

МИНИСТЕРСТВО МОРСКОГО ФЛОТА

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА  
ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ НАБРОСКИ С ЖЕСТКИМ  
ЭКРАНОМ

РД 31.31.36-85

Ленинград  
1986

РАЗРАБОТАН

Государственным проектно-изыскательским  
и научно-исследовательским институтом  
морского транспорта "Союзморниипроект"  
Ленинградским филиалом "Ленморниипроект"  
Гл.инженер Ленморниипроекта В.А.Фирсов  
Начальник сектора стандартизации  
- В.Г.Дементьев  
Руководитель темы, директор Ленморниипроекта  
А.Ф.Парфенов  
Ответственный исполнитель, гл.специалист,  
к.т.н. А.К.Кривов  
Соисполнитель: ВНИИС Минтрансстроя  
Зав.отделом гидротехнических сооруже-  
ний, докт.техн.наук А.И.Кузнецов

УТВЕРЖДЕН

Распоряжением Государственного проектно-  
изыскательского и научно-исследователь-  
ского института морского транспорта  
"Союзморниипроект"

№ 9 от 6 февраля 1986 г.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ  
И ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА  
ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ  
НАБРОСКИ С ЖЕСТКИМ ЭКРАНОМ

РД 31.31.36-85

Вводится впервые

Срок введения в действие  
установлен с 1 мая 1986 г.

Настоящие Рекомендации распространяются на опытное проектирование и строительство вновь возводимых оградительных сооружений из массивовой наброски с жестким экраном, а также на реконструкцию оградительных сооружений типа вертикальной стенки при устройстве перед ней защитной наброски.

Рекомендации содержат указания по расчету, конструированию и технологии строительства сооружений и их элементов, и должны использоваться совместно с указаниями документов, перечисленных в справочном приложении 2.

### I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.1. Поперечное сечение сооружений из наброски с жестким экраном конструктивно решается в виде традиционного откосного оградительного сооружения с ядром из камня соответствующих размеров и защитным слоем из бетонных массивов, а со стороны гавани - в виде вертикальной стенки, являющейся непроницаемым экраном для волн и наносов (рис. I).

I.2. Набросные сооружения с жестким экраном следует применять в районах с толщиной льда не более 1,0 м для глубин на акватории до 12,0 м, при расчетных волнах высотой до 6,0 м и грунтах основания, осадка которых под подошвой экрана при эксплуатации не превышает 0,50 м.

Если стенка экрана используется как причал ,

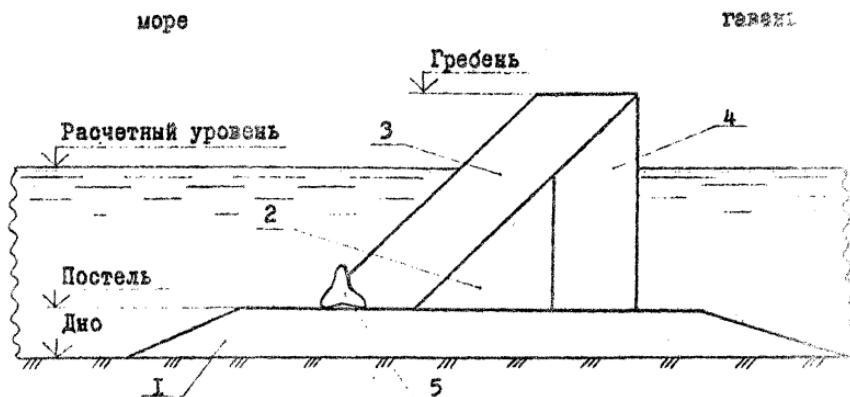


Рис. I. Схема сооружения :

1- каменная постель ; 2- ядро наброски ; 3- защитная наброска ; 4- экран ; 5- упорный тетрапод

то ограничения по осадке необходимо принимать как для причальных сооружений.

1.3. Обеспеченность расчетного уровня должна приниматься не более 5% (1 раз в 20 лет).

1.4. При определении элементов ветровых волн следует принимать обеспеченность расчетного шторма 2% (1 раз в 50 лет), и обеспеченность волн в системе 2%.

1.5. В качестве экрана может быть применено гравитационное или свайное сооружение любой традиционной конструкции, экономическая и технологическая эффективность которой обоснована.

Рекомендуются облегченные бетонные и железобетонные конструкции экрана ящичного или уголкового типа.

1.6. Головные и корневые участки сооружений следует проектировать, руководствуясь указаниями, разработанными для набросочных оградительных сооружений традиционной конструкции.

1.7. Материалы, применяемые для строительства сооружений должны отвечать требованиям нормативных документов.

## 2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ СООРУЖЕНИЙ

### 2.1. Габариты и конструкция защитной наброски

2.1.1. Габариты защитной наброски определяются отметкой и шириной ее гребня, величины которых назначаются в зависимости от характеристики расчетной волны и отметки расчетного уровня воды (рис. 2).

2.1.2. Возвышение гребня наброски над расчетным уровнем воды следует принимать равным высоте волны ( $Z_r = h$ ).

2.1.3. Ширину гребня наброски  $b_g$  следует определять по формуле

$$b_g \approx 0,06 \lambda , \quad (1)$$

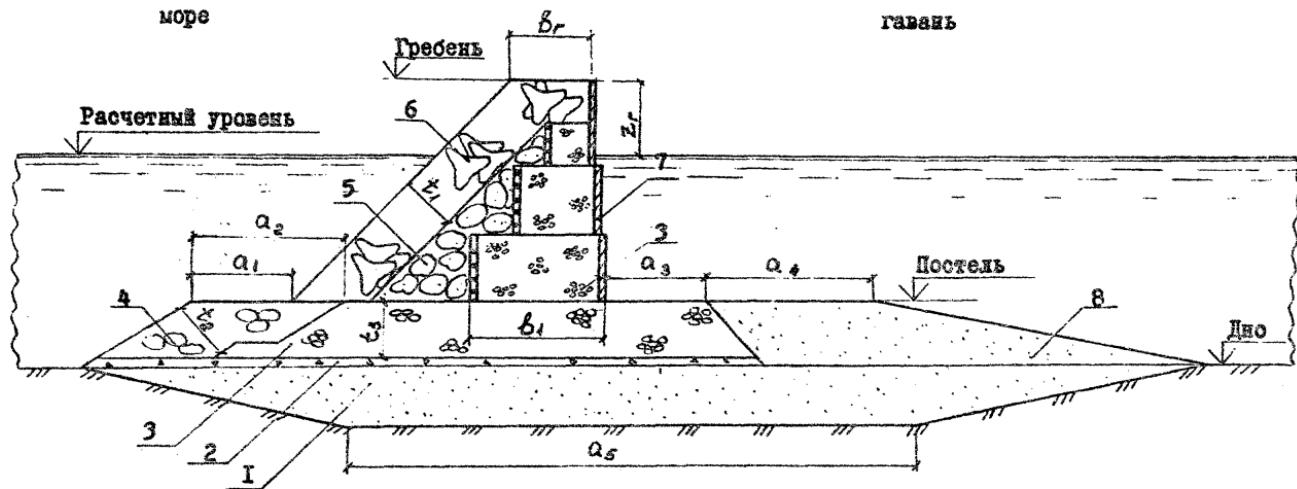


Рис.2. Схема оградительного сооружения :

1- песчаный грунт (замена грунта) ; 2- обратный фильтр (щебень, гравий) ;  
 3- камень массой 30-100 кг ; 4- камень крупный массой более 800 кг ;  
 5- камень массой более 1500 кг ; 6- тетраподы ; 7- железобетонные  
 массивы ; 8- песчаный грунт

где  $\lambda$  - длина волны.

Ширина гребня не должна быть менее удвоенного размера отдельного элемента защитного слоя.

2.1.4. Заложение откосов наброски их массивов (обыкновенных и фасонных) следует принимать равным  $m_1 = 1$ ; заложение откоса каменного ядра следует принимать равным  $m_1 = 1,25$ .

При специальном обосновании допускается увеличивать заложение откосов до  $m = 2$ .

2.1.5. Для ядра следует применять крупные сортированные камни. Объем каждого камня ядра наброски должен обеспечивать его устойчивость в процессе строительства при воздействии волн с обеспеченностью 10% в режиме и 1% в системе, но по объему не должен быть менее

$$V = K_v \cdot h \quad , \quad (2)$$

где  $K_v$  - коэффициент пропорциональности равный  $0,1 \text{ м}^2$ ;

$h$  - высота волны в м.

При отсутствии камня необходимых размеров допускается для ядра применять обычные массивы или фасонные массивы, предназначенные для защитного слоя.

2.1.6. Для защитного слоя следует применять фасонные массивы-тетраподы или гексабиты. При соответствующем обосновании допускается применение обычных массивов.

2.1.7. При подсчете объемов строительных работ и назначении профиля сооружения пористость наброски следует принимать по данным табл. I (извлечение из СН - 288 - 64 и [14] )

Таблица 1

Наименование элементов наброски	Пористость %
Несортированный камень	41-44
Сортированный камень	44-48
Наброска из массивов двух крупностей	48-50
То же, одной крупности	54-58
Наброска и укладка тетраподов	58-60
Наброска и укладка гексабитов	60-65

2.1.8. Толщину защитного слоя наброски из тетраподов рекомендуется принимать равной их полугорной высоте; из обычных массивов - двойной высоте. Защитное покрытие из гексабитов следует выполнять укладкой их в два слоя. При этом общая толщина защитного покрытия определяется по формуле

$$t_1 = 1,63 \sqrt[3]{\frac{G}{\gamma}} \quad , \quad (3)$$

где  $G$  - масса гексабита в т;  
 $\gamma$  - объемная масса бетона.

2.1.9. Рекомендуется в основании защитного покрытия устройство упора из массивов с массой в 1,5 раза большей массы массивов защитного покрытия или из спаренных массивов (массивов, соединенных между собой стальными звеньями) с массой каждого, равной массе массивов защитного покрытия (рис. 1).

2.1.10. При отсутствии размывающего течения, направленного вдоль сооружения, укреплять дно перед постелью сооружения не рекомендуется.

## 2.2. Конструкция постели сооружения

2.2.1. Основные назначения постели (см.рис. 2) следующие:

- а) распределение давления от экрана и наброски на большую площадь естественного основания;
- б) защита естественного основания от размыва;
- в) предохранение слабого основания от выноса частиц грунта фильтрационной водой при обжатии основания сооружением;
- г) выравнивание дна.

2.2.2. Общая ширина постели назначается с учетом технологии возведения сооружения, принятой конструкции экрана, и обеспечения его устойчивости, что проверяется расчетом.

2.2.3. Размеры берм каменной постели  $A_1$  и  $A_3$  не должны быть менее 2,0 м; размер бермы со стороны гавани  $A_3$  уточняется расчетом устойчивости жесткого экрана.

2.2.4. Отметка верха каменной постели и ее толщина  $t_3$  назначаются, исходя из следующих условий:

- а) толщина постели  $t_3$  должна быть не менее 1,5 м, включая обратный фильтр толщиной не менее 0,50 м;
- б) в период строительства камень массой 10-100 кг в верхнем слое должен быть устойчивым;
- в) при необходимости вблизи экрана со стороны гавани должны быть глубины, позволяющие проходить судам с заданной осадкой.

2.2.5. На бермах и откосах постели со стороны моря отсыпается камень масса которого определяется из расчета устойчивости его против размыва.

2.2.6. Размер  $A_2$  участка постели, укрепленного крупным камнем, не должен быть менее 4,0 м. Толщина слоя  $t_2$  крупного камня должна быть не менее 2,5 диаметра расчетного камня, приведенного к шару, но не менее 1,0 м.

2.2.7. Уплотнение каменной постели производить не требуется. Равнение постели на участках установки элементов жесткого экрана должно быть тщательное или весьма тщательное (в зависимости от конструкции экрана), на остальных участках - грубо.

2.2.8. При слабых грунтах основания (илиах) под слоем обратного фильтра необходимо отсыпать песчаную подушку или производить замену грунта.

2.2.9. Ширина горизонтального участка песчаной присыпки  $A_4$ , толщина песчаной подушки или слоя заменяемого грунта  $t_4$  и ширина дна котлована  $A_5$  определяются расчетами устойчивости сооружения.

2.2.10. Предварительно толщина песчаной подушки принимается по данным таблицы 2.

Таблица 2

Давление на песчаную подушку в МПа	Толщина песчаной подушки в м
Менее 0,15	2,5
0,15 + 0,20	2,5 + 3,0
0,25 + 0,30	3,0 + 4,0

## 2.3. Конструкции жесткого экрана

### 2.3.1. Общая характеристика конструкций

2.3.1.1. Рекомендуемые конструкции жестких экранов состоят из бетонных и железобетонных пустотелых массивов ящичного типа и имеют горизонтальное членение по высоте, что обеспечивает технологичность их возведения в условиях открытого для волнения побережья.

2.3.1.2. Установка массивов должна быть столбчатой, обеспечивающей малую чувствительность конструкции к возможным осадкам, что свойственно набросным сооружениям.

2.3.1.3. Рекомендуется лицевую стенку (со стороны гавани) жесткого экрана располагать не строго вертикально, а наклоненной к вертикали в сторону внешней акватории на угол  $\beta = 2-3^\circ$ , за счет наклона поверхности постели или за счет соответствующей формы элементов и способа их установки.

2.3.2. Экран из бетонных и железобетонных пустотелых массивов заполнен камнем

2.3.2.1. Конструкция экрана состоит из столбчатой кладки пустотелых бетонных или железобетонных массивов без днища, тыловая (со стороны наброски) стенка которых делается с перфорацией в размере 30-50%.

Полость массивов заполняется камнем с массой 30-100 кг. (рис. 3 и 4).

2.3.2.2. Пустотные массивы следует изготавливать из монолитного бетона или из сборных железобетонных элементов.

Все стенки железобетонных массивов и перфорированная тыловая стенка бетонных массивов должны иметь расчетную арматуру.

Допускается конструктивное армирование боковых стенок бетонных массивов.

2.3.2.3. Конструкция верхнего курса массивов назначается с учетом технологических и эксплуатационных требований и может быть решена в виде стенки углкового или иного профиля.

2.3.2.4. Размеры массивов следует принимать максимальными по допустимым условиям транспортировки и укладки их подъемно-транспортным оборудованием.

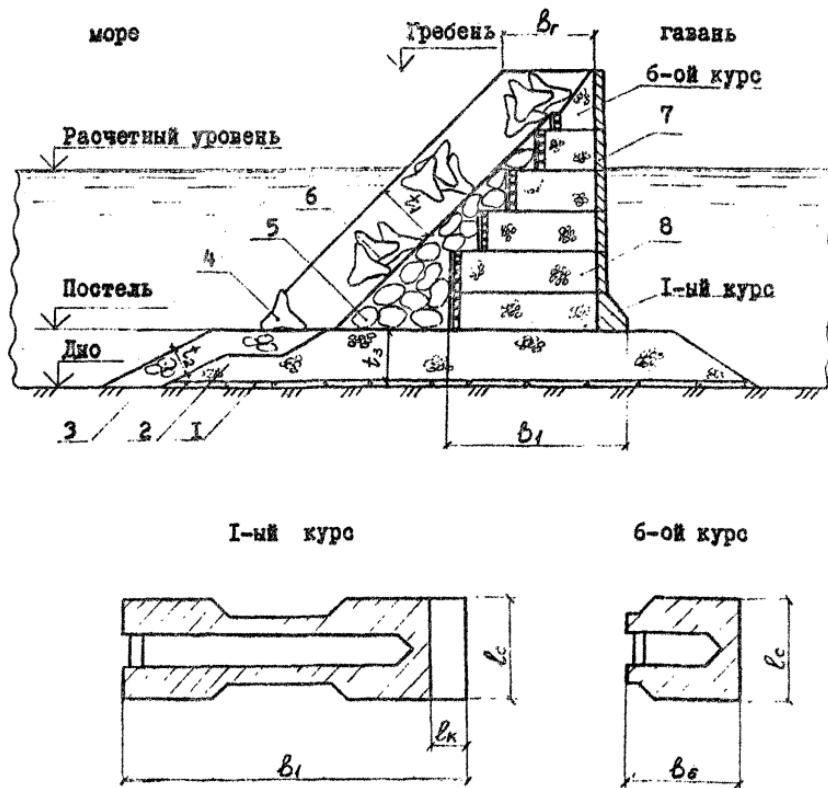


Рис.3. Сооружение с экраном из пустотелых бетонных массивов, заполненных камнем :

1- обратный фильтр (щебень, гравий) ; 2-камень массой 30-100 кг ; 3- камень крупный массой более 800 кг ; 4- упорный тетрапод ; 5- камень массой более 1500 кг ; 6- тетраподы ; 7- железобетонные массивы ; 8- камень заполнения

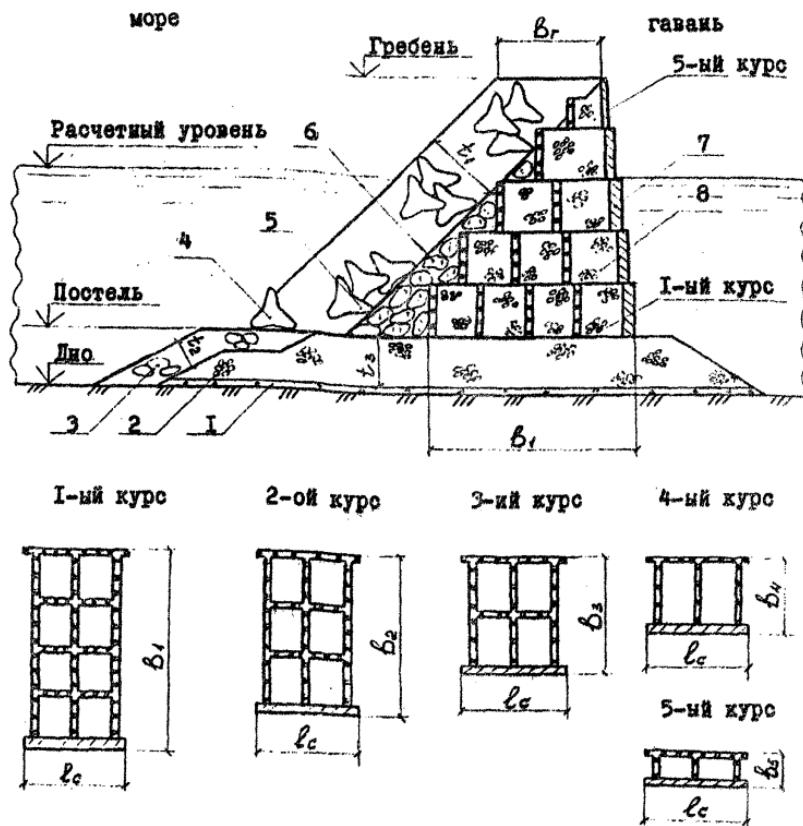


Рис.4. Сооружение с экраном из пустотелых железобетонных массивов, заполненных камнем :

1- обратный фильтр (щебень, гравий) ; 2- камень массой 30-100 кг ; 3- камень крупный массой более 800 кг ; 4- упорный тетrapод ; 5- тетраподы ; 6- камень массой более 1500 кг; 7- железобетонные массивы ; 8- камень заполнения

2.3.2.5. Минимальная толщина стенки пустотелого бетонного массива должна устанавливаться из условий его изготовления и требований долговечности, но должна быть не менее 500 мм. Принятая толщина должна быть проверена расчетом по указаниям РД 31.31.28-81.

Толщина стенок железобетонных пустотелых массивов определяется расчетом, но должна быть не менее 200 мм.

2.3.2.6. Рекомендуется назначать габариты массивов с таким расчетом, чтобы они могли быть изготовлены с применением одной и той же опалубки.

2.3.2.7. Каждый верхний курс железобетонных пустотелых массивов устанавливается на поперечные стенки нижнего курса со сдвигом в сторону моря на величину, обеспечивающую восприятие сжимающих напряжений в основании массива.

2.3.3. Экран из железобетонных пустотелых массивов с камерой гашения

2.3.3.1. Конструкция экрана состоит из столбчатой кладки пустотелых железобетонных массивов без днища, тыловая (со стороны наброски) стенка которых делается с перфорацией в размере 30±50% и наклонена к горизонту на угол 45°. Полости массивов остаются незаполненными, образуя камеру гашения для проникающих в них волн (рис. 5).

2.3.3.2. Для обеспечения устойчивости верхние курсы массивов смещены по отношению к нижним массивам в сторону внешней акватории и лицевые стеники нижних массивов служат упорами для верхних массивов.

2.3.3.3. По конструкции верхнего курса массивов руководствоваться указанием п. 2.3.2.3.

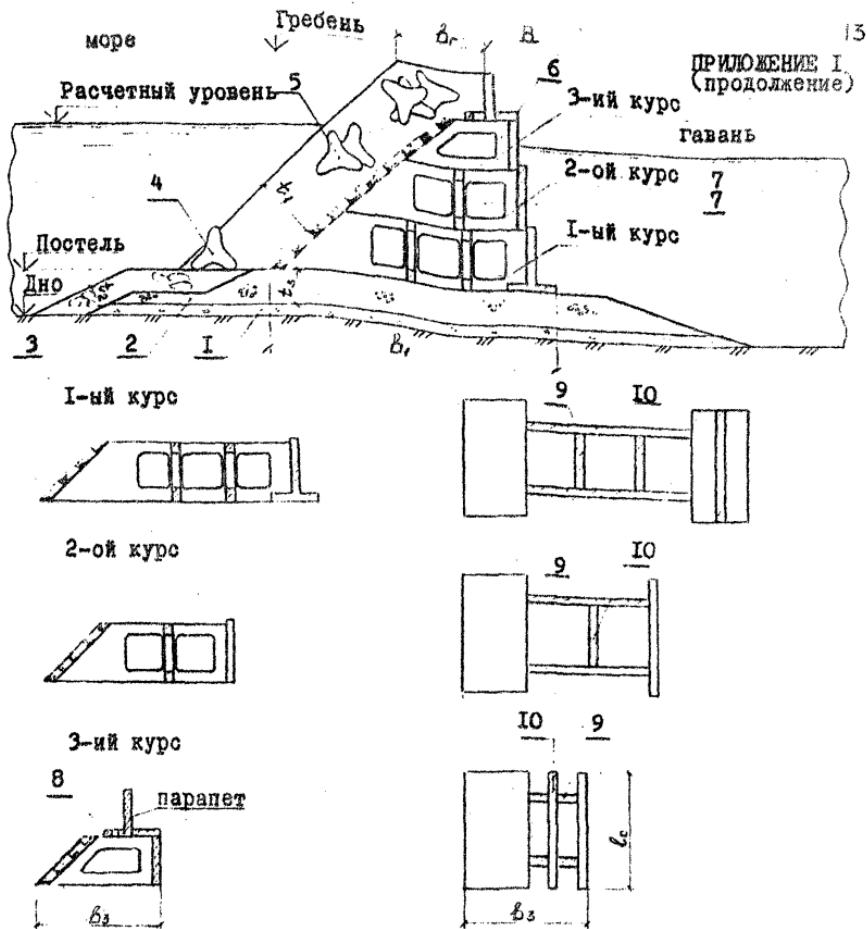


Рис.5. Сооружение с экраном из железобетонных пустотельных массивов с камерой гашения :

I - обратный фильтр (щебень, гравий) ; 2 - камень массой 30-100 кг ; 3 - камень крупный массой более 960 кг ;  
 4 - упорный тетrapод ; 5 - тетrapоды ; 6 - железобетонный массив ; 7 - камера гашения ; 8 - железобетонная балка ;  
 9 - поперечные стенки-рамы ; 10 - рамы-перегородки.

2.3.3.4. При применении экрана этого типа в качестве защитного слоя применяется только укладка фасонных массивов. Пример применения железобетонного экрана с камерой гашения приведен в рекомендуемом приложении I.

### 3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СООРУЖЕНИЯ

#### 3.1. Состав расчетов

3.1.1. Сооружение и его элементы следует рассчитывать на воздействие следующих внешних сил:

- а) давление и размывающее действие волн;
- б) давление льда;
- в) давление материала наброски;
- г) навал судов или швартовые нагрузки;
- д) собственный вес сооружения.

Конструкция жесткого экрана должна быть рассчитана на эксплуатационный и строительный случай.

3.1.2. При проектировании набросных оградительных сооружений с жестким экраном должны быть выполнены следующие расчеты:

- а) расчет общей устойчивости всего набросного сооружения совместно с жестким экраном и постелью на глубинный сдвиг – скольжение по круглоцилиндрической поверхности;
- б) расчет общей устойчивости жесткого экрана на скольжение по поверхности постели и на поворот вокруг переднего ребра;
- в) расчет общей устойчивости жесткого экрана на глубинный сдвиг – скольжение по круглоцилиндрической поверхности или по ломким поверхностям;
- г) расчет напряжений в основании сооружения;
- д) расчет устойчивости элементов наброски;
- е) расчет прочности элементов конструкции жесткого экрана;
- ж) при наличии в основании слабых скимаемых грунтов необходимо выполнить расчет осадки сооружения во времени.

### 3.2. Нагрузки и воздействия

3.2.1. Ординаты эпюры горизонтального давления волны на вертикальный жесткий экран, защищенный наброской массивов, определяются по формуле

$$P_{\delta x} = K_c \cdot P_c \quad , \quad (4)$$

где  $K_c$  - коэффициент снижения для стоячих волн  $K_c = 0,6$ ;  
для разбитых волн  $K_c = 0,5$ ;

$P_c$  - ордината давления, определяемая по рекомендациям СНиП 2.06.04-82, как для стоячих или разбитых волн  
(в зависимости от величины отношения глубины воды  
над бермой сооружения  $d_{\delta x}$  к высоте волны  $h$  ).

Полное горизонтальное давление волны  $P_{\delta x}$  равно

$$P_{\delta x} = A_{\delta x} P_{\delta x} \quad , \quad (5)$$

где  $A_{\delta x}$  - площадь эпюры горизонтального давления волны на  
вертикальный жесткий экран.

Такая же величина горизонтального волнового давления принимается действующей на вертикальную расчетную плоскость при расчете устойчивости жесткого экрана.

3.2.2. На конструкцию основания жесткого экрана уголкового типа без камеры гашения необходимо учитывать дополнительную нагрузку от вертикального давления волны  $P_{\delta y}$ , которая принимается распределенной равномерно по ширине основания конструкции экрана.

С учетом взвешивающего давления интенсивность нагрузки определяется по формуле

$$\gamma_B = \frac{0,3 \cdot K_{пл} \cdot P_{вх}}{B_1} \quad ) \quad (6)$$

где  $B_1$  - ширина основания конструкции жесткого экрана;  
 $K_{пл}$  - коэффициент полноты конструкции основания жесткого экрана.

Величина коэффициента полноты определяется по формуле

$$K_{пл} = 1 - \frac{A \%}{100} \quad , \quad (7)$$

где  $A \%$  - процент перфораций плиты основания экрана, но не более процента пустот каменного ядра, расположенного в границах основания экрана.

3.2.3. На защищенную наброской фигурных массивов наклонную плиту конструкции жесткого экрана с камерой гашения ординаты эпюры давления волн определяются по формулам:

ординаты горизонтальной составляющей давления

$$P_{вхн} = K_c \cdot K_{пл} \cdot P_c \cdot \sin \alpha \quad , \quad (8)$$

ординаты вертикальной составляющей давления

$$P_{вун} = K_c \cdot K_{пл} \cdot P_c \cdot \cos \alpha \quad , \quad (9)$$

где  $P_c$  - ордината эпюры горизонтального волнового давления на вертикальный экран;  
 $\alpha$  - угол наклона стенки к горизонту.

3.2.4. Горизонтальное и вертикальное давление льда на откос сооружения с морской стороны определяется по указаниям СНиП 2.06.04-82 и "Руководства" к СНиП II-57-76 [12] для сооружений

откосного профиля, принимая коэффициент податливости грунта  $K_2$  равным 3.

3.2.5. Давление льда на вертикальную стенку экрана со стороны гавани следует определять по указаниям СНиП 2.06.04-82.

3.2.6. Вертикальное давление наброски принимается как вес элементов наброски (с учетом их взвешивания ниже расчетного уровня воды), приходящийся на единицу площади. Процент пустот в наброске принимается по рекомендации п. 2.1.6 (табл. 1).

3.2.7. Расчетное значение горизонтального активного давления наброски  $Q_a$  на вертикальный экран или на вертикальную расчетную плоскость определяется по формуле

$$Q_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma \lambda_a \gamma_c , \quad (10)$$

где  $H$  - высота расчетной плоскости;

$\gamma$  - объемная масса наброски (средневзвешенная);

$\lambda_a$  - коэффициент активного давления наброски, принимаемый равным  $\lambda_a = 0,17$ ;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый по данным таблицы 3.

Таблица 3

Материал наброски	Коэффициент условия работы $\gamma_c$	
	Статическое давление	Совместное давление
Камень	1,0	1,0
Обыкновенные массивы	2,4	1,64
	2,1	1,12
Тетраподы	2,17	0,79
Гексабиты	1,52	0,72

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Статическое давление - давление только наброски при отсутствии волнения или

давление наброски и льда. Совместное давление – одновременное давление наброски и волны.

2. В числителе – для массивов с массой 4,5 т; в знаменателе – для массивов с массой 12,0 т. При других значениях массы массивов коэффициент  $\gamma_{\text{ес}}$  принимается по интерполяции или по крайним значениям.

Если расчетная вертикальная плоскость пересекает откос наброски, то величину горизонтального активного давления  $Q_a$  на эту плоскость (участок I-2, рис.6) следует определять по формуле

$$Q_a = 0,414 \cdot G \cdot \gamma_{\text{ес}} , \quad (II)$$

где  $G$  – вес призмы обрушения в объеме контура I-2-3.

### 3.3. Методы расчета устойчивости сооружения

3.3.1. Расчет устойчивости сооружения следует производить, исходя из требований главы СНиП по проектированию оснований гидротехнических сооружений, выполняя основное ее условие

$$\gamma_{\text{ес}} \cdot F \leq \frac{\gamma_{\text{су}}}{\gamma_n} \cdot R , \quad (II)$$

где  $F$  и  $R$  – расчетные значения сдвигающих сил и сил предельного сопротивления грунта сдвигу;

$\gamma_{\text{ес}}$  – коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый согласно требованиям главы СНиП по основным положениям проектирования гидротехнических сооружений;

$\gamma_{\text{су}}$  – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 4.

Таблица 4

Характер потери устойчивости	Коэф. условий работы $\gamma_{\text{су}}$
Сдвиг по плоскости и глубинный сдвиг по ломанным (фиксированным) поверхностям	1,0
Глубинный сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям (при расчете по методу Крея-Терцаги)	1,2
Опрокидывание вокруг ребра вращения	0,75

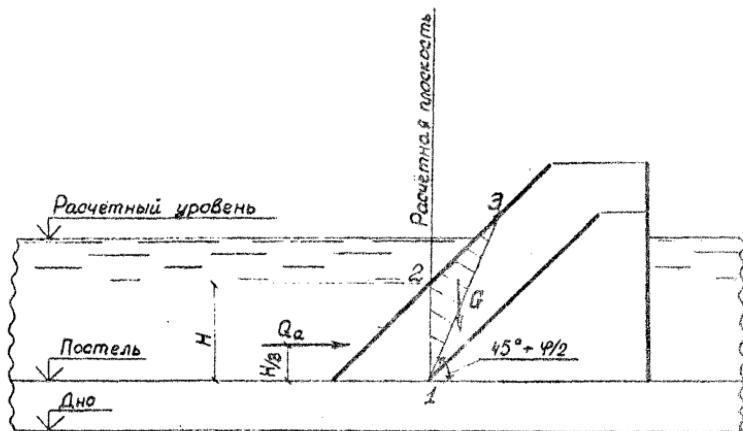


Рис.6. Схема определения активного давления наброски на расчетную плоскость, пересекающую откос наброски.

$\chi_n$  - коэффициент надежности сооружения по ответственности, который для сооружений 1 класса принимается равным 1,25, а II класса - 1,2.

ПРИМЕЧАНИЕ. В соответствии с Приложением 6 главы СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений при определении  $F$  и  $R$  для оценки устойчивости сооружения на глубинный сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения коэффициенты надежности по нагрузке, грунту и материалу следует принимать равным 1,0.

3.3.2. Общая устойчивость сооружения проверяется на действие наиболее неблагоприятного сочетания активных сил методом Крея-Гердаги (по круглоцилиндрическим поверхностям).

При этом рассматривается возможность потери устойчивости сооружения как в сторону гавани, так и в сторону моря (рис. 7). По результатам этих расчетов устанавливаются общие габариты сооружения и необходимый объем замены грунта.

3.3.3. Устойчивость жесткого экрана проверяется на скольжение по поверхности каменной постели, на скольжение совместно с постелью по поверхности грунта, на глубинный сдвиг и на поворот вокруг ребра (рис. 8).

Расчеты устойчивости экрана на скольжение по поверхности постели и по грунту совместно с постелью, а также на поворот вокруг переднего ребра следует производить по указаниям РД 31.31.27-81.

3.3.4. Расчет экрана на глубинный сдвиг производится после приведения основания жесткого экрана к фундаменту, расположенному на уровне подошвы каменной постели и имеющему ширину (см. рис. 8).

Ширина приведенного фундамента определяется по формулам:

$$\beta_2^f = \frac{2}{3} L \frac{G_b + 2G_a}{G_b + G_n} ; \quad (13)$$

$$L = \ell + 2t_3 ; \quad (14)$$

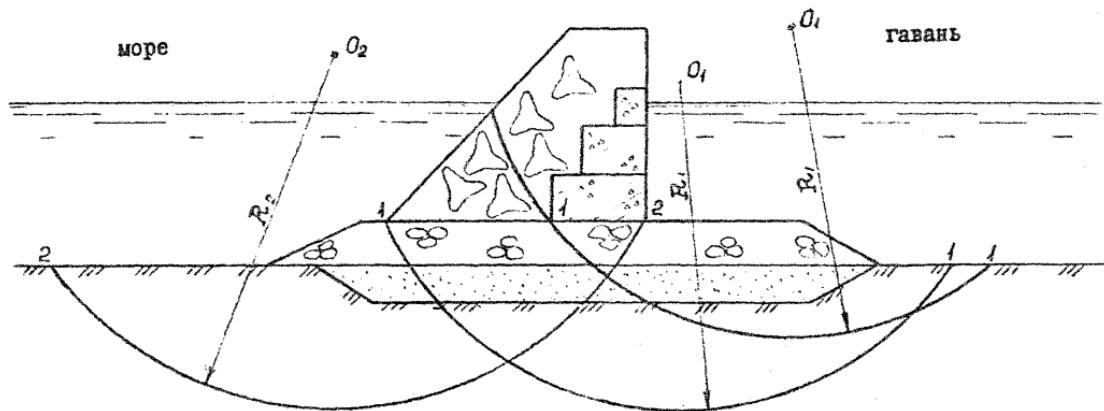


Рис.7. Схема расчета общей устойчивости сооружения по круглоцилиндрическим поверхностям :

1-1 - поверхности сдвига в сторону гавани ; 2-2 - поверхность сдвига в сторону моря

$$l = 3a_R \leq B_1 \quad , \quad (16)$$

где  $a_R$  - расстояние от края основания экрана до точки приложения равнодействующей;

$t_3$  - толщина каменной постели.

Приведенные нормальные напряжения в точках А и В определяются по формулам:

$$\sigma_A = \sigma_{min} \frac{l}{L} + \gamma t_3 \quad , \quad (16)$$

$$\sigma_B = \sigma_{max} \frac{l}{L} + \gamma t_3 \quad , \quad (17)$$

Для обеспечения надежной работы сооружения по условию прочности основания должно быть выполнено условие

$$\sigma \leq R \quad , \quad (18)$$

где  $\sigma$  - максимальное нормальное напряжение на поверхности каменной постели или на поверхности грунта;

$R$  - расчетное сопротивление грунта основания, которое определяется в соответствии с указаниями СНиП 2.02.02-85; для каменной постели допускается пользоваться указаниями Приложения 4 СНиП 2.02.02-85.

Величина приведенной вертикальной силы, действующей на фундамент, равна

$$F^* = F + \gamma \cdot t_3 \cdot L \quad , \quad (19)$$

$$Q^* = Q$$

Устойчивость приведенного фундамента на глубинный сдвиг проверяется одним из принятых методов: по круглоцилиндрической поверхности - методом Края-Тердаги; по ломанным поверхностям - методом Маслова-Берера или методом ВНИИГ"а.

При этом учитывается профиль грунта и постели правее линии В-Г (см. рис. 6).

Осадка сооружения в результате уплотнения грунтов основания определяется по указаниям СНиП II-50-74, принимая расчетную ширину основания сооружения равной  $b_2^*$ , а нагрузку на основание

$$q = \frac{F^*}{b_2^*} = \sigma_{np}. \quad (20)$$

3.3.5. Масса массивов защитного покрытия наброски и масса камней, крепление откоса постели со стороны моря определяются по указаниям СНиП 2.06.04-82, с учетом коэффициента надежности  $K_H = 1,2$ .

3.3.6. При действии стоячих волн скорость (в м/сек.) на поверхности горизонтального участка каменной постели со стороны наброски, необходимую для оценки устойчивости камней верхнего слоя постели, следует определять по формуле

$$U_{max} = \frac{K \cdot K_{re} \cdot \frac{4\pi}{g} \cdot h}{\lambda \cdot S_p \frac{4\pi}{\lambda} \cdot d^2}, \quad (21)$$

где  $K$  - коэффициент отражения, равный 1,3;

Значения остальных символов в формуле по данным СНиП 2.06.04-82.

При действиях разбитых или прибойных волн для оценки устойчивости камней постели следует производить модельные исследования.

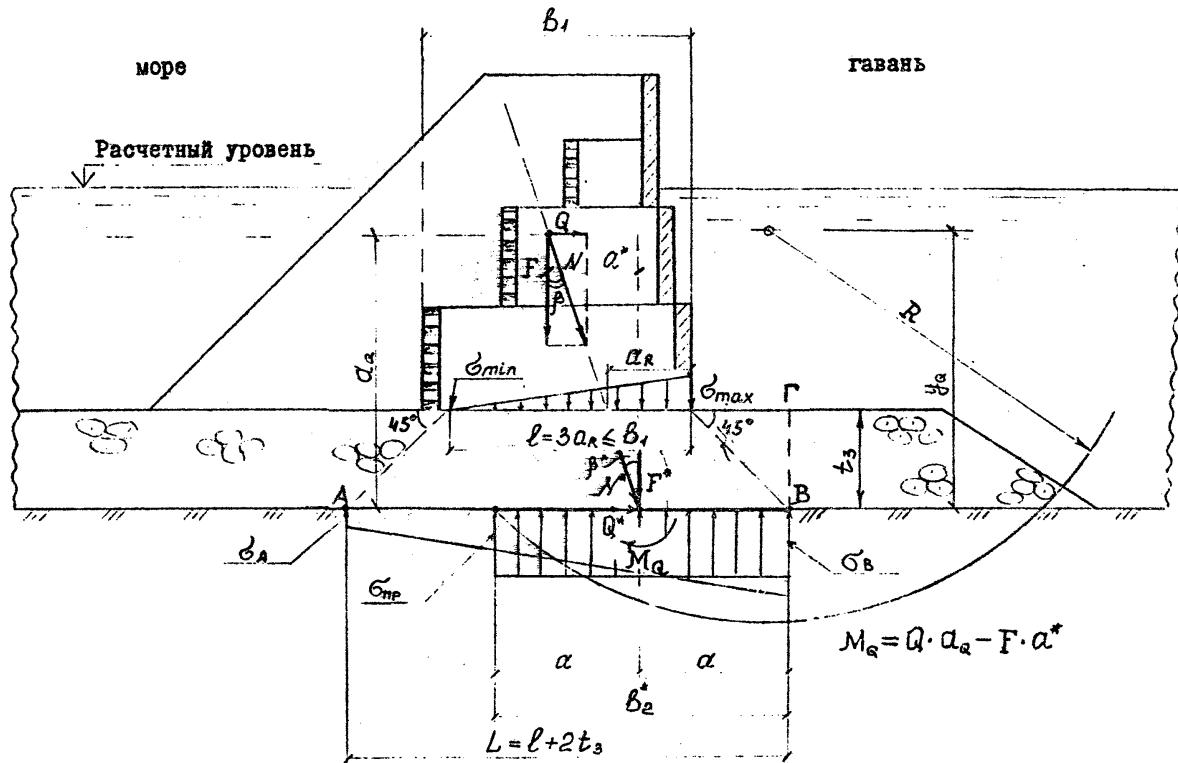


Рис. 8. К расчету устойчивости жесткого экрана

3.3.7. Массу камней (в т), обеспечивающую их устойчивость на поверхности постели, следует определять по формуле

$$m_k = 0,000048 \frac{\rho_m \cdot U_{max}^6}{(\rho_m - 1)^3}, \quad (22)$$

где  $\rho_m$  - плотность материала камня в т/м<sup>3</sup>.

3.3.8. Расчеты прочности элементов конструкции выполняются на действие активных сил, перечисленных в п. 3.3.1 по указаниям действующих нормативных документов.

При расчете прочности учитываются коэффициенты надежности по нагрузке по данным СНиП 2.06.01 -86 .

3.3.9. Расчеты на строительный случай должны учитывать принятую технологическую схему производства работ по возведению сооружения.

#### 4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ

4.1. При производстве и приемке работ по возведению сооружений из наброски с жестким экраном следует руководствоваться основными указаниями, разработанными для набросных сооружений (ВСН - 34/УII-60 ) и для сооружений из обычных массивов (ВСН - 34/У - 75).

4.2. При применении свайных или уголковых конструкций жестких экранов технология возведения их должна отвечать требованиям, предъявляемым к подобным сооружениям соответствующими правилами.

4.3. При наличии в основании сооружения слабых грунтов и необходимости устройства песчаной подушки последняя отсыпается

из чистого мелкозернистого песка слоями, толщиной не более 0,50 м.

Отсыпанную песчаную подушку рекомендуется выдержать в течение времени не менее одного штормового сезона.

4.4. Бетонирование пустотелых бетонных массивов жесткого экрана должно выполняться без перерыва; строительные швы не допускаются. Железобетонные элементы передней стенки массива могут изготавливаться отдельно и симоноличиваться с боковыми стенками при бетонировании массива.

4.5. Сетники железобетонных массивов ящичного типа изготавливаются раздельно на вибростолах и монтируются в ящик с помощью симоноличивания угловых сопряжений или сваркой закладных частей.

4.6. Монтаж железобетонных массивов, а также бетонирование бетонных пустотелых массивов большой массы рекомендуется производить на площадках вблизи причала, с которого их может взять плавучий кран.

4.7. Подъем и установку массивов рекомендуется выполнять с помощью подъемных рымов с применением траперсон или без нее.

4.8. Бетонные пустотелые массивы должны устанавливаться на весьма тщательно выровненную поверхность постели.

Железобетонные массивы устанавливаются на тщательно выровненную постель и только в пределах ширины лицевой опорной плиты железобетонных массивов делается весьма тщательное равнение постели.

4.9. Ширина вертикальных швов между массивами не должна превышать минимальный размер каменного заполнения их полости. При ширине вертикальных швов более 10 см их следует перекрывать железобетонными элементами.

Возведение сооружения рекомендуется производить этапами (см. рис. 9), включающими установку элементов жесткого экрана как-

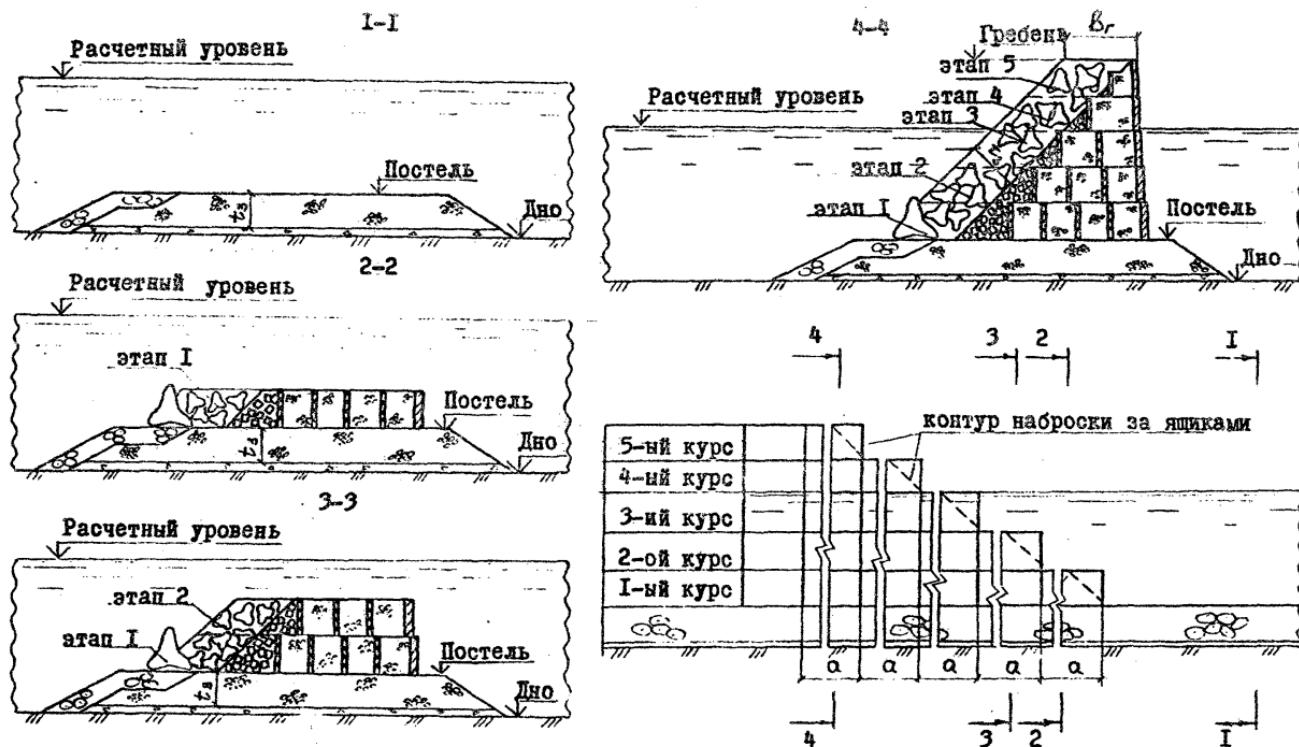


Рис. 9 . Последовательность производства работ

дого курса и наброску камня и защитных массивов до верха установленных элементов.

Работы каждого этапа следует выполнять захватками с опережением работ последующего этапа по фронту сооружения не более, чем на 30-50 м. Каменную постель допускается отсыпать на всем протяжении сооружения.

Руководитель темы,  
директор Ленморниипроекта

  
А.Ф.Парфёнов

Ответственный исполнитель,  
главный специалист НИОГС,  
к.т.н.

  
А.К.Кривов

Заведующий научно-исследовательским  
отделом гидротехнических сооружений  
к.т.н.

  
Ф.А.Маргненко

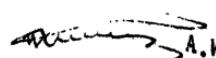
Нач.сектора стандартизации  
и метрологии

  
Б.Г.Дементьев

Нормоконтролёр

  
Н.А.Уваров

Соисполнитель  
ЦНИИС Минтрансстроя

  
А.И.Кузнецов

Зав.отделом гидротехнических  
сооружений, к.т.н. профессор

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(рекомендуемое)

ПРИМЕР

расчета и конструирования ограждающего сооружения из наброски о жестком экраном в виде железобетонного пустотелого массива с камерой гашения (рис.10)

В примере дана принципиальная конструкция сооружения, приведены расчеты по определению нагрузок от волновых и ледовых воздействий на сооружение и его элементы и расчеты общей устойчивости сооружения, определяющие его габариты.

По расчетам прочности элементов конструкции даны только общие указания, т.к. эти расчеты не отличаются от обычных расчетов инженерных сооружений.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Класс капитальности - II.

Сооружение находится в мелководной зоне Балтийского моря.

I.1. Параметры волны

а) эксплуатационный период

$$h = 3,0 \text{ м}; \quad \lambda = 58,0 \text{ м}; \quad T = 7 \text{ с};$$

б) строительный период

$$h = 2,0 \text{ м}; \quad \lambda = 30,0 \text{ м}.$$

I.2. Максимальная толщина льда 1% обеспеченности  $h = 0,42 \text{ м}$ ; коэффициент торосистости  $K_t = 1,3$ .

I.3. Отметка расчетного горизонта воды + 1,0 м; отметка дна минус 7,0 м.

I.4. Грунт основания - песчаный

## ПРИЛОЖЕНИЕ I (продолжение)

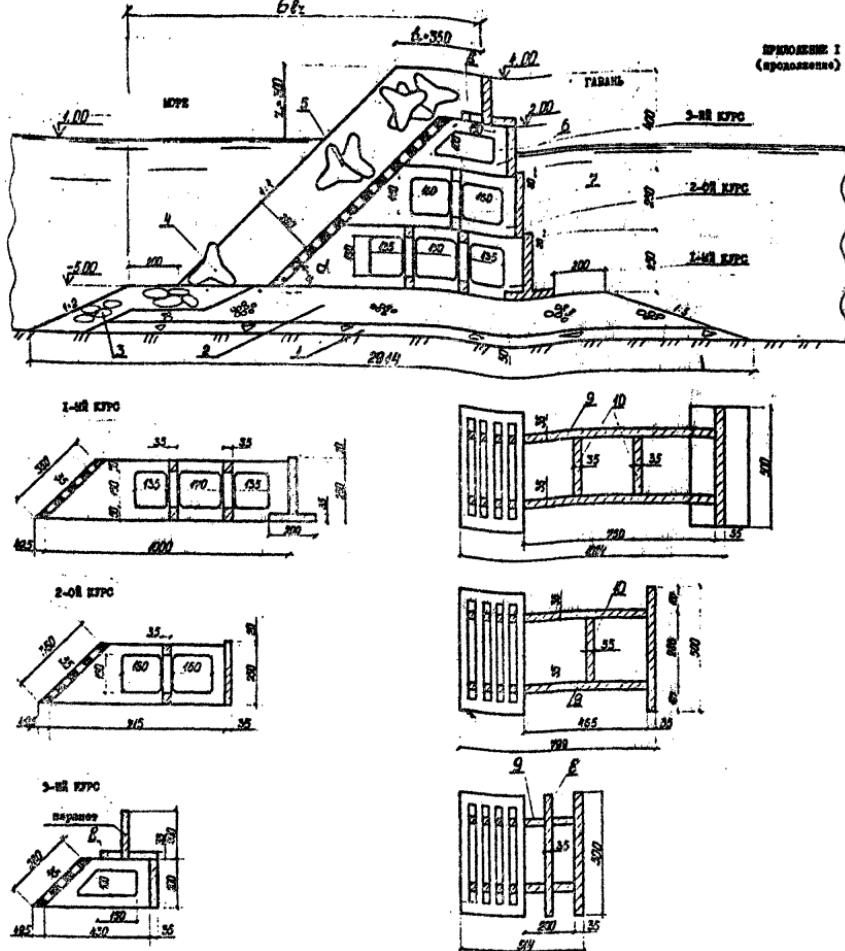


Рис.10. Сооружение с экраном из железобетонных пустотелых массивов с камерой гашения (размеры в см):

1-обратный фильтр (шебень, гравий); 2-камень массой 30-100 кг; 3-камень массой более 960 кг; 4-упорный тетрапод; 5-тетраподы; 6-железобетонные массивы; 7-камера гашения; 8-железобетонная балка; 9-поперечные стенки-рамы; 10-рамы-перегородки

$$\varphi = 30^\circ; \quad \gamma = 17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$\gamma = 10 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$c = 0.$$

1.5. Материал наброски: фигурыные массивы – тетраподы.

1.6. Коэффициент полноты наклонной и поперечных стенок сооружения  $K_{\text{пл}} = 0,7$ .

## 2. ГАБАРИТЫ ЗАЩИТНОЙ НАБРОСКИ

$$x_r = h = 3,0 \text{ м};$$

$$b_r = 0,06 \cdot \lambda = 0,06 \cdot 58 = 3,48 \approx 3,5 \text{ м}$$

Угол наклона плиты камеры гашения и откоса наброски к горизонту  $\alpha = 45^\circ$ .

## 3. МАССА ЭЛЕМЕНТОВ НАБРОСКИ И ПОСТЕЛИ

Массивы принимаем одного размера для всех глубин. Массу их определяем по наиболее неблагоприятному условию, когда  $\lambda < 0,7h$  по СНиП 2.06.04-82.

### 3.1. Масса тетраподов

$$m = \frac{K_{\text{пл}} \cdot D_m \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left( \frac{D_m}{\rho} - 1 \right)^3 \sqrt[3]{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}} = \frac{0,06 \cdot 2,4 \cdot 3^2 \cdot 58}{\left( \frac{2,4}{7} - 1 \right)^3 \sqrt[3]{1 + 1^2}} = 2,58 \text{ м}$$

С учетом коэффициента надежности для сооружений II классов  $K_H = 1,2$  (См. СНиП II-50-74 п.3.2)

$$m_r = 1,2 \times 2,58 = 3,10 \text{ т}$$

Принимаем по ГОСТ"у 20426-75 тетраподы Т-3, которые имеют массу 3,0 тонны и максимальный размер  $H = 1,70 \text{ м}$ .

Толщину слоя тетраподов принимаем по указанию СН 288-64 (п.6.22) равной  $t_r = 1,5H \approx 2,60 \text{ м}$ .

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

3.2. Масса камня на откосе постели при  $\operatorname{ctg} \alpha = 2$

$$m = \frac{0,025 \cdot 2,4 \cdot 3^2 \cdot 58}{(2,4 - 1)^3 \sqrt{1+2^2}} = 3,8 \text{ т}$$

при  $z = 6 \text{ м на отметке } -5,000 \text{ м по СНиП 2.06.04-82}$

$$m_z = m e^{-\left(\frac{0,5 \cdot z^2}{h^2}\right)} = 3,8 \cdot e^{-\left(\frac{0,5 \cdot 6^2}{3 \cdot 58^2}\right)} = 0,8 \text{ т}$$

С учетом  $K_B = 1,2$  масса камня принимается равной

$$m_z = 1,2 \times 0,8 = 0,96 \text{ т}$$

#### 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕЙСТВУЮЩИХ СИЛ

4.1. Давление волн (см. СНиП 2.06.04-82)

4.1.1. Эксплуатационный случай

$$d_6 = 8,0 \text{ м} > 1,5 \cdot h = 1,5 \cdot 3 = 4,5 \text{ м}$$

$$d_{62} = 6,0 \text{ м} > 1,25 \cdot h = 1,25 \cdot 3 = 3,75 \text{ м}$$

$$\text{При } \frac{d_{62}}{\lambda} = \frac{11}{58} = 0,19; \quad \frac{d_f}{d_6} = \frac{6}{8} = 0,75 \text{ находим по}$$

рис.2 СНиП"а  $K_{Bq} = 0,47$ .

Расчетная глубина по формуле (1) СНиП"а

$$d = d_f + K_{Bq} (d_6 - d_f) = 6,0 + 0,47 (8,0 - 6,0) = 6,94 \approx 7,0 \text{ м}$$

Волновое число

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2\pi}{58} = 0,108$$

Возышение свободной водной поверхности по формуле (2) СНиП"а

$$\eta = -h \cdot \cos \omega t - \frac{kh^2}{2} \operatorname{ctg} k d \cos^2 \omega t \quad (2)$$

$$\eta = -3,0 (+1) - \frac{0,108 \cdot 3,0^2}{2} \cdot \operatorname{ctg} (0,108 \cdot 7) (+1)^2 = -3,76 \text{ м}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Ординаты эпюры горизонтального волнового давления на сплошную вертикальную плоскость вычисляем в соответствии с указаниями п. I.4 СНиП\*а.

Значение коэффициентов  $K_2 - K_5$ ,  $K_8 - K_9$  определяем по графикам рис.3, 4, 5 предварительно вычислив крутизну волны.

$$\frac{h}{\lambda} = \frac{3}{58} = 0,052$$

$$\frac{\lambda}{d} = \frac{58}{7} = 8,266$$

Значение ординат  $P_0$  эпюры волнового давления определяем по формулам таблицы I СНиП\*а

$$P_0 = \kappa_1 \rho g h$$

Результаты расчетов сведены в табл.5 (см. также рис. IIa)

Таблица 5

Номер точек	Затруднение точек, з.и	Значение коэффициентов $K_i$	Значение волново- го давления $P_0$ , кПа
1	-3,76	-	-
2	0	$K_2$	0,95
3	1,75	$K_3$	0,75
4	3,5	$K_4$	0,67
5	7,0	$K_5$	0,62
6	на отм.-3,0	-	19,0

Площадь эпюры горизонтального волнового давления на сплошную вертикальную плоскость  $A_{ph} \approx 184,0$  м<sup>2</sup>/п.м.

Ординаты эпюры горизонтального волнового давления на сплошной вертикальный экран, защищенный наклонной перфорированной плитой и

ПРИЛОЖЕНИЕ 1  
(продолжение)

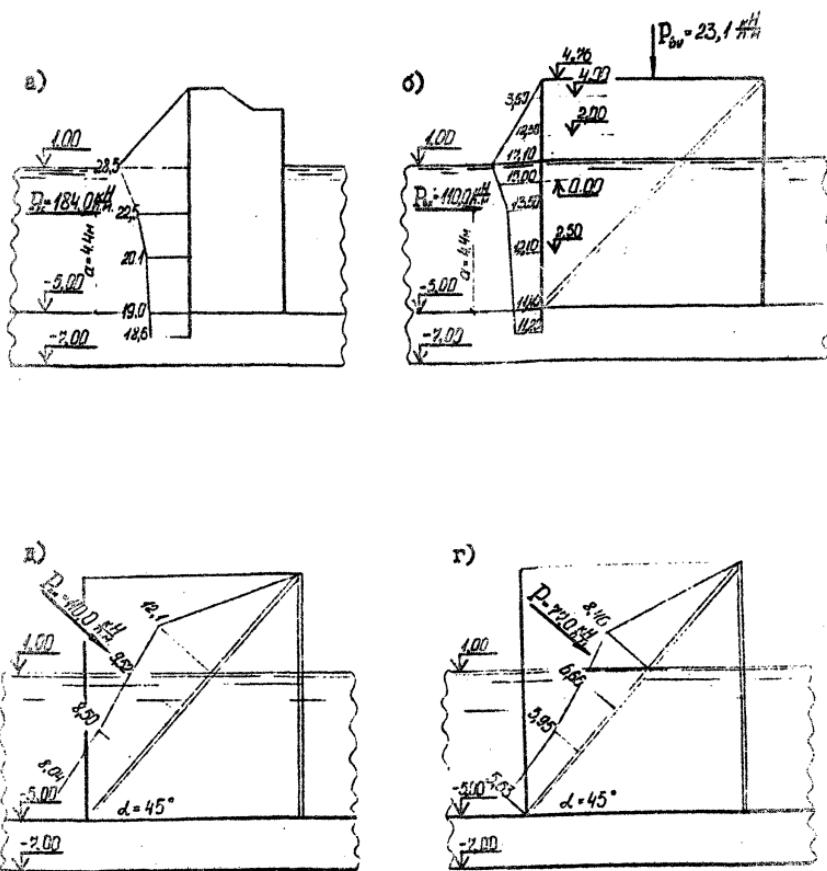


Рис. II. Эпюры волнового давления (интенсивность в кПа)  
Эксплуатационный случай :

а) - на вертикальную стенку ; б) - на расчетные плоскости сооружения с камерой гашения при расчете конструкции экрана на сдвиг ; в) - на сплошную наклонную плиту ( $\alpha = 45^\circ$ ), защищенную тетраподами ; г) - на перфорированную (30%) наклонную плиту камеры гашения, защищенную тетраподами.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

укладкой тетраэдров на ее поверхности, определяются по формуле

$$P_{bx} = K_c \cdot P_c, \text{ где } K_c = 0,6$$

Значения ординат этой эпюры приведены на рис. II б; полное горизонтальное волновое давление на вертикальный экран, равно площади эпюры давления

$$P_{bx} = K_c \cdot A_{px} = 0,6 \cdot 184,0 \approx 110,0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

Это давление принимается также действующим на расчетную вертикальную плоскость, проходящую через нижний край наклонной перфорированной плиты и должно учитываться при расчете устойчивости экрана на сдвиг (см. рис. II б); при этом дополнительная вертикальная пригрузка конструкции экрана от волнового давления определяется по формуле  $P_{bx} = 0,3 \cdot K_{pl} \cdot P_{bx}$ , где

$K_{pl}$  — коэффициент полноты ( $K_{pl} = 0,7$ )

$$P_{bx} = 0,3 \cdot 0,7 \cdot 110,0 = 23,1 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

Согласно указанным [12] такое же как  $P_{bx}$  давление принимается действующим перпендикулярно к поверхности сплошной наклонной стены при угле наклона ее к горизонту  $\alpha > 45^\circ$  (см. рис. II в)

$$P_{xh} = P_{bx} = 110,0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

Ординаты эпюры этого давления определяются по формуле

$$P_{ch} = P_{bx} \cdot \sin \alpha$$

С учетом перфорации наклонной плиты в размере 30% ординаты эпюры давления, нормальной к ее поверхности, определяются по формуле

$$P_{ch \perp} = P_{ch} \cdot K_{pl}$$

Эта эпюра давления учитывается при расчете прочности наклонной перфорированной плиты (см. рис. II г).

ПРИЛОЖЕНИЕ 1  
(продолжение)

4.1.2. Строительный случай – наброска тетраподов на одном из курсов массивов отсутствует.

Для этого случая необходимо установить только волновые нагрузки определяющие устойчивость массивов непригруженных тетраподами. Определяющими прочность элементов конструкции являются другие нагрузки (волновые эксплуатационные, собственный вес).

Расчет аналогичен предыдущему

$$d_6 = 8,0 \text{ м} \quad d_{6_2} = 6,0 \text{ м}$$

$$\text{при } \frac{b_{6_2}}{\lambda} = \frac{11}{30} = 0,37 \text{ и } \frac{d_f}{d_6} = \frac{6}{8} = 0,75 \text{ по рис.2 СНиП"а}$$

$$K_{\text{вн}} = 0.$$

Расчетная глубина

$$d = d_f + K_{6_2} (d_6 - d_{6_2}) = 6 + 0/8 \cdot 6 = 6,0 \text{ м}$$

Волновое число

$$\kappa = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2\pi}{30} = 0,209$$

Зазывшение свободной волновой поверхности

$$\zeta_c = -2 \cdot (+1) - \frac{0,209 \cdot 2^2}{2} \operatorname{ctg} (0,209 \cdot 6) (+1)^2 = -2,49 \text{ м}$$

Значение ординат эпюры волнового давления определены по формуле СНиП"а

$$p_{ci} = \kappa_i \rho g \zeta$$

Результаты расчетов сведены в табл.6 и приведены на рис.12

Таблица 6

№ точек	Заглубление точек, $\zeta$ м	Значения коэффициентов $\kappa_i$	Значение волнового давления, кПа
1	-2,49	-	0
2	0	$K_2$	0,74
3	1,5	$K_3$	0,55
4	3,0	$K_4$	0,44
5	6,0	$K_5$	0,35

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

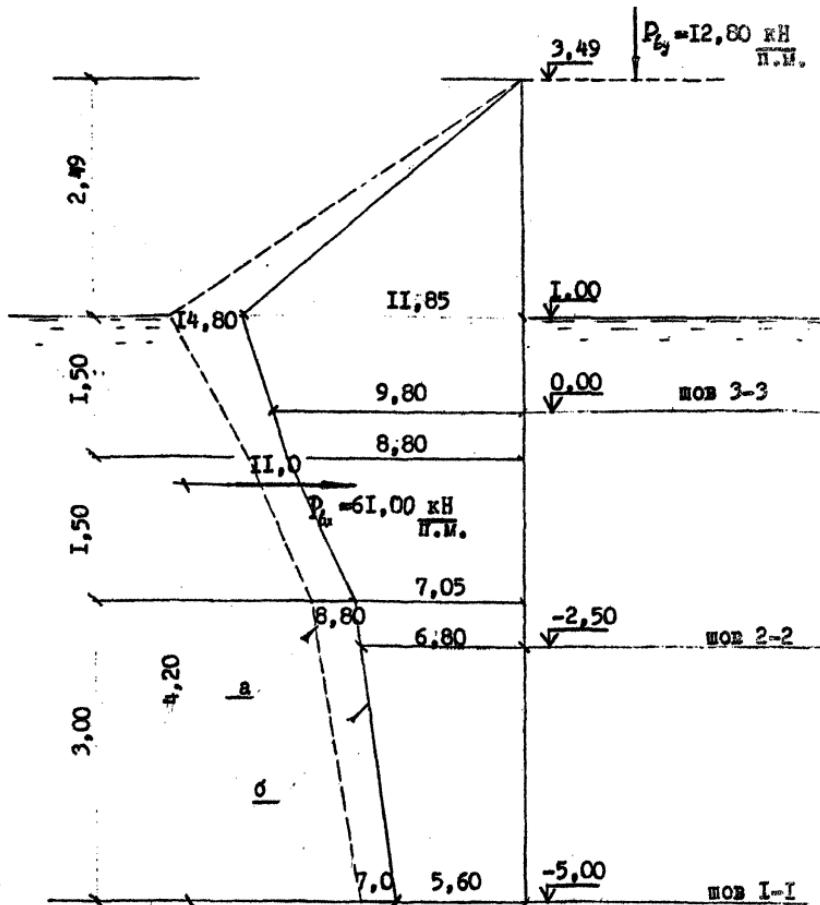


Рис. I.2. Строительный случай – перфорированная наклонная плита не покрыта тетrapодами. Эпюры волнового давления :  
а) на сплошную вертикальную стенку ; б) на вертикальную плиту экрана и на расчетную плоскость всего сооружения  
(с учетом коэффициента снижения  $K_c=0,8$  ; интенсивность в кПа)

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Площадь зоны горизонтального волнового давления на сплошную вертикальную плоскость  $A_{px} \approx 76,52 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$

Для строительного случая, когда на наклонной плите камеры гашения отсутствует тетраподы, коэффициент снижения волнового давления на вертикальную плиту экрана равен  $K_0 = 0,8$ . Полное давление волн, на которое рассчитывается вертикальная плита экрана и все сооружение на устойчивость равно

$$P_{bx} = K_0 \cdot A_{px} = 0,8 \cdot 76,52 \approx 61,0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

Дополнительная вертикальная пригрузка от волнового давления, учитываемая при расчете сооружения на сдвиг

$$P_{bx} = 0,3 \cdot K_m \cdot P_{bx} = 0,3 \cdot 0,7 \cdot 61,0 = 12,8 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

#### 4.2. Ледовая нагрузка

Ледовую нагрузку следует учитывать только при расчете сооружения полного профиля (с пригрузкой тетраподами). В соответствии с этим должен составляться проект производства работ.

В соответствии с СНиП 2.06.04-82 и руководством к СНиП II-57-7 определяем горизонтальное и вертикальное давление от льда.

$F_h$  - горизонтальную составляющую силы определяем по формуле:

$$F_h = 0,1 \delta m_t R_f h_a^2 \cdot K_t$$

Среднесуточная температура воздуха за 6 дней  $t_o = -28^0$  при солености 1-2% по СНиП 2.06.04-82

$$R_c = 1,05 + \frac{0,3}{15} \cdot 13 \approx 1,32 \text{ МПа}$$

для морского льда

$$R_f = \frac{1}{2} R_c = \frac{1}{2} \cdot 1,32 = 0,66 \text{ МПа}$$

Угол наклона к горизонту режущей грани с учетом ее обледенения на  $20^0$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$$\beta = \alpha + 20^\circ = 45^\circ + 20^\circ = 65^\circ$$

$$m_t = 1,7 + \frac{3,7 - 1,7}{15} \cdot 5 = 2,4$$

Считая нагрузку на 1 п.м. принимаем  $\beta = 1$  м

$$F_h = 0,1 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 0,66 \cdot 0,42^2 \cdot 1,3 \approx 0,0365 \text{ МН} \approx 3,65 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

В соответствии с указаниями руководства к СНиП II-57-75 повышенная шероховатость откосов обуславливает увеличение нагрузок, это учитывается введением коэффициентов  $K_1$  и  $K_2$

$$F'_h = K_1 K_2 F_h$$

где  $K_1 = 1 + 0,055 (10 - m_\alpha)$ ; при  $\alpha = 45^\circ$   $m_\alpha = 1$  и  $K_1 = 1,5$ ;

$K_2 = 3$  (принято для откоса тетраподов);

$$F'_h = 1,5 \times 3,0 \times 36,50 = 164,25 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

В соответствии с СНиП 2.06.04-82 точку приложения равнодействующей ледовой нагрузки принимаем ниже расчетного уровня воды на 0,3  $h_d$

Расчетный уровень для льда + 1,15 м.

Отметка действия льда

$$1,15 - 0,3 h_d = 1,15 - 0,3 \cdot 0,48 = 1,15 - 0,14 \approx 1,00 \text{ м}$$

$F_v$  - вертикальную составляющую силы определяем в соответствии с указаниями Руководства к СНиП II-57-75

$$F'_v = \frac{F'_h}{m_t} = \frac{164,25}{2,4} = 68,44 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

#### 4.3. Давление наброски (рис. I3 и формула II)

Вес приэз обрушения для расчетных плоскостей:

I) I-2 (шов I-I)

$$G_i \approx 30,0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

368

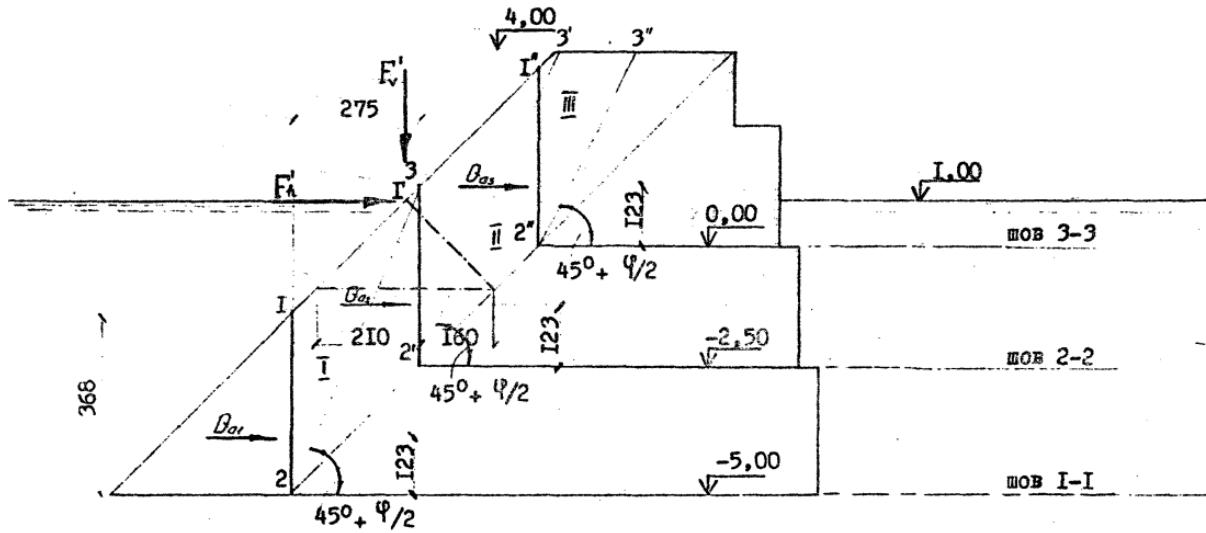


Рис. I.3. К определению давления льда и наброски при расчете устойчивости на сдвиг по швам конструкции экрана.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

2) I-2' (шов 2-2)

$$G_{\frac{1}{2}} \approx 41,0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

3) I-2" (шов 3-3)

$$G_{\frac{1}{2}} = 25,0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

Давление наброски при одновременном давлении льда ( $f_c = 2,17$  по табл.3) для расчетных площадей:

1) I-2 (шов I-I)

$$P_{a_1} = 0,414 \cdot 30,0 \cdot 2,17 = 26,95 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

2) I-2' (шов 2-2)

$$P_{a_2} = 0,414 \cdot 41,0 \cdot 2,17 = 36,83 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

3) I-2" (шов 3-3)

$$P_{a_3} = 0,414 \cdot 25,0 \cdot 2,17 = 22,45 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

4.4. Вес элементов конструкции (с учетом взвешивания при горизонте воды на отметке + 1,0 м - рис.10 и 14)

4.4.1. Вес тетраподов, пригружающих экран

$$G = W \cdot K_{ne} \cdot \gamma, \text{ где}$$

$W$  - полный объем элемента;

$K_{ne}$  - коэффициент полноты (по формуле 7);

$\gamma$  - объемный вес

$$\text{Для тетраподов } K_{ne} = 1 - \frac{59}{100} = 0,41$$

$$\text{над водой } f_{ne} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$\text{под водой } f_{n.b} = 14 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

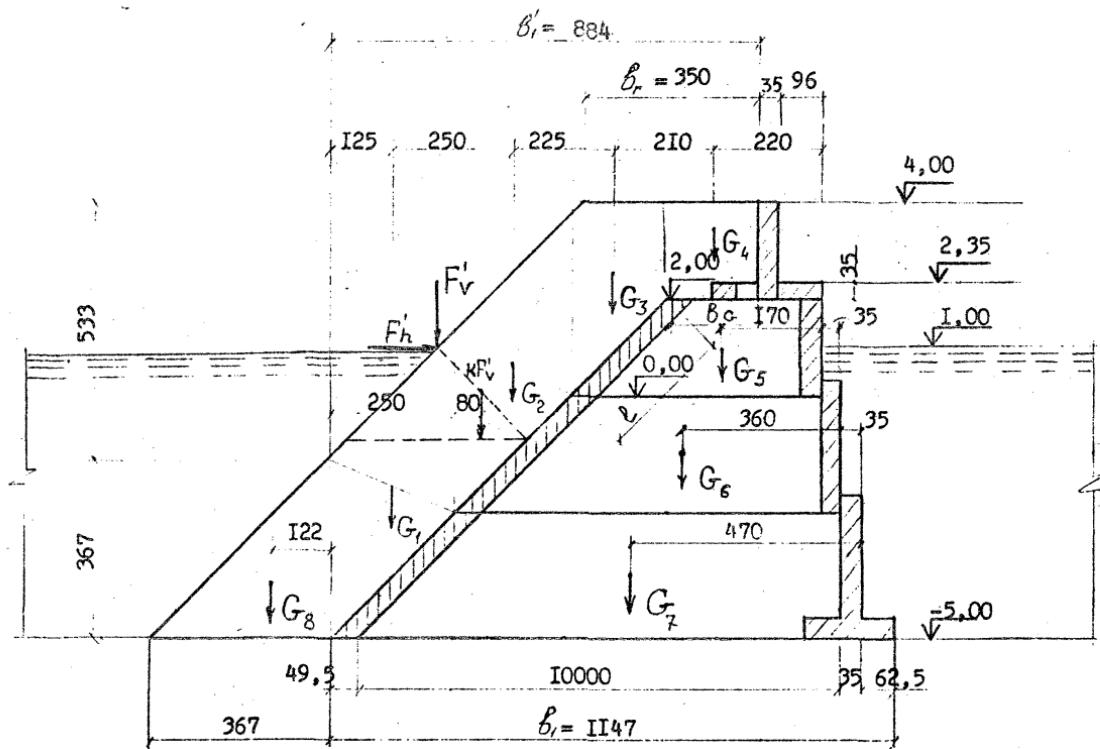


Рис. I4. К определению веса элементов конструкции.

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

1) На 1 курсе ж.б. пустотелых массивов

$$W_1 = 2,5 \times 3,67 = 9,18 \frac{\text{м}^3}{\text{п.м}} ; \gamma_1 = 14 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$G_1 = 9,18 \times 0,41 \times 14 = 52,8 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

2) На 2 курсе массивов

$$W_2 = 9,18 \frac{\text{м}^3}{\text{п.м}} ; \gamma_2 \approx \frac{24+14}{2} = 19 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$G_2 = 9,18 \times 0,41 \times 19 = 71,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

3) На 3 курсе массивов

$$W_3 = \frac{3,67 + 1,67}{2} 2,0 + \frac{1,67+2,0}{2} 0,33 = 5,94 \frac{\text{м}^3}{\text{п.м}}$$

$$\gamma_3 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$G_3 = 5,94 \times 0,41 \times 24 = 58,45 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$W_4 = 2,0 \times 2,0 = 4,0 \frac{\text{м}^3}{\text{п.м}} ; \gamma_4 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} ;$$

$$G_4 = 4,0 \times 0,41 \times 24 = 39,36 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

#### 4.4.2. Веса железобетонных пустотелых массивов

Поперечные стенки, перегородки и наклонная плита массивов имеют перфорацию в размере 30%. Для этих элементов  $K_{\text{н.б.}} = 1 - \frac{30}{100} =$

$= 0,7$ . Длина массивов по фронту  $\ell = 5,0 \text{ м.}$

Для железобетона над водой  $\gamma_{\text{н.б.}} = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$

под водой  $\gamma_{\text{н.б.}} = 15 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$

I) Массив 3 курса (3 м над водой, 1 м под водой)

$$G_H = G_{\text{н.б.}} + G_{\text{б.ст.}} + G_{\text{н.пл.}} + G_{\text{гол.}}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$G_m$  - вес массива;  $G_{n.pn.}$  - вес наклонной плиты;

$G_{non.}$  - вес поперечных стен;  $G_{bal.}$  - вес балки;

$$G_{n.pn.} = 0,495 \times 1,0 \times 25 \times 0,7 \times 5,0 + 0,495 \times 1,0 \times 15 \times 0,7 \times 5,0 = 69,30 \text{ кН}$$

$$G_{bal.} = 0,35 \times 3,0 \times 25 \times 5,0 + 0,35 \times 1,0 \times 15 \times 5,0 = 157,50 \text{ кН}$$

$$G_{non.} = 2 \left( \frac{2,3+3,3}{2} \times 0,35 \times 1,0 \times 0,7 \times 25 + \frac{3,3+4,3}{2} \times 0,35 \times 1,0 \times 0,7 \times 15 \right) = 62,22 \text{ кН}$$

$$G_{bal.} = 0,35 \times 1,0 \times 5,0 \times 25 = 54,8 \text{ кН}$$

$$G_m = 69,30 + 157,50 + 62,22 + 54,8 = 343,82 \text{ кН}$$

$$G_s = \frac{G_m}{\ell} = \frac{343,82}{5,0} = 69,0 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

2) Массив 2 курса (под водой)

$$G_{n.pn.} = 0,495 \times 2,5 \times 0,7 \times 5,0 \times 15 = 64,97 \text{ кН}$$

$$G_{bal.} = 2,7 \times 0,35 \times 5,0 \times 15 = 70,88 \text{ кН}$$

$$G_{non.} = 2 \times \frac{4,65+7,15}{2} \times 2,5 \times 0,35 \times 0,7 \times 15 = 108,41 \text{ кН}$$

$$G_{nep.} = 0,35 \times 2,5 \times 2,5 \times 0,7 \times 15 = 22,98 \text{ кН}$$

$$G_m = 64,97 + 70,88 + 108,41 + 22,98 = 267,24 \text{ кН}$$

$$G_s = \frac{G_m}{\ell} = \frac{267,24}{5,0} = 53,45 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

3) Массив I курса

$$G_{n.pn.} = 64,97 \text{ кН}$$

$$G_{bal.} = (2,0+2,35) \times 0,35 \times 5,0 \times 15 = 114,19 \text{ кН}$$

$$G_{non.} = 2 \times \frac{7,50+10,00}{2} \times 2,5 \times 0,35 \times 0,7 \times 15 = 160,78 \text{ кН}$$

$$G_{nep.} = 2 \times 22,98 = 45,96 \text{ кН}$$

$$G_m = 64,97 + 114,19 + 160,78 + 45,96 = 385,90 \text{ кН}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$$G_7 = \frac{G_H}{\ell} = \frac{385,90}{5,0} = 77,18 \frac{\text{kH}}{\text{п.м}}$$

## 5. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ЖЕСТКОГО ЭКРАНА

Для удобства практического пользования РД формулу (12) преобразуем

$$\frac{R}{F} \geq A = \frac{\gamma_{ec} \cdot \gamma_n}{\gamma_{cu}}$$

Величина  $A$  для различных случаев расчета устойчивости сооружений II класса ответственности помещена в табл.7

Таблица 7

Характер потери устойчивости	Величина А	
	строитель- ный случай	эксплуатацион- ный случай
Сдвиг по плоскости и глубинный сдвиг по ломанным (фиксированным) поверхностям скольжения	1,15	1,20
Глубинный сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям (при расчете по методу Крея-Терцаги)	0,95	1,0
Опрокидывание вокруг ребра вращения	1,50	1,60

где  $R$  - сумма удерживающих сил;

$F$  - сумма сдвигающих сил

По результатам выполненных расчетов устанавливаем, что определяющей силой, сдвигающей сооружение, является сумма одновременно действующих давлений льда и наброски

$$F = F_k + B_a = 164,25 + 26,95 = 191,20 \frac{\text{kH}}{\text{п.м}}$$

Схема действия этих сил приведена на рис.13.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

3.1. Эксплуатационный случай

3.1.1. Устойчивость на сдвиг

Коэффициент трения бетона по камню и по бетону  $f_f = 0,5$

$$R = \sum (G_i + F_v') f_f$$

I) По каменной постели (шов I-I)

$$\sum_{i=1}^{i=7} G = 52,80 + 71,50 + 58,45 + 39,36 + 69,00 + 53,45 + 77,18 = \\ = 421,74 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$R = (421,74 + 68,44) \cdot 0,5 = 245,09 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{245,09}{191,20} = 1,28 > A = 1,2$$

2) По шву 2-2

$$\sum G = G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 = 71,5 + 58,45 + 39,36 + 69,0 + 53,45 = \\ = 291,76 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

Вертикальная составляющая давления льда действует на второй курс массивов только частично, распределяясь между первым и вторым курсами. Для второго курса коэффициент распределения  $K = \frac{1,6}{2,1+1,6} = 0,433$  (см. рис. I3)

$$F_v' = F_v^K = 68,44 \cdot 0,433 = 29,63 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$R = (\sum G + F_v') f_f = (291,76 + 29,63) \cdot 0,5 = 160,69 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

$$F = F_h' + Q_{a_2} = 164,25 + 36,83 = 201,08 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{160,69}{201,08} = 0,8 < A = 1,2$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Для обеспечения устойчивости необходимо, чтобы массив 2-го курса упирался в консольный выступ массива 1 курса, который должен воспринять силу  $P$  (см.рис.15)

$$P_I = 1,2 \cdot 201,08 - 160,69 = 80,61 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

3) По шву 3-3

$$\sum G = G_3 + G_4 + G_5 = 58,45 + 39,36 + 69,00 = 166,81 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

Вертикальная составляющая давления льда на третий курс массивов не распространяется и в расчетах не должна учитываться

$$R = \sum G \cdot f = 166,81 \times 0,50 = 83,40 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$F = F_h' + Q_{03} = 164,25 + 22,45 = 186,70 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{83,45}{186,70} = 0,44 < A = 1,2$$

Для обеспечения устойчивости необходимо, чтобы массив 3-го курса упирался в консольный выступ массива 2-го курса, который должен воспринять силу  $P$  (см.рис.15)

$$P_{II} = 1,2 \cdot 186,70 - 83,45 = 140,59 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

5.1.2. Устойчивость на поворот вокруг ребра (см.рис.14)

$$\frac{M_{yy}}{M_{опр.}} \geq A$$

где  $M_{yy}$  - сумма удерживающих моментов сил, действующих выше рассматриваемого сечения ( $R$ );

$M_{опр.}$  - сумма опрокидывающих моментов сил, действующих выше рассматриваемого сечения ( $F$ ).

I) Устойчивость всего сооружения (выше шва I-I)

$$M_{yy} = \sum G_i \cdot l_i + F_v' \cdot l_F = G_1 (II,47-1,25) + G_2 (II,47-3,7) + G_3 (II,47-6,0) + G_4 (II,47-8,10) + G_5 (I,70+1,42) +$$

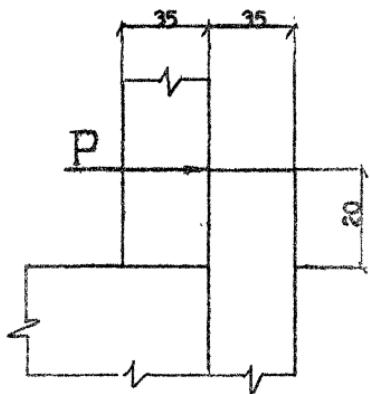
ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Рис.15. К расчету консольных выступов железобетонных массивов.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$$\begin{aligned}
 & + G_6 (3,60+0,97) + G_7 (4,70+0,625) + F_v' (15,14-6,00) = \\
 & = 52,8 \cdot 10,22+71,5 \cdot 7,72+58,45 \cdot 5,47+39,36 \cdot 3,87+69,0 \cdot 3,12+ \\
 & + 53,45 \cdot 4,57+77,18 \cdot 5,325+68,44 \cdot 7,82 = 2949,69 \text{ кНм} \\
 & \text{П.М.}
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{опр}} = F_h' \ell_F + B_{\alpha} \ell_{\alpha} = 164,25 \cdot 6,0+26,95 \cdot 1,23 = 1018,65 \text{ кНм} \\
 \text{П.М.}$$

$$\frac{M_{yq,1}}{M_{\text{опр}}} = \frac{2949,69}{1018,65} = 2,89 > A = 1,6$$

2) Устойчивость второго и третьего курсов массивов (выше шва 2-2)

$$\begin{aligned}
 M_{yq,2} = & \sum G_i \ell_i + \kappa F_v' \ell_{F_k} = G_2 (2,25+2,10+2,20+0,35)+ \\
 & + G_3 (2,10+2,20+0,35)+ G_4 (2,20+0,35)+ G_5 (1,70+0,35)+ \\
 & + 0,433 \cdot 68,44 = 71,5 \cdot 6,90+58,45 \cdot 4,65+39,36 \cdot 2,55+69,0 \cdot 2,05+ \\
 & + 29,63 = 1036,59 \text{ кНм} \\
 & \text{П.М.}
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{опр}} = F_h' \ell_{\kappa} + B_{\alpha} \ell_{\alpha} = 164,25 \cdot 3,50+26,95 \cdot 1,23 = 608,02 \text{ кНм} \\
 \text{П.М.}$$

$$\frac{M_{yq,2}}{M_{\text{опр}}} = \frac{1036,59}{608,02} = 1,70 > A = 1,6$$

3) Устойчивость третьего курса массивов (выше шва 3-3)

$$\begin{aligned}
 M_{yq,3} = & \sum G_i \ell_i = G_3 \cdot (2,10+2,20)+ G_4 \cdot 2,20+ G_5 \cdot 1,70 = \\
 & = 58,45 \cdot 3,30+39,36 \cdot 2,20+69,0 \cdot 1,70 = 396,777 \text{ кНм} \\
 & \text{П.М.}
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{опр}} = F_h' \cdot 1,0+ B_{\alpha} \cdot 1,23 = 164,25 \cdot 1,0+22,45 \cdot 1,23 = 191,86 \text{ кНм} \\
 \text{П.М.}$$

$$\frac{M_{yq,3}}{M_{\text{опр}}} = \frac{396,777}{191,86} = 2,07 > A = 1,6$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

5.1.3. Напряжения в основании сооружения

I) Характеристика площади опирания железобетонных пустотелых массивов I курса (см. рис. 16).

Расстояние от края площади опирания до центра тяжести

$$\ell = \frac{\sum S_i a_i}{\sum S_i}$$

где  $S_i$  - элемент площади  $\sum S_i = 20,53 \text{ м}^2$ ;

$a_i$  - расстояние от центра тяжести элемента площади до края площади опирания

$$\ell = \frac{2,0 \times 5,0 \times 1,0 + 0,7 \times 2,5 \times 4,77 + 0,7 \times 8,97 \times 6,48 + 0,5 \times 5,0 \times 11,22}{20,53} = 4,24 \text{ м.}$$

Момент инерции площади опирания относительно оси 0-0 (ч.т.)

$$J = \sum (J_{y, i} + \alpha^2 F)$$

$$J_{0-0} = \frac{5,0 \times 0,5^3}{12} + 2,5 \times 6,98^2 + \frac{2,5 \times 0,7^3}{12} + 1,75 \times 0,532 + \frac{0,7 \times 8,97^3}{12} + 6,3 \times 2,24 + \frac{5,0 \times 2,0^3}{12} + 10,0 \times 3,24^2 = 304,435 \frac{\text{м}^4}{\text{блок}}$$

Моменты сопротивления площади опирания на 1 п.м сооружения (по фронту)

$$W_{1-1} = \frac{J_{0-0}}{\ell \times L} = \frac{304,435}{4,24 \times 5,0} = 14,36 \frac{\text{м}^3}{\text{п.м}}$$

$$= \frac{J_{0-0}}{(B - \ell) \times L} = \frac{304,435}{(11,47 - 4,24) \cdot 5,0} = 8,43 \frac{\text{м}^3}{\text{п.м}}$$

Расстояние от края площади опирания до равнодействующей вертикальных сил

$$a_R = \frac{M_{y,0}}{F} = \frac{2949,69}{490,18} = 6,02 \text{ м}$$

**ПРИЛОЖЕНИЕ I**  
(продолжение)

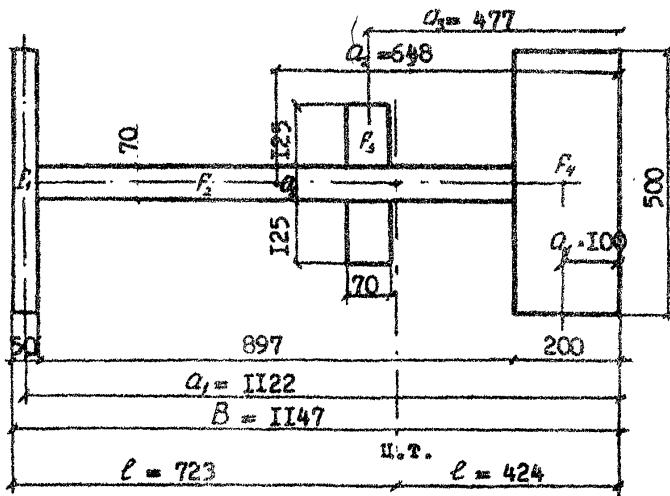


Рис.16. Схема подачи массивов I-го курса.  
 $F_1 = 25006 \text{ см}^2$  ;  $F_2 = 63000 \text{ см}^2$  ;  $F_3 = 17500 \text{ см}^2$  ;  $F_4 = 100000 \text{ см}^2$

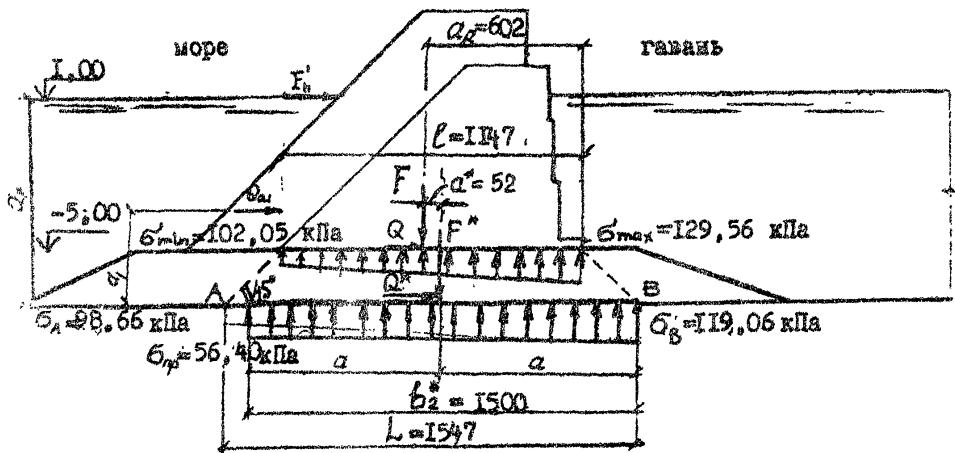


Рис. 17. Напряжения в основании и приведенный фундамент.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Эксцентризитет приложения равнодействующей

$$e = a_2 - l = 6,02 - 4,24 = 1,78 \text{ м}$$

2) Напряжения на поверхности постели (см. рис. I7)

$$\sigma_{\max} = \frac{F}{\sum S_i} \pm \frac{F_x \cdot a_1 + D_{a_1} \cdot l_0 - F \cdot e}{W_{i-1}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{490,18 \times 5}{20,53} + \frac{164,25 \times 6,0 + 26,95 \times 1,23 - 490,18 \times 1,78}{14,36} = \\ = 129,56 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{490,18 \times 5}{20,53} - \frac{164,25 \times 6,0 + 26,95 \times 1,23 - 490,18 \times 1,78}{14,36} = 102,05 \text{ кПа}$$

3) Характеристика приведенного фундамента

$$l = b_1 = 11,47 \text{ м} ; \quad l_3 = 2,0 \text{ м} ;$$

$$\text{по формуле (14)} \quad L = 11,47 + 2,0 \times 2 = 15,47$$

по формулам (16) и (17)

$$\sigma_A = 102,05 \cdot \frac{11,47}{15,47} + 11,50 \times 2,0 = 98,66 \text{ кПа}$$

$$\sigma_B = 129,56 \cdot \frac{11,47}{15,47} + 11,50 \times 2,0 = 119,06 \text{ кПа}$$

по формуле (13)

$$b_2 = \frac{2}{3} \cdot 15,47 \cdot \frac{19,06 + 2 \times 28,66}{119,06 + 28,66} = 15,00 \text{ м}$$

по формуле (19)

$$F^* = 490,18 + 11,50 \times 2,00 \times 15,47 = 845,99 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

Средняя величина нагрузки на основание приведенного фундамента (по формуле 20)

$$\sigma_{av} = q = \frac{845,99}{15,0} = 56,40 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Горизонтальная составляющая  $\theta^*$ , действующая на приведенный фундамент

$$Q^* = F_h + \theta_{a_1} = 164,25 + 26,95 = 191,20 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

Силы  $F^*$  и  $\theta^*$  учитываются при расчетах устойчивости приведенного фундамента на глубинный сдвиг.

#### 5.1.4. Устойчивость по схеме глубинного сдвига

В предположении скольжения по круглоцилиндрическим поверхностям проверяем устойчивость всего сооружения и приведенного фундамента методом Крея-Терцаги.

Результаты расчета приведены на рисунках 18 и 19.

#### 5.2. Строительный случай

Основной нагрузкой в строительный период является давление волн с параметрами  $h = 2,0 \text{ м}$  и  $\lambda = 30,0 \text{ м}$ .

Возвведение сооружения производится по курсам и в этот период конструкция неполного профиля работает, как затопленный волнолом.

В связи с отсутствием строгого теоретического решения для этого случая эпюру волнового давления, действующего на каждый курс массивов, принимаем равной соответствующей части эпюры волнового давления, построенной для сооружения полного профиля с камерой гашения, не покрытой тетrapодами (см. рис. 12).

#### Волновое давление

на 1 курс  $P_{\theta_{x_1}} = \frac{6,80+5,60}{2} \cdot 2,70 = 16,74 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$

на 2 курс  $P_{\theta_{x_2}} = \frac{9,80+6,80}{2} \cdot 2,70 = 22,41 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$

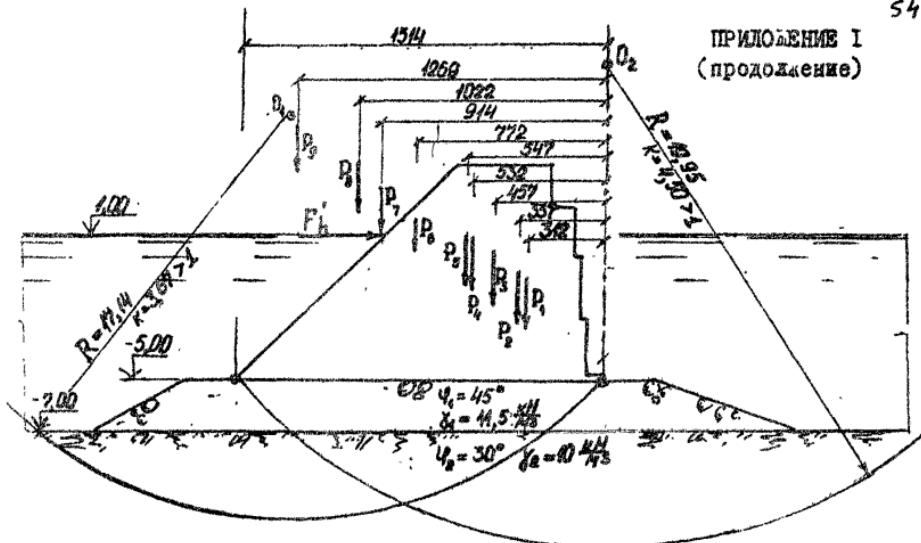
ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Рис.18. Расчет общей устойчивости сооружения совместно с наброской и постелью методом Крея-Терцаги.

Значения сил в  $\text{кН}$  . . . :  $P_1 = G_5 = 69,40$  ;  $P_2 = G_4 = 39,36$  ;  
 $P_3 = G_6 = 53,45$  ;  $P_4 = G_7 = 77,18$  ;  $P_5 = G_3 = 58,45$  ;  $P_6 = G_2 = 71,5$   
 $P_7 = F'_v = 68,44$  ;  $P_8 = G_1 = 52,80$  ;  $P_9 = 38,80$  ;  $F_h = 164,25$

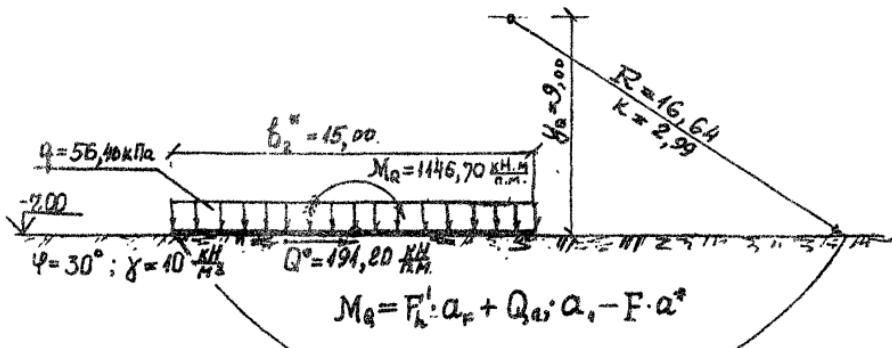


Рис.19. Расчет общей устойчивости приведенного фундамента.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$$\text{на 3 курс} \quad P_{b_{x_3}} = \frac{9,80+11,85}{2} \cdot 1,0 + \frac{11,85+2,49}{2} = 25,58 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

5.2. I. Устойчивость на сдвиг

1) По каменной постели (массивы I курса)

$$R = G_c \cdot f = 77,18 \cdot 0,5 = 38,59 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$F = P_{b_{x_1}} = 16,74 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{38,59}{16,74} = 2,30 > A = 1,15$$

2) По шву 2-2 (массивы 2 курса)

$$R = G_c \cdot f + P^{\frac{1}{2}} = 53,45 \cdot 0,5 + 80,61 = 107,31 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$F = P_{b_{x_1}} = 22,41 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{107,31}{22,41} = 4,8 > A = 1,15$$

3) По шву 3-3 (массивы 3 курса)

$$R = G_c \cdot f + P^{\frac{1}{2}} = 69,0 \cdot 0,5 + 140,59 = 175,09 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$F = P_{b_{x_3}} = 25,58 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{175,09}{25,58} = 6,8 > A = 1,15$$

4) По каменной постели трех курсов массивов без пригрузки их тетраподами

$$R = (G_c + G_6 + G_7 + 0,3 P_{b_{x_1}}) \cdot f = 69,0 + 53,45 + 77,18 + 0,3 \cdot 11,83 \cdot 0,5 = 109,09 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$$F = P_{\delta x} = 61,83 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{R}{F} = \frac{109,09}{61,83} = 1,76 > A = 1,15$$

5.2.2. Устойчивость на поворот вокруг ребра

I) Устойчивость первого курса

$$M_{yy} = G_c \cdot (4,7 + 0,625) = 77,18 \times 5,325 = 411,0 \frac{\text{кНм}}{\text{п.м}}$$

$$M_{опр} = P_{\delta x} \times 1,3 = 16,74 \times 1,3 = 21,8 \frac{\text{кНм}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{M_{yy}}{M_{опр}} = \frac{411,0}{21,8} = 19 \gg A = 1,6$$

Устойчивость на опрокидывание каждого курса массивов в отдельности очевидна. Поэтому проверим дополнительно только устойчивость сооружения из трех курсов массивов без пригрузки их тетраподами (рис. I2 и I4).

$$M_{yy} = G_c \times (1,7 + 0,35 + 0,35 + 0,625) + G_e \times (3,60 + 0,35 + 0,625) + \\ + G_c (4,70 + 0,625) = 69,0 \times 3,02 + 53,45 \times 4,57 + 77,18 \times 5,325 = \\ \cong 863,24 \frac{\text{кНм}}{\text{п.м}}$$

$$M_{опр} = 61,83 \times 4,20 = 259,68 \frac{\text{кНм}}{\text{п.м}}$$

$$\frac{M_{yy}}{M_{опр}} = \frac{863,24}{259,68} = 3,32 > A = 1,5$$

Результаты расчета показывают, что в период строительства конструкция жесткого экрана обладает достаточной устойчивостью и может возводиться не только по курсам, но и сразу на полную высоту и пригружаться тетраподами только ко времени, когда могут иметь место ледовые воздействия.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

6. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ И НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ЭЛЕМЕНТЫ  
КОНСТРУКЦИИ ЭКРАНА В ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЙ ПЕРИОД

6.1. Наклонная перфорированная плита

Плита рассчитывается как однопролетная балка с двумя консолями (см. рис. 14 и 20).

Расчетные нагрузки, действующие на плиту нормально ее поверхности.

1) Собственный вес с учетом коэффициента полноты  $K_n = 0,7$  и угла наклона  $\alpha = 45^\circ$ .

$$q_{s,b} = t_n \cdot f_{p,b} \cdot K_n \cdot \sin \alpha \cdot f_n$$

где  $t_n$  - толщина плиты;

$f_n$  - коэффициент надежности по нагрузке

$$q_{s,b} = 0,35 \times 15 \times 0,7 \times 0,707 \times 1,05 = 2,73 \text{ кПа}$$

2) Нагрузка от тетраподов, лежащих на 3-м курсе массивов (см. рис. 14)

$$q_r = \frac{G_3 \cdot \cos \alpha \cdot f_n}{l}$$

где  $l$  - длина наклонной перфорированной плиты

$$q_r = \frac{58,45 \times 0,707 \times 1,05}{2,82} = 15,39 \text{ кПа}$$

3) Волновая нагрузка (см. рис. II-г)

$$q_{s,max} = P_{bx} \cdot f_n = 8,46 \times 1,0 = 8,46 \text{ кПа}$$

4) Ледовая нагрузка (см. рис. 21)

$$q_s = \frac{(F_h \cdot \sin \alpha + F_v \cdot \cos \alpha) f_n}{a_s}$$

где  $a_s$  - размер участка передачи нагрузки;

ПРИЛОЖЕНИЕ  
(продолжение)

107 286 107

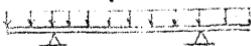


Рис.20. Расчетная схема наклонной перфорированной плиты.

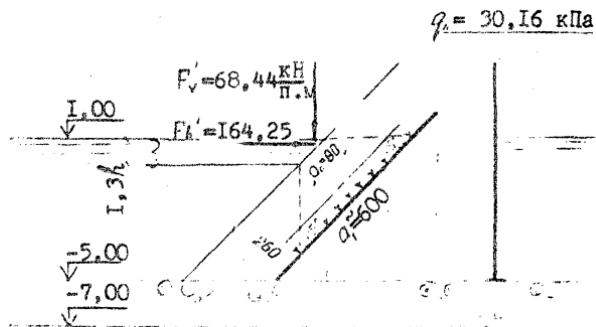


Рис.21. К определению нагрузки от льда на наклонную плиту железобетонного экрана.

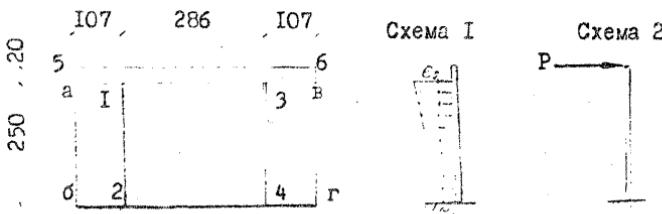


Рис.22. Расчетные схемы вертикальной плиты I-го курса массивом.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$$q_1 = \frac{(164,25 \times 0,707 + 68,44 \times 0,707) \times 1,1}{6,0} = 30,16 \text{ кПа}$$

$q_1 > q_{b_{max}}$  поэтому в расчет вводим  $q_1$

$$q = q_{c.b.} + q_r + q_1 = 2,73 + 15,39 + 30,16 = 48,28 \text{ кПа}$$

Расчетная ширина элемента (при коэффициенте полноты плиты  $K_{pl} = 0,7$ ) плиты  $b = 1,0 \times 0,7 = 0,70 \text{ м}$

## 6.2. Вертикальные лицевые стенки

### 6.2.1. Стенка I-го курса массивов (см. рис. 22)

Вертикальная стенка массивов рассчитывается как плита, заделанная по опорному контуру  $\delta$  - 2-1-4-3 -Г и загруженная или эпюрой волнового давления по площади а-б-в-г, или линейной силой от воздействия льда  $P$  - по краю плиты 5-6.

Значения нагрузок (см. рис. IIб и п. 5.1.1):

$$e_1 = p_{bx} \cdot \gamma_h = 11,40 \times 1,0 = 11,40 \text{ кПа}; \quad e_2 = 12,10 \text{ кПа};$$

$$P = (F_{2-2} - R_{2-2}) \cdot \gamma_h = (201,08 - 160,69) \cdot 1,1 = 44,43 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

### 6.2.2. Стенка 2-го курса массивов (см. рис. 23)

Стенка рассчитывается как плита, заделанная по опорным линиям I-2 и 3-4 и загруженная или эпюрой волнового давления по площади а-б-в-г, или линейными нагрузками от воздействия льда  $P_1$  и  $P_2$  по краям плиты (см. рис. IIб и п. 5.1.1).

Значения нагрузок

$$e_1 = 12,10 \text{ кПа}; \quad e_2 = 13,50 \text{ кПа}; \quad e_3 = 15,00 \text{ кПа};$$

$$P_1 = (F_{3-3} - R_{2-2}) \cdot \gamma_h = (186,70 - 83,45) \cdot 1,1 = 113,57 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

$$P_2 = (F_{2-2} - R_{2-2}) \cdot \gamma_h = 44,43 \frac{\text{кН}}{\text{п.м.}}$$

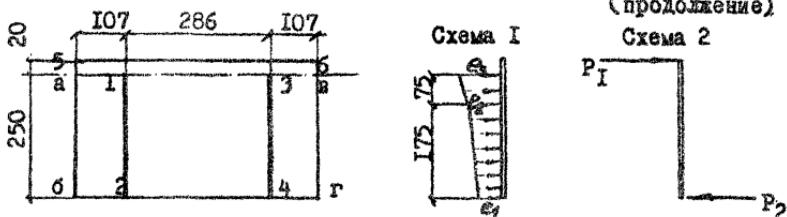
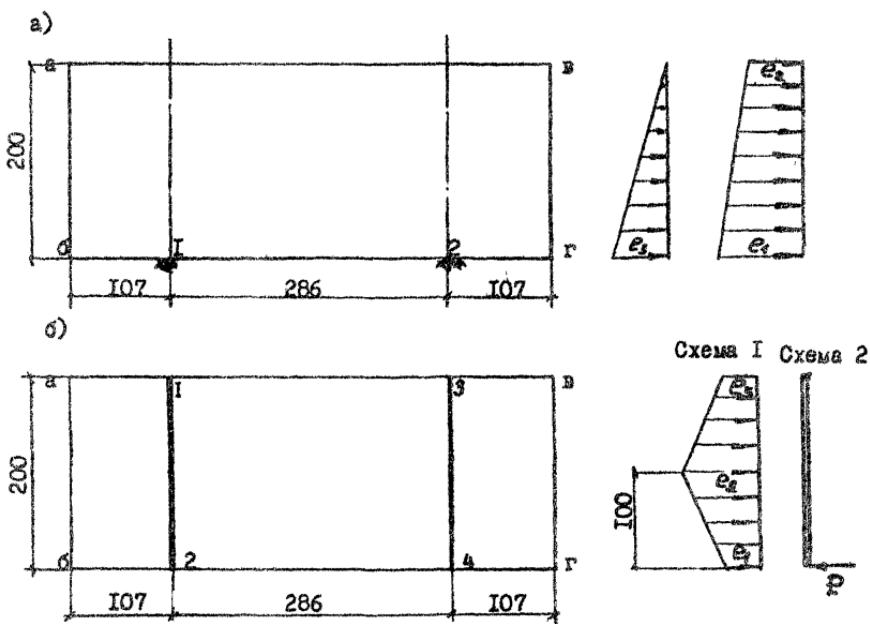
ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

Рис.23. Расчетные схемы вертикальной плиты 2-го курса массивов.

Рис.24. Расчетные схемы вертикальных стенок 3-го курса :  
а) парапета ; б) лицевой стенки.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

6.2.3. Стенки 3-го курса массивов

I) Парапет (см.рис.24а)

Парапет рассчитывается, как плита, оперта по линии б-г, заделанная в узлах "1" и "2" и загруженная эпюрами давления вследу т наброски (совместное действие) по площади а-б-в-г.

Интенсивность нагрузок (см.рис.II6):

$$\epsilon_1 = \rho_{\text{вн}} \cdot g_H = 12,30 \cdot 1,0 = 12,30 \text{ кПа}; \quad \epsilon_2 = 3,60 \text{ кПа};$$

$$\epsilon_3 = k_{\text{нр}} \cdot f_{\text{нр}} \cdot \lambda_a \cdot g_H = 2,0 \cdot 0,41 \cdot 24 \cdot 1,05 \cdot 0,17 = 3,51 \text{ кПа}$$

Лицевая стенка (см.рис.24б)

Лицевая стенка рассчитывается как плита, заделанная по опорным линиям 1-2 и 3-4 и загруженная или эпюрои волнового давления по площади а-б-в-г, или линейной силой  $P$  от воздействия льда по линии б-г.

Интенсивность нагрузок (см.рис.II6 и п.5.II):

$$\epsilon_1 = \rho_{\text{вн}} \cdot g_H = 13,50 \cdot 1,0 = 13,50 \text{ кПа}; \quad \epsilon_2 = 17,10 \text{ кПа}; \quad \epsilon_3 = 12,30 \text{ кПа}$$

$$P = (F_{3-3} - R_{3-3}) \cdot g_H = 113,57 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

6.2.4. Балка (см.рис.25)

Балка, перекрывающая массив 3-го курса, рассчитывается на действие равномерной нагрузки от веса тетраподов ( $g_T$ ) волнового воздействия ( $g_B$ ) и собственного веса ( $g_{св}$ ) по схеме однопролетной консольной балки.

Интенсивность нагрузок:

$$g_T = G_4 = 39,36 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}} \quad (\text{см.п.4.4.1})$$

$$g_B = \frac{0,3 \cdot k_{\text{нр}} \cdot \rho_{\text{вн}} \cdot g_H}{\beta_1} \quad (\text{см.рис.14})$$

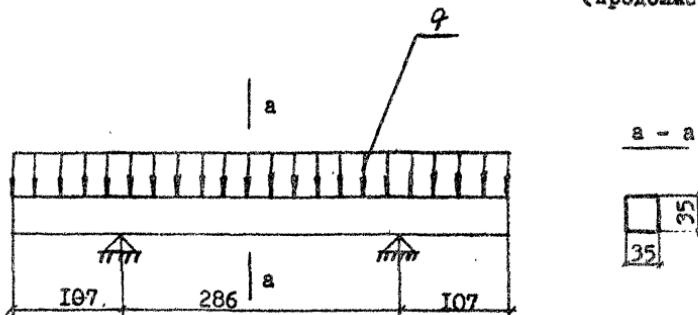
ПРИЛОЖЕНИЕ 1  
(продолжение)

Рис.25. Расчетная схема вёрхней балки.

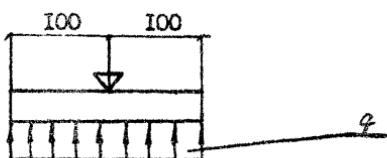


Рис.26. Расчетная схема плиты основания.

ПРИЛОЖЕНИЕ I  
(продолжение)

$$q_6 = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 23,10}{8,84} \cdot 2,0 = 1,10 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$q_{6b} = 0,35 \times 0,35 \times 25 \times 1,05 = 3,22 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

$$q = \sum q = 39,36 + 1,10 + 3,22 = 43,68 \frac{\text{кН}}{\text{п.м}}$$

6.3. Плита основания (см. рис. 26)

Плита основания рассчитывается как изуклонольная балка с опорой по середине, загруженная собственным весом и реактивным давлением грунта основания (каменной постели).

Интенсивность нагрузки

$$q = (q_{6b} - 6) f_n \cong \\ \cong (0,35 \cdot 15 - 31,74) 1,1 = -29,14 \text{ кПа}$$

6.4. Поперечные и продольные стенки - рамы камеры гашения

Эти элементы являются опорами наклонных плит, вертикальных плит и верхней балки и рассчитываются на реактивные давления, полученные при расчете упомянутых элементов, а также на реактивное давление грунта основания и нагрузку от собственного веса элементов.

Расчетные схемы рамных конструкций приведены на рис. 27.

7. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ И НАГРУЗКИ НА ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬНЫЙ ПЕРИОД

Расчетные схемы элементов конструкции в строительный период зависят от принятой технологии строительных работ и не отличаются от обычных для промышленного строительства.

Основными расчетными нагрузками этого периода является собственный вес элементов с учетом коэффициента динамичности, равного 1,3.

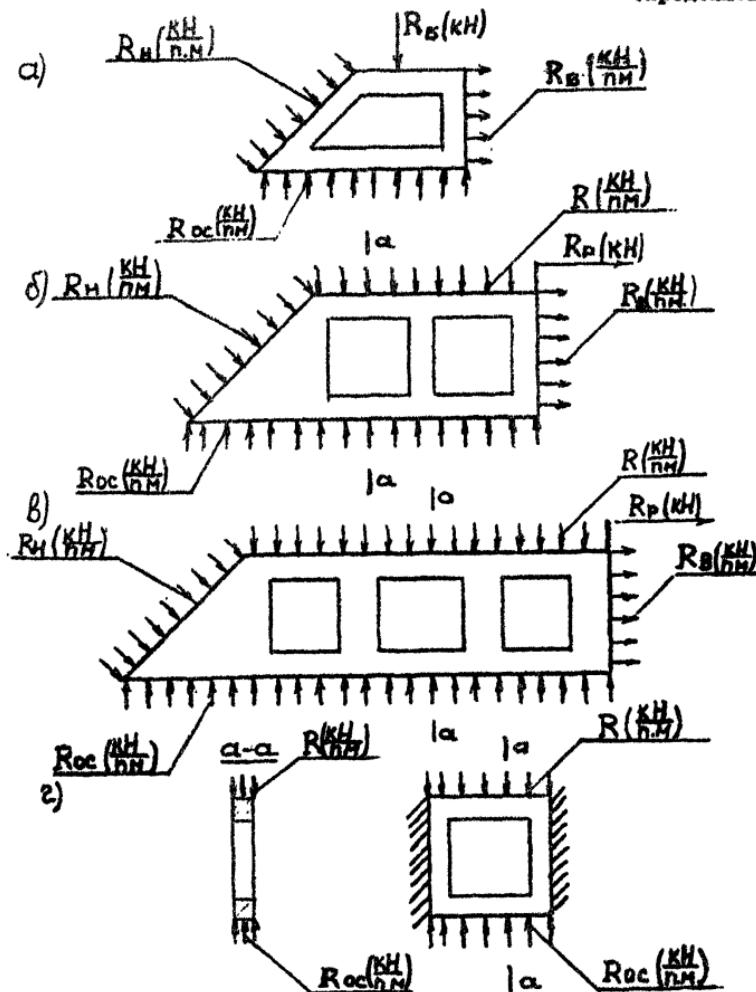


Рис.27. Расчетные схемы поперечных и продольных стенок-рам камеры гашения

$R_H$  - реакции опор наклонных перфорированных плит;

$R_B$  - реакции опор вертикальных лицевых плит;

$R_B$  - реакции опор верхней балки;

$R_p$  - реакции сдвигающей силы  $P$ ;

$R_{oc}$  - реакция основания рамы;

$R$  - реакция верхней рамы.

а) Рамы 3-го курса б) Рамы 2-го курса в) Рамы I-го курса

г) Рамы перегородок

ПРИЛОЖЕНИЕ II  
(справочное)

П Е Р Е Ч Е Н Ь  
основных общесоюзных и ведомственных нормативно-  
технических документов, используемых при проектирова-  
нии и строительстве ограждающих сооружений из  
наброски с жестким экраном.

- |                    |   |
|--------------------|---|
| 1. СНиП П-51-74    | Гидротехнические сооружения морские.<br>Основные положения проектирования.  |
| 2. СНиП П-50-74    | Гидротехнические сооружения речные.<br>Основные положен . проектирования.   |
| 3. СНиП 2.06-04-82 | Нагрузки и воздействия на гидротехничес-<br>сооружения (волновые, ледовые и от судов)                             |
| 4. СНиП 2.06.01-86 | Гидротехнические сооружения.<br>Основные положения проектирования.  |
| 5. СНиП 2.02.02-85 | Основание гидротехнических сооружений.  |
| 6. СНиП 2.02.01-83 | Основание зданий и сооружений.  |
| 7. СНиП П-56-77    | Бетонные и железобетонные конструкции<br>гидротехнических сооружений.   |
| 8. РД 31.31.27-81  | Руководство по проектированию морских<br>причальных сооружений.Минморфлот.  |
| 9. ВСН-34/УП-60    | Строительство портовых ограждающих<br>сооружений из каменной наброски и из<br>наброски тетраподов.Москва, 1961 г. |
| 10. ВСН-34/У-75    | Строительство портовых гидротехнических<br>сооружений из обычновенных массивов.<br>Минтрансстрой.                 |
| II. ВСН 6/II8-74   | Указания по обеспечению долговечности<br>бетонных и железобетонных конструкций                                    |

## С О Д Е Р Ж А И Е

Стр.

1. ОБЩЕЕ ПОЛОЖЕНИЯ . . . . .	1
2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ СООРУЖЕНИЙ . . . . .	3
2.1. Габариты и конструкция защитной наброски . . . . .	3
2.2. Конструкция постели сооружения . . . . .	7
2.3. Конструкции жесткого экрана . . . . .	8
2.3.1. Общая характеристика конструкций . . . . .	8
2.3.2. Экран из бетонных и железобетонных пустотелых массивов, заполненных камнем . . . . .	9
2.3.3. Экран из железобетонных пустотелых массивов с камерой гашения . . . . .	12
3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СООРУЖЕНИЙ . . . . .	14
3.1. Состав расчетов . . . . .	14
3.2. Нагрузки и воздействия . . . . .	15
3.3. Методы расчета устойчивости сооружения . . . . .	18
4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ . .	25
ПРИЛОЖЕНИЯ:	
1. Пример расчета и конструирования ограждающего сооруже- ния из наброски с жестким экраном в виде железобетонного пустотелого массива с камерой гашения (рекомендуемое) . . . . .	29
2. Перечень основных общесоюзных и ведомственных норматив- но-технических документов, используемых при проектирова- нии и строительстве ограждающих сооружений из наброски с жестким экраном (справочное) . . . . .	65