фундаментами в виде плит; б– с фигурными фундаментами

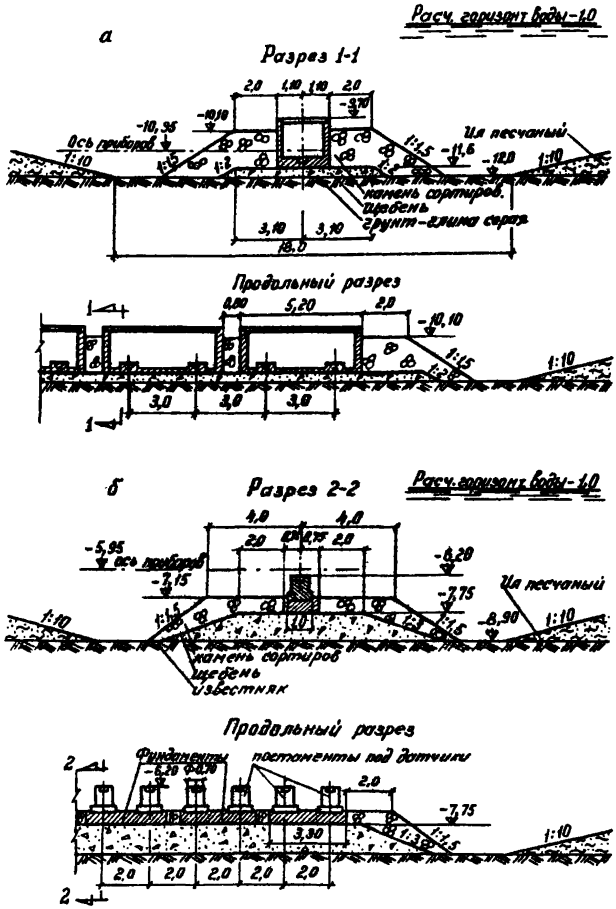


Рис.П.4.3. Измерительные стенды (опоры) при илах песчаных малой мощности:
а– фундаменты ящичного типа с датчиками на глубине 10м;
б– бетонные фундаменты с постаментами для датчиков на глубине 5 м

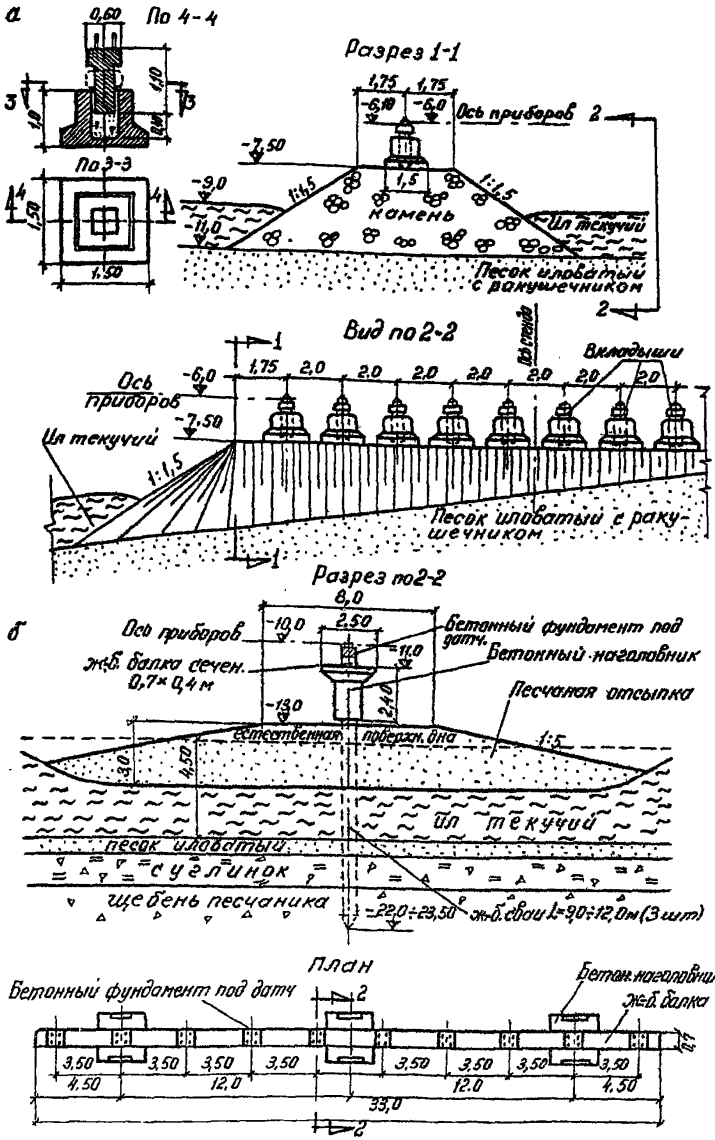


Рис.П.4.4. Измерительные стенды: а– при илах текучих мощностью до 2,0 м; б– при илах текучих мощностью до 5,0м

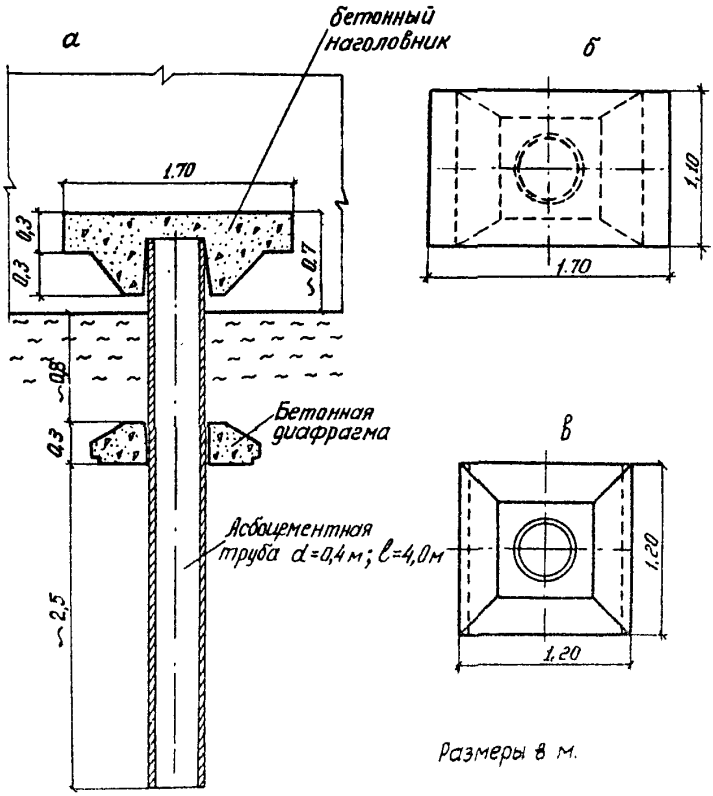


Рис.П.4.5. Опора в виде висячей сваи в условиях текучих илов большой мощности:

а– общий вид опоры; б – план опоры; в – диафрагма в плане

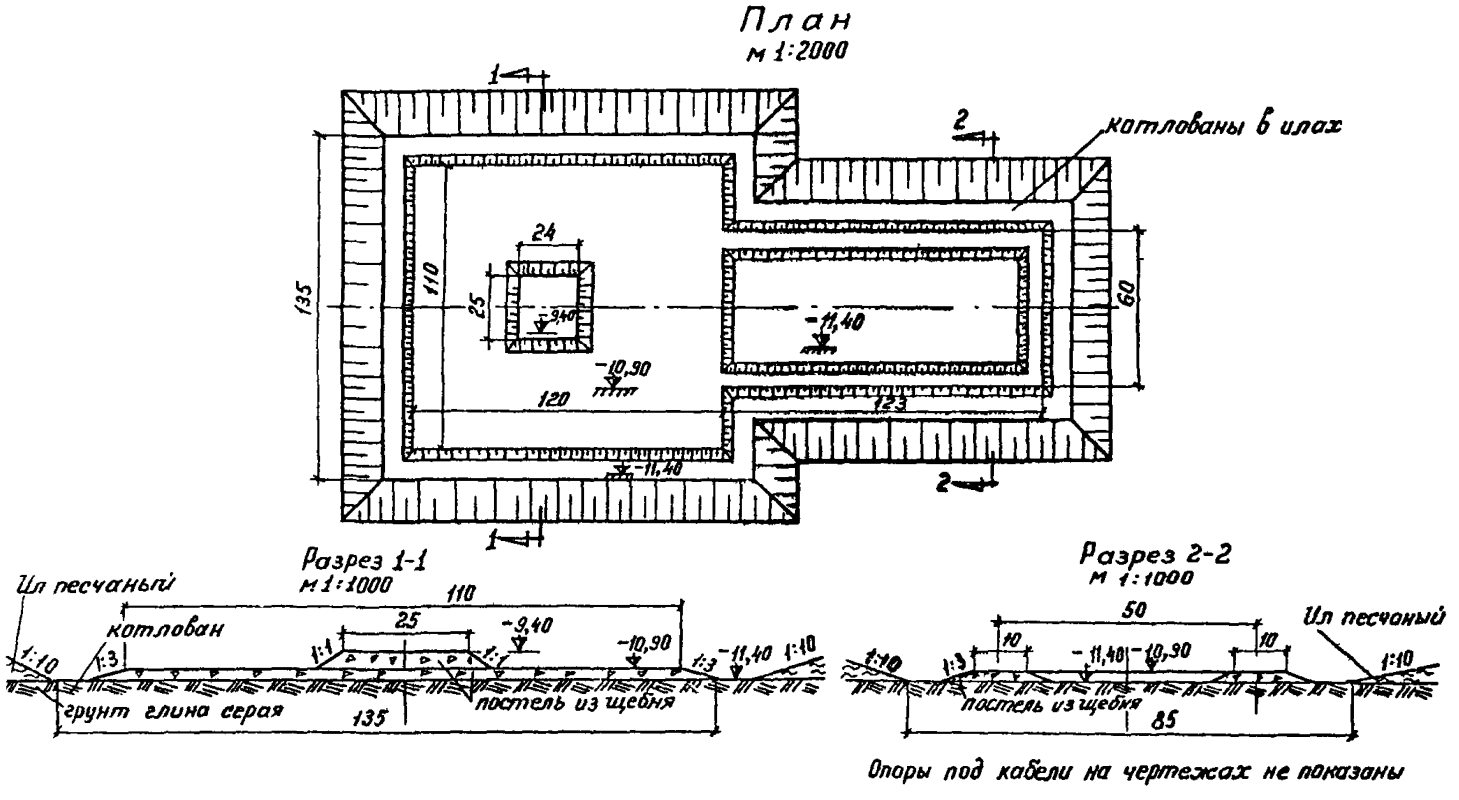


Рис.II.4.6. Стенд ПС при илах песчаных (под постель стенда илы удаляются до плотного грунта)

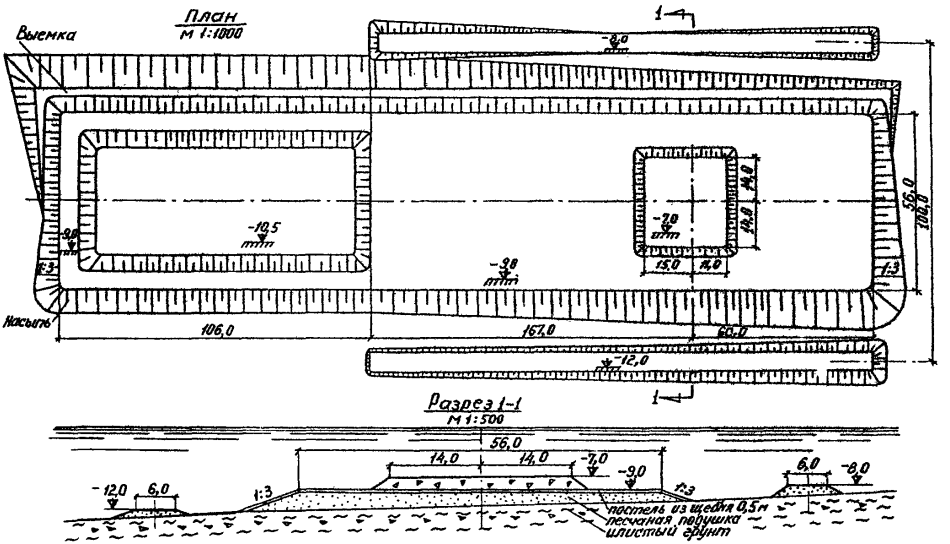


Рис.П.4.7. Стенд ПС на илистых грунтах с применением песчаной подушки

7. На рис.П.4.6 представлена конструкция стенда ПС, возводимого на илах песчаных слоем до 3,0 м. Перед устройством постели илы удаляются до плотных грунтов. На дне полученного котлована отсыпается постель из щебня слоем 0,5 м.

Над общей поверхностью постели устроена площадка на призме из щебня размерами в плане 24х25 м и высотой I,5 м, в теле которой имеются дополнительные устройства (защитные обоймы, каналы).

7. На рис.П.4.7 приведена конструкция стенда ПС, возводимого на таких же грунтах (на илах песчаных). Здесь применена слоистая постель: на илы отсыпана песчаная подушка и на ней слой 0,5 м щебня. На стороне, обращенной к берегу (в верхней части плана), для выравнивания площадки произведена выемка грунта, а на обратной стороне устроена насыпь в виде утолщения песчаной подушки.

Приложение 5

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ ПОДВОДНЫХ СТЕНДОВ

Пример I. Определить крупность и массу камня постели.

Исходные данные: расчетные элементы волн $h_{5\%}$=5,5м (при $h_{1\%}$ = 6,8 м), $\bar{\lambda}$ =I00 м ($\frac{\bar{\lambda}}{h}$ =I8); плотности: камня $\rho_м$ = 2,6 Мг/м^3, воды ρ =I,0 Мг/м^3; крутизна откосов постели m_α =I,5;I,0, расстояние от дна до верха фундамента H_c =I,6 м; глубины от расчетного горизонта до верха постели $H_п$ =9,6 м, до середины откоса $H_{от}$ =I0,I м, до дна H =I0,6 м; толщина постели $h_{пс}$ = I,0м.

I. Определим превышение средней волновой линии над расчетным уровнем по формуле (4.5)

$$h_0 = \frac{3,I4\cdot5,5^2}{I00}\, cth\, \frac{2\cdot3,I4\cdot I0,6}{I00} = I,63 \text{ м}.$$

2. Находим максимальные донные скорости по формулам (4.3) и (4.4)

на постели

$$v_{мд} = \frac{0,9\cdot3,I4\cdot5,5\left(I+\frac{I,6-I,0}{9,6+I,63+5,5}\right)}{\sqrt{\frac{3,I4\cdot I00}{9,8I}\, sh\, \frac{4\cdot3,I4\cdot9,6}{I00}}} = 2,3I \text{ м/с};$$

на откосе

$$v_{мд} = \frac{0,9\cdot3,I4\cdot5,5\left(I+\frac{I,6-I,0}{I0,I+I,63+5,5}\right)}{\sqrt{\frac{3,I4\cdot I00}{9,8I}\, sh\, \frac{4\cdot3,I4\cdot I0,I}{I00}}} = 2,23 \text{ м/с}.$$

5. Определяем крупность камня, соответствующую состоянию предельного равновесия, по формулам (4.1) и (4.2):
на постели

$$d = 1{,}15\ \frac{1{,}0}{2{,}6-1{,}0}\cdot\frac{2{,}3\,1^2}{2\cdot 9{,}81} = 0{,}196\ \text{м};$$

на откосе при $m_\alpha = 1{,}5$.

$$d = \frac{1{,}15}{0{,}835}\ \frac{1{,}0}{2{,}6-1{,}0}\ \frac{2{,}23^2}{2\cdot 9{,}81} = 0{,}219\ \text{м};$$

при $m_\alpha = 1{,}0$

$$d = \frac{1{,}15}{0{,}71}\ \frac{1{,}0}{2{,}6-1{,}0}\ \frac{2{,}23^2}{2\cdot 9{,}81} = 0{,}258\ \text{м}.$$

4. Определим массу камня, соответствующую его устойчивому положению, по формуле (4.6):
на постели:

$$m = 0{,}524\cdot 0{,}196^3\cdot 2{,}6\cdot 10^3\cdot 1{,}2 = 12\ \text{кг};$$

на откосе при $m_\alpha = 1{,}5$:

$$m = 0{,}524\cdot 0{,}219^3\cdot 2{,}6\cdot 10^3\cdot 1{,}2 = 17\ \text{кг};$$

при $m_\alpha = 1{,}0$:

$$m = 0{,}524\cdot 0{,}258^3\cdot 2{,}6\cdot 10^3\cdot 1{,}2 = 28\ \text{кг}.$$

Пример 2. Определить максимальные горизонтальные и вертикальные волновые нагрузки и проверить устойчивость фундамента на сдвиг и опрокидывание.

Исходные данные: расчетные элементы волн $h_{5\%} = 5{,}0$ м (при $h_{1\%} = 6{,}0$ м), $\bar{\lambda} = 90$ м; $H_п = 9{,}6$ м; фундамент бетонный ($\rho_м = 2{,}4$ Мг/м^3) с размерами 1,0×1,5×0,8; $a = 1{,}0$ м; $b = 0{,}8$ м; $\ell = 1{,}5$ м; вес фундамента в воде $Q_ф = 16{,}8$ кН.

1. Определим максимальную горизонтальную составляющую волновой нагрузки. При $\frac{\bar{\lambda}}{h} = \frac{90}{5{,}0} = 18$ и

$$\frac{H_п}{\bar{\lambda}} = \frac{9{,}6}{90} = 0{,}107;\ \bar{z} = \frac{0{,}5b}{H_п} = 0{,}042.$$ по графикам, приведенным в приложении 7 рис.П.7.3а, находим $\theta_\chi = 1{,}0$.

Площадь цилиндра d =I,0 м $F_ц$ =0,785 м^2, площадь поперечного сечения фундамента $F_ф$ =0,8 м^2, тогда $k_{пл} = \frac{0,8}{0,785}$ = I,02. По формуле (4.7) на Iм фундамента

$$P^{o}_{xм} = \frac{3}{4} \cdot I,0 \cdot I0^3 \cdot 9,8 \cdot 3,I4^2 \cdot 0,8^2 \cdot \frac{50}{90} \cdot I,0 \cdot I,02 =$$

= 2680 Н/м = 2,68 кН/м,

на весь фундамент

$$P_{xм} = 2680 \cdot I,5 = 4000 \text{ Н} = 4\text{кН}.$$

2. Определим максимальную вертикальную составляющую волновой нагрузки.

При $\frac{H_п}{\lambda}$ = 0,I07 и $\bar{z}$ = 0,042 по графикам (Приложение 7, рис.П.7.3б), получаем ε_x = 0,5.

При $\frac{\beta}{\lambda}$ = 0,53 по графику, приведенному на рис.4.9 находим величину $\frac{C_{x\beta}}{C_x}$ =0,57.

По формуле (4.9)

$$P_{xc} = I,0 \cdot I0^3 \cdot 9,8 \cdot 3,I4 \cdot 0,8 \cdot \frac{5,0^2}{90} \cdot 0,5 \cdot 0,57 = 2000 \text{ Н/м} =$$

=2 кН/м;

по формуле (4.8) на Iм фундамента

$$P^{o}_{zм} = -\frac{9}{5} \cdot 2000 = -3600 \text{ Н/м} = -3,6 \text{ кН/м}.$$

На весь фундамент

$$P_{zм} = -3600 \cdot I,5 = 5400 \text{ Н} = 5,4 \text{ кН}.$$

3. Проверка устойчивости фундамента на сдвиг производится по формуле (4.I0)

(I6,8–5,4) 0,6 ≥ 4·I,2 – фундамент устойчив.

4. Проверяем устойчивость фундамента на опрокидывание:

по формуле (4.I5) $M_{уд}$ =(I6,8–5,4) 0,5= 5,35 кН м;

по формуле (4.I6) $M_{опр}$ = 4,0·0,4= I,6 кНм;

по формуле (4.I4) 5,35 ≥ I,6·I,2 – фундамент устойчив.

Приложение 6.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ СКВОЗНЫХ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Пример I. Определить гашение волн и волновую нагрузку на понтон-ростверк с камерой гашения (рис.3.5з).

Исходные данные: расчетные элементы волн $h_{1\%}$ =3,0 м, $\bar{\lambda}$ =60,0 м, угол между лучом волны и нормалью к сооружению $\alpha_в$ =0, ширина понтона-ростверка B =I5,0 м, ширина камеры гашения $B_к$ =6,0 м, осадка $z_н$ =3,0 м, пористость передней стенки $m_п$ =0,25, глубина воды H =I8,0 м.

I. Сначала определяются вспомогательные величины:

$$A = \frac{1}{1 + 15\,(3/60)^2} = 0{,}965 \quad \text{– по формуле (3.4);}$$

$$\frac{z_п}{\bar{\lambda}} = \frac{3}{60} = 0{,}05; \qquad \frac{H}{\bar{\lambda}} = \frac{18}{60} = 0{,}3; \qquad \frac{B}{\bar{\lambda}} = \frac{15}{60} = 0{,}25.$$

Из графиков на рис.3.2, 3.3 и 3.4б:

$$K_0 = 0{,}57; \qquad K_в = 0{,}60; \qquad K_\omega = 0{,}54.$$

Вычисляются

$$\frac{B_к}{\bar{\lambda} K_\omega} = \frac{6}{60 \cdot 0{,}54} = 0{,}185.$$

По графику на рис.3.4а $K_{m_в} = 0{,}30$.

2. Определяются коэффициенты отражения и прохождения по формулам (3.I0) и (3.II)

$$K_{пр} = 0{,}965 \cdot 0{,}6 \sqrt{0{,}57} = 0{,}437;$$

$$K_{от} = 0{,}965 \cdot 0{,}3 \sqrt{1 - 0{,}57} = 0{,}190.$$

3. Находятся по формулам (3.I3) и (3.I5) возвышение

вершины волны и понижение ее подошвы относительно расчетного уровня воды:

- перед сооружением

$$\eta_{в1,п1} = \mp \frac{3}{2}\left(1+0{,}19\right) - \frac{3{,}14\cdot 9}{4\cdot 60}\left(1+0{,}19\right)^2 cth\,\frac{6{,}28\cdot 18}{60};$$

$\eta_{в1} = -1{,}96$ м $\qquad \eta_{п1} = 1{,}6$ м

- у тыльной стороны передней стенки

по табл.3.2 $\qquad K_{m1} = 0{,}675$;

$$\eta_{в2,п2} = \mp 1{,}5\cdot 0{,}3\cdot 0{,}965\sqrt{(1-0{,}57)\cdot 0{,}675} = \mp 0{,}234 \text{ м};$$

- у задней стенки камеры гашения

$$\eta_{в3,п3} = \mp \frac{3}{4}\left(1+2\cdot 0{,}3\right)\cdot 0{,}965\cdot 0{,}54 = \mp 0{,}625 \text{ м};$$

- у задней стенки понтона-ростверка (без учета дифракции волн у сооружения в плане)

$$\eta_{в4,п4} = \mp \frac{0{,}437\cdot 3}{2} = \mp 0{,}66 \text{ м};$$

4. Определяется волновое давление на боковые поверхности понтона-ростверка.

На наружную сторону передней стенки давление определяется по формулам (3,16)÷(3.20):

- при подходе вершины волны:

$z_{11} = \eta_{в1} = -1{,}96$ м, $\qquad p_{11} = 0$;

$$z_{21} = 0, \qquad p_{21} = 9{,}81\cdot 1{,}96\,\frac{ch\,\frac{6{,}28}{60}(18-0)}{ch\,\frac{6{,}28(18+1{,}96)}{60}} = 15{,}8 \text{ кПа};$$

$$z_{31} = 1{,}5 \text{ м}, \qquad p_{31} = 9{,}81\cdot 1{,}96\,\frac{ch\,\frac{6{,}28}{60}(18-1{,}5)}{4{,}1} = 13{,}6 \text{ кПа};$$

$$z_{41} = 3{,}0 \text{ м}, \qquad p_{41} = 9{,}81\cdot 1{,}96\,\frac{ch\,\frac{6{,}28}{60}(18-3)}{4{,}1} = 11{,}7 \text{ кПа};$$

– при подходе подошвы волны:

$$z_{11} = 0, \qquad p_{11} = 0;$$

$$z_{21} = 1{,}6\ м, \qquad p_{21} = -15{,}69\ кПа;$$

$$z_{31} = 3{,}0\ м, \qquad p_{31} = -9{,}81 \cdot 1{,}6 \cdot \frac{ch\ \frac{6{,}28}{60}(18-3)}{ch\ \frac{6{,}28}{60}(18+1{,}6)} = -9{,}93\ кПа.$$

На тыльную сторону передней стенки и заднюю стенку камеры гашения давление определяется по формулам (3.17)′ и (3.20)′ .

Давление на тыльную сторону передней стенки:

– при подходе вершины волны:

$$z_{12} = -0{,}234\ м, \quad p_{12} = 0;$$

$$z_{22} = 0, \qquad p_{22} = 9{,}81 \cdot 0{,}234 = 2{,}29\ кПа\ ;$$

$$z_{32} = 1{,}5\ м, \qquad p_{32} = 9{,}81 \cdot 0{,}234 \cdot \frac{ch\ \frac{6{,}28}{60}(3-1{,}5)}{ch\ \frac{6{,}28 \cdot 3}{60}} = 2{,}21\ кПа;$$

$$z_{42} = 3{,}0\ м, \qquad p_{42} = 9{,}81 \cdot 0{,}234 \cdot \frac{1}{1{,}05} = 2{,}19\ кПа\ .$$

– при подходе подошвы волны:

$z_{12} = 0$, $p_{12} = 0$;

$z_{22} = 0{,}234$ м, $p_{22} = -9{,}81 \cdot 0{,}234 = -2{,}30\ кПа$;

$z_{32} = 3{,}0$ м, $p_{32} = -2{,}19$ кПа.

Давление на заднюю стенку камеры гашения:

– при подходе вершины волны

$z_{13} = -0{,}625$ м, $p_{13} = 0$;

$z_{23} = 0$, $p_{23} = 0{,}625 \cdot 9{,}81 = 6{,}13\ кПа$;

$z_{33} = 1{,}5$ м; $p_{33} = 9{,}81 \cdot 0{,}625 \cdot \frac{1{,}01}{1{,}05} = 5{,}9\ кПа$;

$z_{43} = 3{,}0$ м, $p_{43} = 9{,}81 \cdot 0{,}625 \frac{1}{1{,}05} = 5{,}84\ кПа$.

– при подходе подошвы волны:

$z_{13} = 0$, $p_{13} = 0$;

$z_{23} = 0{,}625$ м, $p_{23} = -9{,}81 \cdot 0{,}625 = -6{,}13\ кПа$;

$z_{33} = 3{,}0$ м, $\quad p_{33} = -5{,}84$ кПа.

На заднюю стенку понтона-ростверка давление определяется по формулам (3.16)÷(3.20):

– при подходе вершины волны:

$z_{1н} = -0{,}66$ м, $\quad p_{1н} = 0$;

$$z_{2н} = 0, \quad p_{2н} = 9{,}81 \cdot 0{,}66 \frac{ch\,\frac{6{,}28}{60}(18-0)}{ch\,\frac{6{,}28}{60}(18+0{,}66)} = 6{,}08\ кПа;$$

$$z_{3н} = 1{,}5\ м, \quad p_{3н} = 9{,}81 \cdot 0{,}66 \frac{ch\,\frac{6{,}28}{60}(18-1{,}5)}{3{,}59} = 5{,}23\ кПа;$$

$$z_{4н} = 3{,}0\ м, \quad p_{4н} = 9{,}81 \cdot 0{,}66 \frac{ch\,\frac{6{,}28}{60}(18-3)}{3{,}59} = 4{,}51\ кПа;$$

– при подходе подошвы волны:

$z_{1н} = 0, \quad p_{1н} = 0;$
$z_{2н} = 0{,}66$ м, $\quad p_{2н} = -0{,}66 \cdot 9{,}81 = -6{,}47$ кПа;
$z_{3н} = 3{,}0$ м, $\quad p_{3н} = -4{,}51$ кПа.

5. Определяются горизонтальные волновые нагрузки на I м длины элементов понтона-ростверка, как площади эпюр волнового давления (рис.3.6г):

– при подходе вершины волны:

$$P_{1в} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1{,}96 \cdot 15{,}8 + 13{,}6 \cdot 3{,}0 + \frac{1}{2}(15{,}8 - 13{,}6) \cdot 1{,}5 - \right.$$
$$\left. - \frac{1}{2}(13{,}6 - 11{,}7) \cdot 1{,}5\right] \cdot 0{,}9 = 50{,}85\ кН/м;$$

$$P_{2в} = \left[\frac{1}{2} \cdot 0{,}234 \cdot 2{,}29 + 2{,}21 \cdot 3{,}0 + \frac{1}{2}(2{,}29 - 2{,}21) \cdot 1{,}5 - \right.$$
$$\left. - \frac{1}{2}(2{,}21 - 2{,}19) \cdot 1{,}5\right] \cdot 0{,}9 = 6{,}28\ кН/м;$$

$$P_{3в} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}625 \cdot 6{,}13 + 5{,}9 \cdot 3{,}0 + \frac{1}{2}(6{,}13 - 5{,}9) \cdot 1{,}5 -$$
$$- \frac{1}{2}(5{,}9 - 5{,}84) \cdot 1{,}5 = 19{,}75\ кН/м;$$

$$P_{4в} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}66 \cdot 6{,}08 + 5{,}23 \cdot 3{,}0 + \frac{1}{2}(6{,}08 - 5{,}23) \cdot 1{,}5 -$$
$$- \frac{1}{2}(5{,}23 - 4{,}51) \cdot 1{,}5 = 17{,}8\ кН/м;$$

– при подходе подошвы волны:

$$P_{1n} = -\left[\frac{1}{2}\cdot 1,6\cdot 15,69 + 9,93(3-1,6) + \frac{1}{2}(15,69-9,93)(3-1,6)\right]\cdot 0,9 = -27,5\ кН/м;$$

$$P_{2n} = -\left[\frac{1}{2}\cdot 0,234\cdot 2,3 + 2,19(3-0,234) + \frac{1}{2}(2,3-2,19)(3-0,234)\right]\cdot 0,9 = -5,83\ кН/м;$$

$$P_{3n} = -\frac{1}{2}\cdot 0,625\cdot 6,13 - 5,84(3-0,625) - \frac{1}{2}(6,13-5,84)(3-0,625) = -16,13\ кН/м;$$

$$P_{4n} = -\frac{1}{2}\cdot 0,66\cdot 6,47 - 4,51(3-0,66) - \frac{1}{2}(6,47-4,51)(3-0,66) = -15,03\ кН/м.$$

Момент времени σt^*, соответствующий экстремальному значению горизонтальной волновой нагрузки на понтон-ростверк, определяется по формуле (3.28):

$$\sigma t^* = Arctg \frac{\left(\frac{50,85+27,5}{2} + \frac{17,8+15,03}{2}\right) + \left(\frac{6,28+5,83}{2} + \frac{19,75+16,3}{2}\right)\cos\frac{6,28\cdot 3}{60}}{\left(\frac{6,28+5,83}{2} + \frac{19,75+16,3}{2}\right)\sin\frac{6,28\cdot 3}{60}} = -1,471\ рад.$$

Отсюда $\sigma t_1 = -1,471$ рад, $\sigma t_2 = -1,479+3,142 = 1,67$ рад.

Максимальная и минимальная горизонтальные волновые нагрузки на I метр длины понтона-ростверка определяются по формуле (3.26):

$$P_1 = \frac{50,85+27,5}{2}\sin(-1,471) + \frac{50,85-27,5}{2} - \frac{6,28+5,83}{2}\sin\left(-1,471+\right.$$

$$\left.+\frac{2\cdot 3,14\cdot 3}{60} + 3,14\right) - \frac{6,28-5,83}{2} + \frac{19,75+16,13}{2}\sin\left(-1,471+\right.$$

$$\left.+\frac{2\cdot 3,14\cdot 3}{60}\right) + \frac{19,75-16,13}{2} - \frac{17,8+15,03}{2}\sin\left(-1,471+3,14\right) - \frac{17,8-15,03}{2} =$$

$$= -39,0 + 11,68 - 5,55 - 0,23 - 16,43 - 1,81 - 16,32 - 1,385 = -65,42\ кН/м;$$

$$P_2 = \frac{50,85+27,5}{2}\sin 1,67 + \frac{50,85-27,5}{2} - \frac{6,28+5,83}{2}\sin\left(1,67 + \right.$$

$$\left. + \frac{2\cdot 3,14\cdot 3}{60} + 3,14\right) - \frac{6,28-5,83}{2} + \frac{19,75+16,13}{2}\sin\left(1,67 + \right.$$

$$\left. + \frac{2\cdot 3,14\cdot 3}{60}\right) + \frac{19,75-16,3}{2} - \frac{17,8+15,03}{2}\sin\left(1,67+3,14\right) - \frac{17,8-15,03}{2} =$$

$$= 38,98 + 11,68 + 5,55 - 0,23 + 16,43 - 1,81 + 16,32 - 1,385 = 89,16 \text{ кН/м}.$$

Таким образом, максимальная и минимальная нагрузки на I метр длины понтона-ростверка равны:

$$P_{max} = P_2 = 89,16 \text{ кН/м};$$
$$P_{min} = P_1 = -65,42 \text{ кН/м}.$$

6. Находится ордината точки приложения, для примера, только максимальной волновой нагрузки. Поскольку ордината точки приложения равнодействующей волновых нагрузок мало зависит от момента времени, расчет выполняется для случаев подхода к элементам ростверка вершины волны.

Разбивая эпюры на элементарные фигуры определяются расстояния их центров тяжести до расчетного уровня воды

$$z_1 = \frac{\left[-\frac{1}{2}\cdot 1,96^2\cdot 15,8\,\frac{1}{3} + 13,6\cdot 3,0\cdot 1,5 + \frac{1}{2}(15,8-13,6)\cdot 1,5^2\cdot\frac{1}{3} - \right.}{50,85}$$
$$\left. - \frac{1}{2}(13,6-11,7)\cdot 1,5\cdot\left(1,5+\frac{2\cdot 1,5}{3}\right)\right]\cdot 0,9 = 0,856 \text{ м};$$

$$z_2 = \frac{\left[-\frac{1}{2}\cdot 0,234^2\cdot 2,29\cdot\frac{1}{3} + 2,21\cdot 3,0\cdot 1,5 + \frac{1}{2}(2,29-2,21)\cdot 1,5^2\cdot\frac{1}{3} - \right.}{6,28}$$
$$\left. - \frac{1}{2}(2,21-2,19)\cdot 1,5\cdot\left(1,5+\frac{2}{3}\cdot 1,5\right)\right]\cdot 0,9 = 1,42 \text{ м};$$

$$z_3 = \frac{-\frac{1}{2}\cdot 0,625^2\cdot 6,13\cdot\frac{1}{3} + 5,9\cdot 3,0\cdot 1,5 + \frac{1}{2}(6,13-5,9)\cdot 1,5^2\cdot\frac{1}{3} -}{19,75}$$
$$- \frac{1}{2}(5,9-5,84)\cdot 1,5\cdot\left(1,5+\frac{2}{3}\cdot 1,5\right) = 1,325 \text{ м};$$

$$z_4 = \frac{-\frac{1}{2}\cdot 0,66^2\cdot 6,08\cdot\frac{1}{3} + 5,23\cdot 3,0\cdot 1,5 + \frac{1}{2}(6,08-5,23)\cdot 1,5^2\cdot\frac{1}{3} -}{17,8}$$
$$- \frac{1}{2}(5,23-4,51)\cdot 1,5\left(1,5+\frac{2}{3}\cdot 1,5\right) = 1,24 \text{ м}.$$

Ордината точки приложения максимальной волновой нагрузки равна:

$$z = \frac{\sum p_i z_i}{\sum p_i} = \frac{(38,98+11,68)\,0,856+(5,55-0,23)\cdot 1,42 + \\ +(16,43+1,81)\cdot 1,325+(16,32-1,385)\cdot 1,26}{89,16} = 1,05\ м$$

7. Для найденного значения $6t_z$ по п.3.33 определяется волновое давление:

- на дно камеры гашения:

у передней грани

$$p_g' = 2,19\sin\left(1,67+3,14+\frac{2\cdot 3,14\cdot 3}{60}\right) = -2,0\ кПа\ ;$$

у задней грани

$$p_g'' = 5,84\sin\left(1,67+\frac{2\cdot 3,14\cdot 3}{60}\right) = 5,35\ кПа\ ;$$

- на днище понтона ростверка:

у передней грани

$$p_н' = \frac{11,7-9,93}{2}+\frac{11,7+9,93}{2}\sin 1,67 = 11,64\ кПа\ ;$$

у задней грани

$$p_н'' = 4,51\sin(1,67+3,14) = -4,49\ кПа\ .$$

По площади эпюры волнового давления определяется вертикальная волновая нагрузка на I метр длины понтона-ростверка. Абсциссы нулевых значений эпюр вертикальной нагрузки находятся графическим путем

$$Q = 2,0\cdot 1,6\cdot\frac{1}{2}-5,35\cdot 4,4\cdot\frac{1}{2}+11,64\cdot 10,8\cdot\frac{1}{2}-4,49\cdot 4,2\cdot\frac{1}{2} = \\ = 1,6-11,73+62,86-9,43 = 43,3\ кН/м\ .$$

Составляющие волновой нагрузки подставляются со знаками, учитывающими фактическое направление их действия. Равнодействующая направлена вверх.

8. Находится абсцисса точки приложения равнодействующей вертикальной волновой нагрузки относительно передней грани понтона-ростверка:

$$X = \frac{1,6\cdot 16\cdot\frac{1}{3}-11,73\left(1,6+\frac{2}{3}\cdot 4,4\right)+ \\ 62,86\cdot\frac{2}{3}\cdot 10,8-9,43\left(10,8+\frac{2}{3}\cdot 4,2\right)}{43,3} = 6,28\ м\ .$$

Пример 2. Определить гашение волн и наибольшую волновую нагрузку на перфорированный горизонтальный экран.

Исходные данные: расчетные элементы волн $h_{13\%} = 3,0$ м, $\bar{\lambda} = 50$ м; ширина экрана $B = 30$ м, осадка $z_н = 2,0$ м, пористость $m_п = 0,3$; глубина воды (от расчетного горизонта) $H = 16,0$ м.

1. Определяем вспомогательные величины.

По формуле (3.4)

$$A = \frac{1}{1 + 15\left(\frac{3}{50}\right)^2} = 0,948 .$$

По графику на рис.3.5 при $\frac{B}{\bar{\lambda}} = \frac{30}{50} = 0,6$ и $m_п = 0,3$, $k_в = 0,35$.

2. Коэффициент прохождения волн за горизонтальный перфорированный экран рассчитывается по формуле (3.12):

$$k_{пр} = 0,35\sqrt{0,94}\cdot e^{-\frac{2\pi 2}{50}} = 0,268 .$$

Считая, для простоты, что обтекание сооружения волнами в плане отсутствует, определяем высоту прошедшей (дифрагированной) волны:

$$h_д = 3,0 \cdot 0,268 = 0,805 \text{ м}.$$

3. Определяем ординаты эпюры волнового давления на экран по формуле (3.24). В соответствии с указаниями п.3.37 принимаем

$$x_в = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ м, что меньше } \frac{30}{2} = 15,0 ;$$

по таблице 3.4 $k_п = 0,5$.

Тогда:

$$x = 0;$$

$$p = 1\cdot 10^3 \cdot 9,8\,\frac{0,805}{2}\left[1+\left(\frac{3}{0,805}-1\right)\left(1-\frac{12,5}{30}\right)\right]\frac{ch\frac{2\pi}{50}(16-2)}{ch\frac{2\pi}{50}16}\,0,5\cos\frac{2\pi}{50}(0-12,5) = 0;$$

$x=6{,}0$ м;

$$p=1\cdot10^{3}\cdot9{,}8\,\frac{0{,}805}{2}\left[1+\left(\frac{3}{0{,}805}-1\right)\left(1-\frac{12{,}5}{30}\right)\right]\frac{ch\frac{2\pi}{50}(16-2)}{ch\frac{2\pi}{50}16}\,0{,}5\cos\frac{2\pi}{50}(8-12{,}5)=3{,}45\ \text{кПа};$$

$x=12{,}5$ м;

$$p=1\cdot10^{3}\cdot9{,}8\,\frac{0{,}805}{2}\left[1+\left(\frac{3}{0{,}805}-1\right)\left(1-\frac{12{,}5}{30}\right)\right]\frac{ch\frac{2\pi}{50}(16-2)}{ch\frac{2\pi}{50}16}\,0{,}5\cos\frac{2\pi}{50}(12{,}5-12{,}5)=5{,}01\ \text{кПа};$$

$x=18{,}0$ м;

$$p=1\cdot10^{3}\cdot9{,}8\,\frac{0{,}805}{2}\left[1+\left(\frac{3}{0{,}805}-1\right)\left(1-\frac{12{,}5}{30}\right)\right]\frac{ch\frac{2\pi}{50}(16-2)}{ch\frac{2\pi}{50}16}\,0{,}5\cos\frac{2\pi}{50}(18{,}0-12{,}5)=4{,}51\ \text{кПа};$$

$x=24{,}0$ м;

$$p=1\cdot10^{3}\cdot9{,}8\,\frac{0{,}805}{2}\left[1+\left(\frac{3}{0{,}805}-1\right)\left(1-\frac{12{,}5}{30}\right)\right]\frac{ch\frac{2\pi}{50}(16-2)}{ch\frac{2\pi}{50}16}\,0{,}5\cos\frac{2\pi}{50}(24{,}0-12{,}5)=0{,}6\ \text{кПа};$$

$x=30{,}0$ м;

$$p=1\cdot10^{3}\cdot9{,}8\,\frac{0{,}805}{2}\left[1+\left(\frac{3}{0{,}805}-1\right)\left(1-\frac{12{,}5}{30}\right)\right]\frac{ch\frac{2\pi}{50}(16-2)}{ch\frac{2\pi}{50}16}\,0{,}5\cos\frac{2\pi}{50}(30{,}0-12{,}5)=-2{,}96\ \text{кПа}.$$

4. Равнодействующая сил волнового давления на горизонтальный перфорированный экран определяется как площадь эпюры давления и равна

$$P=\frac{0+3{,}45}{2}6{,}0+\frac{3{,}45+5{,}01}{2}6{,}5+\frac{5{,}01+4{,}51}{2}5{,}5+\frac{4{,}51+0{,}6}{2}6{,}0+$$

$$+0{,}6\,\frac{1}{2}\cdot\frac{0{,}6}{0{,}6+2{,}96}6{,}0-2{,}96\,\frac{1}{2}\cdot\frac{2{,}96}{0{,}6+2{,}96}6{,}0=79{,}0\ \text{кН}.$$

Абсцисса точки приложения равнодействующей (отсчитываемая от передней грани экрана) равна

$$X = \frac{\frac{3,45}{2}\,6,0\cdot 3,0 + \frac{3,45+5,01}{2}\,6,5\cdot 9,25 + \frac{5,01+4,51}{2}\,15,25 + \frac{4,51+0,6}{2}\,24,0 + 0,6\,\frac{1}{2}\cdot\frac{0,6}{0,6+2,96}\,6,0\cdot 24,06 - 2,96\,\frac{1}{2}\cdot\frac{2,96}{0,6+2,96}\cdot 6,0\cdot 27,03}{79,0} = 10,3 \text{ м.}$$

Пример 3. Определить величину местного размыва дна у передней опоры сквозного сооружения П класса с решетчатым гасителем (рис.3.Iк).

Исходные данные: расчетные элементы волн h =3,0м, λ =60,0м, глубина воды H =I8,0м, средняя скорость течения I м/с, диаметр опоры d =4,0м, диаметр частиц грунта дна d_{50} =0,3мм, угол внутреннего трения грунта φ =35°.

I. Для передней опоры расчетная высота волны, согласно п.3.44, равна h_1 =3,0м.

2. По формуле (3.32) находится волновая скорость у дна $\bar{v}_д$, осредненная за половину периода волны

$$v_д = \frac{2\cdot 3,0}{\sqrt{\frac{3,14}{9,81}\cdot 60\cdot \operatorname{th}\frac{4\cdot 3,14\cdot 18}{60}}} = 0,3 \text{ м/с}$$

В соответствии с примечанием к п.3.44 из-за наличия волногасителя вычисленную по формуле (3.32) скорость следует увеличить на I5%, т.е. $\bar{v}_д$ =0,3·I,I5 = 0,35 м/с.

3. По графику рис.П.7.I приложения 7 определяется для заданного грунта основания $v_{гол.}$ =0,2 м/с.

4. Вычисляется параметр $П$ по формуле (3.3I)

$$П = \sqrt{\frac{1,5^2(1,0^2 + 0,35^2) - 0,2^2}{9,81\cdot 4}} = 0,248 .$$

5. По найденному значению параметра Π из графика рис.3.8 определяется значение коэффициента размыва $k_p = 1,1$.

6. По формуле (3.29) вычисляется глубина размыва ΔH.

$$\Delta H = 1,1 \cdot 4 = 4,4 \text{ м.}$$

7. По формуле (3.30) определяется диаметр воронки размыва D

$$D = 2 \cdot 4,4 \cdot ctg\ 35^0 + 4 = 2 \cdot 4,4 \cdot 1,43 + 4 = 16,6 \text{ м.}$$

Приложение 7.

СВОДКА
ФОРМУЛ, ТАБЛИЦ И ГРАФИКОВ, ЗАИМСТВОВАННЫХ ИЗ ГЛАВЫ СНиП II-57-75.

Ф О Р М У Л Ы для определения массы отдельного защитного элемента на откосе, соответствующей состоянию его предельного равновесия, Мг (т):

- при расположении защитного элемента на участке откоса от верха сооружения до глубины $z = 0,7h$

$$m = \frac{\mu_\varphi \rho_м h^2 \bar{\lambda}}{\left(\frac{\rho_м}{\rho} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m_\alpha^2}}\ ; \qquad \text{П.1}$$

- то же, при $z > 0,7h$

$$m_z = m \cdot e^{-\left(\frac{7,5 z^2}{h\bar{\lambda}}\right)} \qquad \text{П.2}$$

где μ_φ - коэффициент, принимаемый по табл.2.2

Ф О Р М У Л А для определения высоты наката на откос волн обеспеченностью 1% по накату $h_{н1\%}$, м, для фронтально подходящих волн при глубине $H \geq 3h_{гл1\%}$, $H \geq 2h_{1\%}$

$$h_{н1\%} = k_\Delta \cdot k_{нп} \cdot k_c \cdot k_{иг} \cdot h_{1\%} \ , \qquad \text{П.3}$$

где k_Δ и $k_{нп}$ - коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, принимаемые по рекомендациям п.2.32 настоящей Инструкции;

k_c - коэффициент, принимаемый по табл.П.2;

$K_{нг}$ – коэффициент, принимаемый по графикам рис.П.7.2 настоящего приложения (при глубине $H < 2\,h_{1\%}$ коэффициент $K_{нг}$ необходимо принимать для значений пологости волны, указанной на рис.П.7.2 в скобках при глубине $H = 2\,h_{1\%}$);

$h_{гл\,1\%}$ – высота бегущей волны при глубине $H \geq 0{,}5\,\bar{\lambda}_{гл}$ обеспеченностью I%, м.

Т А Б Л И Ц А для определения коэффициента K_i.

Таблица П.I.

Обеспеченность по накату i,%	0,I	I	2	5	I0	30	50
Коэффициент K_i	I,I	I,0	0,96	0,9I	0,86	0,76	0,68

Т А Б Л И Ц А для определения коэффициента K_c.

Таблица П.2.

Значения m_α		0,4	0,4–2	3 – 5	более 5
Коэффициент K_c	для скорости ветра 20 м/с и более	I,3	I,4	I,5	I,6
	для скорости ветра I0 м/с и менее	I,I	I,I	I,I	I,2

Г Р А Ф И К И для определения допускаемых значений неразмывающих донных скоростей и коэффициентов удельной нагрузки θ_x и ε_x .

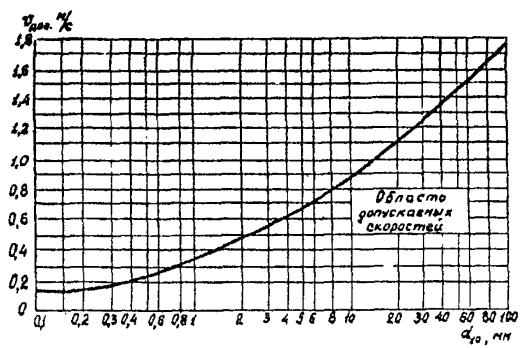


Рис.П.7.I. График допускаемых значений неразмывающих донных скоростей.

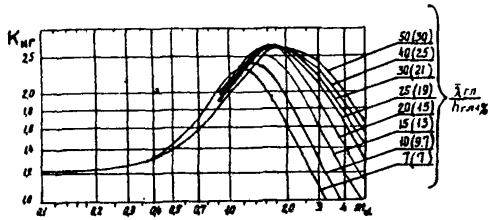


Рис.П.7.2.Графики значений коэффициента $K_{нг}$.

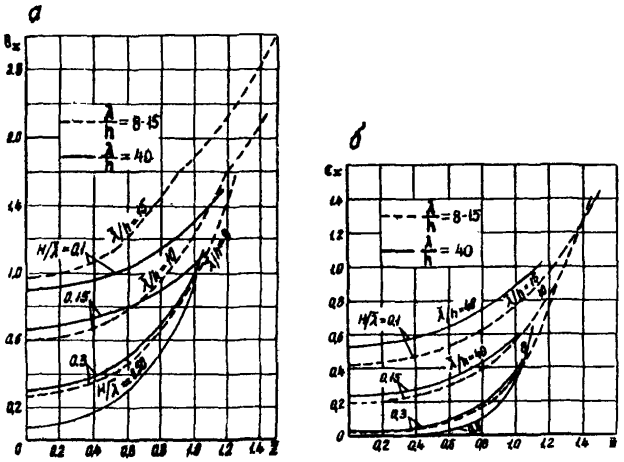


Рис.П.7.3.Графики для определения коэффициентов: а - удельной нагрузки θ_x; б - то же ε_x.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
I. Общая часть	3
2. Откосные оградительные сооружения	6
Общие положения	6
Выбор расположения сооружений в плане	7
Выбор профиля сооружения и конструирование его элементов	8
Устройство постели и защита дна перед сооружением	8
Конструирование защитного крепления откосов сооружений	I2
Определение отметки и ширины гребня набросного сооружения	I9
Конструирование надстройки	23
Конструирование причалов с внутренней стороны сооружения	27
Особые участки набросных сооружений	28
Основные предложения по строительному периоду	3I
3. Сквозные оградительные сооружения	34
Общие положения	34
Типы сквозных оградительных сооружений	35
Одиночные и спаренные экраны	35
Понтоны-ростверки	38
Решетчатые гасители	39
Основные расчетные положения	40
Расчет гашения волн	40
Расчет волновой нагрузки	47
Расчет местного размыва у опор сквозных сооружений	57
4. Специальные подводные стенды	60
Общие положения	60

Стр.

Требования к естественным условиям 61
Состав и конструкции стендов 63
Требования к устройству постелей стендов 63
Определение крупности элементов постели 66
Конструктивные схемы стендов 68
Требования по защите кабелей 74
Требования к устройству фундаментов измерительных стендов 78
Конструкции фундаментов под датчики 79
Расчет волновых нагрузок на фундаментные блоки 81
Определение устойчивости фундамента на сдвиг.. 84
Проверка устойчивости фундаментов на опрокидывание 85

Приложение I. Перечень нормативных документов, подлежащих учету при проектировании откосных и сквозных оградительных сооружений и специальных подводных стендов 87
Приложение 2. Основные параметры и размеры рекомендуемых к применению фасонных блоков и схемы укладки их на откосах сооружений 89
Приложение 3. Примеры расчета элементов набросного оградительного сооружения 99
Приложение 4. Примеры конструкций стендов конкретных объектов 104
Приложение 5. Примеры расчетов подводных стендов ... 114
Приложение 6. Примеры расчетов сквозных оградительных сооружений 117
Приложение7. Сводка формул, таблиц и графиков, заимствованных из главы СНиП П-57-75..... 128

Редактор Т.С.Альметьева
Техн.редактор Л.М.Ромашова
Корректоры: Л.С.Малец и Т.А.Борисова

Подписано к печати 6.02.1981 г. Объем 8,0 уч.изд.л.
090 1/16 Зак. 74 Г-656206

gost.e-ecolog.ru