МИНИСТЕРСТВО МОРСКОГО ФЛОТА СССР

РУКОВОДЯЩИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ МАТЕРИАЛ

РУКОВОДСТВО ПО РАСЧЕТУ МОРСКИХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

РТМ 31.3013—77

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

Москва ЦРИА «Морфлот»
1978

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО МОРСКОГО ФЛОТА СССР

РУКОВОДЯЩИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ МАТЕРИАЛ

РУКОВОДСТВО ПО РАСЧЕТУ МОРСКИХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

РТМ 31.3013—77

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

Москва ЦРИА «Морфлот»
1978

РАЗРАБОТАН Черноморниипроектом — Одесским филиалом Государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта (Союзморниипроект)

Зам. директора по научной работе — канд. техн. наук *В. Д. Костюков.*

Руководитель разработки — канд. техн. наук *Я. Н. Фельдман.*

Исполнитель *И. П. Иванцова.*

Одесским институтом инженеров морского флота (ОИИМФ)

Проректор по научной работе — канд. техн. наук *П. С. Никеров.*

Руководитель темы — докт. техн. наук *Ф. М. Шихиев.*

Исполнители: канд. техн. наук *В. И. Николау* и канд. техн. наук *П. И. Яковлев.*

Всесоюзным научно-исследовательским институтом транспортного строительства (ЦНИИС) Минтрансстроя (раздел 3).

Зам. директора по научной работе — канд. техн. наук *Г. Д. Хасхачих.*

Руководитель разработки — канд. техн. наук *В. И. Руденко.*

Исполнители: *Л. Д. Брагина* и *Г. М. Мельдзихов.*

ВНЕСЕН Черноморниипроектом — Одесским филиалом Государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта (Союзморниипроект).

Зам. директора по научной работе — канд. техн. наук *В. Д. Костюков.*

Зав. лабораторией исследований конструкций портовых сооружений — канд. техн. наук *В. С. Зеленский.*

УТВЕРЖДЕН Государственным проектно-изыскательским и научно-исследовательским институтом морского транспорта (Союзморниипроект).

Главный инженер *А. А. Ларин.*

ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом Государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта (Союзморниипроект) от 12 июля 1977 г. № 190 с 1 января 1978 г.

РУКОВОДЯЩИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ МАТЕРИАЛ

Руководство по расчету морских гидротехнических сооружений из оболочек большого диаметра

РТМ 31.3013—77

ВЗАМЕН ВСН 29—72 МПНМОРФЛОТ

Приказом Союзморниипроекта от 12 июля 1977 г. № 190
срок введения установлен с 1 января 1978 г.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Руководство предназначено для расчета морских причальных и оградительных сооружений гравитационного типа из оболочек большого диаметра (цилиндрических или полигональных) с отношением диаметра оболочки к высоте сооружения не менее 0,7, устанавливаемых на каменную постель (тип А) или непосредственно на грунт основания (тип Б) (рис. 1 и 2).

1.2. Требования настоящего Руководства распространяются на проектирование причальных и оградительных сооружений II—IV классов капитальности в морских портах и на судоремонтных заводах из предусмотренных главой СНиП по основным положениям проектирования и классификации зданий и сооружений. По общим вопросам проектирования причальных и оградительных сооружений надлежит руководствоваться требованиями главы СНиП по основным положениям проектирования морских гидротехнических сооружений, норм технологического проектирования морских портов и других действующих нормативных документов по проектированию и строительству морских гидротехнических сооружений.

1.3. Рекомендации настоящего Руководства не распространяются на сооружения, возводимые в сейсмических районах, в зонах распространения вечномерзлых, просадочных и заторфованных грунтов, на территориях, подверженных оползням, карстам и в других специфических условиях.

1.4. Целесообразность применения оболочек большого диаметра устанавливают на основании технико-экономических сопоставлений вариантов конструкций, принимаемых для условий строительства проектируемого объекта.

1.5. Сооружения из оболочек большого диаметра рекомендуется применять на скальных, крупноблочных, песчаных и глинистых грунтах оснований при глубинах, определяемых согласно Приложению 2. Не рекомендуется применение конструкций из оболочек большого диаметра на плах без специального обоснования.

1.6. Конструкцию оболочки и верхнего строения выполняют как из монолитного железобетона, так и из сборных железобетонных элементов. Выбор способа изготовления должен осуществляться в зависимости от условий строительства и возможностей строительных организаций на основании сопоставления технико-экономических показателей вариантов.

1.7. Основные требования к конструированию сооружений из оболочек большого диаметра приведены в Приложении 3.

2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.1. Расчет причальных и оградительных сооружений из оболочек большого диаметра, их конструктивных элементов и оснований следует производить по предельным состояниям на нагрузки и воздействия, указанные в настоящем разделе.

2.2. Характер и значение нагрузок, воздействий и сочетаний необходимо определять в соответствии с требованиями глав СНиП на основания зданий и сооружений, на основания гидротехнических сооружений и на нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

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

2.4. К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся:

сила тяжести грунта внутренней засыпки, засыпки пазухи и балластного слоя;

нагрузки от постоянных сооружений технологического назначения;

сила тяжести оболочки и верхнего строения;

боковое давление грунта внутри и снаружи оболочки от его массы и постоянных нагрузок, расположенных на его поверхности;

давление грунта основания (для заглубленных оболочек) от его массы.

2.5. К временным длительно действующим нагрузкам и воздействиям относятся:

нагрузки от транспортных и перегрузочных машин, расположенных на территории причала;

нагрузки от складируемых грузов;

боковое давление грунта от влияния временных нагрузок на территории причала.

2.6. К кратковременно действующим нагрузкам и воздействиям относятся:

нагрузка от натяжения швартовов при действии на судно ветра и течения;

нагрузка от навала судна при его подходе к причальному сооружению;

нагрузка от навала на причальное сооружение пришвартованного судна при действии ветра и течения;

волновая нагрузка при подходе гребня и впадины;

ледовые нагрузки;

ветровые нагрузки;

нагрузки, возникающие при транспортировке и монтаже отдельных элементов конструкции и всего блока в сборе в процессе строительства.

2.7. При учете совместного действия нагрузок следует составлять сочетания из постоянных, временных длительно действующих и одной из возможных кратковременно действующих нагрузок и воздействий. Сочетания нагрузок и воздействий должны быть установлены в соответствии с физической возможностью одновременного их действия на сооружение. Для расчета оболочки или отдельных элементов оболочки и верхнего строения необходимо принимать наиболее неблагоприятные сочетания и положения нагрузок, причем любая временная нагрузка не должна вводиться в сочетание, если она улучшает работу рассчитываемого элемента.

2.8. Нормальную и касательную составляющие давления грунта внутренней засыпки на оболочку следует определять так же, как для сооружений силосного типа с учетом особенностей передачи давления от балластного слоя и временных нагрузок и изменения по высоте величины объемной массы внутренней засыпки согласно Приложению 4.

2.9. Давление грунта на причальное сооружение из оболочек большого диаметра от его массы и расположенных на нем постоянных и временных нагрузок рекомендуется определять по методу Кулона на условную вертикальную плоскость, касающуюся оболочек с тыловой стороны в пределах высоты оболочки и на условную наклонную плоскость в пределах надстройки согласно Приложению 5.

2.10. Пассивное давление грунта на заглубленную часть оболочки рекомендуется определять по методу В. В. Соколовского и С. С. Голушкевича, учитывающему криволинейный характер поверхностей скольжения в призме отпора, на условную вертикальную плоскость, касающуюся оболочек, согласно Приложению 5.

2.11. Величину и распределение эпюры волнового воздействия по вертикали в расчетах оградительных сооружений следует определять, как для плоской стенки, в соответствии с рекомендациями п. 2.2 с учетом перераспределения давления в плане. Перераспределенная эпюра нормального волнового давления на оболочку определяется согласно Приложению 6.

2.12. Расчет элементов верхнего строения по первой (по несущей способности) и второй (по деформациям) группам предельных состояний следует производить на действие следующих нагрузок:

давления грунта засыпки с учетом действия эксплуатационных временных крановых нагрузок и нагрузок от складируемых грузов;

нагрузок от судов (швартовных, удар и навал);

силы тяжести надстройки;

силы тяжести балластного слоя.

3. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

3.1. Расчет сооружений из оболочек большого диаметра по несущей способности следует выполнять для обеспечения прочности конструкции оболочки, элементов верхнего строения, основания сооружения и устойчивости сооружения на нескальных основаниях, а также для предотвращения сдвига оболочки по подошве и ее опрокидывания.

3.2. Расчеты прочности сечений оболочки, отдельных ее элементов, узлов и соединений следует выполнять в соответствии с действующими нормативными документами по расчету по предельным состояниям железобетонных и металлических конструкций гидротехнических сооружений. При этом принимают следующие значения коэффициентов условий работы m:

для сечений вертикальных железобетонных элементов надстройки с работающей тыловой гранью $m=1{,}15$;

для фундаментных плит надстройки, шарнирно-опертых на оболочку, при действии изгибающих моментов и поперечных сил $m=0{,}9$;

для остальных сечений и элементов $m=1{,}0$.

3.3. Усилия в элементах надстройки вычисляют, как для набережных уголкового типа, в соответствии с действующими ведомственными нормативными документами.

3.4. Лицевые плиты надстройки следует рассчитывать совместно с контрфорсами на общую прочность как консольные балки таврового сечения переменной высоты, заделанные в фундаментную плиту.

3.5. Фундаментные плиты надстройки следует рассчитывать как плиты, частично опертые по контуру, или как балки на нагрузки, возникающие в строительный и эксплуатационный периоды. При этом должны учитываться условия опирания плит на оболочки: шарнирное — при свободном опирании и жесткое — при омоноличивании фундаментной плиты с оболочкой.

3.6. Оболочки следует рассчитывать на общую и местную прочность в соответствии с указаниями глав СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций и бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. Расчет общей прочности оболочки необходимо выполнять на нагрузки, действующие на всю оболочку, а расчет местной прочности — на усилия, действующие непосредственно в элементах или в узлах соединений.

3.7. Прочность оболочки должна проверяться по наибольшим величинам усилий, возникающих в ее сечениях в результате взаимодействия с грунтовой средой, волнами, верхним строением и основанием, и включает следующие расчеты:

проверку достаточности толщины стенки оболочки и площади арматуры;

расчет прочности узлов соединений элементов сборных оболочек.

3.8. Статический расчет оболочек большого диаметра должен учитывать условия работы конструкции в эксплуатационный и строительный периоды, а также при монтаже монолитных и сборных оболочек в процессе их подъема, транспортировки и погружения.

3.9. Напряженное и деформированное состояние оболочки характеризуется тремя состояниями:

нулевым напряженным и деформированным состоянием оболочки под действием осесимметричных нагрузок, не вызывающих моментного состояния в продольном направлении (масса оболочки, действие силосного давления и осесимметричная составляющая воздействий от верхнего строения балластного слоя и временных нагрузок);

элементарным напряженным и деформированным состоянием пустотелой балки кольцевого сечения, являющейся основной системой;

дополнительным напряженным и деформированным состоянием, отражающим статическую неопределимость оболочки и характеризующим в сочетании с первыми двумя действительную работу оболочки.

3.10. Нулевое напряженное состояние под действием силосного давления характеризуется возникновением в оболочке поперечного нормального усилия, определяемого следующей формулой:

$$T = \frac{\sigma_R D_{вн}}{2}, \qquad (1)$$

где σ_R — горизонтальное нормальное давление на контур оболочки от внутренней засыпки, определяемое согласно Приложению 4 настоящего Руководства.

3.11. Усилия в пустотелой балке и ее перемещения рекомендуется определять методами сопротивления материалов. При этом продольное нормальное усилие и сдвигающее усилие должны определяться по следующим формулам:

$$N = \frac{M_z^н}{\pi R_{ср}^2} \cos \beta; \qquad (2)$$

$$S = \frac{E_z}{\pi R_{ср}} \sin \beta, \qquad (3)$$

где $M_z^н$ — момент всех нормативных значений сил, действующих на оболочку в расчетном горизонтальном сечении z, кН·м;

E_z — сумма всех горизонтальных сил, действующих на оболочку в расчетном горизонтальном сечении z, кН;

$R_{ср}$ — радиус срединной поверхности оболочки, м, равный:

$$R_{ср} = \frac{D_{вн} + D_{н}}{4}; \quad (4)$$

β — угловая координата точки на поверхности оболочки, град.

3.12. Дополнительное напряженное и деформированное состояние следует определять для оболочек большого диаметра с соотношением между толщиной оболочки t и ее радиусом $R_{ср}$ в пределах $0{,}01R_{ср} \leqslant t \leqslant 0{,}25R_{ср}$ В этих пределах оболочка рассматривается как тонкостенная пространственная система, работающая совместно с грунтовой средой.

3.13. Дополнительное напряженное и деформированное состояние оболочки следует определять согласно технической полубезмоментной теории расчета замкнутых цилиндрических оболочек средней длины В. З. Власова с учетом работы грунтового заполнителя, моделируемого упругим основанием с двумя характеристиками или дискретно-континуальным основанием, подчиняющимся гипотезе о пропорциональной зависимости между перемещениями и реакциями основания. Модель упругого основания характеризуется двумя характеристиками, постоянными по всей высоте оболочки: модулем общей деформации $E_{гр}$ и коэффициентом бокового расширения $\mu_{гр}$. Аналитический способ определения дополнительного напряженного и деформированного состояния оболочки на основе указанных положений приведен в Приложении 7 настоящего Руководства.

3.14. Для определения напряженного и деформированного состояния оболочки рекомендуется пользоваться автоматизированным расчетом, реализованным с помощью программы АРКО-2М, составленной для ЭЦВМ БЭСМ-4. Программа автоматически включает определение нулевого напряженного состояния и напряженного состояния как в пустотелой балке. Необходимая исходная информация к программе приведена в Приложение 8 настоящего Руководства. Рабочая колода перфокарт и текст программы в кодах команд хранятся в библиотеке программ вычислительной лаборатории ЦНИИСа.

3.15. Дополнительное напряженное и деформированное состояние оболочек полигонального сечения, выполненных из сборных плоских плит, следует определять аналитически или с использованием ЭВМ согласно указаниям, приведенным в Приложении 9 настоящего Руководства.

3.16. Для ориентировочных расчетов конструкций из оболочек большого диаметра, выполняемых для сравнения вариантов конструкций, допускается оценивать напряженное состояние оболочки по величинам максимальных значений моментов в поперечном направлении и поперечных нормальных усилий, определяемых по табл. 1. Величины усилий вычислены для оболочки, сво-

бодно опирающейся на основание, при следующих условиях: нагрузки I категории; модуль упругости материала оболочки $E_{об} = 3 \cdot 10^4$ МПа; модуль общей деформации заполнителя $E_{гр} = 40$ МПа; угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30°$; среднее отношение размеров оболочки $\frac{D_н}{H} = 0{,}8$.

Таблица 1

Параметры	Ориентировочные значения основных параметров оболочки						
H, м	6	11	14	16	18	20	22
$D_н$, м	5	9	11	13	15	17	19
t, м	0.15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,45	0,60
$M3$ кН·м	30	60	110	190	280	500	1000
T, кН	200	360	500	700	900	1300	1950

3.17. Прочность основания должна определяться в соответствии с требованиями СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений. Величина максимального краевого напряжения (σ_{max}) по контакту оболочки и ее заполнения с основанием должна удовлетворять условию

$$\sigma_{max} \leqslant R^н_к \text{ или } R^н_{гр}, \qquad (5)$$

где $R^н_к$ — нормативное давление на каменную постель, назначаемое в зависимости от марочной прочности камня с учетом его водонасыщенности, кН/м², по СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений;

$R^н_{гр}$ — нормативное давление на грунт основания, кН/м², принимаемое по результатам инженерно-геологических изысканий или по данным СНиП на проектирование оснований зданий и сооружений.

При этом необходимо, чтобы равнодействующая нормативных нагрузок не выходила из ядра сечения оболочки, что определяется условием

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \leqslant 1. \qquad (6)$$

3.18. Нормальные краевые напряжения σ_{max} и σ_{min} для основания оболочки должны определяться по формуле

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{4\,(P^{н}D_{н} \pm 8M^{н})}{\pi D_{н}^{3}}, \qquad (7)$$

а для основания каменной постели с учетом передачи нагрузок постелью под углом 45° — по формуле

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{P^{н} + \Delta P^{н}}{F'} \pm \frac{M^{н}}{W'}, \qquad (8)$$

где $D_{н}$ — наружный диаметр оболочки, м;

$P^{н}$ — нормативная вертикальная сила, равная сумме нормативных значений всех вертикальных сил, передающихся от оболочки к основанию, кН;

$M^{н}$ — нормативный момент, равный сумме моментов нормативных вертикальных и горизонтальных сил относительно центра площади сечения подошвы оболочки, кН·м;

$\Delta P^{н}$ — нормативное значение силы тяжести части каменной постели, находящейся в пределах площади F', кН;

F' — площадь рабочей зоны основания каменной постели под одной оболочкой, м^2;

W' — момент сопротивления рабочей зоны основания каменной постели под одной оболочкой, м^3.

3.19. Нормативное значение силы тяжести каменной постели $\Delta P^{н}$ вычисляют по формуле

$$\Delta P^{н} = \frac{\gamma_{к} h_{п}}{8}(\pi D_{н}^{2} + 4F'), \qquad (9)$$

где $\gamma_{к}$ — плотность материала постели, т/м^3.

3.20. Значения геометрических характеристик рабочей зоны основания каменной постели определяют по формулам:

$$F' = \frac{(D_{н} + 2h_{п})^{2}}{4}(\pi + \sin\alpha_{0} - \alpha_{0}); \qquad (10)$$

$$W' = \frac{(D_{н} + 2h_{п})^{3}}{32}\left(\pi + \sin\alpha_{0} - \alpha_{0} + \frac{2}{3}\sin\alpha_{0} \cdot \sin^{2}\frac{\alpha_{0}}{2}\right), \qquad (11)$$

где $h_{п}$ — толщина каменной постели, м;

α_{0} — угол видимости криволинейной части рабочей зоны каменной постели, равный:

$$\alpha_{0} = 2\arcsin\frac{L}{\sqrt{D_{н}^{2} + L^{2}}}. \qquad (12)$$

3.21. При установке железобетонных оболочек на скальное основание без постели необходимо проверять прочность сечения подошвы оболочки из условия

$$\sigma^{Б}_{max} \leqslant mR_{пр}, \qquad (13)$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию кН/м², принимаемое по СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1;

$\sigma^{Б}_{max}$ — максимальное напряжение в сечении подошвы оболочки, кН/м², определяемое по формуле

$$\sigma^{Б}_{max} = \frac{4P^{н}}{\pi\left(D^{2}_{н} - D^{2}_{вн}\right)} + \frac{10M^{н}}{D^{3}_{н} - D^{3}_{вн}}. \qquad (14)$$

3.22. Расчет конструкций из оболочек большого диаметра на сдвиг и опрокидывание необходимо производить по следующим схемам:

по схеме плоского сдвига для всего сооружения (по постели и вместе с постелью для сооружений типа А и по грунту основания для сооружений типа Б и для отдельных его частей);

опрокидывание вокруг оси, касательной к оболочкам на уровне подошвы (для сооружений на каменной постели и скальном основании).

3.23. Несущую способность оснований, сложенных нескальными грунтами, следует определять в соответствии с требованиями главы СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений по следующим схемам:

по схеме смешанного сдвига;

по схеме глубинного сдвига.

Расчет несущей способности сооружений по схеме глубинного сдвига рекомендуется производить по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения и по методу ВНИИГа. При наличии фиксированной поверхности возможного сдвига расчет несущей способности по схеме глубинного сдвига рекомендуется производить по методу ломаных поверхностей скольжения (методу горизонтальных сил). Расчет несущей способности причальных сооружений по схеме глубинного сдвига допускается проводить графоаналитическими методами с учетом разрывов контура и нагрузки.

3.24. Расчет несущей способности сооружений из оболочек большого диаметра следует производить с применением соответствующих коэффициентов надежности $K_{н}$, сочетания нагрузок n_{c} и условий работы m, назначаемых в соответствии с требованиями глав СНиП на проектирование речных гидротехнических сооружений и оснований гидротехнических сооружений.

3.25. Несущую способность сооружений из оболочек большого диаметра типа А при плоском сдвиге по контакту оболочки с каменной постелью следует проверять по формуле

$$n_c n E \leqslant \frac{mK}{K_н} P \cdot f, \qquad (15)$$

где n — коэффициент перегрузки к сдвигающим нагрузкам;

n_c — коэффициент сочетания нагрузок;

m — коэффициент условий работы;

K — коэффициент безопасности по материалам и грунтам;

$K_н$ — коэффициент надежности, назначаемый в зависимости от класса сооружения;

E — сумма сдвигающих горизонтальных сил, кН, действующих на одну оболочку, принимаемая в соответствии с рекомендациями Приложения 10 настоящего Руководства;

P — сумма вертикальных сил, кН, действующих на каменную постель в плоскости подошвы оболочки в пределах ее контура, определяемая по рекомендациям Приложения 10 настоящего Руководства;

f — коэффициент трения подошвы оболочки по поверхности сдвига, принимаемый равным: 0,5 для сдвига по каменной постели; $\operatorname{tg}\varphi$ для сдвига по поверхности основания.

3.26. Несущую способность сооружений из оболочек большого диаметра при плоском сдвиге по контакту оболочки с грунтом основания следует проверять по формуле

$$n_c n E \leqslant \frac{mK}{K_н} (Pf + E_г^р + cF_c), \qquad (16)$$

где $E_г^р$ — горизонтальная составляющая пассивного давления грунта основания, кН, вычисляемая в соответствии с указаниями Приложения 8 настоящего Руководства;

F_c — площадь участка, по которому происходит сдвиг, м^2;

c — удельное сцепление грунта основания, МПа.

3.27. Несущую способность сооружений из оболочек большого диаметра при плоском сдвиге вместе с каменной постелью следует проверять аналогично случаям изложенным в пп. 3.25 и 3.26, согласно рекомендациям Приложения 10 настоящего Руководства.

3.28. При горизонтальном членении оболочки на кольца и свободной их установке при плоской поверхности стыка расчет верхнего кольца на сдвиг необходимо производить по следующей формуле:

$$n_c n E_к \leqslant \frac{mK}{K_н} P_к f_{в.з}, \qquad (17)$$

где $E_к$ — сумма сдвигающих горизонтальных сил, действующих на верхнее кольцо, кН, определяемая в соответствии с рекомендациями п. П.10.1;

$P_к$ — сумма вертикальных сил, действующих на плоскость горизонтального членения, кН, определяемая в соответствии с рекомендациями п. П.10.2.

$f_{в.з}$ — коэффициент трения внутренней засыпки, равный $\operatorname{tg}\varphi$.

3.29. Расчет на сдвиг сборной надстройки при свободном ее опирании на оболочку рекомендуется производить по следующей формуле:

$$n_c n E_н \leqslant P_н f_б \frac{mK}{K_н}, \qquad (18)$$

где $E_н$ — сумма сдвигающих горизонтальных сил, действующих на надстройку, кН;

$f_б$ — коэффициент трения бетона по бетону, принимаемый при сдвиге в состоянии естественной влажности 0,6, а при сдвиге под водой 0,5.

3.30. При установке оболочек большого диаметра на каменную постель или скальное основание рекомендуется производить проверку на опрокидывание с целью предотвращения выскальзывания внутренней засыпки по следующей формуле:

$$n_c n M_{опр} \leqslant \frac{mK}{K_н} M_у, \qquad (19)$$

где $M_{опр}$ — момент от горизонтальных сил, действующих на оболочку кН·м, вызывающих опрокидывание сооружения относительно оси, касательной к подошве оболочек;

$M_у$ — момент сил кН·м, удерживающих оболочку от опрокидывания, определяемый согласно п. П.10.6.

3.31. Расчет несущей способности сооружений из оболочек большого диаметра по схеме глубинного сдвига рекомендуется производить по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения по формуле

$$n_c n \sum M^к_{сдв} = \frac{mK}{K_н} \sum M^к_у, \qquad (20)$$

где $\Sigma M^к_{сдв}$ — сумма моментов сил, вызывающих сдвиг сооружения относительно выбранного центра кривой скольжения, кН·м, определяемая по п. П.11.3;

$\Sigma M^к_у$ — сумма моментов сил, удерживающих сооружение от сдвига относительно выбранного центра кривой скольжения, кН·м, определяемая по п. П.11.3.

3.32. При наличии в основании фиксированной поверхности возможного сдвига расчет несущей способности сооружений из оболочек большого диаметра рекомендуется производить по методу ломаной поверхности скольжения (метод горизонтальных сил Берера—Маслова):

$$n_c n \sum H_i = \frac{mK}{K_н} \sum T_i, \tag{21}$$

где ΣH_i — сумма сдвигающих горизонтальных сил отдельных блоков, кН, определяемая по п. П.11.6;

ΣT_i — сумма удерживающих горизонтальных сил отдельных блоков, кН, определяемая по п. П.11.6.

3.33. Расчет несущей способности сооружений из оболочек большого диаметра по схеме глубинного сдвига по методу ВНИИГа рекомендуется производить по формуле

$$n_c n \tau = \frac{mK}{K_н} \tau_{пр.р}, \tag{22}$$

где τ — касательные напряжения, передаваемые основанию сооружением, МПа;

$\tau_{пр.р}$ — предельные разрушающие значения касательных напряжений, МПа, определяемые согласно Приложению 11 настоящего Руководства.

4. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4.1. Расчет сооружений из оболочек большого диаметра по деформациям следует выполнять для обеспечения условий нормальной эксплуатации.

4.2. Расчет оснований сооружений из оболочек большого диаметра необходимо производить с целью ограничения деформаций сооружения в условиях нормальной эксплуатации, исходя из следующих зависимостей:

$$\Delta \leqslant \Delta_{пр}; \tag{23}$$

$$\Delta_г \leqslant \Delta_{г.пр}; \tag{24}$$

$$\omega \leqslant \omega_{пр}, \tag{25}$$

где Δ — величина равномерной вертикальной совместной деформации основания и соору-

жения под действием заданных нагрузок, м;

$\Delta_г$ — величина горизонтального смещения верха сооружения под действием заданных нагрузок, м;

ω — крен сооружения в поперечном направлении, рад;

$\Delta_{пр}$, $\Delta_{г.пр}$, $\omega_{пр}$ — предельные величины осадок, горизонтальных смещений и кренов, устанавливаемые проектом сооружений, при которых не нарушаются нормальные условия эксплуатации.

4.3. При определении предельных величин осадок, горизонтальных смещений и кренов необходимо учитывать:

допустимую разность осадок и горизонтальных смещений конструкций уплотнений стыков между оболочками по условиям их нормальной работы;

допустимую разность осадок между соседними оболочками по условиям их нормальной работы;

допускаемые деформации путей для перегрузочного оборудования, устанавливаемого на сооружении.

4.4. Необходимо различать деформации сооружения в строительный период и деформации в эксплуатационный период. Сравнение с предельными деформациями следует производить только для деформаций, возникающих в эксплуатационный период. Деформации, возникающие в строительный период, должны определяться для оценки возможности их нейтрализации при устройстве конструкции верхнего строения.

4.5. Определение деформаций сооружения следует производить на действие нормативных нагрузок согласно Приложению 12 настоящего Руководства.

4.6. В случае превышения предельных значений деформаций сооружений рекомендуется производить предварительно огрузку причала перед монтажом оборудования или (по согласованию с организацией, эксплуатирующей оборудование, и органами надзора) должна предусматриваться возможность осуществления рихтовки оборудования в процессе эксплуатации.

4.7. Расчет конструкций из оболочек большого диаметра на трещиностройкость или раскрытие трещин производится с целью недопущения образования или ограничения раскрытия трещин в железобетонных сечениях в соответствии с требованиями табл. 2.

4.8. Расчет конструкций из оболочек большого диаметра на трещиностойкость или раскрытие трещин следует выполнять на действие нормативных нагрузок в соответствии с требованиями главы СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

Таблица 2

Наименование элементов и сечений	Предельная ширина раскрытия трещин при любой арматуре, мм	Требования по недопущению образования трещин при арматуре	
		ненапряженной	напряженной
Тыловые зоны оболочек	До 0,2	Не предъявляются	Не предъявляются
Лицевые зоны монолитных и сборных оболочек, пролетные и консольные сечения элементов надстройки	До 0,1	Предъявляются при наличии весьма тяжелых ледовых условий или агрессивной воды	Является основным

ПРИЛОЖЕНИЕ 1 (рекомендуемое)

СХЕМЫ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

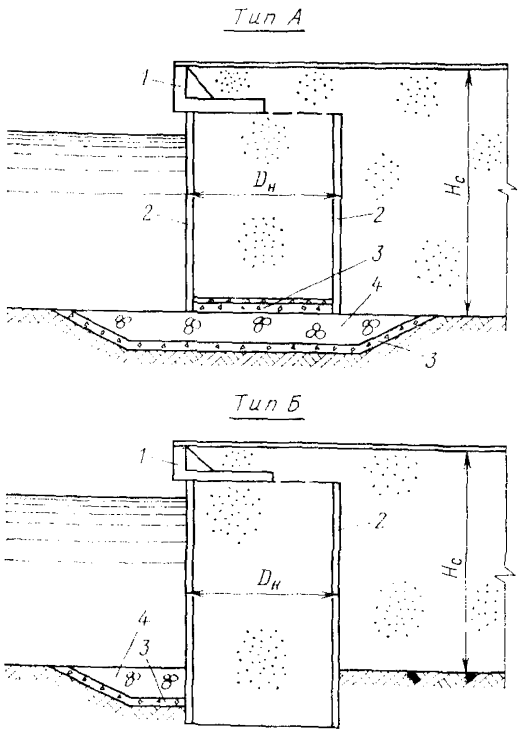


Рис. 1. Причальные сооружения из оболочек большого диаметра:
1 — верхнее строение; *2* — оболочка; *3* — контрфильтр; *4* — каменная постель

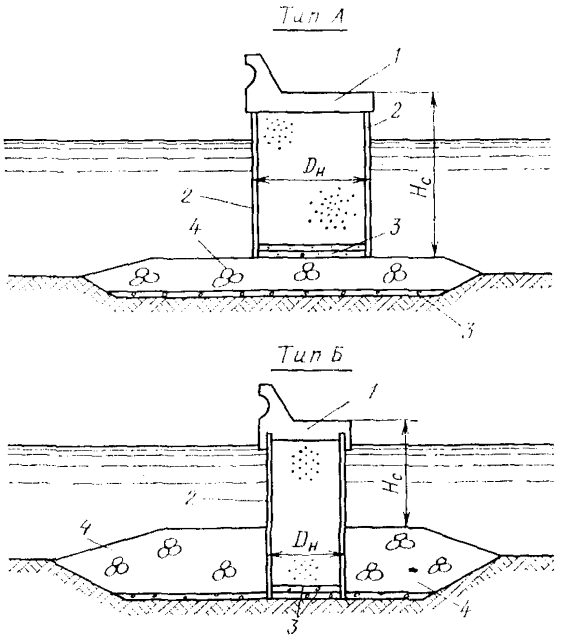


Рис. 2. Оградительные сооружения из оболочек большого диаметра:
1 — монолитное верхнее строение с волноотбойной стенкой; *2* — оболочка; *3* — контрфильтр; *4* — каменная постель

ПРИЛОЖЕНИЕ 2
(рекомендуемое)

Область применения конструкций из оболочек большого диаметра в зависимости от вида грунтов основания

Вид грунта основания	Глубина у сооружения, м
А. Скальные	Без ограничений
Б. Крупнообломочные	
Валунные	До 30,0
Галечниковые	До 28,0
Гравийные	До 25,0
В. Песчаные	
Песок гравелистый	До 22,0
Песок крупный плотный	До 20,0
Песок крупный средней плотности	До 16,5
Песок средней крупности плотный	До 16,5
Песок средней крупности и средней плотности	До 11,5
Песок мелкий плотный	До 13,0
Г. Глинистые	
Супеси твердые	До 9,75
Супеси пластичные	До 6,5
Суглинки тугопластичные	До 13,0
Суглинки мягкопластичные	До 9,75
Глины тугопластичные	До 23,0
Глины мягкопластичные	До 15,9

ПРИЛОЖЕНИЕ 3 (рекомендуемое)

ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУИРОВАНИЮ

П.3.1. Выбор конструктивного решения оболочек большого диаметра должен производиться на основе сопоставления технико-экономических показателей вариантов, учитывающих требования строительства и эксплуатации оболочек в данных геологических и гидрологических условиях. Должны применяться такие конструктивные решения оболочек, при которых обеспечиваются необходимая прочность, устойчивость и пространственная неизменяемость оболочек на всех этапах строительства и условий эксплуатации.

П.3.2. Оболочки должны проектироваться с очертанием в плане в форме круга или вписанного в него многоугольника. Размеры оболочек должны приниматься по наружным габаритам в пределах величин, указанных в табл. 3.

Таблица 3

Высота сооружения, м	Наружный диаметр оболочки, м	Толщина стенки оболочки, м
6,0	4,0— 5,5	0,2 —0,3
8,0	5,5— 7,5	0,2 —0,3
10,0	7,0— 9,0	0,2 —0,3
12,0	8.5—11,0	0,2 —0,3
14,0	10,0—12,5	0,2 —0,35
16,0	11,0—14,5	0,2 —0,4
18,0	12,5—16,0	0,25—0,5
20,0	14,0—18,0	0,25—0,65

П.3.3. Минимальная толщина стенок железобетонной оболочки в целях обеспечения ее долговечности в морских условиях должна быть не менее 0,2 м для причальных сооружений и 0,3 м для оградительных сооружений.

П.3.4. В зоне переменного уровня воды расчетную толщину оболочки рекомендуется увеличивать с внутренней стороны в зависимости от условий эксплуатации и климатических условий на величину 5—10 см по всему периметру оболочки для оградительных сооружений и со стороны акватории для причальных сооружений.

П.3.5. При наличии интенсивного истирающего воздействия наносов рекомендуется увеличивать расчетную толщину стенки с наружной стороны нижней части оболочки на величину 5—10 см в зависимости от гидрологического режима дна по всему периметру для причальных сооружений. Высота утолщенной части оболочки должна перекрывать зону действия динамически активного слоя наносов.

П.3.6. Глубину заложения подошвы оболочки в причальных сооружениях при установке ее непосредственно на грунт рекомендуется назначать в пределах 0,15—0,30 глубины у причала в зависимости от плотности грунтов в основании, нагрузок, действующих на основание, и возможного размыва дна перед сооружением. Минимальную глубину заложения подошвы оболочки следует принимать не менее 1,5 м для плотных глинистых оснований и не менее 2,0 м для песчаных оснований.

П.3.7. При проектировании железобетонных оболочек большого диаметра допускается членение их в вертикальном и горизонтальном направлениях на сборные элементы. Элементами вертикального членения являются плоские панели для оболочек полигонального сечения и скорлупы для цилиндрических оболочек. Элементами горизонтального членения являются цилиндрические кольца. Не допускается горизонтальное членение на призматические кольца оболочек полигонального сечения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3 (продолжение)

П.3.8. Направление членения оболочки зависит от принятого способа изготовления, сборки и возведения конструкции. При изготовлении оболочки на полигоне с последующей транспортировкой и установкой ее единым блоком рекомендуется применять вертикальное членение оболочки на элементы. В этом случае отдельные скорлупы или плоские панели допускается изготавливать на специальных стендах или заводах ЖБК с последующей сборкой и омоноличиванием их на полигоне.

При недостаточной грузоподъемности кранового оборудования для транспортировки и установки оболочки единым блоком рекомендуется применять горизонтальное членение оболочки на кольца с возведением конструкции поэтапно.

П.3.9. Количество и ширина панелей или скорлуп, а также количество и высота колец определяются в зависимости от высоты сооружения и диаметра оболочки из условия максимального укрупнения сборных элементов, допускаемого способами изготовления, транспортирования и монтажа. Габаритные размеры и армирование элементов должны соответствовать условиям эксплуатации и монтажа оболочки. Продольную арматуру допускается устанавливать конструктивно. Число типоразмеров панелей, скорлуп и колец должно быть сокращено до минимального количества. Количество элементов при вертикальном членении не должно быть менее 12 для плоских панелей и менее 6 для скорлуп.

П.3.10. Подъемные петли для отдельных элементов оболочки должны выполняться в виде специальных закладных деталей с арматурными выпусками в тело элемента. Количество их должно быть не менее двух для плоских панелей и скорлуп при подъеме за верхний торец или по балочной схеме и не менее трех для колец.

Размещение подъемных петель в элементах должно производиться таким образом, чтобы избежать растягивающих напряжений в элементах, превышающих допустимые пределы при армировании элемента на расчетные эксплуатационные нагрузки.

П.3.11. При установке оболочки единым блоком допускается применение в теле оболочки для ее подъема сквозных отверстий, облицованных металлическими закладными пластинками и расположенных на расстоянии от подошвы оболочки, не превышающем высоты центра тяжести блока, с обеспечением мероприятий по заделке отверстия после установки.

П.3.12. Стыки сборных железобетонных элементов оболочки должны быть равнопрочны соединяемым элементам конструкции при всех видах нагрузок и воздействий на оболочку.

П.3.13. Стыки сборных элементов стенок оболочек следует применять следующих конструкций:

вертикальные в панелях и скорлупах — в виде петлевой конструкции выпусков арматуры с накладками, привариваемыми к закладным деталям, или со сваркой выпусков арматуры между собой;

горизонтальные в кольцах — со свободным примыканием по плоской поверхности стыкуемого элемента, по поверхности в виде «зуба» или «паза» с обязательной прокладкой уплотнителя.

П.3.14. Установка оболочек должна производиться на весьма тщательно выровненную постель с уклоном, заданным в проекте. Величина проектного уклона принимается равной углу наклона оболочек с обратным знаком согласно п. П.12.6 настоящего Руководства.

П.3.15. Для обеспечения грунтонепроницаемости вертикальных швов между оболочками в причальных сооружениях следует предусмотреть уплотнение стыков, конструкция которого должна выполняться в виде нащельников из полимерных материалов, стойких в морской воде, или коробок, с обратным фильтром.

П.3.16. Оболочки оградительных сооружений допускается устанавливать без уплотнения вертикальных швов между смежными оболочками. Величину свободного расстояния между ними рекомендуется назначать в пределах 0,3—0,5 м

ПРИЛОЖЕНИЕ 3 (продолжение)

для уменьшения величины волнового давления на оболочку и улучшения волногасящих свойств сооружения.

П.3.17. Для засыпки внутреннего пространства оболочки и пазухи набережной следует применять песчаный грунт с содержанием илистых и глинистых частиц не более 5%. Засыпка внутреннего пространства оболочек должна осуществляться одновременно или с опережением засыпки пазухи. Допускается применять для засыпки внутреннего пространства щебень или камень при соответствующем технико-экономическом обосновании.

П.3.18. Для повышения коэффициента относительной плотности с целью уменьшения величины осадок и улучшения работы конструкции допускается уплотнение грунта внутренней засыпки с помощью глубинного виброуплотнителя типа ВУУП.

П.3.19. Для предотвращения вымыва песка засыпки из внутренней полости оболочки над каменной постелью в пределах внутреннего контура подошвы оболочки рекомендуется назначать однослойный контрфильтр из щебня или камня крупностью 7—9 см толщиной не менее 0,5 м.

П.3.20. При установке оболочек непосредственно на грунт основания в заранее подготовленный котлован допускается устройство утопленной каменной постели с соответствующим контрфильтром перед лицевой поверхностью оболочек в условиях сложного гидрологического режима дна.

П.3.21. При установке оболочек на недренированные грунты основания и при значительных колебаниях уровня воды в акватории рекомендуется предусматривать выпуски между оболочками для отвода воды из пазухи набережной. Конструкцию выпуска следует выполнять в виде металлических трубок с анкерами и фильтровой сеткой с устройством специальных дренажей. Диаметр трубок не должен превышать расстояние между смежными оболочками, а количество их по высоте определяется в зависимости от величины колебания уровня воды и напора.

П.3.22. Конструкцию верхнего строения в причальных сооружениях из оболочек большого диаметра следует проектировать в виде ребристой сборной железобетонной бортовой балки с фигурной в плане плитой, перекрывающей пустоты между смежными оболочками со стороны акватории.

Высота верхнего строения должна назначаться с учетом необходимой высоты подпричального пространства, допускающей осмотр и ремонт бортовой балки и перекрывающей плиты снизу.

Лицевая поверхность верхнего строения должна выступать от плоскости, касательной к лицевой поверхности оболочек, в сторону акватории на величину, допускающую свободный крен судна у причала 5° с учетом работы отбойных устройств, но не менее 0,3—0,5 м.

П.3.23. Конструкцию верхнего строения для оградительных сооружений из оболочек большого диаметра следует проектировать в виде монолитных железобетонных волноотбойных стенок с козырьком для отбрасывания всплесков, перекрывающих засыпку внутреннего пространства оболочек. Волноотбойную стенку рекомендуется располагать в диаметральной плоскости оболочек вдоль оси оградительного сооружения.

П.3.24. Температурно-осадочные швы в конструкции верхнего строения следует располагать между оболочками на расстоянии, не превышающем 40 м для скальных оснований и 25 м для нескальных оснований, с учетом диаметра оболочек, а также в местах резкого изменения грунтовых условий, которые могут вызвать разницу в величине осадок отдельных оболочек. При соответствующем обосновании расчетом допускается увеличение расстояния между температурно-осадочными швами для нескальных оснований.

П.3.25. Швартовные тумбы должны быть установлены на специальном тумбовом массиве, располагаемом в конструкции верхнего строения.

П.3.26. При проектировании конструкций из оболочек большого диаметра надлежит выполнять требования главы СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4 (рекомендуемое)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ВНУТРЕННЕЙ ЗАСЫПКИ НА ОБОЛОЧКУ

П.4.1. Величина и распределение вертикального (σ_z) нормального давления при действии равномерно распределенной приведенной нагрузки на уровне верха оболочки по схеме *а* рис. 3 определяются по следующим формулам:

для надводного участка оболочки высотой H_1

$$\sigma_{z_1} = \gamma_1 A_0 \left(1 - e^{-\frac{z_1}{A_0}}\right) + q_c e^{-\frac{z_1}{A_0}}; \tag{26}$$

для подводного участка оболочки высотой H_2

$$\sigma_{z_2} = \gamma_2 A_0 \left(1 - e^{-\frac{z_2}{A_0}}\right) + \sigma_{H_1} e^{-\frac{z_1}{A_0}}, \tag{27}$$

Здесь γ_1 — плотность внутренней засыпки над водой, т/м^3;

γ_2 — плотность внутренней засыпки с учетом взвешивающего действия воды, т/м^3;

z_1 — вертикальная ордината, отсчитываемая от точки O_1, м;

z_2 — вертикальная ордината, отсчитываемая от точки O_2, м;

q_c — равномерно распределенная нагрузка на уровне верха оболочки от действия балластного слоя и временных нагрузок на причале, кН/м^2;

A_0 — параметр, равный:

для оболочек круглого очертания

$$A_0 = \frac{D_{вн}}{4\lambda_0 \operatorname{tg}(075\,\varphi)}; \tag{28}$$

для оболочек полигонального очертания

$$A_0 = \frac{(D_{оп} - 2t)\cos\frac{\pi}{n_п}}{4\lambda_0 \operatorname{tg}(0{,}75\,\varphi)}; \tag{29}$$

λ_0 — коэффициент бокового давления, принимаемый в зависимости от угла внутреннего трения засыпки по табл. 5;

σ_{H_1} — вертикальное давление в засыпке на расстоянии H_1 от верха оболочки, МПа.

П.4.2. При действии равномерно распределенной нагрузки на уровне верха оболочки по схемам *б* и *в* рис. 3 величина и распределение вертикальных осредненных по контуру оболочки нормальных давлений определяются по следующим формулам:

для надводного участка оболочки высотой H_1

$$\sigma_{z_1} = \gamma_1 A_0 \left(1 - e^{-\frac{z_1}{A_0}}\right) + q_c B_0 e^{-\frac{z_1}{A_0}}; \tag{30}$$

для подводного участка оболочки высотой H_2

$$\sigma_{z_2} = \gamma_2 A_0 \left(1 - e^{-\frac{z_2}{A_0}}\right) + \gamma_1 A_0 \left(1 - e^{-\frac{H_1}{A_0}}\right) e^{-\frac{z_2}{A_0}} + q_c B_0 e^{-\frac{H_1 + z_2}{A_0}}, \tag{31}$$

где B_0 — параметр, определяемый в зависимости от очертания оболочки в плане:

для оболочек круглого очертания

$$B_0 = \frac{4F}{\pi D_{вн}^2}, \tag{32}$$

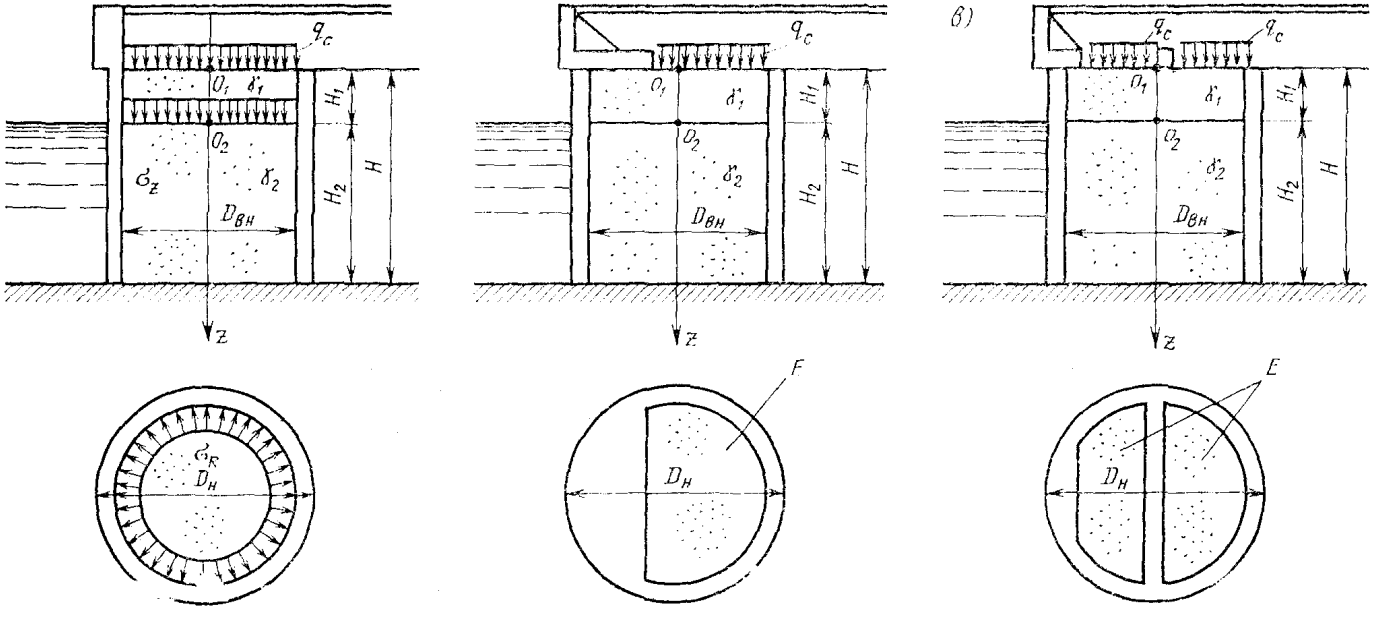


Рис. 3. Расчетные схемы для определения силосного давления:
а — полная передача равномерно распределенной нагрузки на уровне верха оболочки; *б* — частичное экранирование верхним строением; *в* — частичное экранирование верхним строением и обвязочной балкой

ПРИЛОЖЕНИЕ 4 (окончание)

для оболочек полигонального очертания

$$B_0 = \frac{4F}{n_{\text{п}} b_{\text{п}} D_{\text{оп}} \cos \frac{\pi}{n_{\text{п}}}}; \qquad (33)$$

F — площадь действия нагрузки $q_{\text{с}}$ на внутреннюю засыпку в пределах контура оболочки, м^2.

П.4.3. Величина и распределение горизонтального (σ_R) нормального давления на внутренний контур оболочки и вертикального касательного напряжения (τ_z) от зависания на оболочке внутренней засыпки определяется по следующим формулам:

$$\sigma_R = \sigma_z \lambda_0; \qquad (34)$$

$$\tau_z = \sigma_z \lambda_0 \operatorname{tg} (0{,}75\, \varphi), \qquad (35)$$

где σ_z — вертикальные напряжения во внутренней засыпке, МПа, определяемые по п. П.4.1;

λ_0 — коэффициент бокового давления, принимаемый по табл. 4.

Таблица 4

Параметры	Числовые характеристики бокового давления						
φ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
λ_0	0,82	0,71	0,60	0,50	0,40	0,32	0,25

ПРИЛОЖЕНИЕ 5 (рекомендуемое)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ АКТИВНОГО И ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ОБОЛОЧКУ

П.5.1. Ординаты эпюры горизонтальной составляющей активного давления (σ_x^a) в пределах надстройки и высоты оболочки определяются по формуле

$$\sigma_x^a = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\,\lambda_x, \tag{36}$$

где q_i — временная эксплуатационная нагрузка на территории причала, давление от которой передается по плоскости обрушения в сечение, в котором определяется ордината активного давления кН/м²;

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

γ_i — плотность грунта i-го слоя, т/м³;

h_i — высота соответствующего i-го слоя грунта с неизменными характеристиками, м;

λ_x — коэффициент горизонтальной составляющей активного давления, определяемый в соответствии с указаниями п. П.5.3 по характеристикам грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината активного давления.

П.5.2. Ординаты эпюры вертикальной составляющей активного давления (σ_z^a) в пределах надстройки определяются по формуле

$$\sigma_z^a = (q_i + \Sigma \gamma_i h_i)\,\lambda_z, \tag{37}$$

где λ_z — коэффициент вертикальной составляющей активного давления, определяемый в соответствии с указаниями п. П.5.3.

П.5.3. Коэффициент горизонтальной и вертикальной составляющих активного давления рекомендуется определять по следующим формулам:

$$\lambda_x = \frac{\operatorname{tg}\psi + \operatorname{tg}\varepsilon}{\operatorname{tg}(\psi + \delta) + \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi)}; \tag{38}$$

$$\lambda_z = \lambda_x \operatorname{tg}(\psi + \delta), \tag{39}$$

где ψ — угол наклона расчетной плоскости восприятия распорного давления к вертикали, учитываемый при определении коэффициентов горизонтальной и вертикальной составляющих активного давления в пределах надстройки, град;

ε — угол обрушения, равный углу между вертикалью и плоскостью обрушения, град, определяемый по указаниям, п. П.5.4.

δ — угол трения грунта об условную плоскость восприятия распорного давления, град, принимаемый равным 0,5 φ при расчетах прочности конструкции и равным φ в расчетах устойчивости.

П.5.4. Угол обрушения ε рекомендуется определять по формуле

$$\operatorname{tg}\varepsilon = -m_0 \pm \sqrt{m_0(m_0 + \operatorname{ctg}\varphi - \operatorname{tg}\psi + p) - \operatorname{ctg}\varphi \operatorname{tg}\psi + p\operatorname{ctg}\varphi}, \tag{40}$$

где $m_0 = \operatorname{tg}(\psi + \delta + \varphi)$;

p — коэффициент, учитывающий расположение временной нагрузки на причале в зоне призмы обрушения, определяемый по формуле

$$p = \frac{2(-q_1 a_1 + q_2 a_2 - q_3 a_3)}{H_н[\gamma_н H_н + 2(q + q_2)]}. \tag{41}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 5 (продолжение)

Здесь $H_н$ — высота призмы обрушения в пределах надстройки, м;
$\gamma_н$ — плотность грунта в пределах надстройки, т/м^3.

Обозначения для q_i и a_i, входящие в формулу (41), приведены на рис. 4.

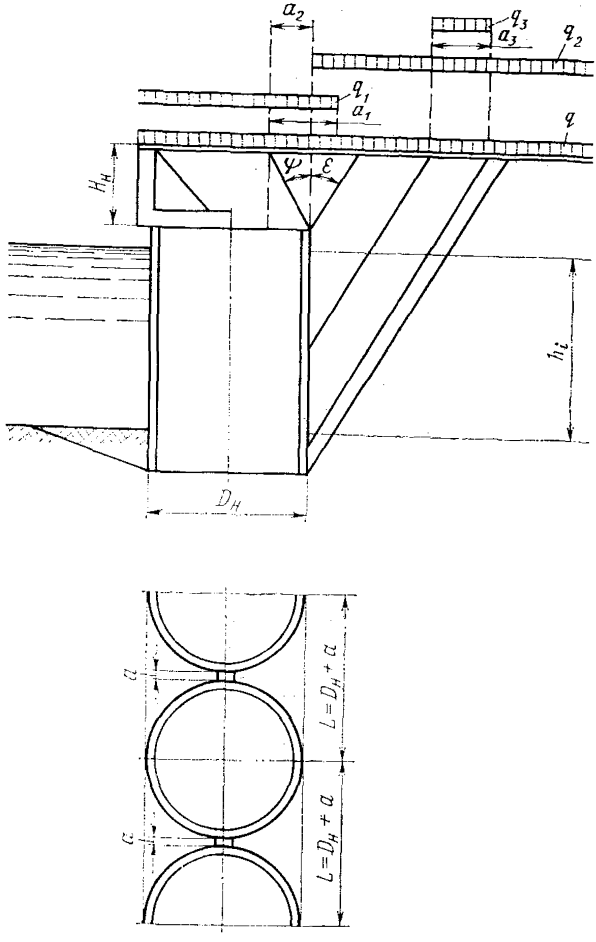


Рис. 4. Расчетная схема для определения активного и пассивного давления грунта на оболочку

При определении угла наклона плоскости обрушения ε в зависимости от задаваемого угла наклона условной тыловой плоскости восприятия распора φ следует исходить из условия получения максимального распорного давления призмы обрушения, соответствующего наименьшему значению величины $\operatorname{tg}\varepsilon$.

П.5.5. Ординаты эпюры пассивного давления на условную плоскость при горизонтальной поверхности основания определяются по формуле

$$\sigma_x^p = \lambda_p \Sigma \gamma_i h_i + c\lambda_c, \qquad (42)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 5 (продолжение)

где λ_p — коэффициент пассивного давления, принимаемый по табл. 5 в зависимости от угла внутреннего трения грунта, расположенного в сечении, для которого определяются ординаты пассивного давления;

λ_c — коэффициент пассивного давления от сил сцепления, принимаемый по табл. 5;

c — удельное сцепление, кН/м², принимаемое равным нулю для поверхностного слоя, где возможно нарушение структуры связного грунта. Изменение сцепления от $c=0$ до полной величины принимается линейным.

Угол трения грунта основания об условную плоскость восприятия распорного давления рекомендуется принимать равным 0,33 φ при расчетах прочности конструкции и равным φ в расчетах устойчивости.

Таблица 5

Угол внутреннего трения φ	Коэффициент пассивного давления λ, при δ, равном		Коэффициент пассивного давления λ_c от сил сцепления
	0,33 φ	φ	
10°	1,53	1,63	2,67
15°	1,86	2,13	3,43
20°	2,37	2,87	4,35
25°	3,09	3,94	5,45
30°	4,03	5,67	7,10
35°	5,28	7,77	8,53
40°	7,57	11,40	11,10

П.5.6. При построении эпюр активного и пассивного давления рекомендуется определять ординаты на границах слоев грунта с неизменными характеристиками, а также в местах пересечения расчетной плоскости восприятия распорного давления со следами плоскостей обрушения, проведенными из точек начала или скачкообразного изменения равномерно распределенной нагрузки, расположенной на территории причала, считая, что передача давления с территории на расчетную плоскость происходит по плоскостям обрушения (см. рис. 4).

П.5.7. Величина и распределение нормального (σ_R^0) и касательного τ_R^0 горизонтальных давлений на поверхность оболочки со стороны внешнего (активного и пассивного) давления грунта определяются по следующим формулам:

для активного давления

$$\left.\begin{aligned} \sigma_R^{0a} &= \sigma_x^a \cos^2\beta \\ \tau_R^{0a} &= \sigma_x^a 0{,}5 \sin 2\beta \end{aligned}\right\}, \quad \text{если} \quad |\beta| > \delta; \tag{43}$$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_R^{0a} &= \sigma_x^a \frac{\cos\beta\cos\delta}{\cos(\beta-\delta)} \\ \tau_R^{0a} &= \sigma_x^a \frac{\sin\beta\cos\delta}{\cos(\beta-\delta)} \end{aligned}\right\}, \quad \text{если} \quad 0 \leqslant |\beta| \leqslant \delta; \tag{44}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 5 (продолжение)

для пассивного давления

$$\left.\begin{aligned}\sigma_R^{0p} &= \sigma_x^p \cos^2\beta \\ \tau_R^{0p} &= \sigma_x^p\, 0{,}5 \sin 2\beta\end{aligned}\right\}, \quad \text{если} \quad |\pi - \beta| > \delta; \tag{45}$$

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r^{0p} &= \sigma_x^p \frac{\cos\beta\cos\delta}{\cos(\beta-\delta)} \\ \tau_r^{0p} &= \sigma_x^p \frac{\sin\beta\cos\delta}{\cos(\beta-\delta)}\end{aligned}\right\}, \quad \text{если} \quad 0 \leqslant |\pi - \beta| \leqslant \delta, \tag{46}$$

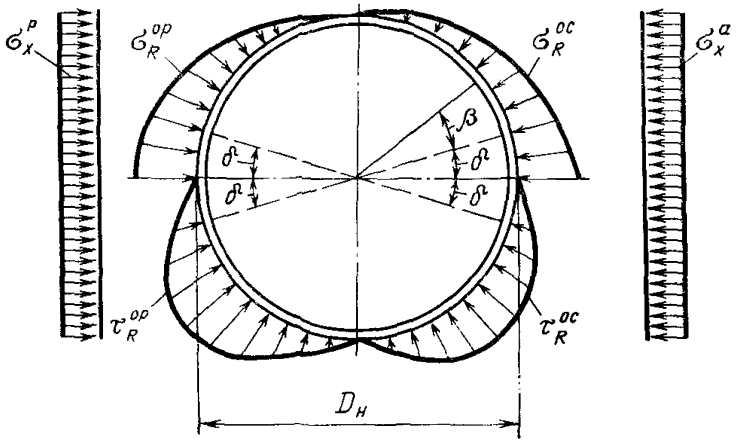


Рис. 5. Расчетная схема для определения активного и пассивного давления грунта на оболочку

где β — угловая координата точки на поверхности оболочки, в которой определяется давление, отсчитываемая от точки пересечения диаметральной плоскости оболочки, перпендикулярной к линии кордона, с условной расчетной плоскостью для определения активного давления (рис. 5), град.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6 (рекомендуемое)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВОЛНОВЫХ НАГРУЗОК НА ОБОЛОЧКУ

П.6.1. Эпюра нормального волнового давления (p_{Rz}) на оболочку, находящуюся в составе сплошного оградительного сооружения, определяется по формуле

$$p_{Rz}(\beta) = p_z K_1 \left(1 + \frac{4\beta^2}{\pi^2} K_2\right), \qquad (47)$$

где p_z — ордината волнового давления на единицу поверхности вертикальной плоской стенки на глубине z, МПа, определяемая в соответствии с указаниями главы СНиП на нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов);

β — угловая координата точки на поверхности оболочки, отсчитываемая от точки пересечения диаметральной плоскости оболочки, перпендикулярной к линии фронтального подхода волны (рис. 6), град;

K_1, K_2 — коэффициенты, учитывающие изменение в плане интенсивности волнового давления, принимаемые по данным табл. 6 в зависимости от соотношения между высотой волны $h_в$ и ее длиной λ.

Таблица 6

K	$h_в : \lambda$				
	0,100	0,067	0,050	0,040	0,033
K_1	0,770	0,805	0,835	0,870	0,910
K_2	0,500	0,380	0,300	0,250	0,200

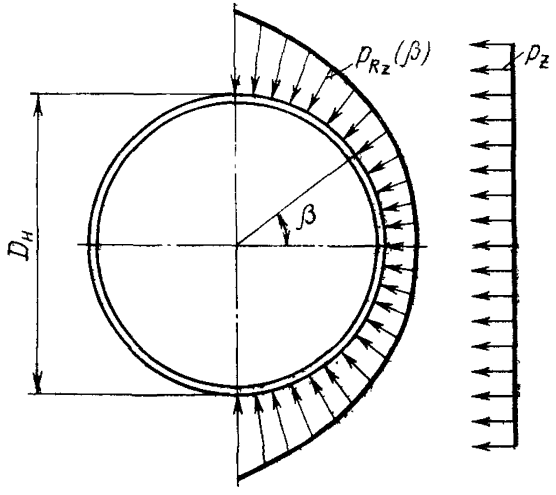


Рис. 6. Расчетная схема для определения волнового давления

П.6.2. Суммарное боковое давление, действующее на глубине z на одну оболочку со стороны подхода волны, определяется по следующей формуле:

$$P_z = K_1 (1 + 0{,}2K_2)\, p_z D_н. \qquad (48)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 7 (рекомендуемое)

АНАЛИТИЧЕСКИЙ СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО И ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОБОЛОЧКИ

П.7.1. Решение для всех внутренних усилий и перемещений оболочки представляется в виде следующих тригонометрических рядов в функции от угловой координаты β:

$$\left.\begin{aligned}
W(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} W_n(\alpha) \cos n\beta \\
U(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} U_n(\alpha) \cos n\beta \\
V(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} V_n(\alpha) \sin n\beta \\
N(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} N_n(\alpha) \cos n\beta \\
M(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} M_n(\alpha) \cos n\beta \\
S(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} S_n(\alpha) \sin n\beta \\
Q(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} Q_n(\alpha) \sin n\beta \\
T(\alpha, \beta) &= \sum_{n=2}^{\infty} T_n(\alpha) \cos n\beta
\end{aligned}\right\}, \qquad (49)$$

где $\alpha = \frac{z}{R}$ — безразмерная координата, определяемая в зависимости от положения расчетного сечения по высоте z и радиуса оболочки R;

$W_n(\alpha) \ldots T_n(\alpha)$ — коэффициенты тригонометрических рядов.

В приведенном в приложении аналитическом расчете под радиусом R оболочки здесь и в дальнейшем понимается радиус $R_{ср}$ срединной поверхности оболочки.

П.7.2. Коэффициенты тригонометрических рядов для четырех основных перемещений и усилий оболочки в любой точке ее поверхности представляются методом начальных параметров в виде:

$$\left.\begin{aligned}
V_n(\alpha) &= V_0 K_{VV}(\alpha) + U_0 K_{VU}(\alpha) + N_0 K_{VN}(\alpha) + S_0 K_{VS}(\alpha) - F_V \\
U_n(\alpha) &= V_0 K_{UV}(\alpha) + U_0 K_{UU}(\alpha) + N_0 K_{UN}(\alpha) + S_0 K_{US}(\alpha) - F_U \\
N_n(\alpha) &= V_0 K_{NV}(\alpha) + U_0 K_{NU}(\alpha) + N_0 K_{NN}(\alpha) + S_0 K_{NS}(\alpha) - F_N \\
S_n(\alpha) &= V_0 K_{SV}(\alpha) + U_0 K_{SU}(\alpha) + N_0 K_{SN}(\alpha) + S_0 K_{SS}(\alpha) - F_S
\end{aligned}\right\}, \qquad (50)$$

где V_0, U_0, N_0 и S_0 — начальные параметры оболочки, т. е. значения усилий и перемещений в нулевом сечении для каждого члена тригонометрического ряда;

ПРИЛОЖЕНИЕ 7 (продолжение)

F_V, F_U, F_N и F_S — грузовые члены, связывающие усилия и перемещения с внешней нагрузкой, определяемые по п. П.7.4 настоящего Руководства;

K_{VV}, ..., K_{VS} — функции влияния, определяемые по п. П.7.8.

П.7.3. Остальные коэффициенты тригонометрических рядов (49) связаны с величиной $W_n(\alpha)$ следующим образом:

$$\left.\begin{aligned} W_n(\alpha) &= n V_n(\alpha) \\ M_n(\alpha) &= (n^2-1)\frac{E_{об}t}{12R^2} W_n(\alpha) \\ Q_n(\alpha) &= n(n^2-1)\frac{E_{об}t^3}{12R^3} W_n(\alpha) \\ T_n(\alpha) &= n^2(n^2-1)\frac{E_{об}t^3}{12R^3} W_n(\alpha) \end{aligned}\right\}, \qquad (51)$$

где n — номер члена тригонометрического ряда (в отличие от коэффициента перегрузки сдвигающих нагрузок).

П.7.4. Грузовые члены, входящие в зависимости (50), определяются по следующим формулам:

$$\left.\begin{aligned} F_V &= -\frac{n^3R^2p_n}{b^4E_{об}t}\left[L_1(1-A)+L_2\left(\pi-\frac{2\sqrt{2}}{b}\right)\right] \\ F_U &= -\frac{n^2R^2p_n}{b^3E_{об}t}\left[2\sqrt{2}\,DL_1+(1-A)\frac{L_2}{b}\right] \\ F_S &= -\frac{2nRp_n}{b}\left[\frac{b\sqrt{2}}{2}L_1+\frac{C}{b}L_2\right] \\ F_N &= -\frac{2n^2Rp_n}{b^2}\left[CL_1+\frac{\sqrt{2}}{b}DL_2\right] \end{aligned}\right\}, \qquad (52)$$

где b — приведенная жесткость оболочки, определяемая по формуле п. П.7.5. настоящего Руководства;

p_n — коэффициенты разложения внешней нагрузки на оболочку в тригонометрический ряд Фурье;

L_1 — интенсивность нагрузки, кН/м, собранная с 1 м по высоте оболочки на отметке верха (в нулевом сечении);

L_2 — тангенс угла наклона осредненной эпюры бокового давления грунта (рис. 7), кН/м;

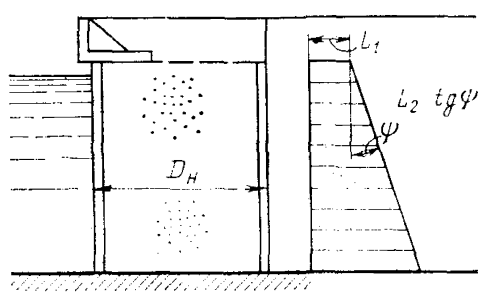


Рис. 7. Схема для определения параметров бокового давления

A, B, C, и $Д$ — гиперболо-круговые функции, применяемые для расчета балок на упругом основании в зависимости от приведенной координаты сечения

$$\bar{\alpha} = \frac{z}{R}\frac{b}{\sqrt{2}}. \qquad (53)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 7 (продолжение)

П.7.5. Приведенная жесткость оболочки, учитывающая упругое заполнение оболочки, определяется следующей формулой:

$$b = \sqrt[4]{\frac{n^4 (n^2 - 1)^2 t^2}{12R^2} + \frac{E_0 R n^3 O_n}{E_{об} t}}, \qquad (54)$$

где E_0 — приведенный модуль деформации внутренней засыпки оболочки, МПа;
O_n — интегральный коэффициент, характеризующий упругое заполнение оболочки, определяемый в зависимости от номера члена тригонометрического ряда и коэффициента поперечного расширения грунта $\mu_{гр}$ по формуле

$$O_n = r_n + n t_n, \qquad (55)$$

где

$$r_n = \frac{(1 - \mu_0) + n^2 (0{,}5 - \mu_0)}{n\left(1 - \mu_0^2\right)}; \qquad (56)$$

$$t_n = \frac{2 + n^2 - 3\mu_0}{2\left(1 - \mu_0^2\right)}; \qquad (57)$$

$$\mu_0 = \frac{\mu_{гр}}{1 - \mu_{гр}}. \qquad (58)$$

П.7.6. Приведенный модуль деформации внутренней засыпки оболочки определяется следующей зависимостью:

$$E_0 = \frac{E_{гр}}{1 - \mu_{гр}}, \qquad (59)$$

где $E_{гр}$ — модуль общей деформации внутренней засыпки, МПа;
$\mu_{гр}$ — коэффициент бокового расширения грунта внутренней засыпки.

П.7.7. Коэффициент разложения внешней нагрузки на оболочку в тригонометрический ряд Фурье определяется следующей зависимостью:

$$p_n = \frac{2^n}{\kappa n}. \qquad (60)$$

П.7.8. Функции влияния $K_{VV}, \ldots, K_{SS}$ следует определять по табл. 7 в зависимости от приведенной жесткости оболочки и значений гиперболо-тригонометрических функций.

П.7.9. При жестком соединении ростверка с оболочкой возникающий в сопряжении момент в продольном направлении и соответствующую ему перерезывающую силу следует определять по формулам:

$$M_\alpha = \frac{\Delta_p \psi_1}{\psi_3}; \qquad (61)$$

$$Q_\alpha = \frac{\Delta_p \psi_2}{\psi_3}. \qquad (62)$$

Здесь Δ_p — грузовой коэффициент, определяемый в зависимости от вида нагрузки на ростверк по формуле

$$\Delta_p = \frac{p_p R^3}{8 E_p I_p} = \frac{m_p R}{E_p I_p} = \frac{P_p R}{4\pi E_p I_p}; \qquad (63)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 7 (продолжение)

ψ_1, ψ_2, ψ_3 — параметры, определяемые по формулам:

$$\psi_1 = \frac{1}{2\eta^3 E_{об} I_{об}} + \frac{R}{E_p t_p}; \tag{64}$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2\eta^2 E_{об} I_{об}}; \tag{65}$$

$$\psi_3 = \psi_2^2 - \left(\frac{1}{\eta E_{об} I_{об}} + \frac{R}{E_p I_p}\right)\left(\frac{1}{2\eta^3 E_{об} I_{об}} + \frac{R}{E_p t_p}\right); \tag{66}$$

p_p — вертикальная равномерно распределенная нагрузка, действующая на ростверк, кН/м^2;

m_p — момент, линейно распределенный вдоль контура сопряжения, кН·м/м^2;

P_0 — сосредоточенная нагрузка, действующая вертикально в центре ростверка, кН;

E_p — модуль упругости материала ростверка, МПа;

$I_p = \frac{t_p^3}{12}$ — момент инерции элемента ростверка, м^3;

$I_{об} = \frac{t^3}{12}$ — момент инерции элемента оболочки, м^3;

t_p — толщина ростверка, м;

η — параметр, определяемый по формуле

$$\eta = \sqrt[4]{\frac{3}{R^2 t^2}}. \tag{67}$$

Таблица 7

	$V(0)$	$U(0)$	$N(0)$	$S(0)$
$V(\alpha)$	$K_{VV} = A$	$K_{VU} = \frac{n\sqrt{2}}{b} B$	$K_{VN} = \frac{2nR}{Ehb^2} C$	$K_{VS} = -\frac{4Rn^2}{Ehb^3\sqrt{2}}$
$U(\alpha)$	$K_{UV} = -\frac{4b}{n\sqrt{2}} D$	$K_{UU} = A$	$K_{UN} = \frac{2R}{Ehb\sqrt{2}} B$	$K_{US} = -\frac{2nR}{Ehb^2} C$
$N(\alpha)$	$K_{NV} = -\frac{2Ehb^2}{nR} C$	$K_{NU} = -\frac{4Ehb}{R\sqrt{2}} D$	$K_{NN} = A$	$K_{NS} = -\frac{n\sqrt{2}}{b} B$
$S(\alpha)$	$K_{SV} = \frac{2Ehb^3}{n^2 R\sqrt{2}} B$	$K_{SU} = \frac{2Ehb^2}{nR} C$	$K_{SN} = \frac{4b}{n\sqrt{2}} D$	$K_{SS} = A$

ПРИЛОЖЕНИЕ 8 (рекомендуемое)

АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ РАСЧЕТ КРУГЛЫХ В ПЛАНЕ ОБОЛОЧЕК

П.8.1. Автоматизированный расчет круглых цилиндрических оболочек большого диаметра включает определение нулевого, балочного и дополнительного напряженного и деформированного состояния на основе положений раздела 3 настоящего Руководства и Приложения 7.

П.8.2. Для проведения расчета с помощью ЭЦВМ необходимо составить исходную информацию к программе, которая включает следующие параметры массива общих данных о сооружении:

Сумма вертикальных сил, приложенных к верхнему торцевому сечению оболочки, отнесенная к площади этого сечения, кН — $P_{верт}$

Сумма вертикальных сил, приложенных к поверхности заполнителя, отнесенная к площади сечения заполнителя, кН/м^2 — $q_{верт}$

Сумма горизонтальных сил, приложенных к оболочке и заполнителю в уровне верхнего торцевого сечения, кН — $P_{гор}$

Суммарный момент вертикальных и горизонтальных сил, приложенных к верхнему торцевому сечению оболочки и заполнителя, относительно этого сечения, параллельной линии кордона, кН·м — M

Равнодействующая бокового давления грунта обратной засыпки, приходящаяся на 1 м причала, кН — $P_{гр}$

Расстояние от центра тяжести эпюры бокового давления грунта обратной засыпки до основания оболочки, м — $y_{ц.т}$

Коэффициент трения материала оболочки по основанию — f_0

Коэффициент трения грунта обратной засыпки о поверхность оболочки — $f_{нар}$

Коэффициент трения заполнителя о поверхность оболочки — $f_{вн}$

Коэффициент бокового давления заполнителя — K

Плотность заполнителя во взвешенном состоянии, т/м^3 — $\gamma_{гр}$

Модуль общей деформации заполнителя, МПа — $E_{гр}$

Коэффициент бокового расширения заполнителя — $\mu_{гр}$

Модуль упругости материала оболочки, МПа — $E_{об}$

Расстояние от верха оболочки до уровня воды, м — $h_в$

Момент сопротивления поперечного сечения оболочки, м^3 — W

Срединный диаметр оболочки, м — D

Высота оболочки, м — H

Толщина оболочки, м — t

Число учитываемых членов тригонометрического ряда — n

Шифр граничных условий — λ

Число сечений по высоте, в которых определяются усилия и перемещения — m

П.8.3. Шифры граничных условий устанавливаются в зависимости от особенностей опирания оболочки на основание и закрепления верхнего строения.

Предусмотрены следующие варианты граничных условий:

1. Деформации торцевого сечения оболочки не стеснены.
2. Деформации торцевого сечения оболочки отсутствуют.

В обоих случаях торцевое сечение оболочки загружено силами $P_{верт}$ и $P_{гор}$, а поверхность заполнителя — силами $q_{верт}$.

П.8.4. Программа автоматизированного расчета предусматривает следующие сочетания граничных условий для верхнего (В) и нижнего (Н) торцевых сечений оболочки:

а) $\left.\begin{matrix} В = 1 \\ Н = 1 \end{matrix}\right\} \lambda = 0$; б) $\left.\begin{matrix} В = 2 \\ Н = 1 \end{matrix}\right\} \lambda = 1$; в) $\left.\begin{matrix} В = 2 \\ Н = 2 \end{matrix}\right\} \lambda = 2$; г) $\left.\begin{matrix} В = 1 \\ Н = 2 \end{matrix}\right\} \lambda = 3$;

ПРИЛОЖЕНИЕ 8 (продолжение)

П.8.5. Результирующая информация выдается на печать в виде массивов усилий и перемещений по 13 значений, охватывающих в плане сечения от $\beta=0°$ до $\beta=180°$, для каждого сечения оболочки от $\alpha=0$ до $\alpha=\frac{H}{R}$.

П.8.6. Массивы усилий и перемещений печатаются в следующем порядке:

поперечных изгибающих моментов	— M (α, β);
радиальных перемещений	— W (α, β);
тангенциальных перемещений	— V (α, β);
продольных перемещений	— U (α, β);
продольных нормальных усилий	— N (α, β);
поперечных касательных усилий	— S (α, β);
поперечных перерезывающих усилий	— Q (α, β);
поперечных нормальных усилий	— T (α, β).

ПРИЛОЖЕНИЕ 9 (рекомендуемое)

РАСЧЕТ СБОРНЫХ ОБОЛОЧЕК ИЗ ПЛОСКИХ ПЛИТ

П.9.1. До разработки специальной программы расчета на ЭЦВМ причальных и оградительных сооружений из оболочек большого диаметра, составленных из плоских плит, рекомендуется использовать программу МП-3 к ЭЦВМ БЭСМ-4, реализующую расчет плитно-балочных пространственных систем произвольной конфигурации. Рабочая программа перфокарт, текст программы и правила подготовки исходной информации имеются в библиотеке программ вычислительной лаборатории ЦНИИСа.

П.9.2. Для оболочек, составленных более чем из шести плоских плит, допускается выполнять расчет в предположении о круглой в плане форме оболочки, но с последующим учетом дополнительных усилий (изгибающих моментов и поперечных сил), возникающих в продольных сечениях в результате местного изгиба панелей.

П.9.3. Усилия местного изгиба панелей определяются в зависимости от конструкции стыкового соединения и вида внешних воздействий.

П.9.4. При расчете оболочки большого диаметра на осесимметричное давление грунта внутренней засыпки дополнительные усилия определяются по формулам:

при жестком соединении панелей

$$\left.\begin{aligned} M_{\beta 1} &= -\frac{\sigma_R D_{\text{оп}}^2}{12}\sin^2\frac{\pi}{n_{\text{п}}} \\ M_{\beta 2} &= \frac{\sigma_R D_{\text{оп}}^2}{24}\sin^2\frac{\pi}{n_{\text{п}}} \\ Q_{\beta 1} &= \frac{\sigma_R D_{\text{оп}}}{2}\sin\frac{\pi}{n_{\text{п}}} \\ Q_{\beta 2} &= 0 \end{aligned}\right\}; \qquad (68)$$

при шарнирном соединении панелей

$$\left.\begin{aligned} M_{\beta 1} &= 0 \\ M_{\beta 2} &= \frac{\sigma_R \cdot D_{\text{оп}}^2}{8}\sin^2\frac{\pi}{n_{\text{п}}} \\ Q_{\beta 1} &= \frac{\sigma_R \cdot D_{\text{оп}}}{2}\sin\frac{\pi}{n_{\text{п}}} \\ Q_{\beta 2} &= 0 \end{aligned}\right\}. \qquad (69)$$

Здесь индексы 1 и 2 обозначают изгибающие моменты и поперечные силы соответственно в узлах и середине пролета панели.

П.9.5. При расчете оболочки на давление обратной засыпки или волн дополнительные усилия определяются по формулам:

при жестком соединении панелей

ПРИЛОЖЕНИЕ 9 (продолжение)

$$\left.\begin{aligned} M_{\beta 1i} &= -\frac{\sigma_R^{0a}}{2\xi^2}\,\frac{\operatorname{sh}\xi l - \sin\xi l}{\operatorname{sh}\xi l + \sin\xi l} \\ M_{\beta 2i} &= \frac{\sigma_R^{0a}}{\xi^2}\,\frac{\sin\xi\frac{l}{2}\operatorname{ch}\xi\frac{l}{2} - \cos\xi\frac{l}{2}\operatorname{ch}\xi\frac{l}{2}}{\operatorname{sh}\xi l + \sin\xi l} \\ Q_{\beta 1i} &= \frac{\sigma_R^{0a}}{\xi}\,\frac{\operatorname{ch}\xi l - \cos\xi l}{\operatorname{sh}\xi l + \sin\xi l} \\ Q_{\beta 2i} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (70)$$

при шарнирном соединении панелей

$$\left.\begin{aligned} M_{\beta 1i} &= 0 \\ M_{\beta 2i} &= \frac{\sigma_R^{0a}}{\xi^2}\,\frac{\sin\xi\frac{l}{2}\operatorname{sh}\xi\frac{l}{2}}{\cos\xi l + \operatorname{ch}\xi l} \\ Q_{\beta 1i} &= \frac{\sigma_R^{0a}}{2\xi}\,\frac{\sin\xi l + \operatorname{sh}\xi l}{\cos\xi l + \operatorname{ch}\xi l} \\ Q_{\beta 2i} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (71)$$

где l — ширина панели, м;

ξ — коэффициент, характеризующий деформативность системы.

П.9.6. При определении характеристики деформативности системы допускается использование модели грунтовой среды в виде основания Винклера с коэффициентом постели C. В этом случае

$$\xi = \sqrt[4]{\frac{C}{4E_{\text{п}}I_{\text{п}}}}, \qquad (72)$$

где $E_{\text{п}}I_{\text{п}}$ — жесткость панели при изгибе, МПа·м⁴.

ПРИЛОЖЕНИЕ 10 (рекомендуемое)

РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА НА СДВИГ И ОПРОКИДЫВАНИЕ

П.10.1. К сдвигающим горизонтальным силам, действующим на оболочку, относятся:

горизонтальная составляющая активного давления грунта засыпки, вычисляемая в соответствии с указаниями пп. П.5.1—П.5.4;

волновое противодавление, возникающее при откате волны, или составляющая швартовного усилия, перпендикулярная линии кордона;

волновое давление при фронтальном подходе волны (для оградительных сооружений).

П.10.2. Сумма вертикальных сил, действующих на каменную постель в сечении подошвы оболочки, определяется по следующей формуле:

$$P = P_{об} + P_{н} + P_{в.з} + P_{б.с} + E^a_{в}, \tag{73}$$

где $P_{об}$ — сила тяжести оболочки, кН;

$P_{н}$ — сила тяжести надстройки и балластного слоя, лежащего на ней, кН;

$P_{в.з}$ — сила тяжести засыпки оболочки, кН;

$P_{б.с}$ — сила тяжести балластного слоя, лежащего в пределах свободного поперечного контура оболочки, кН;

$E^a_{в}$ — вертикальная составляющая активного давления грунта, определяемая в зависимости от величины горизонтальной составляющей активного давления грунта $E^a_{г}$ по следующей формуле:

$$E^a_{в} = E^a_{г} \operatorname{tg} \varphi. \tag{74}$$

П.10.3. Несущая способность сооружений из оболочек большого диаметра типа А при плоском сдвиге вместе с постелью, расположенной на поверхности грунта основания (рис. 8), проверяется:

по плоскости *CD* по формуле

$$n_c n E \leqslant (P + G_{п}) f_{г} \frac{mK}{K_{н}}, \tag{75}$$

где $G_{п}$ — сила тяжести каменной постели в контуре *ABCD*, определяемая по формуле п. П.10.5, кН;

$f_{г}$ — коэффициент трения каменной постели по грунту основания, принимаемый на основе экспериментальных данных, а при отсутствии таковых — равным $\operatorname{tg} \varphi_{г}$;

$\varphi_{г}$ — угол внутреннего трения грунта основания;

по наклонной плоскости *BD* по формуле

$$n_c n [(P+G_{п1}) \sin \alpha_c + E \cos \alpha_c] \leqslant \frac{mK}{K_{н}} f_{к} [(P+G_{п1}) \cos \alpha_c + E \sin \alpha_c], \tag{76}$$

где $G_{п1}$ — сила тяжести каменной постели в контуре *ABD*, определяемая по формуле п. П.10.5, кН;

α_c — угол между подошвой оболочки и плоскостью сдвига, град;

$f_{к}$ — коэффициент внутреннего трения каменной постели, который допускается принимать равным:

$$f_{к} = \operatorname{tg} \varphi_{к}. \tag{77}$$

Здесь $\varphi_{к}$ — угол внутреннего трения камня.

ПРИЛОЖЕНИЕ 10 (продолжение)

П.10.4. Несущая способность сооружений из оболочек большого диаметра типа В при плоском сдвиге вместе с постелью, утопленной в основание (см. рис. 8), проверяется по следующей формуле:

$$n_c n E \leqslant [(P + G_п + G_з) f_г + E_з^p] \frac{mK}{K_н}, \qquad (78)$$

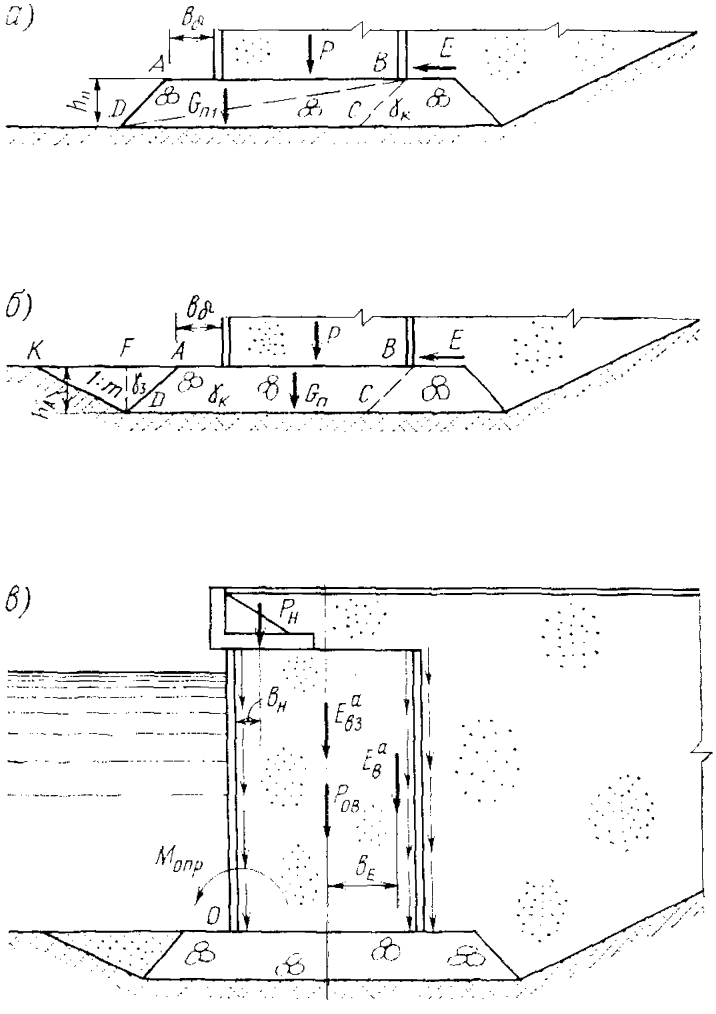


Рис. 8. Расчетные схемы сооружений из оболочек большого диаметра при сдвиге и опрокидывании; *а* — схема сдвига по постели и вместе с постелью для возвышающейся каменной постели; *б* — то же, для утопленной постели; *в* — схема расчета при опрокидывании

где $G_з$ — сила тяжести засыпки в контуре *ADK*, определяемая по п. П.10.5;

$E_з^p$ — удерживающая горизонтальная сила от грунта засыпки в контуре *DAK*, определяемая по формуле

$$E_з^p = 0{,}5 h_п^2 \gamma_з \bar{m}_0 \frac{1 + \bar{m}_0 f_г}{\bar{m}_0 - f_г} L. \qquad (79)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 10 (окончание)

Здесь $\overline{m}_0$ — заложение откоса котлована;
$h_п$ — высота каменной постели, м;
$\gamma_з$ — плотность засыпки котлована под каменную постель, т/м³.

П.10.5. Массы отдельных частей каменной постели и засыпки, учитываемые в пп. П.10.3 и П.10.4, определяются по следующим формулам:

$$G_п = \gamma_к h_п [L (b_б = 0{,}5D_н) + 0{,}393D_н^2]; \quad (80)$$

$$G_{п1} = 0{,}5\gamma_к h_п L (b_б + 0{,}5D_н + b_E); \quad (81)$$

$$G_з = 0{,}5h_п^2 \gamma_з L, \quad (82)$$

где $\gamma_к$ — плотность камня, т/м³;
$b_б$ — ширина бермы каменной постели, м;
L — расчетная ширина блока с учетом расстояния между оболочками a, равная:

$$L = D_н + a; \quad (83)$$

b_E — приведенное расстояние до условной плоскости действия вертикальных касательных напряжений от засыпки, равное:

$$b_E = \frac{0{,}4D_н^2}{L}. \quad (84)$$

П.10.6. Момент сил, удерживающих оболочку от опрокидывания, рекомендуется определять по следующей формуле:

$$M_у = 0{,}5D_н (P_{об} + E_в^a + E_{в.з}^a) + P_н b_н + E_в^a b_E, \quad (85)$$

где $b_н$ — расстояние от оси вращения до линии действия равнодействующей массы надстройки и балластного слоя, лежащего на ней, м;
b_E — величина, определяемая по формуле п. П.10.5.;
$E_{в.з}^a$ — суммарная величина вертикальных сил трения внутренней засыпки, возникающих на внутренней поверхности оболочки, определяемая по формуле

$$E_{в.з}^a = P_{в.з} + P_{б.с} - 0{,}786D_{вн}^2 \sigma_{H_2}. \quad (86)$$

Здесь $P_{в.з}$, $P_{б.с}$ — величины, определяемые по п. П.10.2;
σ_{H_2} — вертикальное напряжение во внутренней засыпке на уровне подошвы оболочки, определяемое по формуле (27) или (31) в зависимости от схемы передачи нагрузки на внутреннюю засыпку.

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (рекомендуемое)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ ПО СХЕМЕ ГЛУБИННОГО СДВИГА

П.11.1. При определении несущей способности сооружений по круглоцилиндрической поверхности скольжения критический центр кривой скольжения следует находить, рассматривая системы кривых, проходящих через точку пересечения условной расчетной плоскости для определения активного давления с плоскостью подошвы оболочки и через тыловое ребро каменной постели (рис. 9). Наиболее опасное для устойчивости сооружения положение центра вращения определяется путем проведения ряда расчетов при различных центрах вращения.

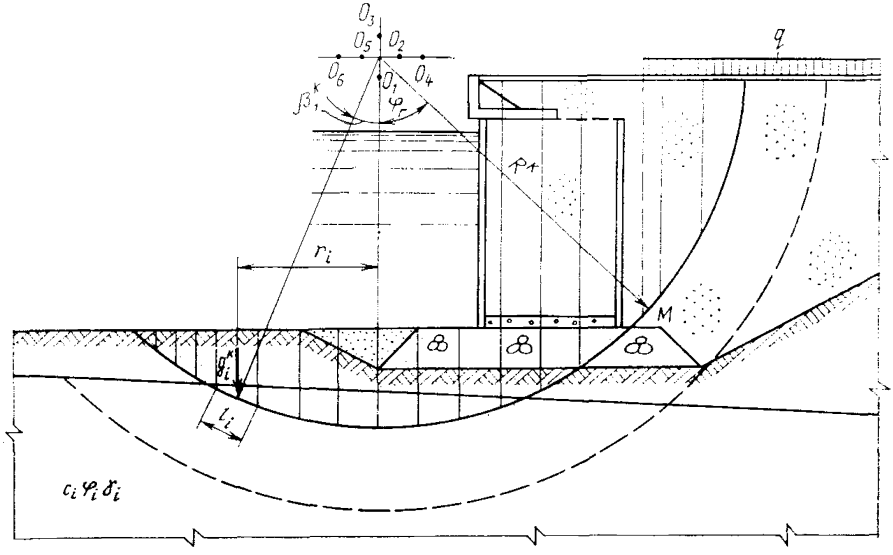


Рис. 9. Расчетная схема для определения несущей способности по схеме глубинного сдвига (круглоцилиндрическая поверхность скольжения)

Если в основании непосредственно под сооружением имеется напластование различных грунтов, то необходимо провести дополнительную проверку по контакту между отдельными слоями грунта для дуг скольжения, проходящих в области указанного контакта.

При расчете сооружения методом круглоцилиндрической поверхности скольжения рекомендуется применять готовые программы для ЭЦВМ, особенно при сложных напластованиях грунтов основания.

П.11.2. Расчет сооружений из оболочек большого диаметра по круглоцилиндрической поверхности скольжения рекомендуется производить на одну оболочку в пределах расчетной ширины L. Для проведения расчета профиль сооружения и объем грунта основания и засыпки, расположенный внутри кривой скольжения, разбивается на вертикальные полосы одинаковой ширины, равной от 1,0 до 2,0 м. Масса каждой полосы определяется с учетом массы оболочки и засыпки, попадающих в рассматриваемую полосу в пределах расчетной ширины блока L.

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (продолжение)

П.11.3. Значения сумм удерживающих моментов и моментов, вызывающих сдвиг, определяется по следующим формулам:

$$\Sigma M_{\text{у}}^{\text{к}} = R^{\text{к}}\left(\Sigma g_i^{\text{к}} \cos \beta_i^{\text{к}} \operatorname{tg} \varphi_i + \Sigma c_i l_i\right); \tag{87}$$

$$\Sigma M_{\text{сдв}}^{\text{к}} = R^{\text{к}}\left(\Sigma g_i^{\text{к}} \sin \beta_i^{\text{к}}\right), \tag{88}$$

где $R^{\text{к}}$ — радиус кривой скольжения, м;

$g_i^{\text{к}}$ — сила тяжести i-й вертикальной полосы в пределах длины L с учетом различных слоев грунта, элементов сооружения и вертикальной нагрузки по поверхности причала, кН;

φ_i — угол внутреннего трения грунта в основании i-й полосы, град;

c — удельное сцепление грунта в основании i-й полосы, МПа;

l — длина дуги по основанию i-й полосы, м;

$\beta_i^{\text{к}}$ — угол наклона касательной, проведенной к точке пересечения линий действия сил с дугой скольжения, по отношению к горизонтальной линии, град., на рис. 9 обозначен $\beta_i^{\text{к}}$

$$\beta_i^{\text{к}} = \arcsin \frac{r_i}{R^{\text{к}}}. \tag{89}$$

Здесь r_i — расстояние по горизонтали от центра вращения до линии действия силы $g_i^{\text{к}}$, м.

П.11.4. При расчете несущей способности по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения временные нагрузки от складируемых грузов и транспортных средств следует располагать за пределами зоны, определяемой расстоянием от линии кордона до вертикальной плоскости, проходящей через точку M (см. рис. 9) пересечения дуги скольжения с радиусом, проведенным под углом $\varphi_{\text{г}}$ к вертикали в сторону территории.

При использовании ЭЦВМ рекомендуется уточнять расположение временной нагрузки на основе опытных просчетов.

П.11.5. Расчет сооружений из оболочек большого диаметра по методу горизонтальных сил рекомендуется производить на одну оболочку в пределах расчетной ширины L. Для проведения расчета профиль сооружения и объем грунта основания и засыпки, расположенных внутри фиксированной поверхности скольжения, разбивается вертикальными плоскостями на блоки ширина которых определяется конфигурацией фиксированной ломаной поверхности скольжения (рис. 10).

Сила тяжести каждого блока определяется с учетом силы тяжести оболочки и засыпки, попадающих в рассматриваемый блок в пределах его расчетной ширины L.

П.11.6. Значения сумм горизонтальных удерживающих и сдвигающих сил определяются по следующим формулам:

$$\Sigma H_i = \Sigma P_i \operatorname{tg} \beta_i^{\text{г}}; \tag{90}$$

$$\Sigma T_i = \Sigma \left(P_i + \frac{c_i b_i}{\operatorname{tg} \varphi_i}\right) \left[\operatorname{tg} \beta_i^{\text{г}} - \operatorname{tg} \left(\beta_i^{\text{г}} - \varphi_i\right)\right], \tag{91}$$

где P_i — сила тяжести i-го блока, кН;

$\beta_i^{\text{г}}$ — наклон поверхности скольжения i-го блока к горизонту, град;

c_i — удельное сцепление грунта в основании i-го блока, МПа;

b_i — ширина i-го блока, м;

φ_i — угол внутреннего трения грунта в основании i-го блока, град.

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (продолжение)

П.11.7. При расчете устойчивости сооружений из оболочек большого диаметра по методу горизонтальных сил следует располагать временную нагрузку от складируемых грузов и транспортных средств на неустойчивых блоках, т. е. на блоках, у которых $H_i > T_i$.

П.11.8. При расчете сооружений из оболочек большого диаметра по методу ВНИИГа следует руководствоваться положениями СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений. Для оболочек на каменной постели (сооружения типа А) необходимо эпюру напряжений по подошве постели привести к условиям плоской задачи, заменив ее равномерной эпюрой (в поперечном и продольном направлениях) шириной B и интенсивностью σ (рис. 11), определяемыми по формулам:

$$B = D_н + 2h_п - 2e; \tag{92}$$

$$\sigma = \frac{\pi (D_н + 2h_п)^2 (\sigma_{max} + \sigma_{min})}{8B (D_н + a)}, \tag{93}$$

где e — эксцентриситет равнодействующей всех сил на уровне подошвы постели.

Соответствующие состоянию предельного равновесия разрушающая нагрузка $R_{пр.р}$, нормальные $\sigma_{пр.р}$ и касательные $\tau_{пр.р}$ напряжения определяются из выражений:

$$R_{пр.р} = \gamma B^2 N_\gamma + BcN_c + B(q + q')N_q; \tag{94}$$

$$\sigma_{пр.р} = \frac{R_{пр.р} \cos \delta'}{B} - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}; \tag{95}$$

$$\tau_{пр.р} = \frac{R_{пр.р} \sin \delta'}{B}; \tag{96}$$

$$N_\gamma = \frac{b \cos \vartheta \sin (\rho_\gamma + \varphi - \vartheta)}{\cos (\rho_\gamma - \vartheta) \sin (\vartheta + \delta' - \varphi)}; \tag{97}$$

$$N_c = -\frac{k(1 + m) \operatorname{ctg} \varphi \cos \varphi \cos \beta}{\sin (\vartheta + \beta) \sin (\vartheta + \delta' - \varphi)}; \tag{98}$$

$$N_q = -\frac{k(1 + m) \cos \varphi \cos \beta}{\sin (\vartheta + \beta) \cos (\vartheta + \delta' - \varphi)}; \tag{99}$$

$$\vartheta = \frac{1}{2}\left(\arccos \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi} + \varphi - \delta'\right); \tag{100}$$

$$\rho_\gamma = \operatorname{arc\,tg} \left\{ \frac{d + i(1 + m)}{-b \operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \vartheta [i(1 + m) + b + d]} \right\}; \tag{101}$$

$$\beta = d - \varphi + \operatorname{arc\,tg} \frac{\exp(\vartheta \operatorname{tg} \varphi) - \cos \vartheta}{\sin \vartheta}; \tag{102}$$

$$b = \frac{\sin \vartheta \cos (\varphi - \vartheta)}{2 \cos \varphi}; \tag{103}$$

$$d = \frac{a^2 - \sin^2 \vartheta}{2 \sin 2\varphi}; \tag{104}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (продолжение)

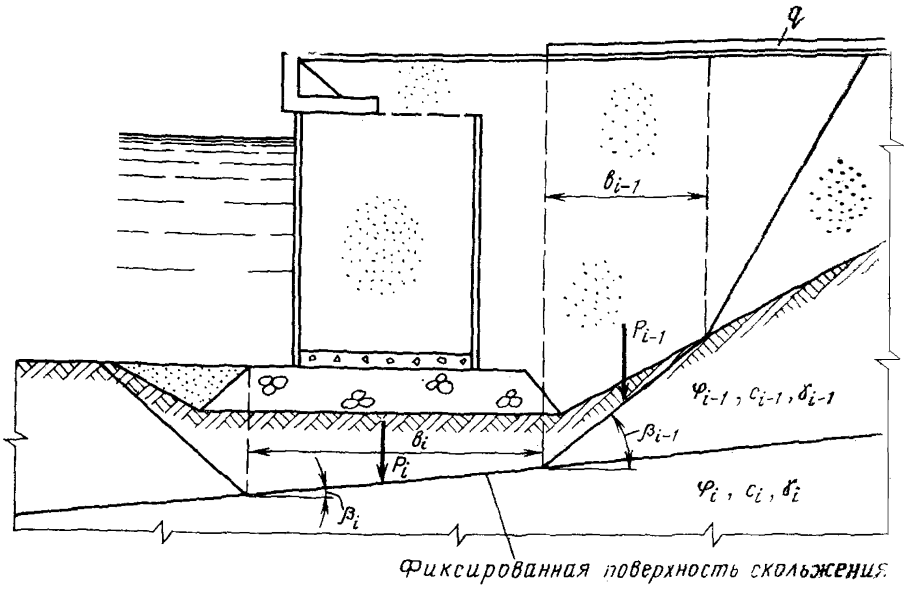


Рис. 10. Расчетная схема для определения несущей способности по **схеме глубинного** сдвига по фиксированной поверхности скольжения (метод **горизонтальных** сил)

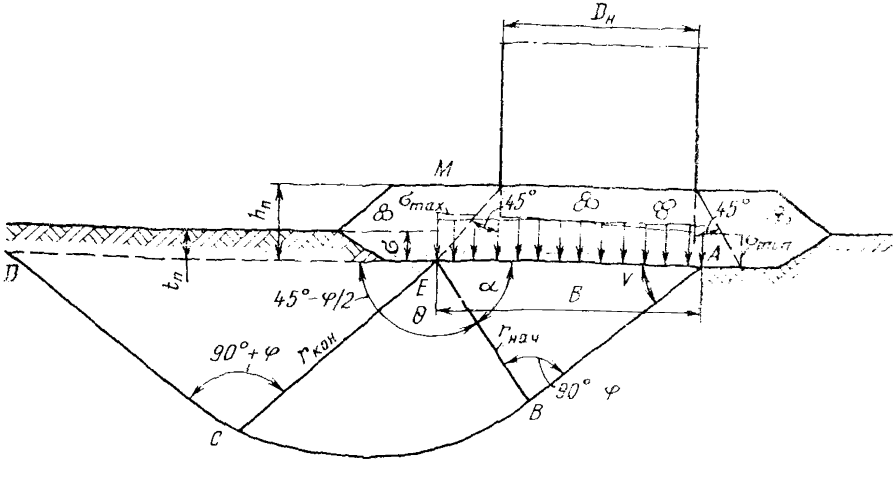


Рис. 11. Расчетная схема при глубинном сдвиге по схеме **ВНИИГа**

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (продолжение)

$$a = \sin\vartheta \exp(\theta \operatorname{tg}\varphi); \tag{105}$$

$$k = \frac{a}{\sin\left((45° - \frac{\varphi}{2}\right)}; \tag{106}$$

$$i = \frac{ka \sin\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{2\cos\varphi}; \tag{107}$$

$$m = -\frac{1}{2}\left[1 + \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)\right]; \tag{108}$$

$$ED = Bk, \tag{109}$$

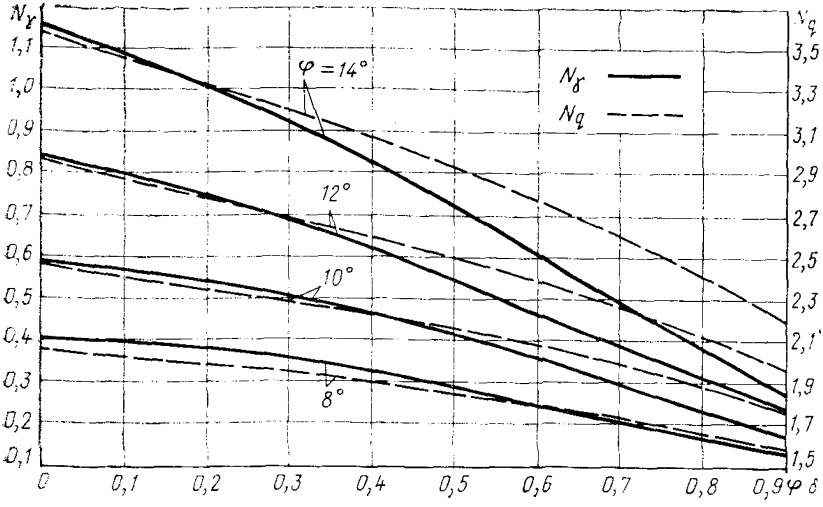


Рис. 12. График для безразмерных коэффициентов несущей способности N_γ и N_q в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона δ' силы $R_{\text{пр.р}}$

где N_γ, N_c, N_q — безразмерные коэффициенты несущей способности, которые вместе с коэффициентом k можно определить из графиков на рис. 12—19;

$q = \gamma t_{\text{п}}$ — интенсивность равномерной пригрузки над зоной выпирания ECD, кН/м²;

$q' = \frac{G_0}{BK}$ — интенсивность пригрузки над зоной выпирания ECD, учитывающей влияние местной нагрузки G_0, кН/м²;

G_0 — сила тяжести части каменной постели, расположенной выше уровня дна и левее линии EM (см. рис. 11), кН;

δ' — угол наклона силы $R_{\text{пр.р}}$ к вертикали.

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (продолжение)

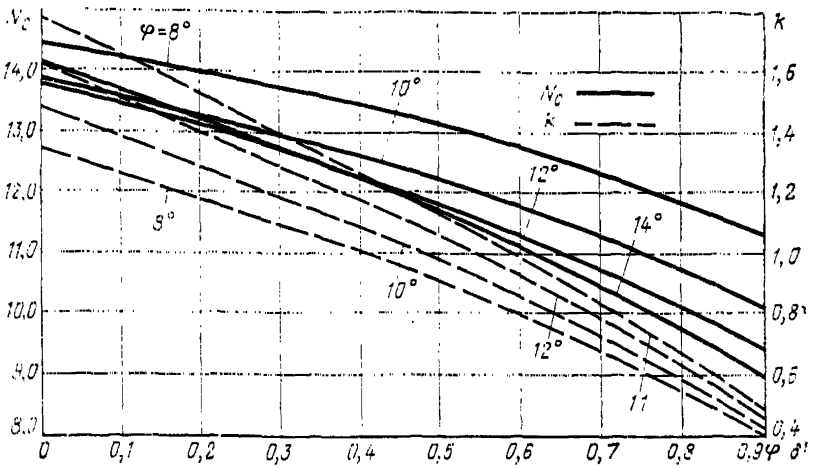


Рис. 13. График для определения безразмерных коэффициентов несущей способности N_c и k в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона δ' силы $R_{\text{пр.р}}$

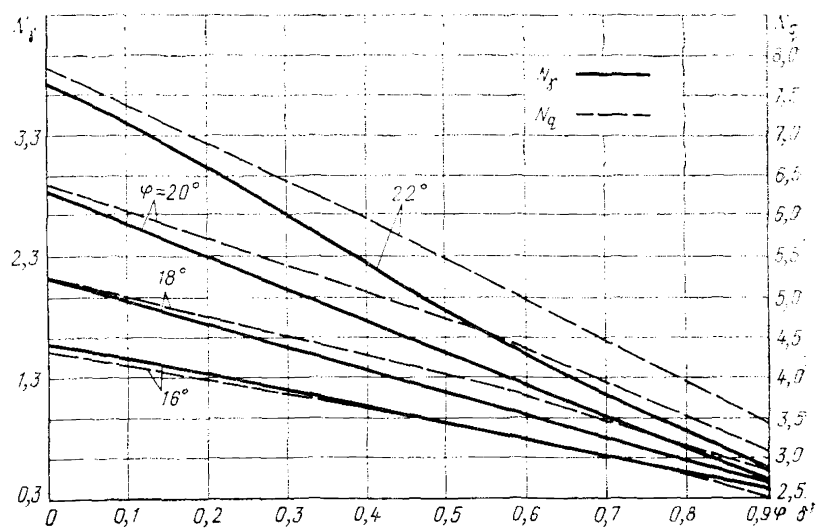


Рис. 14. График для определения безразмерных коэффициентов несущей способности N_γ и N_q в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона δ' силы $R_{\text{пр.р}}$

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (продолжение)

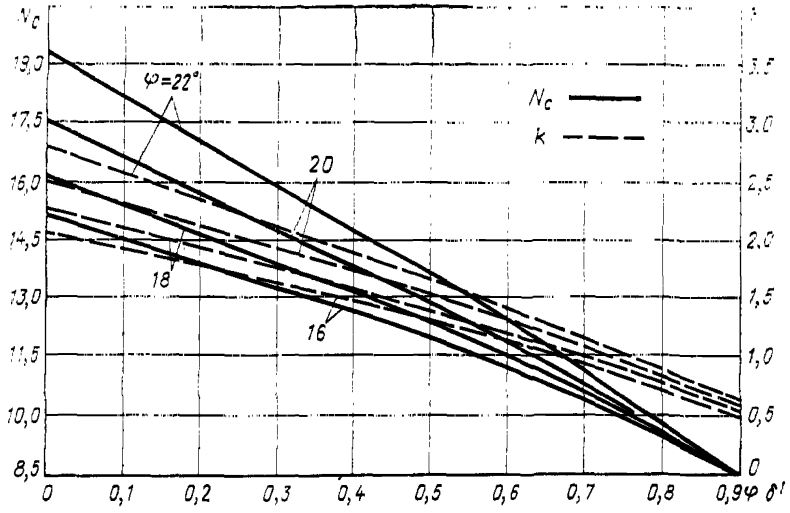


Рис. 15. График для определения безразмерных коэффициентов несущей способности N_c и k в зависимости от угла внутреннего трения и угла наклона δ' силы $R_{пр.р}$

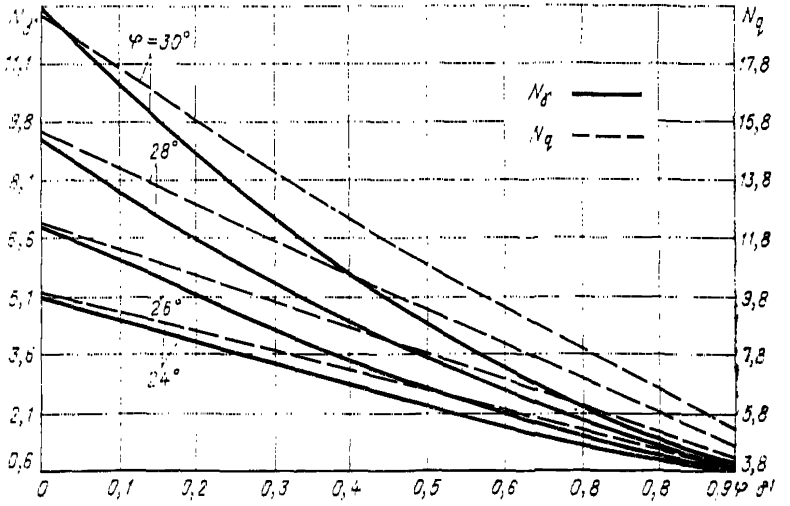


Рис. 16. График для определения безразмерных коэффициентов несущей способности N_γ и N_q в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона δ' силы $R_{пр.р}$

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (продолжение)

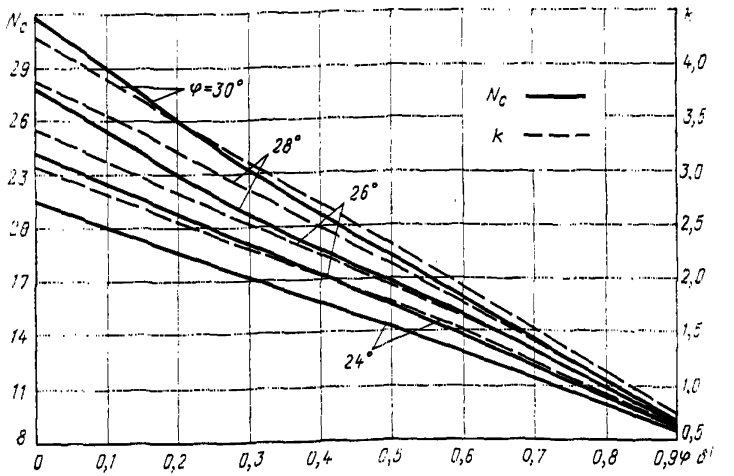


Рис. 17. График для определения безразмерных коэффициентов несущей способности N_c в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона δ′ силы $R_{пр.р}$

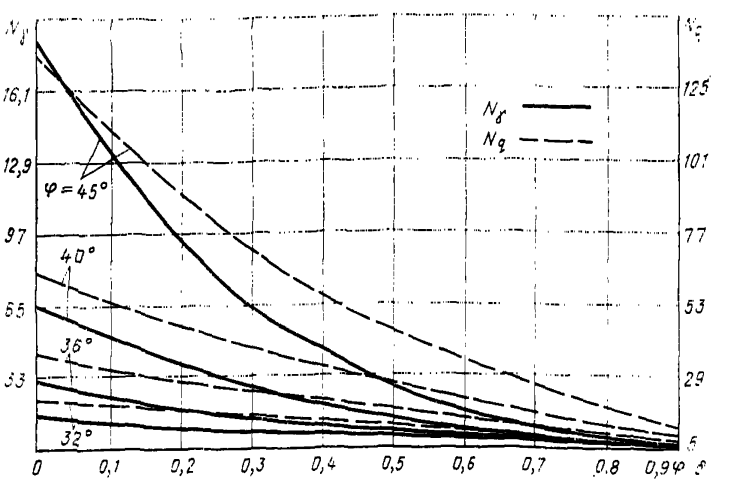


Рис. 18. График для определения безразмерных коэффициентов несущей способности N_γ и N_q в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона δ′ силы $R_{пр.р}$

ПРИЛОЖЕНИЕ 11 (окончание)

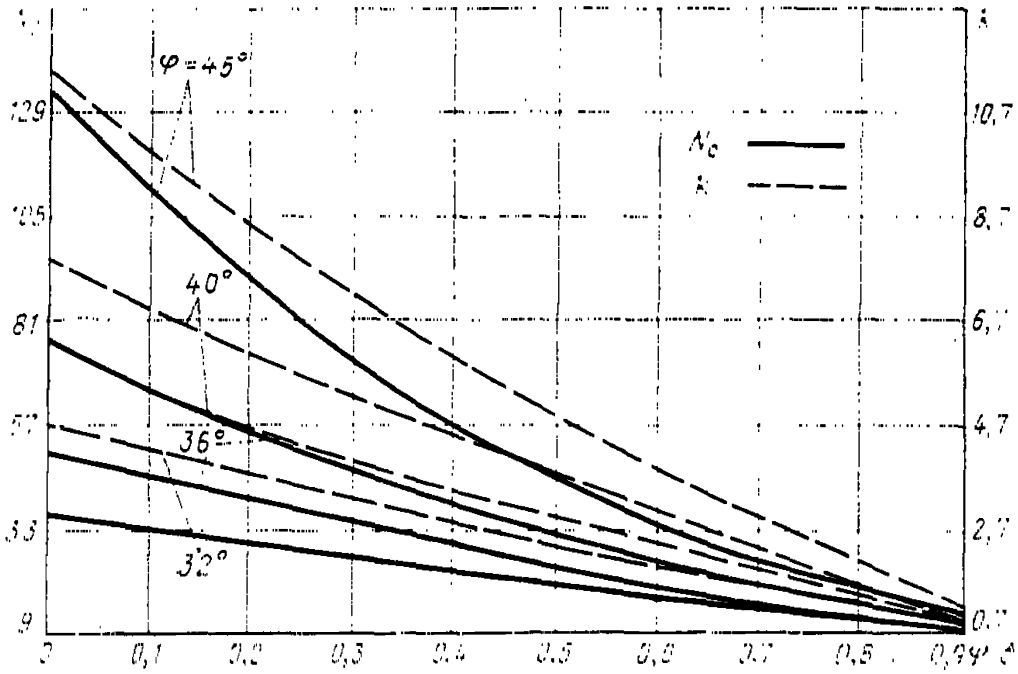


Рис. 19. График для определения безразмерных коэффициентов несущей способности N_c и k в зависимости от угла внутреннего трения φ и угла наклона δ' силы $R_{\text{пр.р}}$

П.11.9. При расчете устойчивости оболочек, устанавливаемых на грунт основания (тип Б), величины B и σ определяются по формулам:

$$B = D_{\text{н}} - 2e; \tag{110}$$

$$\sigma = \frac{\pi D_{\text{н}}^2 (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{8B(D_{\text{н}} + a)}, \tag{111}$$

где e — эксцентриситет равнодействующей всех сил на уровне подошвы оболочки;

$\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$ — краевые напряжения по поверхности контакта оболочки с основанием.

В остальном расчет выполняется в соответствии с указаниями предыдущего пункта П.11.8.

ПРИЛОЖЕНИЕ 12 (рекомендуемое)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

П.12.1. Общая величина вертикальных деформаций сооружения под действием заданных эксплуатационных нагрузок определяется по следующей формуле:

$$\Delta_0 = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3, \qquad (112)$$

где Δ_1 — осадки оболочки как штампа на действие вертикальных нагрузок от действия конструкции верхнего строения и засыпки грунта до проектной отметки территории и сил трения от бокового давления грунта, а также эксплуатационных нагрузок, м;

Δ_2 — осадки оболочки от поворота, возникающего при действии момента от надстройки на оболочку и при горизонтальном смещении оболочки от горизонтальных эксплуатационных нагрузок и активного давления грунта, м;

Δ_3 — осадки оболочки от обратного поворота, возникающие при действии эксплуатационной нагрузки за тыловой гранью оболочки, м;

П.12.2. Осадки оболочки как штампа круглой в плане формы под действием вертикальной нагрузки следует определять по следующей формуле:

$$\Delta_1 = \frac{\left(1 + \mu^0_{\text{гр}}\right)\left(P_{\text{н}} + P^{\text{э}}_{\text{н}}\right)}{2E^0_{\text{гр}} D_{\text{н}}}, \qquad (113)$$

где $\mu^0_{\text{гр}}$ — коэффициент поперечного расширения грунта основания под оболочкой;

$E^0_{\text{гр}}$ — модуль общей деформации грунта основания под оболочкой, МПа;

$P^{\text{э}}_{\text{н}}$ — эксплуатационная нагрузка, собранная в пределах надстройки, кН.

П.12.3. Осадки оболочки от поворота, возникающего при действии момента от надстройки на оболочку, следует определять по формуле

$$\Delta^{\text{м}}_2 = \pm \frac{\left(1 + \mu^0_{\text{гр}}\right) D_{\text{н}} M_{\text{н}}}{\pi b^2_E E^0_{\text{гр}}}, \qquad (114)$$

где $M_{\text{н}}$ — момент действующий от надстройки на оболочку на 1 м длины причального фронта, кН·м;

b_E — величина, определяемая по п. П.10.5 настоящего Руководства, м.

П. 12.4. Осадки оболочки от поворота, возникающего при горизонтальном смещении оболочки от горизонтальных эксплуатационных нагрузок и действии бокового давления грунта, следует определять по формуле

$$\Delta^{\text{г}}_2 = \mp \frac{\mu^0_{\text{гр}}\left(1+\mu^0_{\text{гр}}\right)\left(1-2\mu^0_{\text{гр}}\right) P_{\text{г}}}{4\left(1-\mu^0_{\text{гр}}\right)\pi E^0_{\text{гр}} b_E}\left(2b_E \operatorname{arc\,tg}\frac{l_{\text{пр}}}{4b_E} + \right.$$

$$\left. + \frac{L_{\text{пр}}}{2} \ln \frac{l^2_{\text{пр}} + 16 b^2_E}{L^2_{\text{пр}}}\right), \qquad (115)$$

где $P_{\text{г}}$ — сумма горизонтальных усилий от указанных видов нагрузок, действующих на 1 м длины причального фронта, кН;

$L_{\text{пр}}$ — длина причала, м.

ПРИЛОЖЕНИЕ 12 (продолжение)

П.12.5. Осадки оболочки от обратного поворота, возникающие при действии эксплуатационной нагрузки за тыловой гранью, следует определять по следующим формулам:

$$\Delta_з^т = \frac{\left(1+\mu_{гр}^0\right) q_i}{2\pi E_{гр}^0}\left(L_{пр} \ln \frac{2b_q+\sqrt{L_{пр}^2+4b_q^2}}{L_{пр}} - b_q \ln \frac{\sqrt{L_{пр}^2+4b_q^2}-L_{пр}}{\sqrt{L_{пр}^2+4b_q^2}+L_{пр}}\right); \quad (116)$$

$$\Delta_з^л = \frac{\left(1+\mu_{гр}^0\right) q_i}{2\pi E_{гр}^0}\left(L_{пр} \ln \frac{2b_q+4b_E+\sqrt{L_{пр}^2+4\left(b_q+2b_E\right)^2}}{4b_E+\sqrt{L_{пр}^2+16b_E^2}} + \right.$$

$$\left. +2b_E \ln \frac{\sqrt{L_{пр}^2+16b_E^2}-L_{пр}}{\sqrt{L_{пр}^2+16b_E^2}+L_{пр}} - \left(b_q+2b_E\right) \ln \frac{\sqrt{L_{пр}^2+4\left(b_q+2b_E\right)^2}-L_{пр}}{\sqrt{L_{пр}^2+4\left(b_q+2b_E\right)^2}+L_{пр}}\right), \quad (117)$$

где b_q — ширина площади загружения (рис. 20), м.

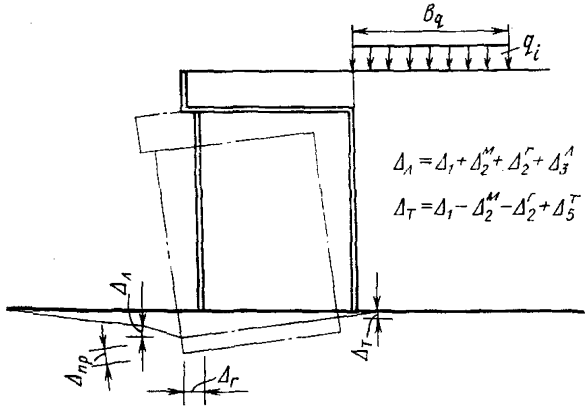


Рис. 20. Схема деформаций причальных сооружений из оболочек большого диаметра

П.12.6. Угол наклона оболочек (крен) следует определять по формуле

$$\alpha_п = \operatorname{arc\,tg} \frac{\Delta_2^н}{b_E} - \operatorname{arc\,tg} \frac{\Delta_2^г}{b_E} - \operatorname{arc\,tg} \frac{\Delta_3^т - \Delta_3^л}{2b_E}. \quad (118)$$

П.12.7. Параллельные смещения набережных из оболочек большого диаметра по горизонтали определяются по формуле

$$\Delta_г = \frac{\left(1+\mu_{гр}^0\right) P_г}{2\pi E_{гр}^0} \ln \frac{\sqrt{L_{пр}^2+b_E^2}+L_{пр}}{\sqrt{L_{пр}^2+b_E^2}-L_{пр}}. \quad (119)$$

Горизонтальное перемещение кордона набережной $\Delta_г^к$ определяется по формуле

$$\Delta_г^к = H_с \operatorname{tg} \alpha_п. \quad (120)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 12 (продолжение)

П.12.8. При определении деформаций в строительный период следует пользоваться указаниями пп. П.12.1—П.12.7 настоящего Руководства с соответствующей заменой действующих моментов и усилий в уровне подошвы оболочки с учетом обжатия каменной постели.

П.13.8. Для оценки составляющей деформации в строительный период от прорезания оболочкой грунта основания допускается пользоваться следующей формулой:

$$\Delta_{пр} = \frac{\beta_3 (q_{ср} - \sigma_{H_2})}{E_{гр}} A_0 \left(e^{-\frac{H_2}{A_0}} - 1\right), \qquad (121)$$

где $q_{ср}$ — средняя равномерно распределенная нагрузка от оболочки, засыпки, надстройки, балластного слоя и временных нагрузок на причале на уровне подошвы оболочки, кН/м²;

σ_{H_2} — величина силосного давления на уровне подошвы оболочек, определяемая по формуле (31) настоящего Руководства, МПа;

A_0 — параметр, определяемый по формуле (28) настоящего Руководства;

H_2 — высота подводной части оболочки, м;

$\beta_3 = (1 + \mu_{гр})(1 - \mu_{гр} - \mu_{гр}\lambda_0)$;

λ_0 — коэффициент бокового давления, принимаемый по табл. 5.

ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (справочное)

ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРИЧАЛЬНОГО СООРУЖЕНИЯ ИЗ ОБОЛОЧЕК БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

Исходные данные

Причальное сооружение для глубины 13,0 м выполнено из круглых оболочек диаметром 12,0 м с толщиной стенки 0,2 м. Оболочки расположены на каменной постели, утопленной в основание. Расстояние между смежными оболочками составляет 0,5 м. Отметка верха оболочки составляет +0,5 м, отметка кордона +3,0 м. Нагрузки, действующие на поверхности причала, относятся к I категории. Для засыпки применяется песок с углом внутреннего трения 30° и плотностью над водой 1,8 т/м³ и под водой 1,0 т/м³. Модуль деформации грунта засыпки составляет 30 МПа, модуль деформации грунта основания — 40 МПа, модуль упругости материала оболочки 30 000 МПа и коэффициент поперечного расширения грунта основания равен 0,3.

Нагрузки и воздействия

а) Определение давления грунта внутренней засыпки.

Величина и распределение вертикального нормального давления определяется по формулам (26) и (27) Руководства.

Равномерно распределенная нагрузка на уровне верха оболочки от действия балластного слоя и временных нагрузок на причале

$$q_c = 2{,}5 \cdot 18 + 40 = 85 \text{ кН/м}^2.$$

Определим коэффициент бокового давления λ_0 по табл. 5. $\lambda_0 = 0{,}5$.

Параметр A_0 определяем по формуле (28) Руководства:

$$A_0 = \frac{11{,}6}{4 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}415} = 14.$$

Определяем величину нормального давления на отметках:

$+0{,}5 \quad \sigma_{z_1} = 85 \text{ кН/м}^2$

$\pm 0{,}0 \quad \sigma_z = 18 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-0{,}5}{14}}\right) + 85 \cdot e^{\frac{-0{,}5}{14}} = 90{,}8 \text{ кН/м}^2$

$-2{,}0 \quad \sigma_z = 10 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-2}{14}}\right) + 90{,}8 \cdot e^{\frac{-2}{14}} = 97{,}3 \text{ кН/м}^2$

$-4{,}0 \quad \sigma_z = 10 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-4}{14}}\right) + 90{,}8 \cdot e^{\frac{-4}{14}} = 103{,}1 \text{ кН/м}^2$

$-6{,}0 \quad \sigma_z = 10 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-6}{14}}\right) + 90{,}8 \cdot e^{\frac{-6}{14}} = 108{,}8 \text{ кН/м}^2$

$-8{,}0 \quad \sigma_z = 10 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-8}{14}}\right) + 90{,}8 \cdot e^{\frac{-8}{14}} = 112{,}2 \text{ кН/м}^2$

$-10{,}0 \quad \sigma_z = 10 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-10}{14}}\right) + 90{,}8 \cdot e^{\frac{-10}{14}} = 116{,}9 \text{ кН/м}^2$

$-12{,}0 \quad \sigma_z = 10 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-12}{14}}\right) + 90{,}8 \cdot e^{\frac{-12}{14}} = 119{,}2 \text{ кН/м}^2$

$-13{,}0 \quad \sigma_z = 10 \cdot 14 \left(1 - e^{\frac{-13}{14}}\right) + 90{,}8 \cdot e^{\frac{-13}{14}} = 120{,}8 \text{ кН/м}^2$

ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (продолжение)

Величина и распределение горизонтального нормального давления на внутренний контур оболочки и вертикального касательного напряжения определяются по формулам (34) и (35) Руководства на следующих отметках:

+ 0,5	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 85 = 42{,}5$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 85 = 17{,}6$
± 0,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 90{,}8 = 45{,}4$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 90{,}8 = 18{,}8$
— 2,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 97{,}3 = 48{,}6$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 97{,}3 = 20{,}2$
— 4,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 103{,}1 = 51{,}5$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 103{,}1 = 21{,}6$
— 6,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 108 = 54$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 108 = 22{,}4$
— 8,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 112{,}2 = 56{,}1$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 112{,}2 = 23{,}2$
—10,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 116{,}9 = 58{,}4$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 116{,}9 = 24{,}2$
—12,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 119{,}2 = 59{,}6$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 119{,}2 = 24{,}7$
—13,0	$\sigma_R = 0{,}5 \cdot 120{,}8 = 60{,}4$	$\tau_R = 0{,}207 \cdot 120{,}8 = 25{,}0$

б) Активное давление грунта от его массы и расположенных на нем постоянных и временных нагрузок.

Угол обрушения определяем по формуле (40) Руководства для всей оболочки вместе с надстройкой. Коэффициент, учитывающий расположение временной нагрузки на причале в зоне призмы обрушения, определяем по формуле (41). В соответствии с рис. 4 Руководства имеем:

$q = 40$ кН/м²; $q_1 = q_3 = 0$; $q_2 = 20$ кН/м²;
$q_2^1 = 40$ кН/м²; $a_2 = 2$ м; $a_2^1 = 8$ м.

Для расчета устойчивости принимаем $\psi = 0$ и $\delta = 30°$ согласно п. П.5.3 Руководства.

Тогда $m_0 = \operatorname{tg} 60° = 1{,}73$;

$$P = \frac{2\,(20 \cdot 2 + 40 \cdot 8)}{16\,[10 \cdot 13 + 18 \cdot 3 + 2\,(40 + 20 + 40)]} = 0{,}117.$$

Угол обрушения определям по формуле (40) Руководства:

$$\operatorname{tg} \varepsilon = -1{,}73 \pm \sqrt{1{,}73\,(1{,}73 + 1{,}73 + 0{,}117) + 0{,}117 \cdot 1{,}73} = 0{,}79.$$

$$\varepsilon = 38°20'$$

Коэффициенты вертикальной и горизонтальной составляющих активного давления определяем по формулам (38) и (39) Руководства:

$$\lambda_x = \frac{0{,}79}{0{,}577 + 2{,}93} = 0{,}225;$$

$$\lambda_z = 0{,}225 \cdot 0{,}577 = 0{,}13.$$

Определим ординаты точек пересечения плоскостей обрушения с касательной к тыловой грани оболочек в местах изменения интенсивности нагрузки на причале:

$$h_{40} = \frac{2}{0{,}79} = 2{,}5 \text{ м};$$

$$h_{60} = \frac{8}{0{,}79} = 10{,}0 \text{ м}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (продолжение)

Определим ординату эпюры вертикальных и горизонтальных составляющих давления на следующих отметках:

+3,0 $\sigma_x^a = 40 \cdot 0{,}225 = 9$ кН/м²

$\sigma_z^a = 40 \cdot 0{,}130 = 5{,}21$ кН/м²

+0,5 $\sigma_x^a = (40 + 2{,}5 \cdot 18)\ 0{,}225 = 19{,}15$ кН/м²

$\sigma_z^a = 85 \cdot 0{,}13 = 11$ кН/м²

$\sigma_x^a = (85 + 20)\ 0{,}225 = 23{,}7$ кН/м²

$\sigma_z^a = 105 \cdot 0{,}13 = 13{,}6$ кН/м²

±0,0 $\sigma_x^a = (85 + 8 \cdot 0{,}5 + 20)\ 0{,}225 = 25{,}7$ кН/м²

$\sigma_z^a = 114 \cdot 0{,}13 = 14{,}82$ кН/м²

—7,0 $\sigma_x^a = (114 + 10{,}7)\ 0{,}225 = 41{,}5$ кН/мм²

$\sigma_z^a = (114 + 10{,}7)\ 0{,}13 = 24$ кН/м²

$\sigma_x^a = (184 + 40)\ 0{,}225 = 50{,}4$ кН/м²

$\sigma_z^a = (184 + 40)\ 0{,}13 = 29{,}2$ кН/м²

—13,0 $\sigma_x^a = (224 + 6 \cdot 10)\ 0{,}225 = 64$ кН/м²

$\sigma_z^a = 284 \cdot 0{,}13 = 37$ кН/м².

Составляющие швартовного усилия на одну оболочку тумбы, рассчитанной на нагрузки 1000 кН, принимаем равными:

в горизонтальном направлении $N_т = 870$ кН;

в вертикальном направлении $V_т = 467$ кН.

Расчеты несущей способности

а) Проверка устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига.

Определяем сумму сдвигающих горизонтальных сил, действующих на одну оболочку. Горизонтальная составляющая активного давления грунта на 1 м длины сооружения определяется по формуле (рис. 21):

$$E_г^a = \frac{9 + 19{,}15}{2} \cdot 2{,}5 + \frac{23{,}7 + 25{,}7}{2} \cdot 0{,}5 + \frac{25{,}7 + 41{,}5}{2} \cdot 7{,}0 + \frac{50{,}4 + 64}{2} \times$$

$$\times 6 = 35{,}2 + 12{,}3 + 235 + 344 = 626{,}5 \text{ кН/м}.$$

Полная составляющая активного давления грунта на одну оболочку определяется по формуле:

$$E_г^a = 626{,}5\ (12 + 0{,}5) = 7850 \text{ кН}.$$

Сумма вертикальных сил, действующих на каменную постель в сечении подошвы оболочки, определяется по формуле (73) Руководства.

Сила тяжести оболочки равна:

$$P_{об} = 3{,}14 \cdot 11{,}8 \cdot 0{,}2 \cdot 13 \cdot 14 + 3{,}14 \cdot 11{,}8 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}5 \cdot 24 = 1440 \text{ кН}.$$

Сила тяжести надстройки и балластного слоя, лежащего на ней:

$$P_н = 2{,}5 \cdot 6 \cdot 12{,}5 \cdot 18 - \frac{3{,}14 \cdot 6^2}{2} \cdot 2{,}5 \cdot 18 = 820 \text{ кН}.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (продолжение)

Сила тяжести балластного слоя, лежащего в пределах свободного контура оболочки:

$$P_{б.с} = 3{,}14 \cdot 6^2 \cdot 2{,}5 \cdot 18 = 5100 \text{ кН}.$$

Сила тяжести внутренней засыпки оболочки:

$$P_{в.з} = 3{,}14 \cdot 5{,}8^2 \cdot 13 \cdot 10 + 3{,}14 \cdot 5{,}8^2 \cdot 0{,}5 \cdot 18 = 14650 \text{ кН}.$$

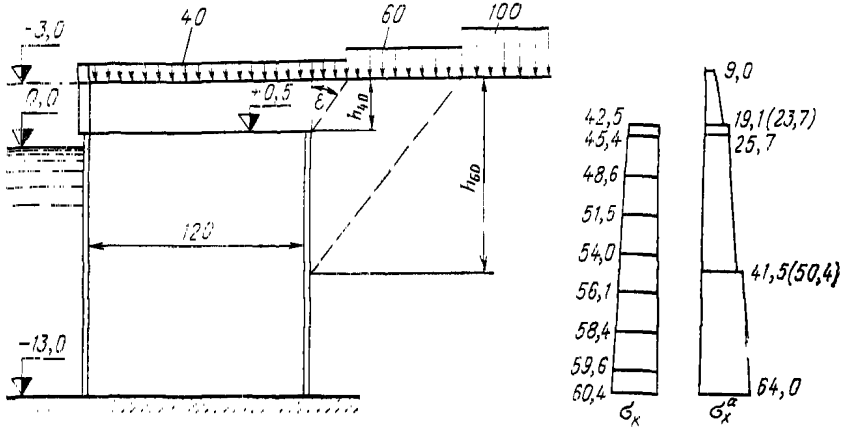


Рис. 21. Расчетная схема сооружения и эпюры бокового давления грунта внутренней и внешней засыпки

Вертикальная составляющая активного давления грунта:

$$E_в^a = 7850 \cdot 0{,}577 = 4530 \text{ кН}.$$

Сумма вертикальных сил равна:

$$P = 1440 + 820 + 5100 + 14650 + 4530 = 26540 \text{ кН}.$$

Проверка устойчивости проводится по формуле (15) с учетом составляющих швартовного усилия:

$$1{,}0 \cdot 1{,}20\,(7850 + 870) \leqslant \frac{1{,}15 \cdot 0{,}95}{1{,}20} \cdot 0{,}5\,(26540 - 467)$$

$$10464 \leqslant 11870$$

б) Проверка устойчивости оболочки на опрокидывание с целью предотвращения выскальзывания внутренней засыпки.

Суммарная величина вертикальных сил трения внутренней засыпки, возникающих на внутренней поверхности оболочки, определяется по формуле (86) Руководства:

$$E_{в.з}^a = 14650 + 5100 - 0{,}786 \cdot 11{,}6^2 \cdot 120{,}8 = 7000 \text{ кН}.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (продолжение)

Определяем величину b_E по формуле (84) Руководства:

$$b_E = \frac{0{,}4 \cdot 12^2}{12{,}5} = 4{,}6 \text{ м}.$$

Момент сил, удерживающих оболочку от опрокидывания:

$$M_y = 0{,}5 \cdot 12\,(1440 + 4530 + 7000) + 820 \cdot 1{,}5 + 4530\,\frac{4 \cdot 12^2}{12{,}5} = 100130 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент от горизонтальных сил, вызывающих опрокидывание, определяется по эпюре горизонтальных напряжений:

$$M_{опр} = [35{,}2(13{,}5+1{,}2) + 12{,}3 \cdot 13{,}2 + 235(6+3{,}15) + 344 \cdot 2{,}7] \cdot 12{,}5 = 61300 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие (19) Руководства выполнено.

$$1{,}0 \cdot 1{,}20 \cdot 61300 \leqslant \frac{1{,}15 \cdot 0{,}95}{1{,}20} \cdot 100130.$$

$$73560 \leqslant 91160.$$

в) Проверка прочности основания.

Нормативная вертикальная сила, действующая на основание под оболочкой, с учетом швартовного усилия, массы вертикального уплотнения между оболочками и сил трения, действующих по уплотнению, равна:

$$P^н = 26540 - 467 + 4530\,\frac{0{,}5}{1{,}25} + 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 13 \cdot 14 + 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 24 = 26303 \text{ кН}.$$

Нормативный момент сил относительно центра площади сечения подошвы оболочки:

$$M^н = 61300 - 20900 + 820 \cdot 4{,}5 = 41290 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нормативные краевые напряжения для основания оболочки определяются по формуле (7) Руководства:

$$\sigma^{max}_{min} = \frac{4\,(26303 \cdot 12 + 8 \cdot 41290)}{3{,}14 \cdot 12^3} = \pm\,\frac{478}{1{,}04} \text{ кН/м}^2.$$

Таким образом, условие (6) выполняется:

$$\frac{478 + 1{,}04}{478 - 1{,}04} \approx 1; \quad \sigma_{max} < R_к.$$

г) Проверка прочности оболочки.

Прочность оболочки проверяется по наибольшим величинам усилий, возникающих в ее сечениях в результате взаимодействия с грунтом, основанием, верхним строением. Статический расчет оболочки проводим с помощью программы АРКО-2м.

Исходная информация к программе (условные обозначения приведены в приложении 8 Руководства):

$$P_{верт} = 820 \text{ кН};$$

$$q_{верт} = \frac{5100}{3{,}14 \cdot 6^2} = 45 \text{ кН/м}^2;$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (продолжение)

$$P_{гор} = 35{,}2 \cdot 12{,}5 + 870 = 1310 \text{ кН};$$

$$M = 820 \cdot 4{,}5 + 870 \cdot 3 - 467 \cdot 6 + 440 \cdot 1{,}2 - 440 \cdot 0{,}577 \cdot \frac{0{,}4 \cdot 12^2}{12{,}5} = 2860 \text{ кНм};$$

$P_{гр} = 591{,}3$ кН/м: $y_{у.т} = 5{,}5$ м; $f_0 = 0{,}5$; $f_{нар.} = 0{,}27$; $f_{вн} = 0{,}415$;

$K = 0{,}5$; $\gamma_{гр} = 1{,}0$ т/м^3; $E_{гр} = 30$ МПа; $\mu = 0{,}3$; $E_{об} = 30000$ МПа;

$h_в = 0{,}5$ м; $D = 11{,}8$ м; $W = 21{,}9$ м^3; $H = 13{,}5$ м; $t = 0{,}2$ м;

$n \geqslant 10$; $m = 6$; $\lambda = 0$.

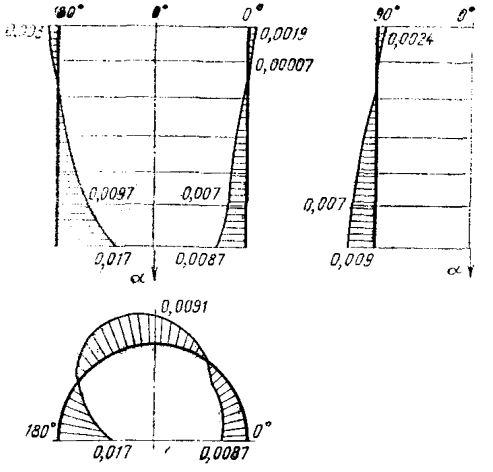


Рис. 22. Эпюра радиальных перемещений оболочки W, м

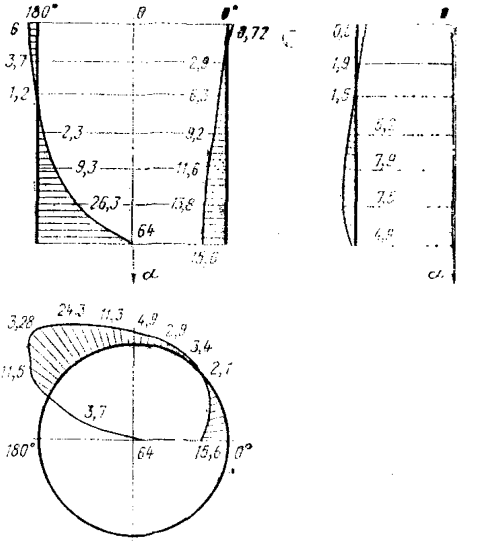


Рис. 23. Эпюра поперечных изгибающих моментов в оболочке M_β, кН·м

Результаты расчета выводятся в виде столбцов цифр в зависимости от угла β от 0 до 180° через 15° сверху вниз для различных сечений и усилий и перемещений оболочки На рис. 22—25 приведены для наглядности графические изображения эпюр усилий и перемещений оболочки для некоторых характерных сечений

Максимальные значения полученных усилий и моментов в оболочке по нижнему торцу соответствуют значениям, приведенным в табл 1 Руководства.

Расчет деформаций

Определим общую величину вертикальных деформаций сооружения в эксплуатационный период.

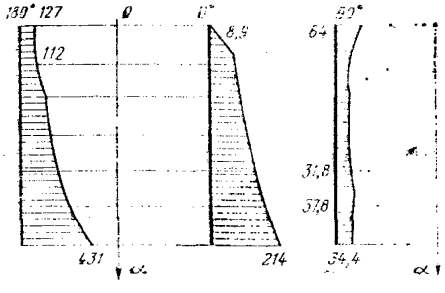
ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (продолжение)

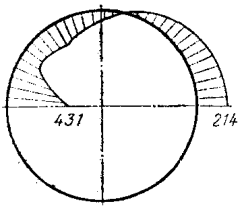
Вес надстройки с учетом сил трения грунта:

$$P_{н}=820+5100+440\cdot 0{,}577=6170 \text{ кН}.$$

Эксплуатационная нагрузка, собранная в пределах надстройки:

$$P_{н}^{э}=40\cdot 12\cdot 12{,}5=6000 \text{ кН}.$$





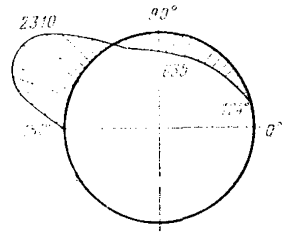


Рис. 24. Эпюра поперечных нормальных усилий в оболочке T, кН/м

Рис. 25. Эпюра сдвигающих усилий в оболочке S, кН/м

Осадку оболочки как штампа Δ_1 определяем по формуле (113) Руководства:

$$\Delta_1=\frac{(1+0{,}3)(6170+6000)}{2\cdot 40000\cdot 12}=0{,}0165 \text{ м}=1{,}65 \text{ см}.$$

Определим осадку оболочки от поворота, возникающего при горизонтальном смещении оболочки, по формуле (115) Руководства:

$$\Delta_2^{\Gamma}=\mp\frac{0{,}3\,(1+0{,}3)\,(1-0{,}6)\,(600+870)}{4\,(1-0{,}3)\,3{,}14\cdot 40000\cdot 4{,}6\cdot 12{,}5}\left(2\cdot 4{,}6\operatorname{arc\,tg}\frac{200}{4\cdot 4{,}6}+\right.$$

$$\left.+\frac{200}{2}\ln\frac{200^2+16\cdot 4{,}6^2}{200^2}\right)=\mp 0{,}00165 \text{ м}=\mp 0{,}0165 \text{ см}.$$

Осадки оболочки от действия эксплуатационной нагрузки за тыловой гранью (принимаем $b_q=25$ м; $q_1=100$ кН/м²):

ПРИЛОЖЕНИЕ 13 (продолжение)

$$\Delta_3^т = \frac{1{,}3 \cdot 100}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 40000} \left(200 \ln \frac{50 + \sqrt{200^2 + 4 \cdot 25^2}}{200} - \right.$$

$$\left. - 25 \ln \frac{\sqrt{200^2 + 4 \cdot 25^2} - 200}{200 + \sqrt{200^2 + 4 \cdot 25^2}} \right) = 0{,}0795 \text{ м} = 7{,}95 \text{ см};$$

$$\Delta_3^л = \frac{1{,}3 \cdot 100}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 40000} \left(200 \ln \frac{50 + 4 \cdot 4{,}6 + \sqrt{200^2 + 4 (25 + 2 \cdot 4{,}6)^2}}{4 \cdot 4{,}6 + \sqrt{200^2 + 16 \cdot 4{,}6^2}} + \right.$$

$$+ 2 \cdot 4{,}6 \ln \frac{\sqrt{200^2 + 16 \cdot 4{,}6^2} - 200}{\sqrt{200^2 + 16 \cdot 4{,}6^2} + 200} - (25 + 2 \cdot 4{,}6) \times$$

$$\left. \times \ln \frac{\sqrt{200^2 + 4 (25 + 2 \cdot 4{,}6)^2} - 200}{\sqrt{200^2 + 4 (25 \cdot 4{,}6)^2} + 200} \right) = 0{,}06 \text{ м} = 6 \text{ см}.$$

Общая величина вертикальных деформаций под действием эксплуатационных нагрузок:

для лицевой грани

$$\Delta_0^л = 1{,}65 + 0{,}11 - 0{,}02 + 6{,}0 = 7{,}74 \text{ см};$$

для тыловой грани

$$\Delta_0^т = 1{,}65 - 0{,}11 + 0{,}02 + 7{,}95 = 9{,}51 \text{ см},$$

т. е. условием (23) выполнено:

$$\frac{7{,}74 + 9{,}51}{2} = 8{,}62 < 20$$

Определим горизонтальное смещение оболочки по формуле (119):

$$\Delta_г = \frac{1{,}3 \cdot 1470}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 40000 \cdot 12{,}5} \ln \frac{200 + \sqrt{200^2 + 4{,}6^2}}{\sqrt{200^2 + 4{,}6^2} - 200} = 0{,}00546 \text{ м} = 0{,}546 \text{ см}.$$

Определим составляющую деформации в строительный период от прорезания оболочкой основания по формуле (121) Руководства;

$$\beta_з = (1 + 0{,}3)(1 - 0{,}3 - 0.3 \cdot 0{,}5) = 0{,}715;$$

$$\Delta_{пр} = \frac{0{,}715 (224 - 120{,}8)}{40000} 14 \left(e^{\frac{-13}{14}} - 1\right) = 0{,}0156 \text{ м} = 1{,}56 \text{ см}.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 14 (справочное)

ПРИНЯТЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

$H_с$ — высота сооружения от проектного дна до отметки территории, м;
H — высота оболочки, м;
$D_н$ — наружный диаметр круглой оболочки, м;
$D_{вн}$ — внутренний диаметр круглой оболочки, м;
$D_{оп}$ — описанный диаметр полигональной оболочки, м;
$R_{ср}$ — радиус срединной поверхности оболочки, м;
t — толщина стенки оболочки или панели, м;
a — расстояние между оболочками, м;
α — безразмерная вертикальная координата оболочки;
β — угловая координата точки на поверхности оболочки, град;
$n_п$ — количество панелей в оболочке;
$b_п$ — ширина панели для полигональной оболочки, м;
$E_{об}$ — модуль упругости материала оболочки, МПа;
$E_{гр}$ — модуль общей деформации грунта, МПа;
$\mu_{гр}$ — коэффициент поперечного расширения грунта;
φ — угол внутреннего трения грунта, град;
c — удельное сцепление грунта, МПа;
γ — плотность грунта, т/м^3;
q_i — интенсивность временной эксплуатационной нагрузки на причале, кН/м^2;
N — продольное нормальное усилие в оболочке, кН/м;
T — поперечное нормальное усилие в оболочке, кН/м;
S — сдвигающее усилие в оболочке, кН/м;
M_β — изгибающий момент, действующий на элемент оболочки в поперечном направлении, кН·м/м;
Q_β — перерезывающее усилие, соответствующее моменту M_β, кН/м;
M_α — изгибающий момент, действующий на элемент оболочки в продольном направлении, кН·м/м;
Q_α — перерезывающее усилие, соответствующее моменту M_α, кН/м.

СОДЕРЖАНИЕ

	С.
1. Общие положения	3
2. Нагрузки и воздействия	4
3. Расчет сооружений из оболочек большого диаметра по несущей способности	6
4. Расчет сооружений из оболочек большого диаметра по деформациям	14

ПРИЛОЖЕНИЯ

1. Схемы конструкций из оболочек большого диаметра	17
2. Область применения конструкций из оболочек большого диаметра в зависимости от вида грунтов основания	18
3. Основные требования к конструированию	19
4. Определение давления грунта внутренней засыпки на оболочку	22
5. Определение активного и пассивного давления грунта на оболочку	25
6. Определение волновых нагрузок на оболочку	29
7. Аналитический способ определения дополнительного напряженного и деформированного состояния оболочки	30
8. Автоматизированный расчет круглых в плане оболочек	34
9. Расчет сборных оболочек из плоских плит	36
10. Расчет сооружений из оболочек большого диаметра на сдвиг и опрокидывание	38
11. Определение несущей способности оснований по схеме глубинного сдвига	41
12. Определение деформаций сооружений из оболочек большого диаметра	50
13. Пример расчета причального сооружения из оболочек большого диаметра	53
14. Принятые условные обозначения	61

Руководство по расчету морских гидротехнических сооружений из оболочек большого диаметра
РТМ 31.3013—77

Редактор Тимофеева Г. Г.

Технический редактор Бушева Л. П.

Корректор Шуман Г. Л.

Л—79708. Сдано в набор 14.III.78 г. Подписано в печать 26.V.78 г. Формат 60×90/16. Уч.-изд. л. 4,78. Печ. л. 4,0. Тираж 200 экз. Изд. № 855-В. Заказ тип. № 655. Цена 50 коп.
Центральное рекламно-информационное агентство «Морфлот»
103012, Москва, Хрустальный пер., 1/3, пом. 84

gost.e-ecolog.ru

Типография «Моряк», Одесса, ул. Ленина, 26