Система ведомственных нормативных документов по строительству, проектированию и эксплуатации объектов Министерства обороны Российской Федерации

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

РУКОВОДСТВО ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ И ТРУБОПРОВОДОВ НА СКЛАДАХ ГОРЮЧЕГО МО РФ

ВСП 34 - 01 - 03
МО РФ

Издание официальное

НАЧАЛЬНИК СТРОИТЕЛЬСТВА И РАСКВАРТИРОВАНИЯ ВОЙСК – ЗАМЕСТИТЕЛЬ МИНИСТРА ОБОРОНЫ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Москва-2003

gost.e-ecolog.ru

Система ведомственных нормативных документов по строительству, проектированию и эксплуатации объектов *Министерства обороны Российской Федерации*

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

РУКОВОДСТВО ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ И ТРУБОПРОВОДОВ НА СКЛАДАХ ГОРЮЧЕГО МО РФ

ВСП 34 - 01 - 03
МО РФ

Издание официальное

НАЧАЛЬНИК СТРОИТЕЛЬСТВА И РАСКВАРТИРОВАНИЯ ВОЙСК – ЗАМЕСТИТЕЛЬ МИНИСТРА ОБОРОНЫ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Москва-2003

Предисловие

1. РАЗРАБОТАН 26 Центральным научно-исследовательским институтом Министерства обороны Российской Федерации с участием 20 Центрального проектного института Министерства обороны Российской Федерации, Центрального управления ракетного топлива и горючего Министерства обороны Российской Федерации.

2. ВНЕСЕН Военно-научным комитетом Начальника строительства и расквартирования войск Министерства обороны Российской Федерации.

3. УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Начальником строительства и расквартирования войск – Заместителем Министра обороны Российской Федерации 07.04.2003 г.

4. ВЗАМЕН $\frac{ВСН\,158-89}{Минобороны}$ "Инструкция по расчету и проектированию горизонтальных и вертикальных металлических резервуаров (на воздействие специальной нагрузки)".

В разработке ВСП принимали участие:

от 26 ЦНИИ МО РФ – доктор технических наук Латушкин С.Н., кандидаты технических наук Логвинов Д.Н., Рубцов В.Б., Тонких Г.П.;

от ЦУРТГ МО РФ – инженеры Васин Б.А., Паршонков Е.Н.;

от 20 ЦПИ МО РФ - инженеры Алексеев Е.И., Золотарев В.Н.;

от ЦНИИСК им. Кучеренко – доктор технических наук Назаров Ю.П.

Оформление материалов ВСП выполнены инженером Зюкановой Н.А.

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен без разрешения Военно-научного комитета Начальника строительства и расквартирования войск.

Содержание

Введение..... VII

1 Область применения..... 1

2 Нормативные ссылки 3

3 Расчет и конструирование вертикальных цилиндрических резервуаров... 4

3.1 Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров на статические и ветровую нагрузки..... 4

3.1.1 Расчет стенки резервуаров на гидростатическое давление..... 5

3.1.2 Расчет резервуаров на устойчивость..... 5

3.1.3 Расчет узла сопряжения стенки резервуара с днищем..... 7

3.2 Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров на сейсмическое воздействие..... 12

3.2.1 Определение расчетной нагрузки на резервуары от сейсмического воздействия..... 12

3.2.2 Расчет стенки и днища резервуаров на сейсмическое воздействие..... 20

3.2.3 Расчет необходимой величины зазора между поверхностью жидкости и покрытием резервуаров..... 26

3.2.4 Расчет стенки каземата на давление грунта от горизонтального сейсмического воздействия..... 28

3.3 Конструирование вертикальных цилиндрических резервуаров..... 34

3.3.1 Основные положения по конструированию резервуаров..... 34

3.4 Расчет и конструирование оснований вертикальных цилиндрических резервуаров..... 37

3.4.1 Особенности инженерно геологических изысканий грунтов основания резервуаров..... 37

3.4.2 Определение несущей способности основания резервуаров..... 40

3.4.3 Расчет осадок основания резервуаров, в том числе при строительстве на слабых грунтах..... 42

3.4.4 Допускаемые осадки резервуаров..... 46

3.4.5 Мероприятия по повышению несущей способности оснований со слабыми грунтами..... 48

3.5 Расчет и конструирование фундаментов вертикальных цилиндрических резервуаров..... 51

3.5.1 Расчет сплошной фундаментной плиты на гидродинамическое давление..... 51

3.5.2 Конструирование фундаментов под резервуары..... 56

3.6 Расчет и конструирование оснований и фундаментов резервуаров в районах вечной мерзлоты и в условиях морозного пучения грунтов..... 61

3.6.1 Учет инженерно геологических и ландшафтных условий в условиях вечной мерзлоты..... 61

3.6.2 Указания по вертикальной посадке резервуаров в условиях вечной мерзлоты..... 65

3.6.3 Расчета фундаментов резервуаров на воздействие морозного пучения..... 72

3.6.4 Мероприятия по снижению или исключению воздействия удельных касательных сил от морозного пучения грунтов на поверхность фундамента резервуара..... 76

4 Расчет и конструирование горизонтальных цилиндрических резервуаров 78

4.1 Расчет наземных горизонтальных цилиндрических резервуаров на статическую нагрузку 78
4.1.1 Расчет наземных резервуаров 78
4.2 Расчет установленных в грунт горизонтальных цилиндрических резервуаров на статическую нагрузку 82
4.2.1 Расчет резервуаров на прочность от давления грунтовой засыпки и жидкого продукта 82
4.2.2 Расчет резервуаров на устойчивость 89
4.3 Расчет установленных в грунт горизонтальных цилиндрических резервуаров на сейсмическое воздействие 90
4.3.1 Определение расчетной нагрузки на резервуары от сейсмического воздействия 90
4.3.2 Расчет резервуаров на давление грунта от сейсмического воздействия 92
4.3.3 Расчет резервуаров на сейсмическое инерционное давление грунтовой засыпки и хранимого продукта 96
4.4 Расчет установленных в грунт горизонтальных цилиндрических резервуаров на действие воздушной ударной волны 97
4.4.1 Определение расчетной нагрузки на резервуары от воздушной ударной волны 97
4.4.2 Расчет резервуаров на прочность 102
4.4.3 Расчет резервуаров на устойчивость 105
4.4.4 Расчет стенки резервуаров при отсутствии треугольных диафрагм на статические нагрузки и воздействие воздушной ударной волны 107
4.5 Конструирование горизонтальных цилиндрических резервуаров 114

4.5.1 Указания по конструированию резервуаров..... 114
4.6 Указания по установке горизонтальных цилиндрических резервуаров в грунт..... 116
4.6.1 Указания по устройству оснований для резервуаров..... 116
4.6.2 Установка резервуаров на заболоченных участках..... 119
4.6.3 Установка резервуаров в районах вечной мерзлоты..... 120
4.6.4 Установка резервуаров на просадочных грунтах..... 123
4.6.5 Указания по устройству грунтовой засыпки резервуаров..... 125
5 Расчет и конструирование трубопроводов для сейсмических районов.... 128
5.1 Расчет трубопроводов на сейсмическое воздействие..... 128
5.1.1 Расчет подземных трубопроводов..... 128
5.1.2 Расчет надземных трубопроводов..... 131
5.2 Конструирование трубопроводов для сейсмических районов..... 134
5.2.1 Указания по прокладке трубопроводов 134
5.2.2 Указания по конструированию трубопроводов..... 138
Приложение А Таблица функций для расчета узла сопряжения стенки с днищем вертикального цилиндрического резервуара..... 141
Приложение Б Таблицы функций для расчета фундаментной плиты 146
Приложение В Расчетные характеристики мягких грунтов..... 153
Приложение Г Требуемая величина зазора между уровнем жидкости и покрытием резервуара в сейсмических районах..... 154
Приложение Д Основные буквенные обозначения..... 155
Приложение Е Библиография..... 159

Введение

«Руководство...» содержит положения по расчету и конструированию резервуаров и трубопроводов на складах горючего Министерства обороны Российской Федерации и основывается на положениях действующих норм, инструкций, методик и других документов Минобороны.

Настоящее «Руководство...» предназначено для заказывающих, проектных и научно-исследовательских организаций Минобороны, занимающихся проектированием, строительством и эксплуатацией складов горючего МО РФ.

«Руководство...» вводится взамен ВСН 158-89/Минобороны.

ВЕДОМСТВЕННЫЙ СВОД ПРАВИЛ

РУКОВОДСТВО ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ И ТРУБОПРОВОДОВ НА СКЛАДАХ ГОРЮЧЕГО МО РФ

Дата введения 07.04.2003 г.

1 Область применения

Настоящий ведомственный свод правил распространяется на расчет и конструирование вертикальных цилиндрических резервуаров из стали объемом до 20000 м^3 со стационарной крышей с внутренним избыточным давлением до 0,02 кг/см^2 и вакуумом до 0,0025 кг/см^2, горизонтальных цилиндрических резервуаров из стали с внутренним избыточным давлением до 0,7кг/см^2 и вакуумом до 0,01 кг/см^2 и складских трубопроводов.

Настоящий ведомственный свод правил устанавливает: методы расчета и конструирования вертикальных резервуаров (наземных и казематных) на статические и сейсмические виды нагрузок; горизонтальных резервуаров на статические, сейсмические виды нагрузок и на действие воздушной ударной волны; складских трубопроводов на сейсмические нагрузки.

Расчет вертикальных резервуаров проводится на основании следующих предпосылок: жидкость несжимаема и обладает свойствами идеальной жидкости; днище резервуара предполагается жестко связанным с основанием и его скольжение исключено; конструктивные элементы резервуара считаются недеформируемыми в процессе колебательного движения жидкости; изменение вертикальной и горизонтальной составляющих сейсмического воздействия во времени происходит по тому же закону, что и изменение во времени ускорения при движении резервуара.

Расчет резервуаров с учетом сейсмического воздействия выполняется с использованием спектрального метода. При этом сейсмическое воздействие принимается в виде импульса.

Для резервуаров большего объема или при использовании принципиально новых конструктивных решений расчет на сейсмическое воздействие производится:

- при сейсмическом воздействии продолжительным по времени с учетом конвективной составляющей гидродинамического давления в соответствии с методикой, изложенной в [1];

- с использованием прямого динамического расчета пространственной модели сооружения и набора расчетных акселерограмм;

- с учетом особенностей нелинейного деформирования конструкций;

- с учетом представления сейсмического воздействия в виде малых упругих дилатационных и ротационных колебаний в горизонтальной плоскости.

При наличии утвержденной карты сейсмического микрорайонирования, содержащей количественные параметры прогнозируемых сейсмических воздействий, значения расчетных амплитуд ускорений основания, характеристики спектрального состава и нестационарности во времени, расчетные акселерограммы следует принимать в соответствии с данными этой карты.

Расчет казематных резервуаров и горизонтальных резервуаров, устанавливаемых в грунт, на действие обычных средств поражения производится в соответствии с ВСП 36-05-01/МО РФ.

2 Нормативные ссылки

В настоящем нормативном документе использованы ссылки на следующие нормативные документы и стандарты:

Ссылки	Наименование
1. ГОСТ 14249-89	Сосуды и аппараты. Нормы и методы расчета на прочность
2. ГОСТ 14782-86	Контроль неразрушающий. Соединения сварные. Методы ультразвуковые
3. ГОСТ 17032-71	Резервуары стальные горизонтальные для нефтепродуктов. Типы и основные размеры
4. ГОСТ 18442-80	Контроль неразрушающий. Капиллярные методы. Общие требования
5. ГОСТ 18895-97	Сталь. Метод фотоэлектрического спектрального анализа
6. СНиП II-7-81*	Строительство в сейсмических районах
7. СНиП II-23-81*	Стальные конструкции
8. СНиП 2.01.07-85	Нагрузки и воздействия
9. СНиП 2.02.01-83*	Основания зданий и сооружений
10. СНиП 2.02.03-85	Свайные фундаменты
11. СНиП 2.02.04-88	Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах
12. СНиП 2.04.12-86	Расчет на прочность стальных трубопроводов
13. СНиП 3.03.01-87	Несущие и ограждающие конструкции
14. ПБ 03-108-96	Правила устройства и безопасной эксплуатации технологических трубопроводов
15. ПБ 03-381-00	Правила устройства вертикальных цилиндрических стальных резервуаров для нефти и нефтепродуктов
16. ВСН III-83	Ведомственные нормы проектирования: складов для хранения легковоспламеняющихся и горючих жидкостей
17. ВСН 2-137-91	Инструкция по проектированию магистральных трубопроводов в сейсмических районах
18. ВНТП 125-84	Ведомственные нормы технологического проектирования складов для хранения легковоспламеняющихся и горючих жидкостей

3 Расчет и конструирование вертикальных цилиндрических резервуаров

3.1 Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров на статические и ветровую нагрузки

3.1.1 Расчет стенки резервуаров на гидростатическое давление

3.1.1.1 Расчет на прочность стенки резервуара следует выполнять по формуле

$$\sigma_{2i} \le \gamma_c R_{wy}, \qquad (1)$$

где σ_{2i} - кольцевое растягивающее напряжения в i-ом поясе стенки резервуара;

R_{wy} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;

γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,7 для первого пояса резервуара и 0,8 для остальных поясов.

3.1.1.2 Кольцевые растягивающие напряжения в стенке резервуара следует определять по формуле

$$\sigma_{2i} = \frac{\left[\gamma_{f1}\gamma_p(h-x)+\gamma_{f2}p\right]r}{t_i}, \qquad (2)$$

где γ_{f1} - коэффициент надежности по нагрузке от гидростатического давления жидкости, принимаемый равным 1,1;

γ_{f2} - коэффициент надежности по нагрузке от избыточного давления и вакуума, принимаемый равным 1,2;

h - полная высота залива резервуара жидким продуктом;

x - кратчайшее расстояние от места соединения стенки с днищем до рассматриваемой точки стенки;

p - избыточное давление;

- радиус резервуара;

t_i - толщина i-го пояса стенки;

γ_p - удельный вес жидкости.

3.1.2 Расчет резервуаров на устойчивость

3.1.2.1 Расчет на устойчивость стенки резервуара, равномерно сжатой параллельно образующим, следует выполнять по формуле

$$\sigma_1 \le \sigma_{cr1}\gamma_c, \tag{3}$$

где σ_1 - напряжение в стенке от осевого сжатия (вдоль образующих);

σ_{cr1} - критическое напряжение в стенке при ее сжатии;

γ_c - коэффициент условия работы равный 1,0.

Напряжение в стенке от осевого сжатия следует определять по формуле

$$\sigma_1 = \frac{q_1}{t_i}, \tag{4}$$

где t_i - толщина стенки i-го пояса;

q_1 - равномерно распределенная погонная нагрузка, приходящаяся на единицу длины периметра стенки резервуара от собственного веса конструкции кровли, стенки, грунтовой засыпки (для казематных резервуаров), снега.

Критическое напряжение в стенке при сжатии вдоль образующих следует определять по формуле

$$\sigma_{cr1} = \frac{cEt_i}{r}, \tag{5}$$

где E - модуль упругости стали равный $2{,}1\cdot10^6$ кг/см^2;

c - коэффициент, определяемый по таблице 1.

Таблица 1 – **Значение коэффициента для расчета критического напряжения**

r/t	50	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
c	0,30	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

3.1.2.2 Расчет на устойчивость стенки резервуара при действии равномерного давления, нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2 \le \sigma_{cr2}\gamma_c, \qquad (6)$$

где σ_2 - кольцевое сжимающее напряжение в стенке;

σ_{cr2} - критическое кольцевое напряжение в стенке резервуара;

γ_c - то же, что и формуле (3).

Кольцевое сжимающее напряжение в стенке от воздействия вакуума и ветровой нагрузки следует определять по формуле

$$\sigma_2 = \frac{(p_{va}\gamma_{f2} + p_w\gamma_{f3})\psi_2 r}{t_{mid}}, \qquad (7)$$

где p_{va} - расчетная величина вакуума в резервуаре;

γ_{f2} - коэффициент надежности по нагрузке от избыточного давления и вакуума;

γ_{f3} - коэффициент надежности по ветровой нагрузке, принимаемый равным 1,4;

ψ_2 - коэффициент сочетаний нагрузок, равный 0,9;

t_{mid} - средняя толщина стенки резервуара, определяемая по формуле

$t_{mid} = \frac{\sum t_i}{n}$, где n - число поясов;

p_w - ветровое давление на стенку резервуара:

$$p_w = 0{,}5 w_0 k c,$$

где w_0 - нормативное значение ветрового давления по таблице 5 СНиП 2.01.07;

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, определяемый по таблице 6 СНиП 2.01.07;

c - аэродинамический коэффициент, определяемый по приложению 4 СНиП 2.01.07.

Критическое кольцевое напряжение в стенке резервуара следует определять по формуле

$$\sigma_{cr2} = 0{,}55E\frac{r}{h_r}\left(\frac{t_{mid}}{r}\right)^{\frac{3}{2}}, \qquad (8)$$

где h_r - высота стенки резервуара.

3.1.2.3 Расчет стенки резервуара на устойчивость следует проводить с учетом вертикальных осевых и кольцевых напряжений по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \le \gamma_c, \qquad (9)$$

где γ_c - то же, что и в формуле (3);

σ_{cr1}, σ_{cr2} - то же, что и в формулах (5), (8).

3.1.3 Расчет узла сопряжения стенки резервуара с днищем

3.1.3.1 Для расчета узла сопряжения стенки резервуара с днищем необходимо определить следующие характеристики:

- цилиндрическую жесткость стенки

$$D_w = \frac{Et_1^3}{12(1-\nu^2)}, \qquad (10)$$

где t_1 - толщина первого пояса стенки резервуара;

ν - коэффициент Пуассона;

- коэффициент постели стенки

$$k_w = \frac{Et_1}{r^2}; \qquad (11)$$

- коэффициент деформации стенки

$$m_w = \sqrt[4]{\frac{k_w}{4D_w}}; \qquad (12)$$

- цилиндрическую жесткость днища

$$D_b = \frac{Et_b^3}{12(1-\nu^2)}, \tag{13}$$

где t_b - толщина окрайков днища;

- коэффициент деформации днища

$$m_b = \sqrt[4]{\frac{k_0}{4D_b}}, \tag{14}$$

где k_0 - коэффициент постели песчаного основания.

Изгибающий момент и поперечная сила в нижнем узле резервуара определяются в результате решения системы канонических уравнений

$$\left.\begin{aligned}(\delta_{11}^w + \delta_{11}^b)X_1 + \delta_{12}^w X_2 + \Delta_{1p}^w + \Delta_{1q_1}^b + \Delta_{1q_0}^b = 0,\\ \delta_{21}^w X_1 + \delta_{22}^w X_2 + \Delta_{2p}^w = 0,\end{aligned}\right\} \tag{15}$$

где X_1 - соответствует меридиональному изгибающему моменту M_{wc}, действующему на стыке стенки с днищем;

X_2 - соответствует меридиональной поперечной силе Q_{wc}, действующей на стыке стенки с днищем.

Единичные перемещения стенки резервуара следует определять по формулам

$$\delta_{11}^w = \frac{1}{m_w D_w};\ \delta_{12}^w = \delta_{21}^w = \frac{1}{2m_w^2 D_w};\ \delta_{22}^w = \frac{1}{2m_w^3 D_w};\ \Delta_{1p}^w = \frac{\gamma_p}{k_w};\ \Delta_{2p}^w = \frac{\gamma_p h}{k_w}.$$

Единичные перемещения днища резервуара следует определять по формулам

$$\delta_{11}^b = \frac{1}{m_b D_b}\frac{1+U^2+2T^2}{4};\ \Delta_{1q_0}^b = \frac{-q_0 m_b}{2k_0}(1-UW+2TV);\ \Delta_{1q_1}^b = \frac{q_1}{2m_b^2 D_b}T^2,$$

где q_0 - интенсивность равномерно распределенного гидростатического давления хранимого продукта на днище;

q_1 - то же, что и в формуле (4);

γ_p и h - обозначения те же, что и в формуле (2);

U, T, W, V - функции, которые находятся по аргументу $\xi = m_b c$ из таблицы затухающих функций для расчета балок на упругом основании и цилиндрических резервуаров (приложение А);

c - ширина выступа днища за наружную поверхность стенки резервуара.

3.1.3.2 Расчет на прочность стенки резервуара в узле ее сопряжения с днищем следует выполнять по формуле

$$\sigma_{1wc} = \frac{6M_{wc}}{t_1^2} \le \gamma_c R_{wy}, \qquad (16)$$

где σ_{1wc} - напряжение от меридионального изгиба стенки в узле ее сопряжения с днищем;

γ_c - коэффициент условий работы для узла сопряжения стенки с днищем, равный 1,2;

t_1 - толщина первого пояса стенки резервуара;

R_{wy} - то же, что и в формуле (1).

Для резервуаров, расположенных на песчаной подушке вне казематов, максимальный изгибающий меридиональный момент в стенке, в узле ее сопряжения с днищем, допускается определять по формуле

$$M_{wc} = 0{,}115\gamma_p hrt_1\gamma_{f1} \qquad (17)$$

3.1.3.3 Расчет на прочность днища резервуара в узле его сопряжения со стенкой следует выполнять по формуле

$$\sigma_{bc} = \frac{6M_{bc}}{t_b^2} \le \gamma_c R_{wy}, \qquad (18)$$

где σ_{bc} - напряжение в днище от радиального изгибающего момента;

γ_c - то же, что и в формуле (16);

M_{bc} - радиальный изгибающий момент в днище:

$$M_{bc} = \frac{M_{wc}}{2}(1+U^2) - \frac{q_1}{4m_b}(1-2TV-WU) - \frac{q_0 V^2}{2m_b^2}. \qquad (19)$$

При расчете днища в узле его сопряжения со стенкой необходимо учитывать дополнительные напряжения в днище σ_{2b}, которые возникают в результате неравномерной осадки грунтового основания в тангенциальном направлении и определяются по таблице 2 в зависимости от относительной осадки $\Delta s_p / l_x$ (рисунок 1). Промежуточные значения определяются путем интерполяции.

Таблица 2 – **Значения дополнительных напряжений в зависимости от неравномерной осадки основания**

$\frac{\Delta s_p}{\ell_x}$	0,001	0,0025	0,005	0,0075	0,010	0,015	0,020	0,025
Напряжение σ_{2b}, кгс/см², (МПа)	5 (0,5)	25 (2,5)	105 (10,5)	235 (23,5)	410 (41)	1080 (108)	2030 (203)	3430 (343)
Осадка Δs_p, см, при ℓ_x = 600 см	0,6	1,5	3,0	4,5	6,0	9,0	12,0	15,0

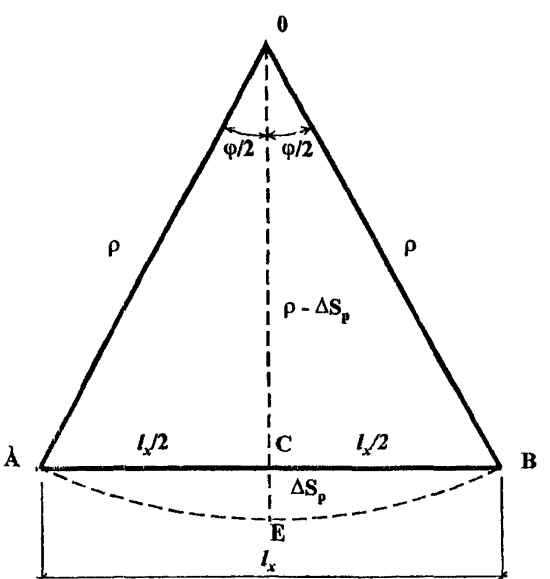


Рисунок 1 - Расчетная схема для определения дополнительных напряжений в днище от неравномерной осадки резервуара

Расчет днища с учетом неравномерной осадки в узле его сопряжения со стенкой резервуара следует выполнять по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{bc}^2 + \sigma_{2b}^2 - \sigma_{bc}\sigma_{2b}} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (20)$$

где σ_{ef} - приведенное напряжение в днище;

σ_{2b} - дополнительное напряжение в днище в тангенциальном направлении от неравномерной осадки;

γ_c - то же, что и в формуле (16).

Радиальное напряжение в днище σ_{bc}, подсчитанное по формуле (18), вводится в формулу (20) со знаком минус.

3.1.3.4 На угловые швы, соединяющие стенку с днищем, действуют одновременно изгибающий момент M_{wc} и меридиональная поперечная сила Q_{wc}.

Расчет на прочность шва, соединяющего стенку с днищем, следует производить на срез по металлу шва от действия момента M_{wc} по формуле

$$\tau_{fM} = \frac{M_{wc}}{W_f} \le \gamma_c \gamma_{wf} R_{wf}, \qquad (21)$$

где τ_{fM} - вертикальные касательные напряжения в сечении шва;

γ_c - коэффициент условия работы, равный 1,2;

γ_{wf} - коэффициент условий работы шва, равный 1,0;

R_{wf} - расчетное сопротивление металла шва;

W_f - момент сопротивления 1 см длины 2-х угловых сварных швов, соединяющих стенку с днищем, определяемый по формуле

$$W_f = \frac{I_f}{0{,}5t_1 + \beta_f k_f}, \qquad (22)$$

где β_f - коэффициент, принимаемый равным 0,7;

k_f - катет углового сварного шва, соединяющего стенку резервуара с днищем;

I_f - момент инерции 1 см длины угловых швов (наружного и внутреннего), определяемый по формуле

$$I_f = 2\left[\frac{1(\beta_f k_f)^3}{12} + 1\beta_f k_f \left(\frac{\beta_f k_f}{2} + \frac{t_1}{2}\right)^2\right]. \quad (23)$$

Расчет на прочность углового сварного шва, соединяющего стенку с днищем, следует рассчитывать на срез по металлу шва от действия поперечной силы в расчетном сечении по формуле

$$\tau_{fQ} = \frac{Q_{wc}}{2\beta_f k_f} \le \gamma_c \gamma_{wf} R_{wf}, \quad (24)$$

где τ_{fQ} - горизонтальные касательные напряжения в сечении шва.

Расчет прочности углового сварного шва, соединяющего стенку с днищем, на срез следует проводить с учетом совместного действия M_{wc} и Q_{wc} по формуле

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{fM}^2 + \tau_{fQ}^2} \le \gamma_c \gamma_{wf} R_{wf}. \quad (25)$$

3.2 Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров на сейсмическое воздействие

3.2.1 Определение расчетной нагрузки на резервуары от сейсмического воздействия

3.2.1.1 Ординаты эпюр распределения гидродинамического давления жидкости на стенку резервуара от горизонтальной составляющей сейсмического воздействия (рисунок 2) с расчетной величиной ускорения определяются по формуле

$$p(z,\varphi) = p_m(z)\cos\varphi. \quad (26)$$

Максимальные ординаты гидродинамического давления находятся в точках при $\varphi=0^0$ и $\varphi=180^0$ (рисунок 2).

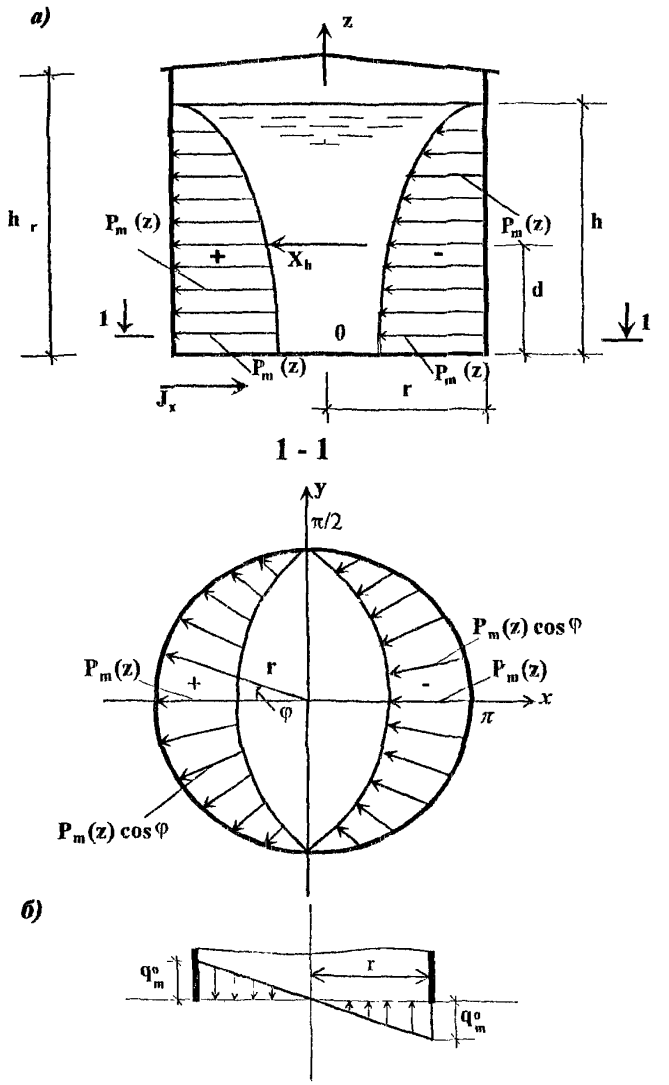


Рисунок 2 - Схема гидродинамического давления на стенку и днище резервуара при горизонтальном перемещении с ускорением от сейсмического воздействия

Гидродинамическое давление на стенку резервуара, вызванное горизонтальной составляющей сейсмического воздействия, следует определять по формуле

$$p_m(z) = 0{,}7Ag\rho r k_3 k_d k_1, \qquad (27)$$

где A - коэффициент, значения которого следует принимать согласно указаниям п. 2.5 СНиП II-7 равными 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;

g - ускорение силы тяжести равное 9,8 м/с^2;

ρ - плотности жидкости, $\rho = \gamma_p / g$;

k_3 - коэффициент, зависящий от отношения $\frac{h}{r}$ и $\frac{z}{h}$ (рисунок 3а), z - расстояние от днища резервуара до рассматриваемого поперечного сечения стенки, h - высота налива жидкости;

k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкций резервуара, равный 1,0;

k_d - коэффициент динамичности, величину которого следует принимать 1,2.

3.2.1.2 Равнодействующую суммарного расчетного гидродинамического давления на стенку резервуара следует определять по формуле

$$X_h = 0{,}7Ag\pi r^2 h\rho k_1 k_1' k_d, \qquad (28)$$

где k_1' - коэффициент, определяемый по графику на рисунке 3б в зависимости от величины отношения h/r.

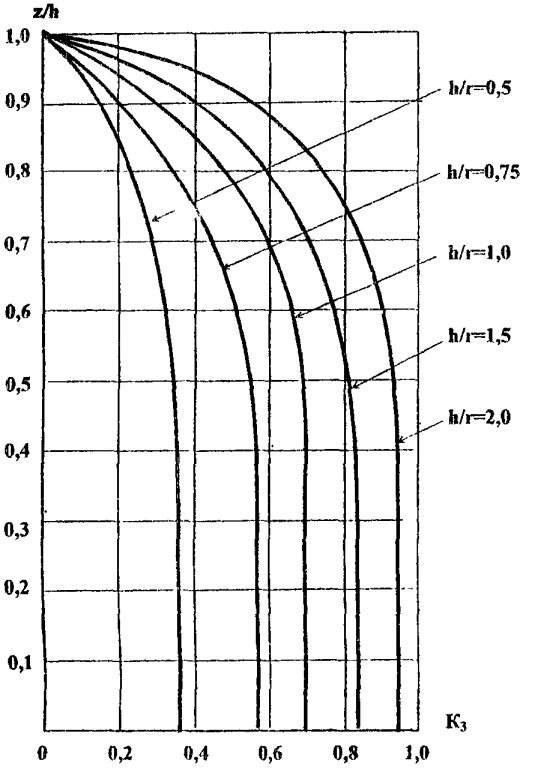
Кратчайшее расстояние от линии действия равнодействующей до днища резервуара (рисунок 2) следует определять по формуле

$$d = 0{,}42h, \qquad (29)$$

где h - высота налива жидкости.

3.2.1.3 При горизонтальном сейсмическом воздействии гидродинамическое давление на днище распределяется линейно (рисунок 2).

а)



б)

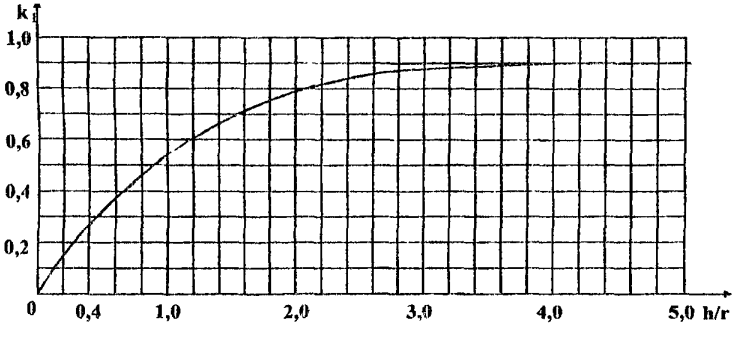


Рисунок 3 - Графики для определения коэффициентов k_3 (а) и k'_1 (б)

Ординаты эпюры гидродинамического давления на днище (возле стенки) определяются по формулам

$$q^0 = q_m^0 \cos\varphi, \tag{30}$$

$$q_m^0 = \frac{1}{2}(0{,}7Agr\rho k_4 k_1), \tag{31}$$

где q_m^0 - максимальные ординаты эпюры возле стенки резервуара при φ=0^0 и φ=180^0;

k_4 - коэффициент, зависящий от величины отношения $\frac{h}{r}$, определяется по графику на рисунке 4;

k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкций, принимаемый равным 1,0;

A - коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 2.5 СНиП II-7;

g - ускорение силы тяжести.

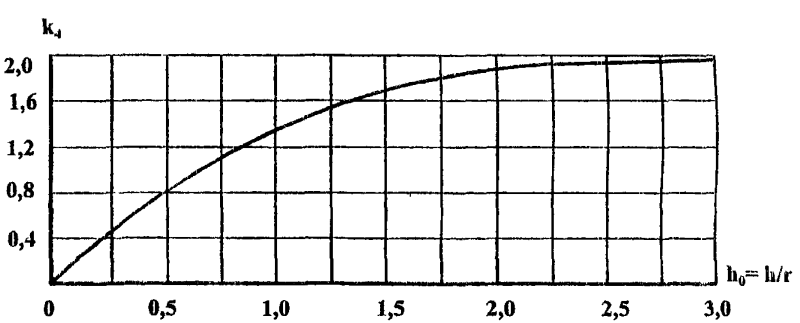


Рисунок 4 - График для определения коэффициента k_4

Если сейсмическое воздействие предполагается продолжительным по времени, расчет резервуаров необходимо проводить с учетом конвективной составляющей гидродинамического давления в соответствии с методикой, изложенной в [1].

3.2.1.4 Расчетное гидродинамическое давление на стенку резервуара, вызванное вертикальной составляющей сейсмического воздействия (рисунок 5), следует определять по формуле

$$p(z) = 0{,}7Ag\rho(h - z)k_1, \tag{32}$$

где A, g, k_1, ρ - то же, что и в формуле (27).

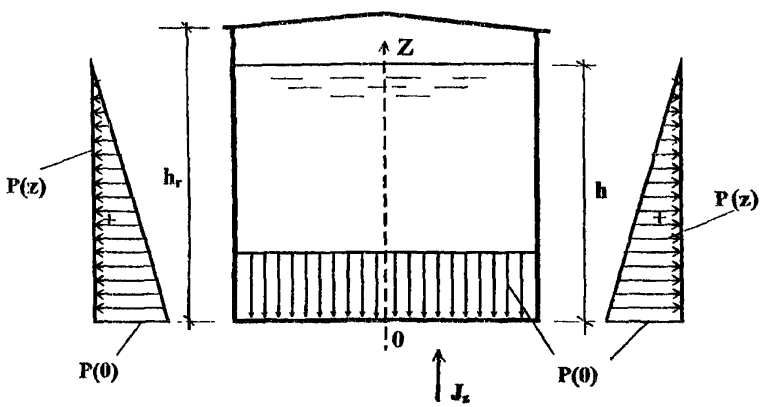


Рисунок 5 - Схема гидродинамического давления на стенку и днище резервуара при его вертикальном перемещении с ускорением J_z

3.2.1.5 Период собственных колебаний корпуса вертикального резервуара при горизонтальном сейсмическом воздействии определяется по формуле

$$T_1 = 2\pi\sqrt{m_1\delta_{11}}, \tag{33}$$

где m_1 - приведенная масса системы с одной степенью свободы, которая определяется по формуле

$$m_1 = \frac{G_k\gamma_f + (G_w\gamma_f + G_p\gamma_{f1}k_1')0{,}25}{g}, \tag{34}$$

где G_p - вес жидкости в резервуаре, определяемый по формуле

$$G_p = \pi r^2 h\gamma_p; \tag{35}$$

G_k - вес крыши резервуара с оборудованием;

G_w - вес стенки резервуара;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке от веса строительных конструкций, равный 1,05;

γ_{f1} - то же, что и в формуле (2);

k_1 - коэффициент, определяемый по графику на рисунке 3б в зависимости от величины отношения h/r;

δ_{11} - горизонтальное перемещение верха резервуара от единичной нагрузки, определяемое по формуле

$$\delta_{11} = \frac{h_r^3}{3EI}, \tag{36}$$

где E - модуль упругости стали;

h_r - высота резервуара;

I - момент инерции поперечного сечения корпуса резервуара:

$$I = \frac{\pi}{8} D^3 t, \tag{37}$$

где t - толщина стенки (для резервуаров со стенкой переменной высоты $t = t_{mid}$), где t_{mid} - средняя толщина стенки.

Коэффициент динамичности определяется по формуле

$$k_{dh} = 1 + 15T_1. \tag{38}$$

3.2.1.6 Суммарное значение горизонтальной сейсмической силы, действующей на крышу резервуара, определяется по формуле

$$S_1 = 0{,}7AQ_k k_1 k_{dh}. \tag{39}$$

Суммарное значение горизонтальной сейсмической силы, действующей на стенку резервуара, приложенной на середине высоты стенки, определяется по формуле

$$S_2 = 0{,}7AQ_w k_1 k_{dh}. \tag{40}$$

3.2.1.7 Коэффициент динамичности для балки покрытия резервуара от вертикальной составляющей сейсмического воздействия определяется по формуле

$$k_{db} = 1 + 15T, \tag{41}$$

где T - период собственных колебаний балки $T = \frac{2\pi}{w}$,

где w - частота свободных колебаний балки равная:

$$w = \frac{1}{\sqrt{G\delta_{11}}}, \tag{42}$$

где G - сосредоточенная масса балки, определяемая по формуле $G = \frac{q_{экв} l}{2g}$, $q_{экв}$ - эквивалентная равномерно распределенная нагрузка на балку, определяемая по формуле $q_{экв} = \frac{8M_{\max}}{l^2}$;

l - пролет радиальной балки резервуара;

$M_{\max}$ - максимальный момент в балке от нагрузки, со схемой распределения по длине балки в виде трапеции, определяемый по таблице 3 в зависимости от отношения $\frac{q_2}{q_1^1}$; q_1^1 - максимальная погонная нагрузка на балку (в месте ее опирания на стенку резервуара), q_2 - минимальная погонная нагрузка на балку (в месте ее опирания центральную стойку резервуара);

δ_{11} - перемещение балки от сосредоточенной нагрузки равной единице - $\delta_{11} = \frac{l^3}{48EI}$, где I момент инерции сечения балки.

Таблица 3 – **Значение момента в радиальной балке в зависимости от отношения погонных нагрузок на опорах**

q_2 / q_1^1	0,2	0,3	0,4	0,5
$M_{\max}$	$\frac{P_b l^2}{13{,}09}$	$\frac{P_b l^2}{12{,}14}$	$\frac{P_b l^2}{11{,}3}$	$\frac{P_b l^2}{10{,}57}$

Коэффициент динамичности необходимо принимать не более 2,5.

Опорная реакция радиальной балки в месте ее опирания на стенку резервуара определяется по формуле

$$R_A = \frac{(q_2 + 2q_1^1)l}{6}. \quad (43)$$

Опорная реакция радиальной балки в месте опирания на стойку резервуара определяется по формуле

$$R_B = \frac{(2q_2 + q_1^1)l}{6}. \quad (44)$$

Суммарная нагрузка (статическая и сейсмическая), передаваемая на стенку резервуара от радиальной балки, определяется по формуле

$$R_{Av} = R_A(1 + 0{,}7Ak_{db}k_1), \quad (45)$$

где R_A - опорная реакция от статических нагрузок;

k_{db} - коэффициент динамичности, определяемый по формуле (41);

A, k_1 - то же, что и в формуле (27).

3.2.2 Расчет стенки и днища резервуаров на сейсмическое воздействие

3.2.2.1 Кольцевое растягивающее усилие в стенке от гидродинамического давления, вызванного горизонтальной составляющей сейсмического воздействия, определяется по формуле

$$N_{2hi} = p_m(z)r\cos\varphi. \quad (46)$$

Кольцевое растягивающее напряжение в стенке от горизонтальной составляющей сейсмического воздействия определяется по формуле

$$\sigma_{2hi} = \frac{N_{2hi}}{t_i}, \quad (47)$$

где t_i - толщина i-го пояса стенки резервуара.

Кольцевое растягивающее усилие в стенке от гидродинамического давления, вызванного вертикальной составляющей сейсмического воздействия, определяется по формуле

$$N_{2vi} = p(z)r. \quad (48)$$

Кольцевое растягивающее напряжение в стенке от вертикальной составляющей сейсмического воздействия определяется по формуле

$$\sigma_{2vi} = \frac{N_{2vi}}{t_i}. \qquad (49)$$

Расчет на прочность стенки резервуара от совместного гидростатического и гидродинамического давления следует выполнять по формуле

$$\sigma_{2\max i} = n_c\sigma_{2i} + (\sigma_{2hi} + \sigma_{2vi}) \le \gamma_c R_{wy}, \qquad (50)$$

где n_c - коэффициент сочетания для нагрузок от гидростатического и избыточного давления жидкости в резервуаре при расчете на сейсмическое воздействие, равный 0,8;

σ_{2i} - кольцевые напряжения, подсчитанные по формуле (2);

γ_c - то же, что и в формуле (1).

Расчет на прочность стенки резервуара от совместного гидростатического и гидродинамического давления с учетом хрупкого разрушения следует выполнять по формуле

$$\sigma_{2\max i} \le \frac{\beta R_u}{\gamma_u}, \qquad (51)$$

где β - коэффициент, равный 1,0;

γ_u - коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению, принимаемый равным 1,3;

R_u - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу по временному сопротивлению.

3.2.2.2 Расчет стенки на осевое сжатие вдоль ее образующих следует выполнять по формуле

$$\sigma_{1\max i} = \sigma_{1di} + \sigma_{1hi} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (52)$$

где σ_{1di} напряжение в стенке от осевого сжатия (вдоль образующих) от совместного действия статических и сейсмических нагрузок, определяемое по формуле $\sigma_{1di} = \frac{q_{1di}}{t_i}$,

где q_{1di} - равномерно распределенная погонная нагрузка, приходящаяся

на единицу длины периметра стенки резервуара от собственного веса конструкции кровли, стенки, грунтовой засыпки (для казематных резервуаров), снега и осевого инерционного сжатия стенки, вызванного вертикальной составляющей сейсмического ускорения в i – ом поясе стенки;

σ_{1hi} - напряжение в стенке вдоль ее образующей, вызванное моментами M_{1h} горизонтальных инерционных сил (X_h, S_1, S_2) относительно уровня, на котором рассчитываются напряжения в стенке (рисунок 6), определяемое по формуле $\sigma_{1h} = \frac{M_{1h}}{\pi r^2 t_i}$.

3.2.2.3 Расчет стенки резервуара на прочность с учетом двухосного напряженного состояния следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\sigma_{2\max i}^2 + \sigma_{1\max i}^2 - \sigma_{2\max i}\sigma_{1\max i}} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (53)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равный 0,7 для первого пояса резервуара и 0,8 для остальных поясов.

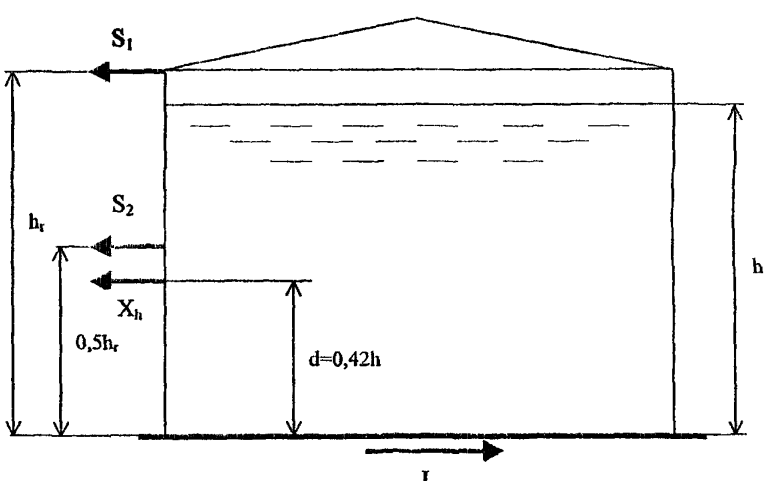


Рисунок 6 - Схема приложения горизонтальных инерционных сил к резервуару

3.2.2.4 Расчет на устойчивость стенки резервуара с учетом сейсмического воздействия следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{1d}}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \le \gamma_c, \qquad (54)$$

где σ_{1d} - расчетное напряжение в стенк от осевого сжатия, вызванное собственным весом крыши и стенки, грунтовой засыпки (для казематных резервуаров), снега, осевым инерционным сжатием от вертикальной составляющей сейсмического ускорения, определяется по формуле

$$\sigma_{1d} = \frac{q_1(1 + 0{,}7Ak_1k_{db})}{t_i}, \qquad (55)$$

где q_1 - равномерно распределенная погонная нагрузка, приходящаяся на единицу длины периметра стенки резервуара от собственного веса конструкции кровли, стенки, грунтовой засыпки (для казематных резервуаров), снега.

При проверке устойчивости должно выполняться условие

$$\sigma_{1d} \le \sigma_{cr1}\gamma_c, \qquad (56)$$

где σ_{cr1}, σ_{cr2}, σ_2 - то же, что и формуле (5), (8), (7);

γ_c - коэффициент условия работы равный 1,0.

3.2.2.5 Усилия, возникающие в узле сопряжения стенки с днищем, от вертикальной составляющей сейсмического ускорения, а также от совместного действия статической и инерционной сейсмической нагрузок определяются в соответствии с методикой, изложенной в п. 3.1.3.1 настоящего ВСП. При этом в расчете вместо значений γ_p, q_1, q_0 необходимо подставлять значения, которые учитывают совместное действие указанных нагрузок:

$$\gamma_{pd} = \gamma_p(1 + 0{,}7Ak_1),$$
$$q_{1d} = q_1(1 + 0{,}7Ak_1k_{db}), \qquad (57)$$
$$q_{0d} = q_0(1 + 0{,}7Ak_1).$$

При расчете сопряжения стенки с днищем резервуара с учетом сейсмического воздействия определяются усилия: меридиональный изгибающий момент в стенке M_{wcd}, меридиональная поперечная сила в стенке Q_{wcd} и радиальный изгибающий момент в днище M_{bcd}, действующие в узле сопряжения.

3.2.2.6 Расчет стенки в узле ее сопряжения с днищем от совместного действия статических и сейсмических нагрузок выполняется по формуле

$$\sigma_{1\max} = \sigma_{1d} + \sigma_{1wcd} + \sigma_{1h} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (58)$$

где σ_{1d} - напряжение в стенке от осевого сжатия, определяемое по формуле (55);

γ_c - коэффициент условия работы, равный 1,2;

σ_{1h} - максимальное сжимающее напряжение вдоль образующей стенки на уровне ее соединения с днищем, возникающее от момента инерционных горизонтальных сил (X_h, S_1, S_2) относительно места стыка стенки с днищем, определяемое по формуле $\sigma_{1h} = \frac{M_{1h}}{\pi r^2 t_1}$, где M_{1h} - момент равнодействующей относительно места соединения стенки с днищем, определяемый по формуле $M_{1h} = X_h d + S_1 h_r + S_2 {h_r}/{2}$ (рисунок 6);

σ_{1wcd} - напряжение от меридионального изгиба стенки в узле ее сопряжения с днищем от вертикальной составляющей сейсмического ускорения, определяемое по формуле $\sigma_{1wcd} = \frac{6M_{wcd}}{t_1^2}$;

M_{wcd} - изгибающий момент в стенке, подсчитанный по методике изложенной в п. 3.1.3.1 с учетом п. 3.2.2.5;

X_h, S_1, S_2 - значения определяются по формулам (28), (39), (40);

h_r - высота стенки резервуара.

Расчет 1-го пояса стенки резервуара с учетом двухосного напряженного состояния следует выполнять по формуле (53).

3.2.2.7 Расчет днища резервуара от вертикального сейсмического воздействия следует выполнять по формуле

$$\sigma_{bcd} = \frac{6M_{bcd}}{t_b^2} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (59)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, равный 1,2;

t_b - толщина окрайков днища;

M_{bcd} - изгибающий момент в днище, подсчитанный по формуле (19) с учетом п. 3.2.2.5.

3.2.2.8 Расчет днища резервуара с учетом неравномерной осадки при двухосном напряженном состоянии следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\sigma_{bcd}{}^2 + \sigma_{2bd}^2 - \sigma_{bcd}\sigma_{2bd}} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (60)$$

где γ_c - то же, что и в формуле (59);

σ_{2bd} - дополнительное напряжение в днище в тангенциальном направлении от неравномерной осадки при вертикальном гидродинамическом давлении, определяемое по формуле $\sigma_{2bd} = \sigma_{2b}(1 + 0{,}7Ak_1)$.

3.2.2.9 Касательное напряжение в сварных швах, соединяющих стенку с днищем, от действия равнодействующей гидродинамического давления и горизонтальных сейсмических сил от веса конструкций (рисунок 6) определяется по формуле

$$\tau_{gx} = \frac{X_h + S_1 + S_2}{\beta k_f \sum l_w}, \qquad (61)$$

где $\sum l_w$ - длина сварного шва соединяющего стенку резервуара с днищем, равная $\sum l_w = 2(2\pi r)$;

X_h, S_1, S_2 - значения определяются по формулам (28), (39), (40).

Касательные напряжения в угловых сварных швах, соединяющих стенку с днищем, при действии вертикальной составляющей сейсмического воздействия следует определять по формулам

$$\tau_{fMd} = \frac{M_{wcd}}{W_f},$$

$$\tau_{fQd} = \frac{Q_{wcd}}{A_f} = \frac{Q_{wcd}}{2\beta_f k_f \cdot 1}, \qquad (62)$$

где τ_{fMd} - вертикальные касательные напряжения от действия момента от статической и сейсмической нагрузок;

τ_{fQd} - горизонтальные касательные напряжения от статической и сейсмической нагрузок;

W_f - то же, что и в формуле (22).

Значения M_{wcd}, Q_{wcd} определяются согласно указаниям п. 3.2.2.5.

Прочность сварного шва, соединяющего стенку с днищем, от гидростатического и гидродинамического воздействий следует рассчитывать по формуле

$$\tau_{f\max} = \sqrt{\tau_{fMd}^2 + (\tau_{fQd} + \tau_{fX})^2} \le R_{wf}\gamma_c\gamma_{wf}, \qquad (63)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, равный 1,2;

γ_{wf} - коэффициент условий работы шва, равный 1,0;

R_{wf} - расчетное сопротивление металла шва.

Пример расчета резервуаров по вышеуказанной методике приведен в [2].

3.2.3 Расчет необходимой величины зазора между поверхностью жидкости и покрытием резервуаров

3.2.3.1 Для исключения возможности гидродинамического удара по покрытию согласно [1] необходимо между уровнем жидкости и покрытием предусмотреть зазор A_s, величина которого определяется по формуле

$$A_s = 0{,}836 r A \xi_\xi k_1 \sqrt{1 - e^{-60\bar{\nu}_1}}, \qquad (64)$$

где ξ_ξ - коэффициент, определяемый по графику на рисунке 7 в зависимости от параметра, характеризующего затухание $\bar{\nu}_1$ и частоты волны первой формы $\bar{w}_1$;

k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкций, при расчете зазора принимается равным 0,25;

e - основание натурального логарифма.

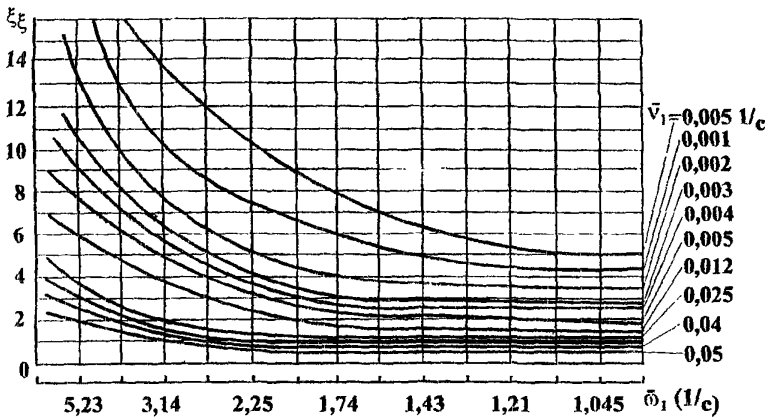


Рисунок 7 - График коэффициента ξ_ξ для расчета высоты волны в резервуаре

3.2.3.2 Частоту волны первой формы колебания жидкости следует определять по формуле

$$\overline{w}_1 = \sqrt{\frac{1{,}84g}{r} \cdot th(1{,}84\frac{h}{r})}, \qquad (65)$$

где th - гиперболический тангенс;

h - высота залива резервуара жидкостью;

r - радиус резервуара;

g - ускорение силы тяжести.

3.2.3.3 Параметр, характеризующий затухание, следует определять по формулам

- при $h_0 = \frac{h}{r}$ больше 1,0:

$$\overline{\nu}_1 = 5{,}98\sqrt[4]{th(1{,}84h_0)}\,\frac{\sqrt{\nu}}{r\sqrt[4]{r}}, \qquad (66)$$

где ν - коэффициент кинематической вязкости жидкости;

- при $h_0 = \frac{h}{r}$ меньше 1,0:

$$\bar{v}_1 = \xi_{\bar{v}} \frac{\sqrt{v}}{r\sqrt[4]{r}}, \qquad (67)$$

где $\xi_{\bar{v}}$ - коэффициент, определяемый по графику на рисунке 8.

В расчетах значения радиуса и высоты залива жидкости резервуара необходимо принимать в сантиметрах. Следует использовать следующие значения кинематической вязкости v (см^2/с): вода - 0,009; керосин - 0,03; мазут - 1,0; бензин - 0,015; нефть - 0,8; моторное масло - 3,5.

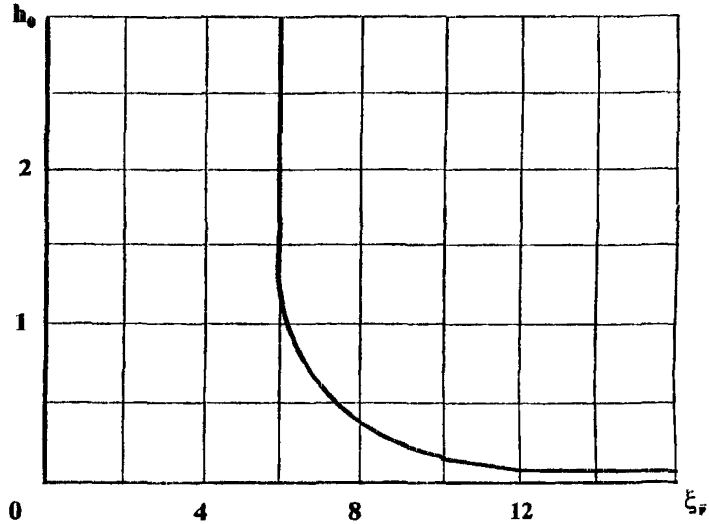


Рисунок 8 - График коэффициента ξ_v для расчета резервуара

3.2.4 Расчет стенки каземата на давление грунта от горизонтального сейсмического воздействия

3.2.4.1 Нормальное напряжение сжатия в грунтовой засыпке при прохождении продольной сейсмической волны следует определять по формуле

$$\sigma_{so} = \frac{1}{2\pi} A \gamma_{so} c_p T_0, \qquad (68)$$

где c_p - скорость распространения продольной сейсмической волны в грунтовой засыпке, окружающей каземат;

A - коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 2.5 СНиП II-7;

γ_{so} - удельный вес грунта;

T_0 - период сейсмических колебаний грунта. При отсутствии данных допускается принимать 0,5 секунд.

Максимальное расчетное давление сейсмической волны на стенку каземата (рисунок 9) следует определять по формуле

$$p_{\max} = \sigma_{so} k_d k_1 k_{ref}, \qquad (69)$$

где k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения стенки (появления 4-х пластических шарниров), равный 0,6;

k_{ref} - коэффициент, зависящий от свойств грунтовой засыпки и жесткости стенки, значение которого допускается принимать 0,9;

k_d - коэффициент динамичности, принимаемый по графику на рисунке 10.

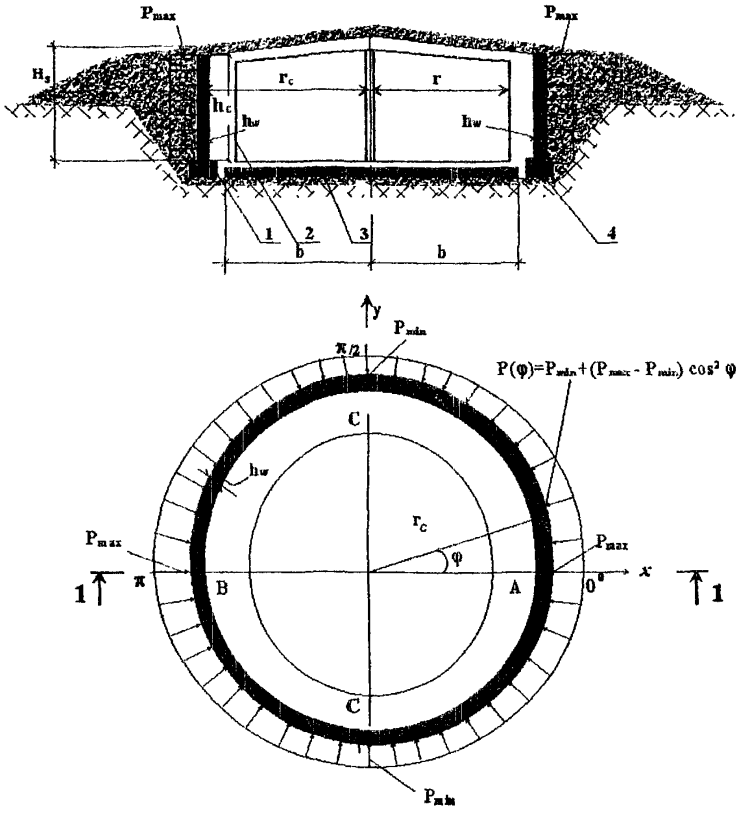
Минимальное расчетное давление сейсмической волны сжатия на стенку каземата (рисунок 9) следует определять по формуле

$$p_{\min} = \sigma_{so} k_d k_1 \lambda, \qquad (70)$$

где λ - коэффициент бокового давления, определяемый по таблице 4.

Таблица 4 – **Значение коэффициента бокового давления от вида грунта**

Наименование грунта	λ
Гравийно-галечные грунты	0,35
Песчаные грунты естественной влажности	0,40
Песчаные грунты водонасыщенные	0,45
Супеси	0,35
Суглинки	0,50
Глинистые грунты плотные	0,30
Глинистые грунты влажные пластичные	0,50



1 - стенка каземата; 2 - стенка резервуара; 3 - фундаментная плита;
4 - фундамент каземата

Рисунок 9 - Эпюра сейсмического давления грунта на стенку каземата (фаза сжатия)

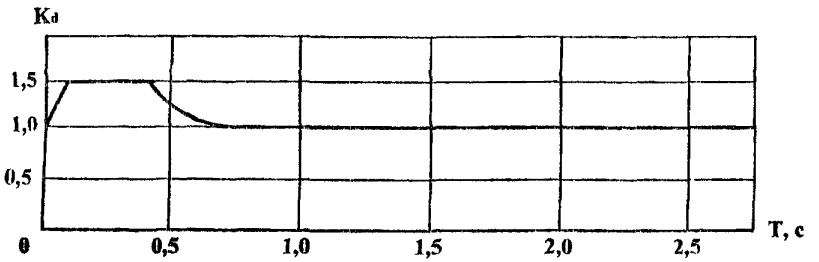


Рисунок 10 - График для определения коэффициента динамичности при расчете обсыпанной грунтом стенки каземата

Если стенка каземата, имеет переменную толщину, необходимо определять давление и нормальное сжимающее усилие в сечениях на уровне низа, на уровне изменения толщины и на уровне верха стенки. Следует вести расчет отдельно верхнего и нижнего участка, определяя усилия в стенке как среднее арифметическое на верхнем и нижнем участке.

3.2.4.2 Период собственных колебаний стенки определяется по формуле

$$T = \frac{2\pi}{\omega_c}, \qquad (71)$$

где ϖ_c - частота основного тона колебаний стенки определяется по формуле $w_c = \frac{2{,}68}{r_c^2}\sqrt{\frac{0{,}85E_bI_w}{m_0}}$;

где E_b - модуль упругости бетона стенки при сжатии;

r_c - радиус стенки каземата;

I_w - момент инерции расчетного сечения стенки каземата, определяемый по формуле $I_w = \frac{b_w h_w^3}{12}$;

m_0 - погонная масса, приходящаяся на единицу длины стенки с учетом присоединенной массы грунта, определяемая по формуле $m_0 = \frac{b_w}{g}\left(h_w\gamma_b + 0{,}1r_c\gamma_{co}\right)$,

где γ_b - объемный вес бетона стенки каземата;

b_w - ширина расчетного сечения стенки каземата;

h_w - толщина стенки каземата.

3.2.4.3 Кольцевой изгибающий момент и соответствующая ему нормальная сила в стенке в точках А и В (рисунок 9) определяются по формулам

$$M = 0{,}17(p_{\max} - p_{\min})r_c^2 b_w G_2,$$
$$N = -r_c b_w \left(\frac{2p_{\min} + p_{\max}}{3}\right), \tag{72}$$

где G_2 - коэффициент, учитывающий действие реактивного сопротивления грунтовой засыпки развитию деформаций стенки каземата, определяемый по формуле

$$G_2 = \frac{1}{1 + \frac{0{,}7 c_r r_c^4}{E_b h_w^3}}, \tag{73}$$

где c_r - коэффициент отпора грунтовой засыпки для цилиндрической стенки, определяемый по формуле

$$c_r = \frac{E_{sod}}{r_c(1+\mu_{so})}, \tag{74}$$

где μ_{so} - коэффициент Пуассона для грунта, принимаемый 0,3–0,35;

E_{sod} - динамический модуль деформаций грунтовой засыпки вокруг стенки каземата при распространении в ней сейсмической волны сжатия, определяемый по формуле $E_{sod} = c_p^2 \frac{\gamma_{so}}{g}$.

Кольцевой изгибающий момент и соответствующую ему нормальную силу в стенке для сечений в точке С (рисунок 9) следует определять по формулам

$$M = -0{,}17(p_{\max} - p_{\min})b_w r_c^2 G_2,$$
$$N = -r_c b_w \left(\frac{p_{\min} + 2p_{\max}}{3}\right). \tag{75}$$

Максимальное радиальное перемещение стенки каземата под действием нагрузки, вызванной сейсмической волной сжатия, определяется по формуле

$$\Delta r = \pm 0{,}1 \frac{r_c^4 b_w}{E_b I_w} (p_{\max} - p_{\min}) G_2 . \qquad (76)$$

3.2.4.4 Статическое давление от грунтовой засыпки на стенку каземата следует определять по формуле

$$p_w = -h_s' \gamma_{so} \lambda \gamma_f n_c , \qquad (77)$$

где h_s' - высота засыпки с наружной стороны до расчетного сечения;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,15;

n_c - коэффициент сочетаний для постоянной нагрузки, равный 0,9.

3.2.4.5 Нормальное сжимающие усилие в расчетном сечении стенки каземата от статического давления грунта следует определять по формуле

$$N_w = p_w r_c b_w . \qquad (78)$$

Расчетные усилия от статических и сейсмических нагрузок в сечении стенки каземата следует определять по формуле

$$N_{\max} = N + N_w . \qquad (79)$$

Эксцентриситет пормальной силы определяется по формуле $e = M / N_{\max}$.

При выполнении условия $e \le e_0 = h_w / 30$ дальнейший расчет ведется как для центрально сжатого сечения.

Расчет центрально сжатой стенки каземата выполняется по формуле

$$\sigma_1 = \frac{N_{\max}}{h_w b_w} \le R_{bk} k_y k_t , \qquad (80)$$

где R_{bk} - расчетное сопротивление бетона стены сжатию;

k_y - коэффициент динамического упрочнения, равный 1,2;

k_t - коэффициент повышения прочностных характеристик бетона во времени, равный 1,2.

3.3 Конструирование вертикальных цилиндрических резервуаров

3.3.1 Основные положения по конструированию резервуаров

3.3.1.1 Оптимальная высота резервуара со стенкой постоянной толщины определяется по формуле

$$H_{opt} = \sqrt[3]{\frac{V\Delta^2}{\pi t^2}}, \qquad (81)$$

где V - требуемая емкость резервуара;

Δ - сумма толщины днища и приведенной толщины покрытия (с учетом каркаса – фермы, прогоны);

t - толщина стенки резервуара.

Наибольшее значение емкости резервуара, для которого рациональна стенка постоянной толщины, определяется по формуле

$$V_{\max} = \pi t^2 \sqrt{\frac{(\gamma_c R_{wy})^3}{\Delta(\gamma_{f1}\gamma_p)^3}}, \qquad (82)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8;

R_{wy} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;

γ_{f1} - коэффициент надежности по нагрузке от гидростатического давления жидкости, принимаемый равным 1,1;

γ_p - удельный вес жидкости.

3.3.1.2 Оптимальная высота резервуара со стенкой переменной толщины определяется по формуле

$$H_{opt} = \sqrt{\frac{\gamma_c R_{wy}\Delta}{\gamma_{f1}\gamma_p}}. \qquad (83)$$

Оптимальная высота стенки резервуара может определяться также из условия, что стоимость днища и стационарной кровли равна стоимости стенки.

3.3.1.3 В резервуарах применяются листы размерами 1500х6000; 1800х8000; 2000х8000 мм. При сварке листов в стык высоту резервуара следует принимать кратной 1490; 1790 или 1990, а длину окружности – кратной 5990 или 7990 мм. Разрешается принимать длину окружности, кратной половине длины листов.

Высоту стенки резервуаров следует назначать не более 18 м. Наименьшая толщина листов стенки принимается 4 мм.

3.3.1.4 Вертикальное соединение листов стенки резервуара производится двусторонней сваркой встык. Вертикальное соединение листов стенки внахлестку допускается только при их толщине, равной 4 мм. Вертикальные стыки листов смежных поясов, располагаются по одной линии или вразбежку, при этом расстояние между стыками принимается равным половине длины листа.

При сварке вертикальных стыков листы толщиной до 6 мм свариваются без скоса кромок, а листы толщиной от 7 мм и выше – с разделкой кромок.

Монтажный вертикальный стык стенки резервуара следует выполнять встык двусторонней сваркой. Допускается монтажный вертикальный стык выполнять внахлестку (величина нахлестки 70÷80 мм) двусторонней сваркой сплошным швом на всю высоту стенки резервуара.

Горизонтальное соединение смежных поясов стенки производится двусторонней сваркой встык или внахлестку.

При сварке кольцевых соединений стенки внахлест наружные швы выполняются сплошные, а внутренние сплошные или прерывистые. Прерывистые швы имеют длину шпонки 100 мм, а просвет между шпонками 250÷300 мм.

3.3.1.5 Для районов с ветровым давлением от 55 до 100 кг/м^2 стенка резервуаров емкостью 2000, 3000 и 5000 м^3 усиливается кольцом жесткости. Стенка резервуара объемом 1000 м^3 усиливается кольцом жесткости при ветровом давлении 100 кг/м^2.

Кольцо жесткости приваривается к пятому поясу резервуаров вместимостью 2000, 3000 и 5000 м^3 и к четвертому поясу резервуара емкостью 1000 м^3.

Кольцо жесткости рекомендуется подкреплять вертикальными ребрами с шагом 2 м. Сечения колец жесткости и длина монтажных швов, соединяющих кольцо со стенкой, приведены в таблице 5.

Таблица 5 – **Сечение колец жесткости в зависимости от скорости ветра и емкости резервуара**

Емкость резервуара, $м^3$	Сечение кольца жесткости		Длина монтажных сварных швов, м	
	при скоростном напоре ветра, $кг/м^2$			
	55	100	55	100
5000	[24	[33	82	92
3000	[20	[27	71	79
2000	[18	[22	64	71
1000		[8		44

3.3.1.6 Днища резервуаров свариваются с соединением листов встык или внахлестку. В случае полистовой сборки днища все листы соединяют между собой внахлестку односторонними швами. Величина нахлестки - 30÷60 мм. Днище должно состоять из четного числа полотен для создания уклона. Для изготовления днища применяются листы размером 1400х4200, 1500х6000 или 2000х8000 мм. Толщина листов днища должна быть не менее 4 мм.

При конструировании резервуаров емкостью 1000, 2000 и 3000 $м^3$ в сейсмических районах толщину центральных листов днища целесообразно принимать не менее 5 мм.

Расстояние от края днища до стыков окрайков с листами центральной части днища принимается не менее 1000 мм. Допускается окрайки днища толщиной 10 мм и более выполнять из отдельных листов сегментной формы и приваривать к центральным листам днища внахлест.

Вертикальные стыки первого пояса стенки резервуара и стыки окрайков днища следует располагать вразбежку - не менее 200 мм.

3.3.1.7 Сопряжение стенки резервуара с днищем следует осуществлять двумя сплошными кольцевыми швами. Устройство сопряжения стенки с днищем посредством уторного уголка не допускается. Недопустима приварка стенки к днищу односторонним сплошным швом и приварка в зоне краевого эффек-

та накладок. Величина выступа днища за стенку резервуара должна быть не более 50 мм.

3.3.1.8 При избыточном давлении в паровоздушном пространстве резервуаров емкостью 5000 м^3 и более, превышающем 0,012 кг/см^2, необходимо предусматривать крепление нижнего пояса стенки к фундаментным плитам, заложенным в грунт, или подвешивать к нижнему поясу противовесы.

3.3.1.9 Стационарная крыша резервуаров для хранения нефтепродуктов выполняется в виде пологого конуса с уклоном 1:20 или сферической формы.

Крыша типовых резервуаров собирается из щитов. Щиты кровли опираются на верхний пояс стенки резервуара. По верху стенки резервуара рекомендуется приваривать вертикальные ребра для придания устойчивости.

В середине резервуара щиты опираются на центральную стойку. Для резервуаров емкостью 5000 м^3 и менее применяется трубчатая стойка, внутреннюю полость которой следует засыпать песком. В резервуарах емкостью до 200м^3 стойки не применяются.

3.3.1.10 Для изготовления резервуаров со стационарной крышей применяют малоуглеродистые и низколегированные стали в соответствии с СНиП II-23. Выбор стали для различных конструкций резервуаров и климатических районов следует осуществлять руководствуясь ПБ 03-381.

3.4 Расчет и конструирование оснований вертикальных цилиндрических резервуаров

3.4.1 Особенности инженерно-геологических изысканий грунтов основания резервуаров

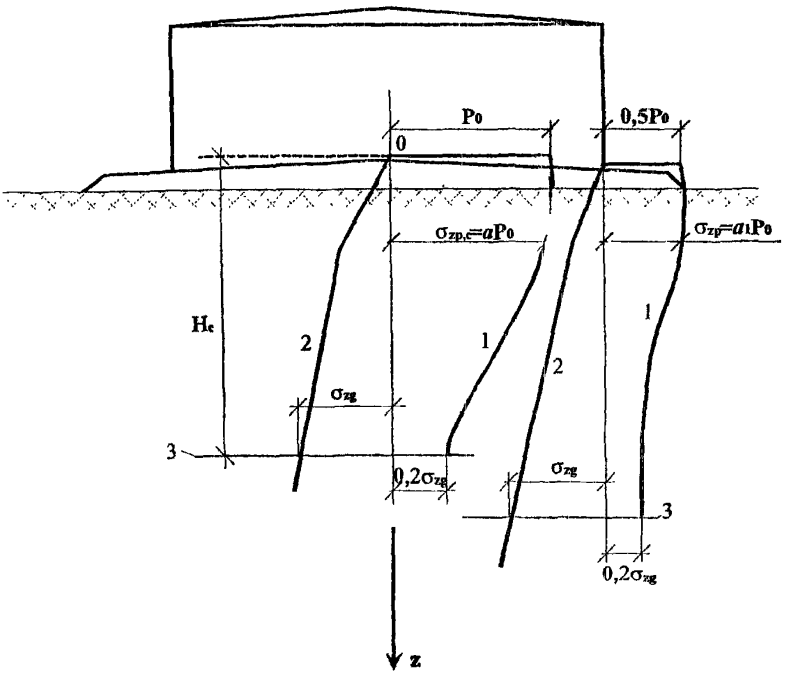
3.4.1.1 Инженерно-геологические изыскания должны предусматривать бурение не менее одной скважины под центром каждого резервуара диаметром менее 25 м. При диаметре более 25 м следует пробурить не менее 4 скважин, а при диаметре резервуара более 35 м - не менее 5 скважин. При этом одна буровая скважина располагается в центре резервуара, а остальные по периметру.

3.4.1.2 Минимальное количество образцов, отбираемых из каждого характерного слоя грунтового основания для определения прочностных характеристик, принимается равным 4, а для определения деформационных характеристик - 6. Перечень основных показателей, характеризующих свойства грунтов, и методы их определения приведены в таблице 6.

Таблица 6 – **Основные показатели свойств грунта и методы их определения**

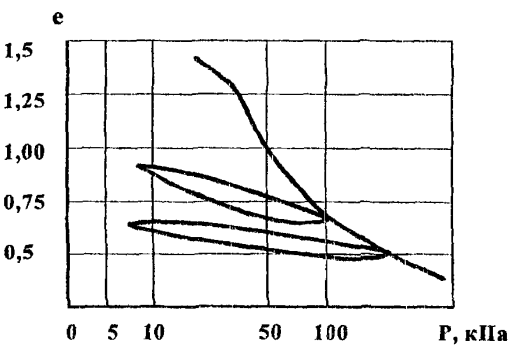
Показатели	Метод определения		Образцы	
	Полевой	Лабораторный	Ненарушенные	Нарушенные
Природная влажность	-	+	-	+
Удельный вес	-	+	+	-
Плотность и коэффициент пористости	-	+	+	-
Степень влажности	-	+	-	+
Пластичность	-	+	-	+
Модуль деформации	+	+	+	-
Сопротивление сдвигу	+	+	+	-
Угол внутреннего трения	-	+	+	-
Сцепление	-	+	+	-
Прочность в недренированном состоянии	+	+	+	-
Коэффициент консолидации		+	+	-

3.4.1.3 При проведении испытаний образцов грунта, используя указания приложении 2 СНиП 2.02.01 до начала испытаний следует построить эпюры, как указано на рисунке 11, изменения вертикального напряжения в основании проектируемого резервуара от совместного действия нагрузок: собственного веса резервуара, веса жидкости в резервуаре, веса песчаной подушки. По эпюрам определяется вертикальное напряжение в грунте на глубине, с которой отобран образец. Образец грунта ступенями нагружается до максимального давления, которое может возникнуть на глубине взятия образца. Затем образец разгружается до величины бытового давления, действующего на глубине сжимаемой толщи. Количество циклов нагружения должно быть не менее 2. По результатам исследований образцов строится график изменения коэффициента пористости грунта в зависимости от величины нагружения образца в процессе циклов нагрузка-разгрузка (рисунок 12).



1 - эпюры дополнительных давлений; 2- -эпюры от собственного веса грунта;
3 - нижняя граница сжимаемой толщи грунта

Рисунок 11 - Напряжения в основании резервуара



3.4.1.4 По данным, полученным в процессе испытания образцов, подсчитывается величина модуля деформации грунта при первичном нагружении E_1 и при повторном нагружении E_2. Модуль деформации грунта E_1 используется для вычисления осадок резервуаров при первичном испытании их водой, а модуль деформации E_2 для вычисления осадок в эксплуатационный период.

3.4.1.5 Возможность развития осадки просадочных грунтов при замачивании их нефтепродуктами устанавливают в процессе инженерно-геологических изысканий путем проведения компрессионных испытаний образцов грунта, отобранных через 1÷2 м по глубине в пределах верхней части просадочной толщи, составляющей $0,5 \div 0,6 H_s$

3.4.2 Определение несущей способности основания резервуаров

3.4.2.1 Расчет основания резервуара по несущей способности в соответствии с СНиП 2.02.01 производится по формуле

$$F \le \gamma_c \frac{F_U}{\gamma_n}, \qquad (84)$$

где F - расчетная нагрузка на основание;

F_U - сила предельного сопротивления основания;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый для резервуаров емкостью 10000 м^3 и более 1,2, для резервуаров емкостью менее 10000 м^3 – 1,15;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый: для песков, кроме пылеватых, скальных грунтов невыветрелых и слабовыветрелых - 1,0; для песков пылеватых, пылевато-глинистого грунта в стабилизированном состоянии, скальных грунтов выветрелых - 0,9; для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии - 0,85; для скальных грунтов сильновыветрелых – 0,8.

3.4.2.2 Вследствие возможных высоких скоростей заполнения резервуаров, расположенных на пылевато-глинистых грунтах, рассчитывать основания по несущей способности следует с учетом вероятного возникновения нестабилизированного состояния основания. В этом случае силу предельного сопротивления основания F_U следует определять по формуле

$$F_U = \frac{\pi}{4} D^2 N_c \xi_c c_1, \qquad (85)$$

где D - диаметр резервуара;

N_c - коэффициент несущей способности, равный 5,14;

ξ_c - коэффициент, учитывающий форму площадки, равный 1,11;

c_1 - расчетное значение удельного сцепления грунта.

Для случая заглубления резервуара или его фундамента в грунт силу предельного сопротивления основания следуст определять по формуле

$$F_U = \frac{\pi}{4} D^2 (N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \qquad (86)$$

где N_q - коэффициент несущей способности, равный 1,0;

ξ_q - коэффициент, учитывающий заглубление и зависящий от формы загруженной площадки, равный 1,5;

γ_1' - расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше глубины заложения резервуара или его фундамента;

d - глубина заложения резервуара или его фундамента.

Для водонасыщенных грунтов, имеющих показатель текучести I_L меньше 0,5, допускается не учитывать нестабилизированное состояние основания.

3.4.2.3 Сила предельного сопротивления выпиранию нескального грунта, находящегося в стабилизированном состоянии, в соответствии с СНиП 2.02.01 должна определяться из условия

$$\tau = \sigma\, tq\varphi_1 + c_1, \qquad (87)$$

где φ_1 и c_1 - расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, определяемые по данным испытаний.

3.4.2.4 Сила предельного сопротивления основания, сложенного медленно уплотняющимися глинистыми, пылевато-глинистыми и водонасыщенными пылевато-глинистыми грунтами при степени влажности S_r больше или равной 0,85 и коэффициенте консолидации c_v меньше или равном $1 \cdot 10^7$ см^2/год, определяется с учетом нестабилизированного состояния грунтов по формуле

$$\tau = (\sigma - u) tg\varphi_1 + c_1, \qquad (88)$$

где u - избыточное давление в поровой воде.

3.4.3 Расчет осадок оснований резервуаров, в том числе и при строительстве на слабых грунтах

3.4.3.1 Расчет оснований резервуаров по второй группе предельных состояний является основным. Расчетную схему основания резервуара следует принимать в соответствии с СНиП 2.02.01 в виде линейно деформируемого полупространства.

3.4.3.2 Совместная деформация основания (в том числе и со слабыми грунтами) и резервуара может характеризоваться:

- абсолютной осадкой основания резервуара в центре днища s_c;

- абсолютными осадками точек по периметру резервуара s_p;

- средним креном резервуара i_m;

- относительным прогибом или выгибом днища f_c / D (f_c - прогиб днища, определяемый разностью между осадкой в центре резервуара и минимальной осадкой по его периметру);

- неравномерностью осадки контура резервуара Δs_p.

3.4.3.3 Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине, где дополнительные напряжения от веса заполненного резервуара составляют 20 % от природного давления грунта, т.е. $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$. Если граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации E_{so} меньше или равном 50 кг/см^2, то нижняя граница определяется исходя из условия

$\sigma_{zp} = 0{,}1\sigma_{zg}$. Полученную сжимаемую толщу H_c делят на горизонтальные слои, толщиной не более 0,4 диаметра резервуара.

3.4.3.4 Осадку в центре резервуара s_c и в точках по его периметру s_p следует определять по следующим формулам:

- при определении осадок при первичном заполнении резервуара

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{1,i}}, \qquad (89)$$

- при определении дополнительных осадок в период эксплуатации

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{2,i}}, \qquad (90)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i-ом слое грунта, равное полусумме вертикальных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя;

$E_{1,i}$ и $E_{2,i}$ - модули деформации i-го слоя грунта соответственно при первичном и вторичном нагружении;

h_i - толщина i-го слоя грунта;

n - число слоев, на которые разделена сжимаемая толща.

Дополнительные вертикальные напряжения в основании резервуара на глубине z от днища определяются по формулам:

- под центром резервуара

$$\sigma_{zp,c} = \alpha\, p_0, \qquad (91)$$

- под стенкой резервуара

$$\sigma_{zp} = \alpha_1 p_0, \qquad (92)$$

где p_0 - дополнительное вертикальное давление на основание, включающее в себя среднее вертикальное давление под днищем заполненного резервуара и среднее давление от песчаной подушки или железобетонной плиты.

Коэффициенты α и α_1 определяются по таблице 7 в зависимости от относительной глубины z/r (r - радиус резервуара).

Таблица 7 – **Значения коэффициентов для определения дополнительных вертикальных напряжений в грунтовом основании резервуара**

z/r	α	α_1	z/r	α	α_1
0	1,000	0,500	1,2	0,547	0,300
0,2	0,993	0,468	1,5	0,424	0,256
0,4	0,949	0,434	2,0	0,258	0,196
0,6	0,864	0,400	2,5	0,200	0,151
0,8	0,756	0,366	3,0	0,146	0,118
1,0	0,647	0,323			

3.4.3.5 Для основания резервуара, состоящего из n слоев грунта, вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от поверхности в соответствии с СНиП 2.02.01 определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i, \qquad (95)$$

где γ_i и h_i - соответственно удельный вес и толщина i-го слоя грунта.

Удельный вес водопроницаемых грунтов, залегающих ниже уровня горизонта вод, но выше водоупора, должен определяться по формуле

$$\gamma_{sb,i} = \frac{(\gamma_{s,i} - \gamma_w)}{(1 + e_i)}, \qquad (96)$$

где $\gamma_{s,i}$ и γ_w - соответственно удельный вес частиц грунта и воды, e_i - коэффициент пористости грунта в i-ом слое.

3.4.3.6 Расчетным состоянием просадочных грунтов по влажности при возможности их замачивания является состояние полного водонасыщения (степень влажности S_r больше или равна 0,8), а при невозможности замачивания - установившееся значение влажности, равное природной ω, если $\omega \geq \omega_p$ и влажности на границе пластичности ω_p, если $\omega < \omega_p$.

Осадку основания из просадочных грунтов под фундаментом резервуара следует определять по формуле

$$s_{s\ell} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{s\ell,i} \cdot h_i \cdot k_{s\ell,i} \qquad (93)$$

где $\varepsilon_{s\ell,i}$ - относительная просадочность i-го слоя грунта, определяемая при давлении p_i, равном сумме давления от фундамента резервуара и самого резервуара с жидкостью, а также давления от собственного веса грунта в середине слоя, толщиной h_i;

$k_{s\ell,i}$ - коэффициент, принимаемый равным единице при $D \geq 12$ м.

При $D \leq 3$ м величина $k_{s\ell,i}$ определяется по формуле

$$k_{s\ell,i} = 0{,}5 + 1{,}5\left(p - p_{s,i}\right)/p_0, \qquad (94)$$

где p - среднее давление под фундаментом (подушкой) резервуара, кПа;

$p_{s,i}$ - начальное просадочное давление i-го слоя грунта (при испытаниях в компрессионном приборе соответствует давлению, при котором $\varepsilon_{s\ell,i} = 0{,}01$), кПа;

p_0 - давление, равное 100 кПа.

При 3 м $< D <$ 12 м $k_{s\ell,i}$ определяется по интерполяции между его значениями, полученными при $D = 3$ м и $D = 12$ м.

Если возможность замачивания просадочных грунтов в основании резервуаров отсутствует и невозможно развитие осадок грунтов вследствие замачивания их нефтепродуктами, основание резервуара рассчитывается как на обычных непросадочных грунтах с учетом сжимаемости просадочных грунтов.

3.4.3.7 Среднее значение осадки основания под стенкой резервуара определяют по результатам расчета осадок не менее чем в четырех точках, расположенных равномерно по периметру резервуара по формуле

$$s_{p,m} = \sum_{i=1}^{n} \frac{s_{p,i}}{n}, \qquad (97)$$

где $s_{p,m}$ - средняя осадка по периметру резервуара;

$s_{p,i}$ - осадка в i-ой точке, расположенной на периметре резервуара;

n - число точек по периметру резервуара.

3.4.4 Допускаемые осадки резервуаров

3.4.4.1 Максимальная абсолютная осадка контура днища резервуара, установленного на песчаную подушку, не должна превышать 200 мм, а средняя осадка по контуру: при гидравлических испытаниях – 100 мм, при эксплуатации - 150 мм.

3.4.4.2 Относительный крен резервуара следует определять по формуле

$$i_m = \frac{s_{p\max} - s_{p,m}}{D}, \qquad (98)$$

где $s_{p\max}$ - максимальная осадка по периметру резервуара;

$s_{p,m}$ - средняя осадка по периметру резервуара;

D - диаметр резервуара.

Относительный крен резервуара не должен превышать 0,004.

3.4.4.3 Величина общего прогиба центра днища (рисунок 13а) определяется по формуле

$$f_c = s_c - s_{p,m}, \qquad (99)$$

где s_c - осадка центра днища.

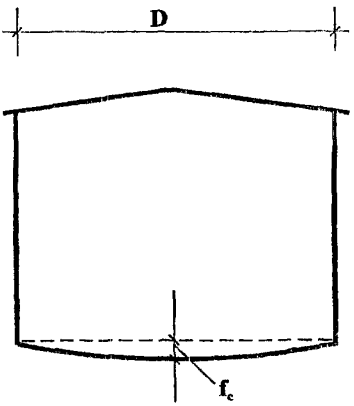
Общий прогиб центра днища f_c не должен превышать $0{,}003r$ и должен быть не более 100 мм (где r - радиус резервуара).

3.4.4.4 Относительный локальный прогиб днища (рисунок 13б) определяется отношением разности максимальной и минимальной осадок в точках, расположенных на днище резервуара, к расстоянию между этими точками:

$$f_L = \frac{s_{\max} - s_{\min}}{L}. \qquad (100)$$

Относительный локальный прогиб днища резервуара не должен превышать 0,005.

а)



б)

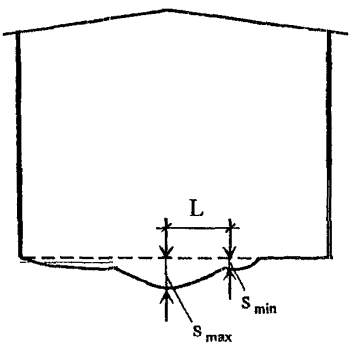


Рисунок 13 - Схема прогиба днища

3.4.4.5 Неравномерные осадки контура днища определяются по формуле

$$\Delta s_p = s_{p,i} - \left(s_{p,i+1} + s_{p,i-1}\right)/2, \qquad (101)$$

где Δs_p - неравномерная осадка по периметру;

$s_{p,i}$ - абсолютная осадка в точке i;

$s_{p,i+1}$ и $s_{p,i-1}$ - абсолютные осадки в точках i+1 и i-1, расположенных на равном расстоянии от точки i.

Неравномерные осадки наружного контура днища резервуара не должны превышать допускаемые значения, указанные в СНиП 3.03.01.

3.4.5 Мероприятия по повышению несущей способности оснований со слабыми грунтами

3.4.5.1 Если осадка контура резервуара превышает предельные значения должны быть предусмотрены мероприятия, направленные на снижение осадок:

а) устройство фундаментов-подсыпок с уплотненными песчаными подушками с уклоном их поверхности в пределах 2÷3 %, направленным от центра резервуара к его периметру. Такие фундаменты следует устраивать на грунтовом основании, дающем осадки величиной до 150 мм;

б) устройство песчаных подушек с кольцевым железобетонным фундаментом при средней осадке основания от 150 до 300 мм;

в) при строительстве резервуаров на слабых грунтах, которые имеют под нагрузкой осадки свыше 300 мм, используют ряд методов:

- полная или частичная замена грунта в верхней зоне основания резервуара засыпкой, обладающей меньшей сжимаемостью;

- поверхностное уплотнение грунта с помощью тяжелых трамбовок;

- уплотнение грунтов основания временными насыпями или с помощью контролируемых гидроиспытаний после завершения монтажа резервуара;

- в условиях вечной мерзлоты искусственное оттаивание и уплотнение мерзлого грунта на расчетную глубину или устройство свайных фундаментов.

3.4.5.2 Замена сильно сжимаемого грунта производится в случае, если слабый грунт залегает на глубину не более 2÷3 метра. Слабый грунт заменяют песком, песчано-гравелистой смесью, гравием, супесчаным или полностью разрушенным лессовидным грунтом. Грунт должен быть послойно уплотнен. Плотность подушки из отсыпанного грунта должна быть не менее 0,95 от максимальной плотности, устанавливаемой опытным путем. Диаметр подошвы подушки должен быть больше диаметра резервуара на 5÷6 метров.

3.4.5.3 Уплотнять слабые грунты трамбованием следует при их оптимальной влажности ω_0. Если естественная влажность грунта ω меньше оптимальной, то основание замачивается. Необходимое количество воды (в $м^3$) на 1 $м^2$ площади определяется по формуле

$$Q_{\omega} = \frac{(\omega_0 - \omega)\rho_s h_y}{(1+e)\rho_{\omega}}, \qquad (102)$$

где ρ_s - плотность частиц скелета грунта;

e - коэффициент пористости грунта до уплотнения;

h_y - глубина уплотнения;

ρ_{ω} - плотность воды.

При глинистых и лессовых грунтах

$$\omega_0 = \omega_p + (0{,}02 \div 0{,}03). \qquad (103)$$

При песчаных грунтах

$$\omega_0 = \frac{0{,}7 \cdot e \cdot \rho_{\omega}}{\rho_s}, \qquad (104)$$

где ω_p - влажность грунта на границе пластичности.

Глубину уплотнения грунта трамбовками определяется по формуле

$$h_y = m_y \sqrt{M_m \cdot h_n}, \qquad (105)$$

где m_y коэффициент, зависящий от свойств уплотняемого грунта, значение которого изменяется от 0,5 до 1,0;

M_m - масса трамбовки;

h_n - высота падения.

Уплотнение слабого грунта трамбовками не рекомендуется, если основание сложено глинистым грунтом с показателем текучести выше 0,6 или водонасыщенными песками.

3.4.5.4 Длительные гидроиспытания для предварительного уплотнения грунтов целесообразно проводить при строительстве резервуаров на слабых

грунтах. Скорость нарастания нагрузки на основание при гидроиспытаниях не должна превышать скорость консолидации частиц грунтового основания.

Для резервуаров, возводимых на пылевато-глинистых грунтах при их влажности больше или равной 0,85 и коэффициенте консолидации меньше или равном 10^7 см^2/год на первом этапе гидроиспытаний вода наливается до отметки 0,6÷1 метр, а затем, после выдержки в течение 5 суток, заполнение резервуара водой продолжается при скорости поднятия воды на 0,4 метра в сутки. Для резервуаров, возводимых на грунтах со степенью влажности меньше 0,85 и коэффициентом консолидации больше 10^7 см^2/год, рекомендуется заполнять резервуар водой на 1/4 высоты стенки. Скорость заполнения при этом должна составлять 30÷40 м^3/ч. После выдержки основания под указанной нагрузкой в течение 5 суток уровень жидкости в резервуаре повышается до 1/2 высоты стенки, и снова делается выдержка основания под нагрузкой в течение 5 суток.

3.4.5.5 Уплотнение основания со слабыми грунтами рекомендуется производить пригрузочной насыпью, нагрузка от которой в 1,5÷2 раза должна превышать нагрузку от заполненного резервуара. Время выдержки насыпи определяется достижением заданной величины деформации поверхности основания. Насыпь должна быть больше, чем диаметр резервуара на 0,2*D*. Способ целесообразен для слабых грунтов, распространенных на глубину 10 метров и более.

3.4.5.6 На площадках с просадочным грунтом при просадке от собственного веса грунта не более 5 см грунт должен быть уплотнен трамбованием на глубину не менее 2 метров на площади, диаметр которой на 1,5 метра больше диаметра резервуара. При расчетной величине просадок от собственного веса грунта от 5 до 40 см основание уплотняется тяжелыми трамбовками на глубину не менее 2 метров на площади, диаметр которой на 5 м превышает диаметр резервуара. При расчетной величине просадок более 40 см грунт уплотняется предварительным замачиванием на площади, диаметр которой на 10 метров превышает диаметр резервуара.

3.5 Расчет и конструирование фундаментов вертикальных цилиндрических резервуаров

3.5.1 Расчет сплошной фундаментной плиты на гидродинамическое давление

3.5.1.1 Нагрузка на сплошную фундаментную плиту при расчете на горизонтальную составляющую сейсмического воздействия слагается из гидродинамического давления на днище и контурного давления от стенки резервуара (рисунок 14). Данные нагрузки по окружности изменяются по косинусоидальному закону.

3.5.1.2 Максимальное расчетное контурное давление q_m, оказываемое стенкой на днище вследствие горизонтального гидродинамического давления на стенку, определяется по формуле

$$q_m = \frac{X_h d}{\pi r^2}, \qquad (106)$$

где X_h - равнодействующая суммарного расчетного гидродинамического давления на стенку резервуара определяемая по формуле (28), при этом в расчете плиты принимаются следующие величины коэффициентов: $k_1 = 0{,}6$; $k_d = 1{,}0$;

d - то же, что в формуле (29).

3.5.1.3 Максимальная ордината q_m^0 гидродинамического давления жидкости на днище у стенки резервуара при $\varphi = 0°$ и $\varphi = 180°$, определяется по формуле

$$q_m^0 = \frac{1}{2} r \rho A g k_4 k_1, \qquad (107)$$

где k_4 - коэффициент, зависящий от величины отношения $\frac{h}{r}$, определяется по графику на рисунке 4;

k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения плиты, принимаемый равным 0,6.

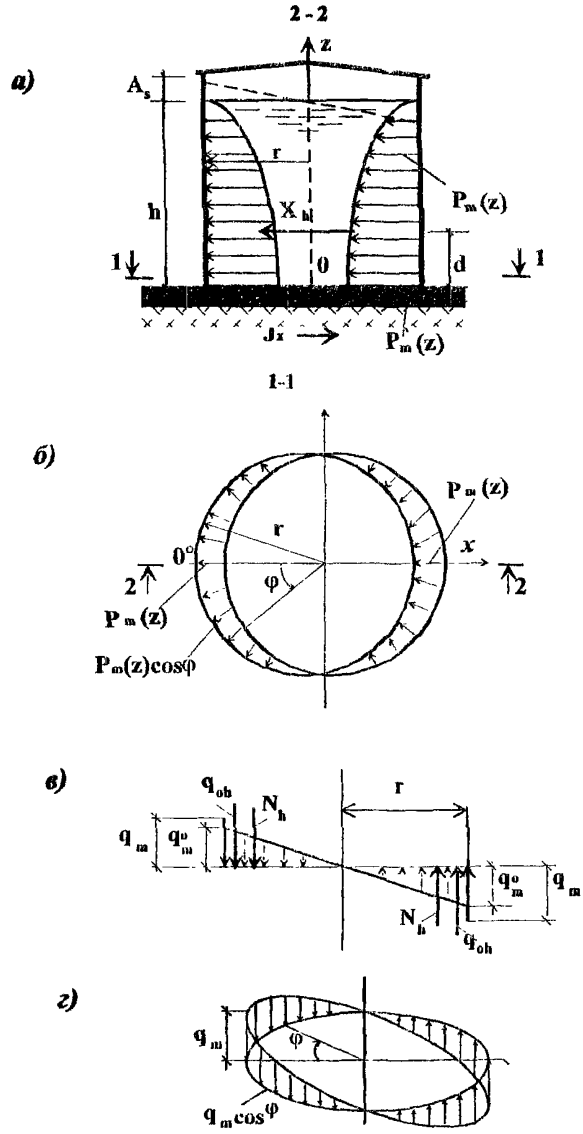


Рисунок 14 - Схема к расчету фундаментной плиты на нагрузки от гидродинамического давления

3.5.1.4 Равнодействующая гидродинамического давления на ограниченный участок днища в виде кругового сектора, имеющего хорду, длина которой равна единице определяется по формуле

$$N_h = \frac{q_m^0 \cdot r}{3}. \qquad (108)$$

3.5.1.5 Величина равнодействующей от гидродинамического давления на днище и контурного давления стенки на днище определяется по формуле

$$N_c = q_m + \frac{q_m^0 r}{3}. \qquad (109)$$

Расстояние a от точки приложения равнодействующей N_c до центра круглой плиты (рисунок 15) определяется по формуле

$$a = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{4 \cdot q_m r + q_m^0 r^2}{3q_m + q_m^0 r} \right). \qquad (110)$$

3.5.1.6 Расчет фундаментной плиты на сейсмическое воздействие производится на погонную нагрузку $q_{0,h} \cos\varphi$ (рисунок 15), где $q_{0,h} = \frac{N_c r}{a}$.

Приведенные значения радиусов следует определять по формулам

$$\alpha = \frac{a}{\ell}; \quad \beta = \frac{b}{\ell}; \quad \xi = \frac{r_1}{\ell},$$

где r_1 - расстояние от точки плиты, в которой определяются усилия, до центра круглой плиты;

b - радиус круглой плиты;

ℓ - характеристика жесткости плиты, определяемая по формуле

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{D_s}{k_0}}, \qquad (111)$$

где D_s - цилиндрическая жесткость плиты, определяемая по формуле

$$D_s = \frac{E_s h_s^3}{12\left(1 - \mu_s^2\right)}, \qquad (112)$$

где E_s и μ_s - соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона

для материала плиты. Коэффициент Пуассона $\mu_s = 0{,}17$;

h_s - толщина плиты;

k_0 - коэффициент постели основания под плитой, определяемый по таблице 8 или опытным путем.

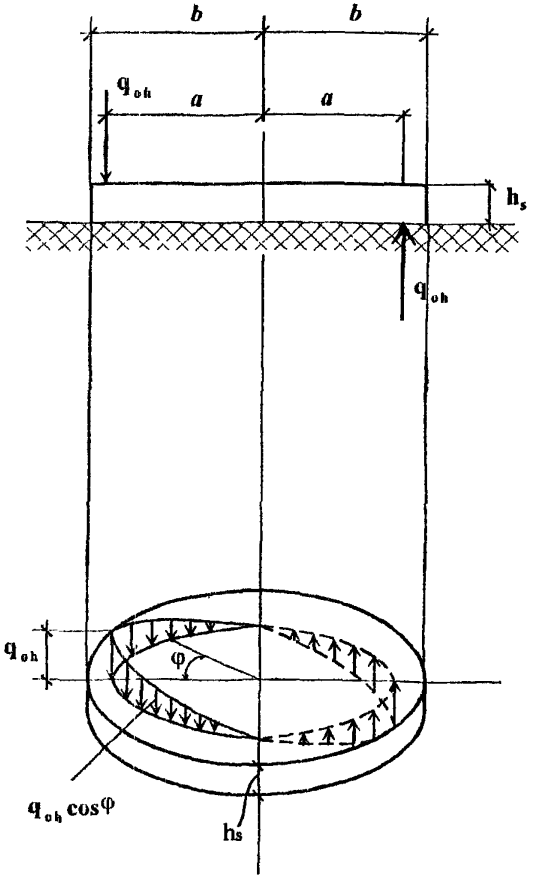


Рисунок 15 - Схема к расчету фундаментной плиты на нагрузки от гидродинамического давления

Таблица 8 – **Значение коэффициент постели грунтового основания в зависимости от вида грунта**

Вид основания	k_0, кгс/см^3
Слабые грунты, глина мокрая, размягченная	0,1÷0,5
Песок, глина влажная, слежавшийся гравий насыпной	0,5÷5,0
Плотно слежавшийся песок и гравий, глина маловлажная	5,0÷10,0
Плотная глина и песчано-глинистый грунт	10,0÷20,0
Известняк, песчаник	20,0÷100,0

При $\xi \le \alpha$:

- радиальный изгибающий момент в плите определяется по формуле

$$M_{r_1} = -\frac{D_s}{\ell^2}\left[b_{ж} V_1^{[M]}(\xi) + d_{ж} U_1^{[M]}(\xi)\right]\cos\varphi; \tag{113}$$

- поперечная сила определяется по формуле

$$Q_{r_1} = -\frac{D_s}{\ell^3}\left[b_{ж} V_1^{1}(\xi) - d_{ж} U_1^{1}(\xi)\right]\cos\varphi; \tag{114}$$

$$b_{ж} = b_1 + f_1(\alpha)\frac{q_{o,h}\ell^3}{2D_s}\pi\alpha, \tag{115}$$

$$d_{ж} = d_1 - g_1(\alpha)\frac{q_{0,h}\ell^3}{2D_s}\pi\alpha, \tag{116}$$

где

$$b_1 = -\frac{\pi q_{0,h}\ell^3\alpha}{2D_s}\cdot\frac{U_1(\alpha)\left[U_1^{[Q]}(\beta)\cdot g_1^{[M]}(\beta) - U_1^{[M]}(\beta)\cdot g_1^{[Q]}(\beta)\right]}{U_1^{[Q]}(\beta)\cdot V_1^{[M]}(\beta) - U_1^{[M]}(\beta)\cdot V_1^{[Q]}(\beta)} + \\ + \frac{\pi q_{0,h}\ell^3\alpha}{2D_s}\cdot\frac{V_1(\alpha)\left[U_1^{[Q]}(\beta)\cdot f_1^{[M]}(\beta) - U_1^{[M]}(\beta)\cdot f_1^{[Q]}(\beta)\right]}{U_1^{[Q]}(\beta)\cdot V_1^{[M]}(\beta) - U_1^{[M]}(\beta)\cdot V_1^{[Q]}(\beta)} \tag{117}$$

$$d_1 = +\frac{\pi q_{0,h}\ell^3\alpha}{2D_s}\cdot\frac{U_1(\alpha)\left[V_1^{[Q]}(\beta)\cdot g_1^{[M]}(\beta) - V_1^{[M]}(\beta)\cdot g_1^{[Q]}(\beta)\right]}{U_1^{[Q]}(\beta)\cdot V_1^{[M]}(\beta) - U_1^{[M]}(\beta)\cdot V_1^{[Q]}(\beta)} - \\ - \frac{\pi q_{0,h}\ell^3\alpha}{2D_s}\cdot\frac{V_1(\alpha)\left[V_1^{[Q]}(\beta)\cdot f_1^{[M]}(\beta) - V_1^{[M]}(\beta)\cdot f_1^{[Q]}(\beta)\right]}{U_1^{[Q]}(\beta)\cdot V_1^{[M]}(\beta) - U_1^{[M]}(\beta)\cdot V_1^{[Q]}(\beta)}. \tag{118}$$

Здесь $U_1, V_1, U_1', V_1', f_1, g_1$ - значения функций приведены таблица Б.1 (приложение Б);

$U_1^{[M]}, V_1^{[M]}, f_1^{[M]}, g_1^{[M]}$ - приведены в таблице Б.2 (приложение Б);

$U_1^{[Q]}, V_1^{[Q]}, f_1^{[Q]}, g_1^{[Q]}$ - приведены в таблице Б.3 (приложение Б).

Изгибающий момент в плите следует определять в месте приложения равнодействующей силы $q_{0,h}$, т.е. при $\xi = \frac{r_1}{\ell} = \frac{a}{\ell}$.

3.5.1.7 При расчете плиты на вертикальную составляющую сейсмического воздействия необходимо определить равнодействующую нагрузок на плиту: от веса резервуара; веса жидкого продукта при полном наливе; веса гидрофобного слоя; веса плиты; веса засыпки на покрытии резервуара и половина веса покрытия над коридором вокруг резервуара, если он установлен в каземате.

3.5.1.8 Интенсивность суммарной статической и сейсмической нагрузки на плиту при вертикальном сейсмическом воздействии определяется по формуле

$$q_v = q_{mi}(1 + 0{,}7Ak_1), \tag{119}$$

где $k_1 = 0{,}6$; q_{mi} - усредненная статическая нагрузка на единицу площади плиты.

3.5.1.9 Наибольшая величина изгибающего момента в круглой плите, загруженной равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q_v, будет в центральной части плиты. Величина момента, приходящегося на единицу длины кольцевого и радиального сечения плиты, определяется по формуле

$$M_r = M_t = 0{,}05 q_v h_s^2 \sqrt[3]{\frac{E_s^2}{E_{so}^2}}, \tag{120}$$

где h_s - толщина плиты; E_s - модуль упругости материала плиты; E_{so} - модуль деформации грунтового основания под плитой (таблица 8).

3.5.2 Конструирование фундаментов под резервуары

3.5.2.1 Устройство фундамента-подсыпки необходимо проводить в соответствии с требованиями ПБ 03-381. Фундамент-подсыпка применяется, если средняя осадка резервуара, определенная расчетом, не превышает 150 мм.

На рисунке 16а и 16б показаны принципиальные схемы устройства фундамента-подсыпки на песчаном или супесчаном основании и на основании из глинистых грунтов соответственно.

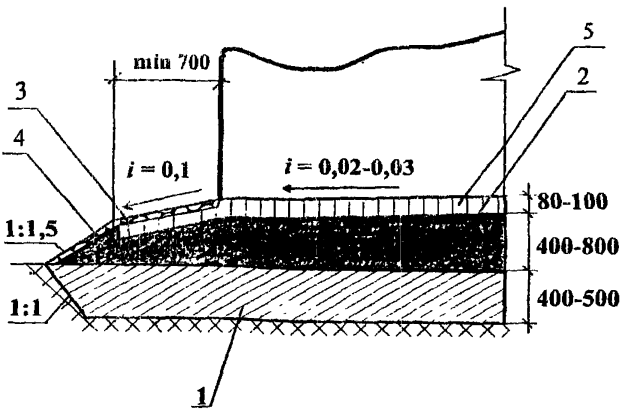
Не допускаются использовать при устройстве подсыпки грунты, содержащие гипс и растворимые сернокислые соли в количестве более 5 %, глины вперемежку с дренирующими грунтами, торф, гипс и пылеватые суглинки, находящиеся в замерзшем или разжиженном состоянии. На основании, сложенном песчаными или супесчаными грунтами (рисунок 16а), первый слой насыпного грунта выполняется из местного грунта. На основании, сложенном из глинистых грунтов (рисунок 16б), первый слой насыпного грунта должен быть выполнен из уплотненных глинистых грунтов до отмостки.

3.5.2.2 Верхний слой песчаной подушки представляет собой изолирующий (гидрофобный) слой, предохраняющий днище от непосредственного воздействия грунтовых вод и водяных паров. В качестве вяжущего вещества в смесях из грунта могут применяться жидкие битумы, каменноугольный деготь Д, мазут, нефть. Толщина изоляционного слоя должна составлять 80÷100 мм, а при строительстве на макропористых грунтах - 200 мм и более. Диаметр круга изоляционного слоя должен превышать диаметр резервуара не менее чем на 1,4 метра.

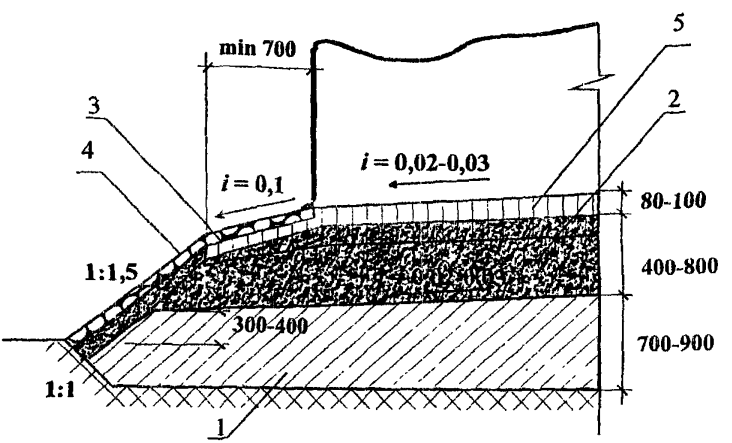
3.5.2.3 Отвод поверхностных вод от резервуара должен быть обеспечен планировкой территории, устройством отводных канав и откосов. При строительстве резервуаров на глинистых недренирующих грунтах отвод воды из открытых водоотводных канав должен производиться в промышленную канализацию.

Откосы грунтового фундамента должны моститься камнем до начала монтажно-сварочных работ и гидроиспытаний резервуара с последующей перемосткой разрушенных участков. Отмостку допускается заменить бетонными плитами или асфальтовым покрытием по щебеночной подготовке. Для асфальта крутизна откоса не более 1:2.

а)



б)



а) на песчаном или супесчаном грунте;
б) на связных грунтах (глине, суглинке)

1 – первый слой насыпного уплотненного грунта (вместо удаленного растительного слоя); 2 – уплотненная песчаная подушка; 3 - отмостка бровки насыпи; 4 - отмостка откоса; 5 - гидрофобный слой

Рисунок 16 - Схема оснований резервуаров при средней ожидаемой осадке контура резервуара до 150 мм

3.5.2.4 Кольцевой фундамент следует применять в тех случаях, когда максимальная абсолютная осадка грунтового основания под резервуаром составляет от 150 до 300 мм. Кольцевой фундамент также применяется, если основание резервуара сложено просадочными грунтами.

Кольцевой фундамент выполняется в виде железобетонного кольца (рисунок 17а) или щебеночной подушки (рисунок 17б). Принципиальная схема кольцевого фундамента на просадочных грунтах представлена на рисунке 18.

При средней осадке основания 150÷200 мм ширина кольца В принимается - 1000 мм, а высота С равна 200 мм; при осадке 200÷300 мм ширина кольца В принимается - 1800 мм, а высота равна 300 мм.

3.5.2.5 Сплошные фундаментные плиты целесообразно применять на слоистом основании с залеганием различных пластов грунта в районах с сейсмической активностью 9 баллов и выше, а также при слабых грунтах.

Железобетонную плиту на слабом основании рекомендуется изготавливать из бетона класса не ниже В25, армированного сетками с размерами ячеек в пределах 10÷30 см. Толщина плиты принимается в пределах от 20 до 50 см в зависимости от величины нагрузки, диаметра плиты и модуля деформации грунта основания. Плита должна армироваться двойной симметричной арматурой. Сечение арматуры принимается одинаковое по всей площади плиты.

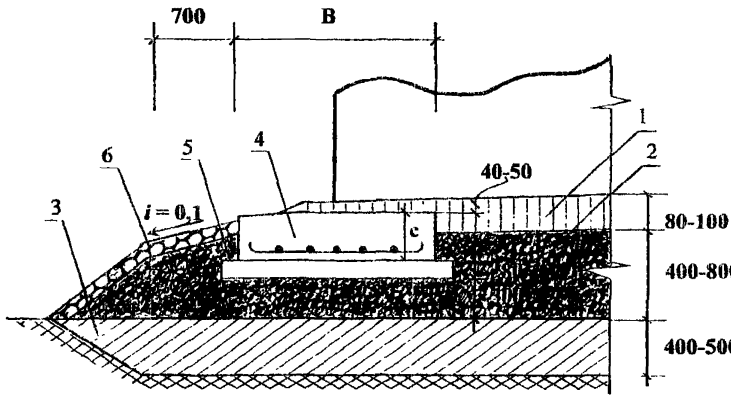
Бетон плиты укладывается на слой бетонной подготовки толщиной 8÷10 см. Гидрофобный слой толщиной 8÷10 см укладывается поверх плиты.

Фундаментные плиты не следует применять, если на глубине до 0,3 диаметра резервуара грунтовое основание имеет резко несогласное залегание слоев.

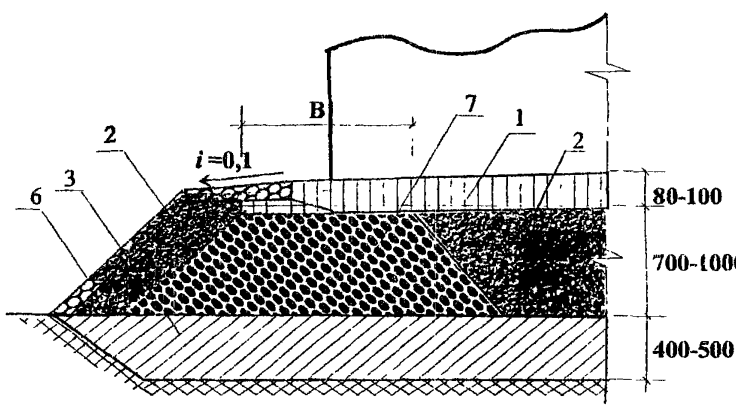
3.5.2.6 Свайные фундаменты могут применяться при строительстве резервуаров в условиях вечной мерзлоты.

Расчет и конструирование свайных фундаментов необходимо проводить в соответствии с СНиП 2.02.03 и СНиП 2.02.04.

а)



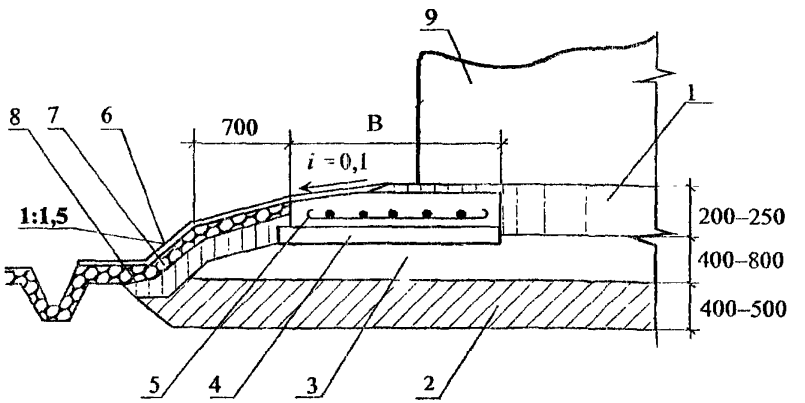
б)



а) железобетонное кольцо;
б) кольцо в виде щебеночной подушки

1 - гидрофобный слой; 2 - утрамбованная песчаная подушка; 3 - местный насыпной утрамбованный грунт; 4 - железобетонное кольцо из бетона класса В20; 5 - бетонная подготовка; 6 - булыжная отмостка; 7 - кольцевая щебеночная подушка

Рисунок 17 - Устройство кольцевого фундамента



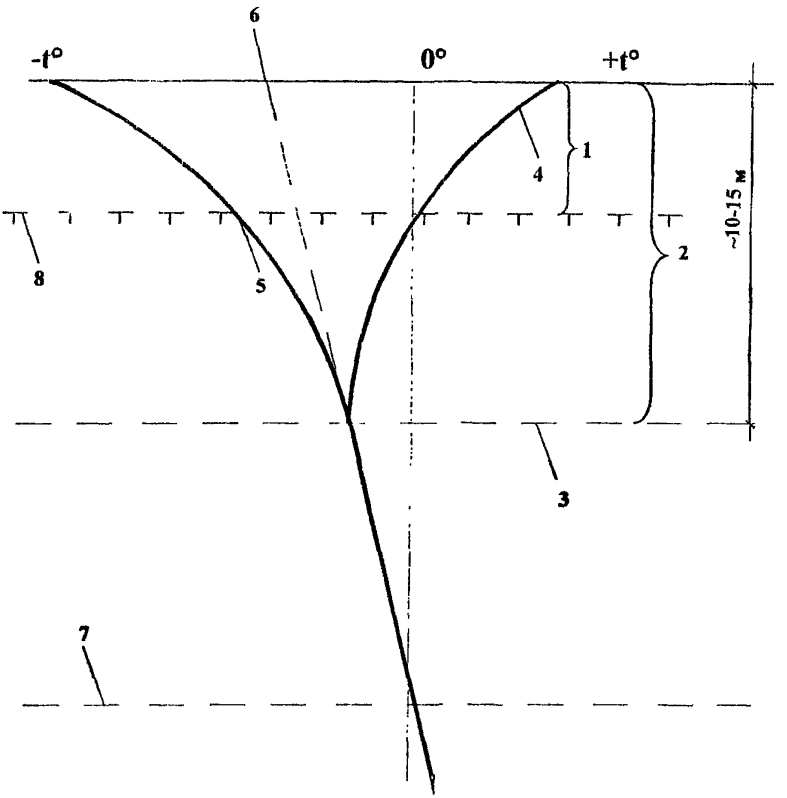
1 - гидрофобный (изоляционный) слой; 2 - уплотненный послойно суглинок; 3 - песчаная подушка; 4 - бетонная подготовка - 100 мм; 5 - железобетонный кольцевой фундамент - 200÷300 мм; 6 - асфальт 20÷25 мм; 7 - булыжное мощение - 80÷100 мм; 8 - гидрофобный слой - 120÷150 мм; 9- резервуар

Рисунок 18 - Устройство кольцевого фундамента на просадочных грунтах

3.6 Расчет и конструирование оснований и фундаментов резервуаров в районах вечной мерзлоты и в условиях морозного пучения грунтов

3.6.1 Учет инженерно-геологических и ландшафтных условий в условиях вечной мерзлоты

3.6.1.1 При производстве и анализе результатов инженерно-геологических изысканий на площадке строительства необходимо учитывать изменение среднегодовых температур в толще грунта (рисунок 19).



1 - деятельный слой; 2 - зона аккумуляции; 3 - граница зоны нулевых годовых амплитуд; 4 - кривая летних температур; 5 - кривая зимних температур; 6 - кривая среднегодовой температуры; 7 - нижняя граница вечномерзлых грунтов 8 - верхняя граница вечномерзлых грунтов

Рисунок 19 - Изменение среднегодовых температур в толще вечномерзлого грунта

3.6.1.2 При производстве инженерно-геологических изысканий необходимо определить степень морозной пучинистости в зависимости от показателя текучести I_L - для пылевато-глинистых грунтов и от степени влажности S_r - для песчаных (таблица 9), а затем в зависимости от степени морозной пучинистости величину поднятия дневной поверхности грунта (таблица 10).

Таблица 9 – **Степень морозной пучинистости грунтов**

Характеристика грунтов	Наименование грунта по степени морозной пучинистости
Пылевато-глинистые при $I_L \geq 0,5$; пески пылеватые и мелкие при $S_r \geq 0,95$	Сильнопучинистые
Пылевато-глинистые при $0,25 < I_L < 0,5$; пески пылеватые и мелкие при $0,8 < S_r < 0,95$; крупнообломочные с заполнителем (пылевато-глинистым, песком пылеватым и мелким) более 30 %	Среднепучинистые
Пылевато-глинистые при $0 < I_L \leq 0,25$; пески пылеватые и мелкие при $0,6 < S_r \leq 0,8$; крупнообломочные с заполнителем от 10 до 30 %	Слабопучинистые
Пылевато-глинистые при $I_L \leq 0$; пески гравелистые, крупные и средней крупности; пески мелкие и пылеватые при $S_r \leq 0,6$, а также пески мелкие и пылеватые, содержащие менее 15 % по весу частиц, размером не крупнее 0,05 мм; крупнообломочные грунты с заполнителем до 10 %; скальные породы; сцементированные песчаные грунты	Практически непучинистые

Таблица 10 – **Значение поднятия дневной поверхности в зависимости от степени пучинистости**

Характеристика грунта по степени морозной пучинистости	Пучение	
	за сезон, см	в % к слою промерзания в 2 м
Слабопучинистые	до 3÷7	1,5÷3, 5
Среднепучинистые	до 10÷20	5÷10
Сильнопучинистые	до 30÷50	15÷25

3.6.1.3 Планировочные решения площадок для строительства резервуаров, возводимых в условиях вечной мерзлоты, разрабатываются с учетом требований ВСН III-83, ВНТП 125-84 и [2].

3.6.1.4 Рельеф площадки для строительства резервуаров следует выбирать спокойный с выраженным пологим уклоном не более 1:5.

3.6.1.5 Целесообразно несколько резервуаров, размещенных по одной оси, устанавливать на площадке в меридиональном направлении для уменьшения прогрева основания солнечными лучами.

В условиях распространения вечной мерзлоты площадку для резервуаров рекомендуется располагать на более высоких отметках территории склада. Не

рекомендуется выбирать для строительства площадки на крутых склонах, надпойменных террасах, в котлованах и тальвегах.

3.6.1.6 При расположении площадки для резервуаров на склоне с верховой стороны устраиваются нагорные канавы и отсыпается водоотводный земляной вал, откосы которого должны быть защищены от размыва поверхностными водами и ветровой эрозии.

Нагорные канавы и водоотводные валы располагаются на расстоянии не менее 50 метров от ближайших к ним резервуаров. В исключительных случаях, когда резервуары устанавливаются на крутых склонах (круче 1:5) следует предусматривать 2 ряда водоотводных валов или нагорных канав с разрывами между ними 30÷40 метров.

3.6.1.7 Рекомендуется возводить резервуары на следующих грунтах: плотных мало влажных щебенистых, галечниковых, гравийных, дресвяных; плотных песках, мелких песках, супесях, суглинках и глинах твердой консистенции с коэффициентом сжимаемости $\delta \leq 0{,}001$ см^2/кг (при уровне залегания грунтовых и надмерзлотных вод на глубине 4÷5 метра).

3.6.1.8 Резервуары для вязких (подогреваемых) нефтепродуктов должны располагаться отдельной группой и на расстоянии друг от друга 20÷25 метров.

Если в основании резервуара, в зоне его теплового воздействия, залегают грунты, вызывающие при оттаивании мерзлых грунтов абсолютную максимальную осадку резервуара, превышающую предельно допустимую, должны быть проведены следующие инженерно-технические мероприятия:

- при залегании скальных пород на глубине до 3÷4 метров удаление слабого грунта и замена его талым, непросадочным песчаным или крупнообломочным грунтом, отсыпанным с послойным уплотнением;

- при залегании скалы или малосжимаемых грунтов на глубинах 4 и более метров устройство фундамента в виде свайного ростверка с применением свай-стоек.

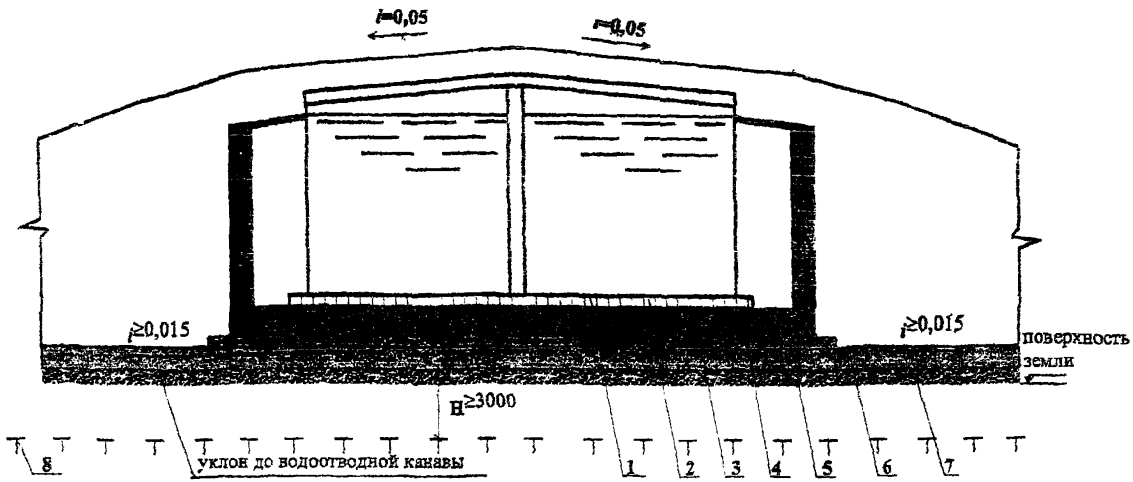
Применение висячих свай, устойчивость которых зависит от прочности их смерзания с грунтом вечной мерзлоты, допускается только в тех районах, где температура вечномерзлого грунта при эксплуатации резервуара будет не выше -1,5°С.

3.6.2 Указания по вертикальной посадке резервуаров в условиях вечной мерзлоты

3.6.2.1 Вертикальная посадка каземата и расположенного в нем резервуара должна быть такой, чтобы днище резервуара, установленного на песчаной подушке, находилось выше отметки дневной поверхности (рисунок 20) для исключения попадания грунтовых и надмерзлотных вод под стенку каземата и в казематное пространство. Не рекомендуется посадка резервуаров на полках (террасах), разработанных на крутых склонах, так как при такой посадке резервуаров создаются условия для поступления поверхностных и напорных надмерзлотных вод к стенке каземата и основанию резервуара (рисунок 21).

3.6.2.2 Глубину максимального протаивания мерзлого грунта под днищем казематного резервуара, установленного на поверхности, допускается определять по графику на рисунке 22. На графике по оси ординат отложено положение границы мерзлых пород под днищем резервуара ($h_{th,0}$) после остывания продукта до 0°С, на оси абсцисс - положение уровня границы мерзлого грунта (h_{th}) на момент залива разогретым нефтепродуктом.

3.6.2.3 В тех случаях, когда вечномерзлый песчаный или глинистый грунт залегает на расстоянии 3 метра и более от днища казематного резервуара, возможно допустить протаивание под резервуаром мерзлого грунта на глубину до 1 метра при условии, что абсолютная осадка не будет превышать предельно допустимую. При расстоянии между днищем казематного резервуара со светлым нефтепродуктом и верхней границей вечной мерзлоты более 5 метров протаивание мерзлого грунта в период остывания нефтепродукта не происходит.

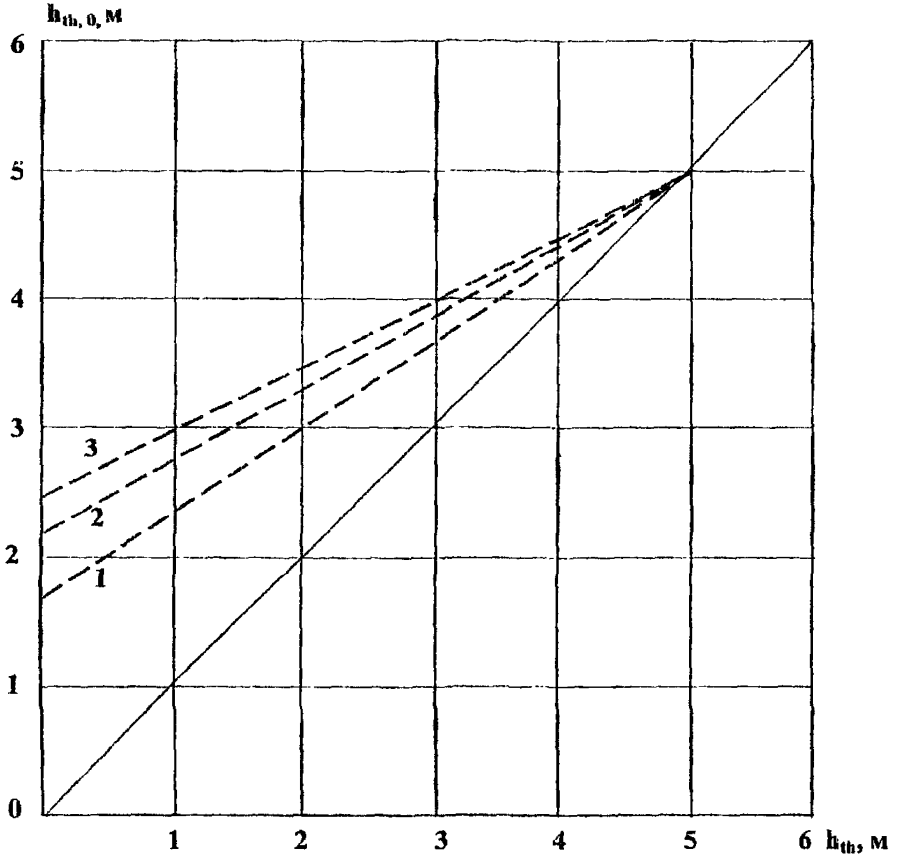


1 - металлическое днище; 2 - гидрофобный грунт - 150 мм (средняя толщина); 3 - железобетонная плита - 200-300 мм; 4 - гидроизоляция; 5 - бетонная подготовка - 100 мм; 6 - гравийный или песчано-гравийный слой 300 мм; 7 - песчаный или супесчаный выравнивающий слой - 150-200 мм; 8 - естественная верхняя граница вечномерзлого грунта

Рисунок 20 - Схема наземной посадки казематного резервуара на вечномерзлых грунтах

1 - поверхностные воды; 2 - надмерзлотные воды; 3 - уровень вечной мерзлоты

Рисунок 21 - Схема стока поверхностной и надмерзлотной воды к казематам



1 - глина при влажности 20 %; 2 - песок при влажности 20%; 3 - песок при влажности 10%

Рисунок 22 - График для определения глубины протаивания вечномерзлого грунта под резервуаром

3.6.2.4 Устройство сплошной железобетонной плиты под днищем резервуара и стенкой каземата рекомендуется для уменьшения влияния неравномерных осадок и деформаций резервуара при протаивании грунтов и сейсмических воздействиях.

3.6.2.5 При строительстве казематного резервуара на мерзлых грунтах, дающих недопустимые при оттаивании осадки, его следует размещать преимущественно на свайном фундаменте с опиранием свай на скальные или мало-

сжимаемые грунты. Во избежание попадания воды в пространство под резервуаром следует создать под железобетонной плитой и обвалованием уклон поверхности $i = 0{,}015 \div 0{,}02$ и отсыпать дренажную гравийно-песчаную прослойку под резервуаром и в основании обвалования (рисунок 23). Глубина погружения свай в устойчивый грунт должна быть не менее 4 метров.

3.6.2.6 При открытой установке резервуаров с неподогреваемыми светлыми нефтепродуктами в районах залегания вечной мерзлоты допускается устанавливать их на теплозащитные грунтовые подушки (рисунок 24). Высоту подушки H_{ng} следует определена по формуле

$$H_{ng} = 1{,}3 \cdot d_{th}, \qquad (121)$$

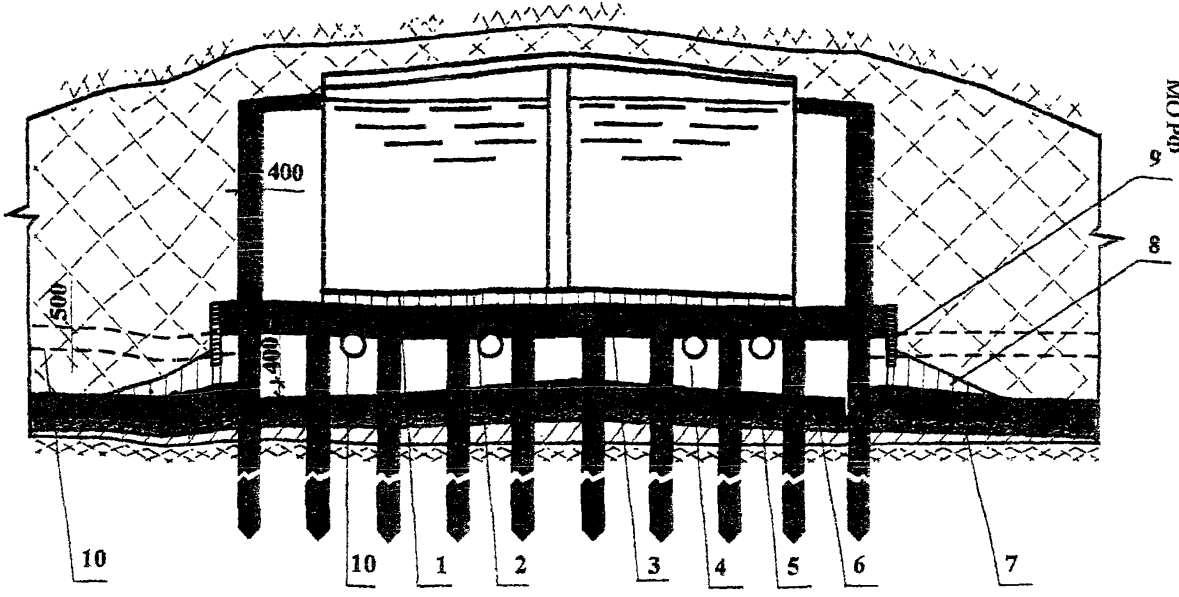
где d_{th} - максимальная глубина сезонного оттаивания грунта.

При этом должно выполняться условие $2 \le H_{ng} \le 3$ метров.

Если слабый грунт естественного основания имеет модулем деформации E_{so} менее 20 кгс/см^2 или относительную просадочность больше 0,1 следует его заменить на глубину 2÷3 метра малосжимаемым, непучинистым грунтом, отсыпку грунта следует производить на замороженное основание.

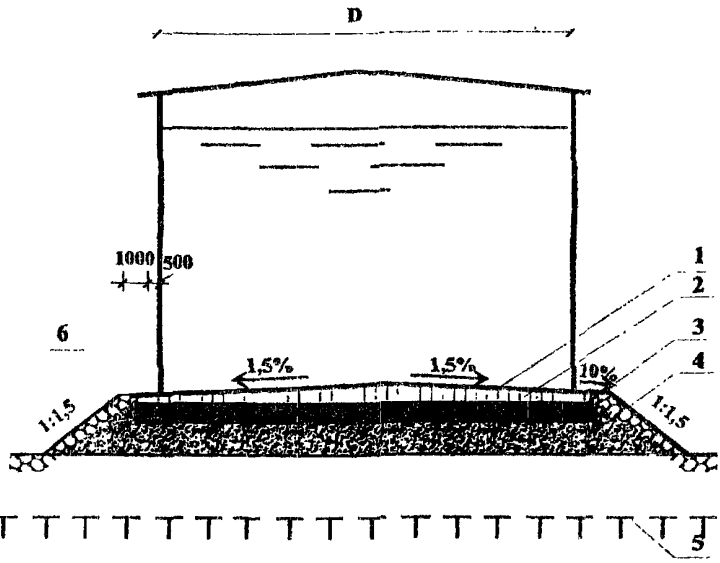
3.6.2.7 В качестве материала для отсыпки подушек рекомендуется использование оттаявшего песчаного, супесчаного, суглинистого, гравийного, галечного грунтов, содержащих растительные остатки в количестве не более 3 %. Общее количество пылеватых и глинистых частиц в грунте подушки не должно превышать 10 %. Не допускается использование для устройства подушки обломков камня крупнее 10 см в поперечнике.

При использовании местных грунтов они должны иметь оптимальную влажность: для щебенистого, галечного, песчано-гравийного грунта - 3÷5 %; для песков средне и крупнозернистых 8÷10 %; для песков мелкозернистых 10÷12 %; супесчаные и суглинистые грунты следует использовать при влажности до 20 %.



1 - днище; 2 - гидрофобный грунт - 100÷150 мм; 3 - железобетонная плита; 4 - воздушный зазор - 1000÷1500 мм; 5 - гравийно-песчаная смесь - 300 мм; 6 - мелкий песок или супесь - 150 мм; 7 - уплотненный грунт - 250 мм; 8 - глиняный замок или гидрофобный грунт; 9 - железобетонная навесная панель; 10 - канал для естественной вентиляции

Рисунок 23 - Схема установки казематного резервуара на слабых грунтах в условиях вечной мерзлоты

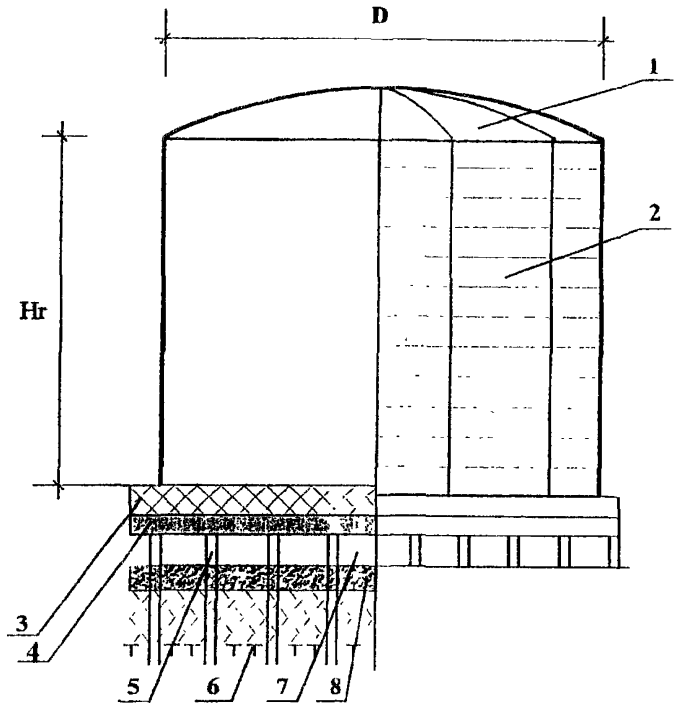


1 - днище; 2 - гидрофобный грунт 100-150 мм; 3 - железобетонная плита 200-400 мм; 4 – песчаная или супесчаная подушка 2000-3000 мм; 5 - верхняя граница вечномерзлого грунта; 6 - мощение по слою торфа или мха

Рисунок 24 - Схема установки неподогреваемого резервуара на теплозащитной грунтовой подушке

3.6.2.8 Откосы следует покрывать теплоизолирующим слоем толщиной не менее 20 см из торфа, дерна или мха с мощением по поверхности или засыпкой из щебня или гравия. Ширину откосов следует принимать не менее 1,5 метров, а уклон откоса не более 1:2. На поверхности подушки должен быть уложен гидроизолирующий слой с уклоном 2÷3 % от центра подушки.

3.6.2.9 Резервуары для вязких нефтепродуктов, требующие подогрева, а также, возводимые на слабых или неустойчивых при оттаивании грунтах, следует устанавливать на свайных фундаментах, с устройством вентилируемого пространства под резервуаром, высотой порядка 1 метра (рисунок 25).

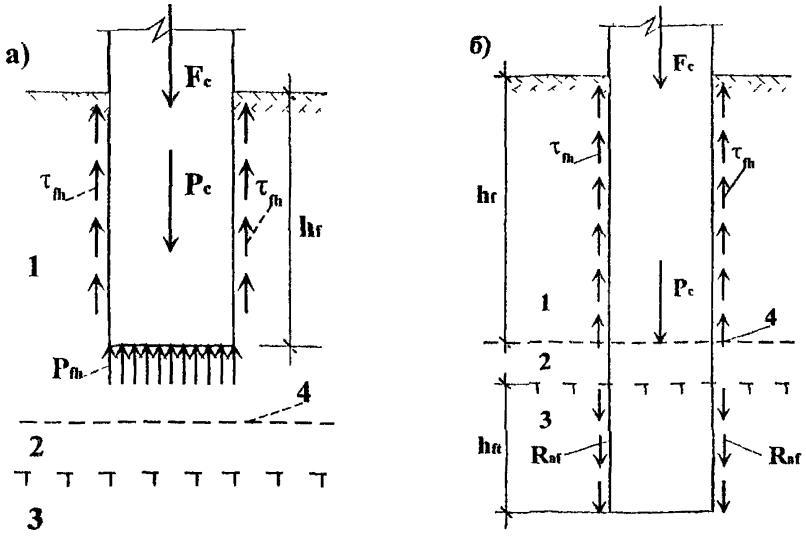


1 – термоизоляция крыши; 2 – термоизоляция стенки; 3 - термоизоляция - керамзитобетон 250-300 мм; 4 - железобетонная плита; 5 - свайный фундамент; 6 - поверхность вечномерзлого грунта; 7 - воздушный зазор; 8 - песчаная засыпка - 400 мм

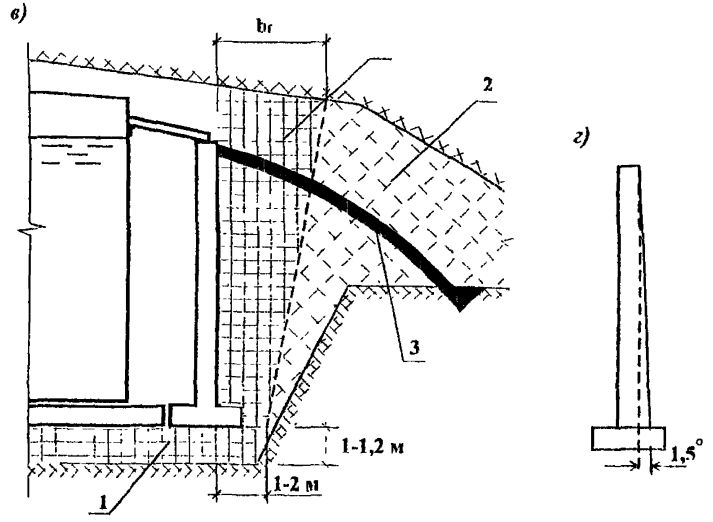
Рисунок 25 – Схема установки резервуара на вечномерзлых грунтах

3.6.3 Расчет фундаментов резервуаров на воздействие морозного пучения

3.6.3.1 В фундаментах, заглубленных только в толщу деятельного слоя, силы морозного пучения воздействуют на боковые поверхности конструкций и на ее подошву (рисунок 26а). В фундаментах, нижняя часть которых заглублена в толщу вечномерзлых грунтов (рисунок 26б), касательные силы пучения действуют только на боковых поверхностях.



1 - деятельный слой; 2 - талый грунт; 3 - вечномерзлый грунт; 4 - граница деятельного слоя грунта



1 - непучинистый грунт; 2 - пучинистый грунт; 3 - мятая глина - 0,2 м

Рисунок 26 - Схемы к расчету конструкций на воздействие сил морозного пучения

При отсутствии опытных данных о величинах удельных сил морозного пучения их допускается определять по таблицам 11 и 12.

Таблица 11 – **Значение касательных к поверхности сил морозного пучения**

Степень морозной пучинистости	Величины τ_{fh}, кПа (кгс/см^2) при глубине сезонного промерзания-оттаивания, d_{th}, м		
	1	2	3
1. Сильнопучинистые	130 (1,3)	110 (1,1)	90 (0,9)
2. Среднепучинистые	100 (1,0)	90 (0,9)	70 (0,7)
3. Слабопучинистые	80 (0,8)	70 (0,7)	50 (0,5)

В таблице 11 значения τ_{fh} даны для необработанной бетонной поверхности несущих элементов.

Таблица 12 – **Значение нормальных к поверхности сил морозного пучения**

Степень морозной пучинистости	Величины p_{fh}, кПа (кгс/см^2) при промерзании грунта ниже подошвы фундамента на 1м, при размерах подошвы, см			
	50x50	70x70	100x100	150x150
Сильнопучинистые	600 (6,0)	400 (4,0)	300 (3,0)	200 (2,0)
Среднепучинистые	500 (5,0)	300 (3,0)	200 (2,0)	100 (1,0)
Слабопучинистые	400 (4,0)	200 (2,0)	100 (1,0)	-

При толщине слоя промерзания ниже подошвы фундамента, отличной от 1 метра, значение p_{fh} изменяется пропорционально увеличению или уменьшению толщины слоя промерзания, но не более чем в 1,5 раза.

3.6.3.2 При отсутствии опытных данных расчетная удельная касательная сила сдвига по поверхности смерзания R_{af} может определяться по таблице 13.

Таблица 13 – **Значение удельной касательной силы сдвига в зависимости от вида грунта**

Грунты	Значение R_{af}, кгс/см^2, при температуре, °С										
	-0,5	-1,0	-1,5	-2,0	-2,5	-3,0	-3,5	-4,0	-6,0	-8,0	-10,0
Пылевато-глинистые	0,6	0,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,3	2,5	3,0	3,4	3,8
Песчаные	0,8	1,3	1,6	2,0	2,3	2,6	2,9	3,3	3,8	4,4	5,0

3.6.3.3 Устойчивость фундаментов, заглубленных в грунт как на рисунке 26а, на действие сил морозного пучения [3] следует проверять по формуле

$$\tau_{fh} u h_f + p_{fh} A_f \le 0{,}9(F_c + P_c), \qquad (122)$$

где τ_{fh} - расчетная удельная касательная сила пучения;

u - периметр сечения фундамента;

h_f - расчетная толщина слоя пучинистого грунта;

p_{fh} - расчетная удельная нормальная сила пучения;

A_f - площадь подошвы фундамента;

F_c - нагрузка на фундамент;

P_c - собственный вес фундамента.

3.6.3.4 Устойчивость фундаментов, заглубленных в грунт как на рисунке 26б, на действие сил морозного пучения [3] следует проверять по формуле

$$\tau_{fh} u h_f \le 0{,}9\left(R_{af} u h_{fi} + P_c + F_c\right), \qquad (123)$$

где R_{af} - расчетная удельная касательная сила сдвига по поверхности смерзания;

h_{fi} - глубина заделки фундамента в вечномерзлый грунт.

При глубокой заделке фундамента в вечномерзлый грунт в сечении фундамента может возникнуть растягивающее усилие, определяемое по формуле

$$N_{st} = \tau_{fh} u h_f - F_c - P_{cp}, \qquad (124)$$

где P_{cp} - вес фундамента выше сечения, где может возникнуть растяжение.

3.6.3.5 Расчет стены каземата резервуара на действие сил морозного пучения (рисунок 27) следует выполнять по формуле

$$\tau_{fh} H_w b + \ell_f b p_{fh} \le 0{,}9\left(p_{so} + p_{co} + p_{wf} + \ell_p b \gamma_{so} h_g\right), \qquad (125)$$

где H_w - высота стены каземата с фундаментом;

b - расчетная ширина стены;

ℓ_f - ширина подошвы фундамента;

p_{so} - вес грунтовой призмы над расчетным участком стены;

p_{co} - нагрузка, передаваемая от покрытия каземата;

p_{wf} - собственный вес расчетного участка стены;

ℓ_p - ширина выступа фундамента;

γ_{so} - объемный вес грунтовой засыпки;

h_g - высота засыпки над фундаментом.

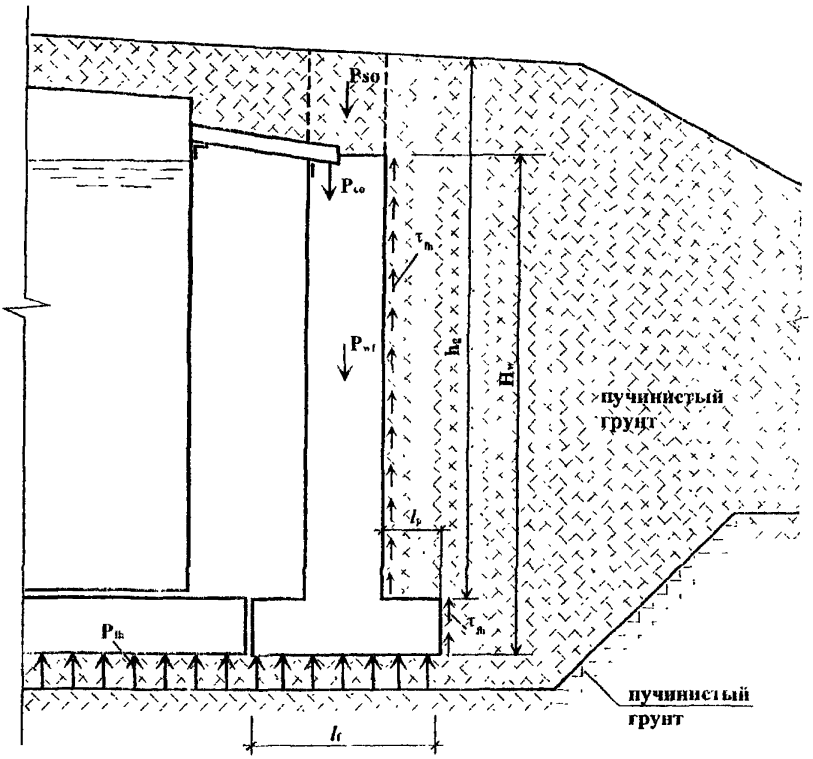


Рисунок 27 - Схема к расчету стенки каземата на воздействие сил пучения

3.6.4 Мероприятия по снижению или исключению воздействия удельных касательных сил от морозного пучения грунтов на поверхность фундамента резервуаров

3.6.4.1 При конструировании свайных фундаментов резервуара для снижения воздействия касательных сил морозного пучения рекомендуется сваи заглублять в вечномерзлый грунт (рисунок 26б).

3.6.4.2 Во избежание выпучивания фундамента резервуара и стены каземата под действием нормальных сил морозного пучения под подошвой фундамента рекомендуется выполнять буферный слой из непучинистого грунта толщиной 100÷120 см (рисунок 26в). Для устройства буферного слоя рекомендует-

ся использование уплотненного среднезернистого или крупнозернистого песка, песчано-гравийного, гравийного, галечного или щебенистого непучинистого грунта. Если подушка отсыпана из щебня, гравия или гальки, в ее верхней части отсыпается выравнивающий слой песка толщиной 20÷30 см.

3.6.4.3 Для уменьшения неравномерных осадок и деформаций резервуара, вследствие возможного неравномерного пучения грунта, рекомендуется устройство под днищем резервуара сплошной железобетонной плиты, расположенной на подушке, отсыпанной из непучинистого грунта.

3.6.4.4 Снижение величины удельных касательных сил, выпучивающих стену каземата вследствие смерзания ее поверхности с грунтом, достигается:

- включением в обваловку каземата, непосредственно примыкающего к стене, непучинистого или слабопучинистого грунта (рисунок 26в);

- уменьшением прочности смерзания грунта с наружной поверхностью стены каземата нанесением противопучинистых покрытий (БАМ-3, БАМ-4);

- приданием наружной поверхности стены каземата уклона (рисунок 26г). Уклон под углом 1,5° снижает касательные силы морозного выпучивания в 2 раза;

- оберткой наружной поверхности стены каземата бризолем, поливинилхлоридным пластикатом или двумя слоями рубероида.

3.6.4.5 Для приспособления стены каземата к возможным неравномерным деформациям грунта основания на сильнопучинистых грунтах в уровне верха фундамента и верха стены следует предусматривать сплошной монолитный железобетонный пояс, шириной не менее толщины стены, высотой 0,15÷0,2 метров. Класс бетона пояса не менее В20.

3.6.4.6 Рекомендуется стену каземата при строительстве на пучинистых грунтах в условиях залегания вечной мерзлоты выполнять из сборных железобетонных элементов или в монолитном железобетоне. Сборные стеновые железобетонные элементы должны монтироваться с установкой на раствор марки не менее М100.

4 Расчет и конструирование горизонтальных цилиндрических резервуаров

4.1 Расчет наземных горизонтальных цилиндрических резервуаров на статическую нагрузку

4.1.1 Расчет наземных резервуаров

4.1.1.1 Наземные горизонтальные резервуары рассчитывают на гидростатическое давление от веса жидкости, возможное избыточное давление внутри резервуара и вакуум. Собственным весом резервуара допускается пренебречь.

4.1.1.2 При расчете резервуара следует использовать следующие значения коэффициентов надежности по нагрузке: от гидростатического давления $\gamma_{f1} = 1{,}1$; от избыточного давления и вакуума - $\gamma_{f2} = 1{,}2$.

Напряжения в стенке резервуара от внутреннего избыточного давления или вакуума в соответствии с ГОСТ 14249 следует определять по формулам:

- меридиональное

$$\sigma_1 = \frac{p_p r \gamma_{f2}}{2t}, \qquad (126)$$

- кольцевое

$$\sigma_2 = \frac{p_p r \gamma_{f2}}{t}, \qquad (127)$$

где p_p - расчетное избыточное давление;

t - требуемая толщина стенки, определяемая по формуле

$$t = \frac{p_p \cdot r \cdot \gamma_{f2}}{R_{wy}}, \qquad (128)$$

где R_{wy} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести.

4.1.1.3 Корпус горизонтального резервуара, заполненный жидким продуктом и установленный на опоры, работает на изгиб как двухконсольная бал-

ка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. Оптимальное расположение опор определяется из равенства опорных и пролетного моментов.

При оптимальном расположении двух опор максимальные изгибающие моменты над опорами и в середине пролета следует определять по формуле

$$M_{max} = 0,062ql_o^2, \quad (129)$$

где l_0 - оптимальное расстояние между опорами, равное $l_0 = 0,586l_r$

$(l_r = \frac{V}{\pi r^2}$ - расчетная длина резервуара);

$$q = \frac{Q\gamma_{fl}}{l_r}, \quad (130)$$

где Q - вес резервуара с продуктом.

Максимальное напряжение в стенке резервуара от балочного изгиба корпуса определяется по формуле

$$\sigma_1 = \frac{M_{max}}{\pi r^2 t}, \quad (131)$$

где t - толщина стенки резервуара.

4.1.1.4 Стержни АВ и ВС треугольной диафрагмы (рисунок 28) испытывают напряжение сжатия, а стержень АС - растяжение. Усилия в этих стержнях (при угле охвата корпуса - 90°) определяются по формулам

$$N_{AB} = N_{BC} = -0,176\gamma_p r^2 \ell_r \quad (132)$$

$$N_{AC} = 0,691\gamma_p r^2 \ell_r, \quad (133)$$

где γ_p - удельный вес жидкого продукта.

Максимальный изгибающий момент в кольце жесткости, подкрепленном треугольной диафрагмой, следует определять по формуле

$$M_r = -0,031\gamma_p r^3 \ell_r \quad (134)$$

Нормальная сила в кольце жесткости с треугольной диафрагмой определяется по формуле

$$N_r = -0{,}157\gamma_p r^2 \ell_r \ . \qquad (135)$$

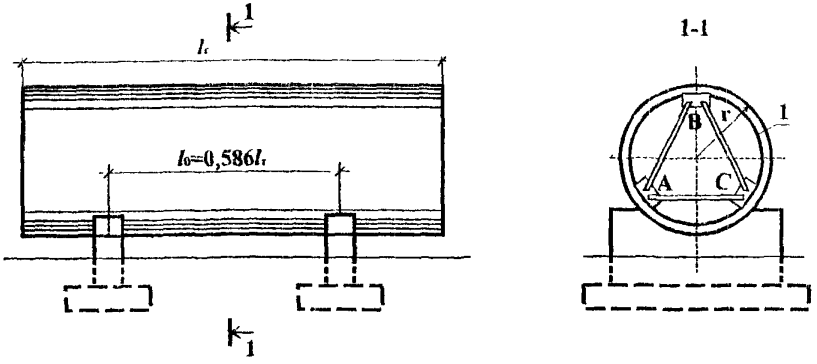
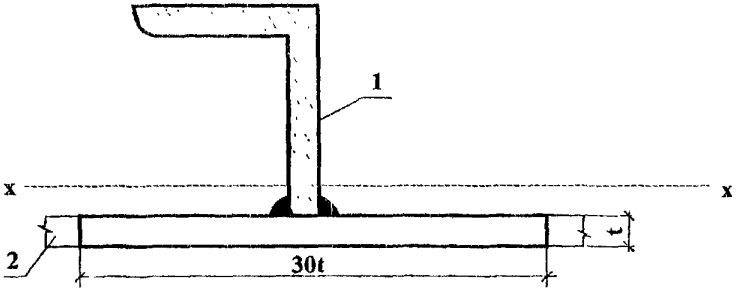


Рисунок 28 - Схема установки горизонтального резервуара на две опоры

Момент и нормальная сила воспринимаются сечением, состоящим из сечения кольца жесткости и участка стенки резервуара (рисунок 29).



1 - кольцо жесткости; 2 - стенка резервуара

Рисунок 29 - Расчетное сечение кольца жесткости

4.1.1.5 Напряжения в коническом днище, нагруженном избыточным давлением внутри резервуара, следует определять по формулам:

- меридиональное

$$\sigma_1 = \frac{p_p r_1 \gamma_{f2}}{2t_b \cos\beta}, \qquad (136)$$

- кольцевое

$$\sigma_2 = \frac{p_p r_1 \gamma_{f2}}{t_b \cos\beta}, \qquad (137)$$

где β - угол между образующей конуса и его осью;

r_1 - радиус оболочки в расчетном сечении (рисунок 30);

t_b - толщина стенки днища.

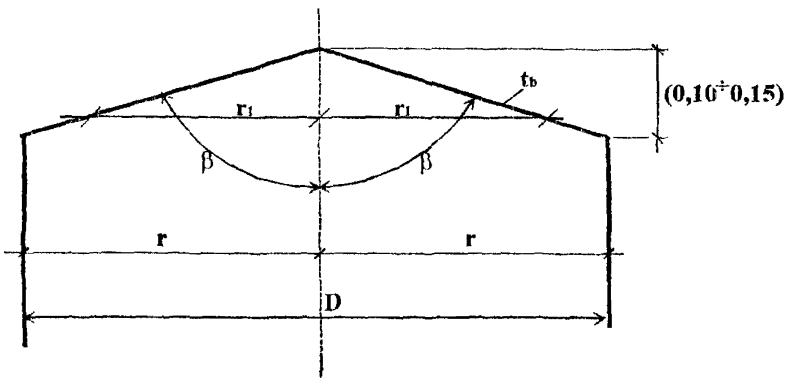


Рисунок 30 - Схема к расчету прочности конического днища

4.1.1.6 Устойчивость стенки следует проверять по формуле

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}} \le 1, \qquad (138)$$

где σ_2 - кольцевое сжимающее напряжение в стенке резервуара при вакууме, определяется по формуле (127);

σ_1 - сжимающее напряжение, возникающее вдоль образующей стенки, определяется по формуле (126);

σ_{cr1} - критическое напряжение в стенке при сжатии вдоль образующих.

Критическое напряжение в цилиндрической оболочке при воздействии вакуума следует определять по формуле

$$\sigma_{cr2} = 0{,}55\frac{Et}{\ell_d}\sqrt{\frac{t}{r}}\,, \qquad (139)$$

где ℓ_d - расстояние между кольцами жесткости.

4.1.1.7 Погонная реактивная нагрузка, приходящаяся на кольцо жесткости на опорной поверхности, определяется по формуле

$$P_\ell = \frac{Q}{2D\sin\alpha}\,, \qquad (140)$$

где D - диаметр резервуара;

Q - обозначение то же, что в формуле (130);

α - половина угла охвата корпуса резервуара седловой опорой.

При $\alpha = 45^\circ$ погонная реактивная нагрузка определяется по формуле

$$P_\ell = \frac{Q}{1{,}4D}\,. \qquad (141)$$

Критическую нагрузку P_{cr} следует определять по формуле

$$P_{cr} = 8\frac{EJ_{xr}}{r^3}\,, \qquad (142)$$

где J_{xr} - момент инерции сечения кольца жесткости и участка стенки резервуара шириной $30t$ (рисунок 29) относительно оси X-X.

Устойчивости кольца жесткости проверяется исходя из условия

$$P_{cr} \geq 5P_\ell\,. \qquad (143)$$

Пример расчета резервуаров по вышеуказанной методике приведен в [3].

4.2 Расчет установленных в грунт горизонтальных цилиндрических резервуаров на статическую нагрузку

4.2.1 Расчет резервуаров на прочность от давления грунтовой засыпки и жидкого продукта

4.2.1.1 Оптимальная высота грунтовой засыпки над резервуаром определяется по формуле

$$H_t = H_{opt} = r(\frac{0,5}{\sin\varphi_0} - 0,5)\ , \qquad (144)$$

где φ_0 - угол внутреннего трения грунта.

Рекомендуется принимать высоту засыпки над верхней образующей не менее 0,5÷0,8 метров.

4.2.1.2 Интенсивность вертикального давления грунтовой засыпки на верхнюю образующую стенки резервуара определяется по формуле

$$P_v = \gamma_{so} H_t \gamma_f\ , \qquad (145)$$

где γ_{so} - удельный вес грунтовой засыпки;

H_t - расстояние от поверхности засыпки до стенки;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке от грунтовой засыпки, равный 1,15.

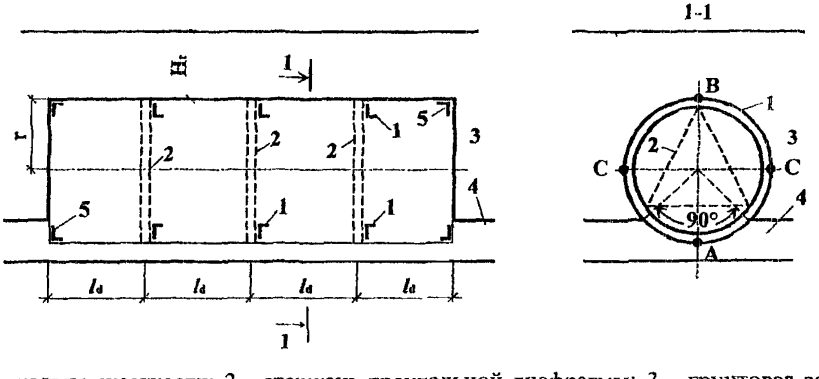
Интенсивность горизонтального давления грунта на боковую образующую цилиндрической стенки определяется по формуле

$$P_h = \gamma_{so}(H_t + r)tg^2(45^\circ - \frac{\varphi_0}{2})\gamma_f\ , \qquad (146)$$

где r - радиус резервуара;

φ_0 - угол внутреннего трения грунта.

4.2.1.3 Расчет усилий производится в точках А, В, С (рисунок 31).



1 - кольцо жесткости; 2 - стержень треугольной диафрагмы; 3 - грунтовая засыпка; 4 -песчаная подушка; 5 - уторное кольцо

Рисунок 31 - Схема установки горизонтального резервуара в грунт

Кольцевые изгибающие моменты и нормальные силы в стенке между кольцами жесткости, усиленными диафрагмами, определяются по формулам.

- от давления грунтовой засыпки

$$M_{A,so} = 0{,}378r^2 G_2\eta(P_v - 0{,}661P_h + 0{,}176\gamma_{so}r)b, \quad (147)$$

$$M_{B,so} = 0{,}286r^2 G_2\eta(P_v - 0{,}874P_h + 0{,}110\gamma_{so}r)b, \quad (148)$$

$$M_{C,so} = -0{,}294r^2 G_2\eta(P_v - 0{,}850P_h + 0{,}171\gamma_{so}r)b, \quad (149)$$

$$N_{A,so} = -0{,}08r(P_v + 12{,}50P_h + 1{,}23\gamma_{so}r)b, \quad (150)$$

$$N_{B,so} = -0{,}08r(12{,}5P_h - P_v + 0{,}45\gamma_{so}r)b, \quad (151)$$

$$N_{C,so} = -r(P_v + 0{,}2\gamma_{so}r)b; \quad (152)$$

- от веса жидкости при наполнении резервуара

$$M_{A,\ell i} = 0{,}134\pi r^3\gamma_p G_2\eta b, \quad (153)$$

$$M_{B,\ell i} = 0{,}073\pi r^3\gamma_p G_2\eta b, \quad (154)$$

$$M_{C,\ell i} = -0{,}084\pi r^3\gamma_p G_2\eta b, \quad (155)$$

$$N_{A,\ell i} = -0{,}41\pi r^2\gamma_p b, \quad (156)$$

$$N_{B,\ell i} = 0{,}226\pi r^2\gamma_p b, \quad (157)$$

$$N_{C,\ell i} = 0{,}069\pi r^2\gamma_p b. \quad (158)$$

В формулах (147÷158):

b - ширина расчетного сечения стенки вдоль образующей;

r - радиус цилиндрической стенки;

G_2 - коэффициент, учитывающий снижение кольцевого изгибающего момента в стенке в результате реактивного (пассивного) сопротивления грунтовой засыпки перемещениям стенки:

$$G_2 = \frac{1}{1 + \dfrac{1{,}5c_k r^4}{Et_{ef}^3}}, \quad (159)$$

где E - модуль упругости стали;

t_{ef} - приведенная толщина стенки в кольцевом направлении (без учета жесткости диафрагмы), определяемая по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{\frac{12J_x}{\ell_d}}, \qquad (160)$$

где ℓ_d - расстояние между кольцами жесткости;

J_x - момент инерции сечения, состоящего из поперечного сечения кольца жесткости и примыкающего к нему участка стенки шириной, равной расстоянию между кольцами жесткости - ℓ_d, относительно нейтральной оси всего этого сечения (рисунок 32);

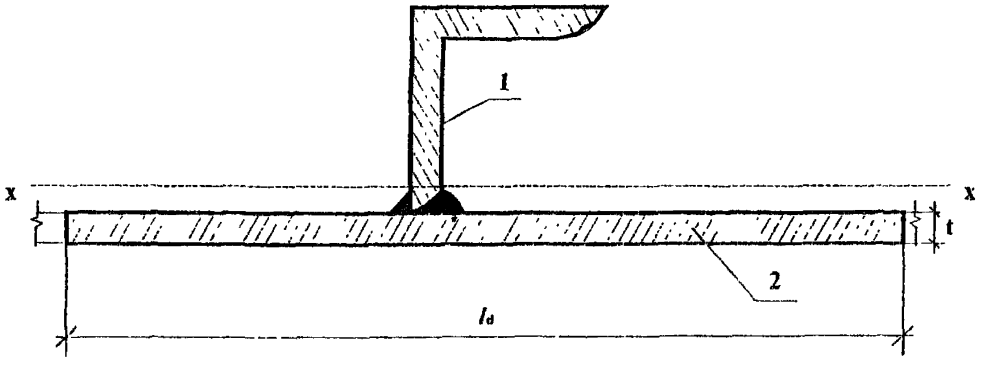
c_k - коэффициент постели грунта, определяемый по формуле

$$c_k = \frac{E_{so}}{r(1+\mu_{so})}, \qquad (161)$$

где E_{so} - модуль деформации грунта при сжатии статической нагрузкой;

μ_{so} - коэффициент Пуассона для грунта;

η - коэффициент, учитывающий снижение кольцевого момента в стенке из-за наличия в резервуаре колец жесткости, усиленных диафрагмами. При расстоянии между кольцами равном $(1\div1,5)r$ величина η изменяется в пределах 0,15÷0,25. При $1r < \ell_d < 1,5r$ величина η определяется по интерполяции.



1 - кольцо жесткости; 2 - стенка резервуара

Рисунок 32 - Расчетное сечение кольца жесткости

4.2.1.4 Расчет на прочность стенки резервуара выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{(M_{A,so} + M_{A,ti})6}{bt^2} + \frac{N_{A,so} + N_{A,ti}}{bt} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (162)$$

где t - толщина стенки резервуара;

γ_c - коэффициент условий работы - 0,9;

R_{wy} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести.

4.2.1.5 Усилие в стержнях диафрагмы определяется по формуле

$$N_{tr} = -0,41P_v r b_r, \qquad (163)$$

где P_v - интенсивность давления грунтовой засыпки на верхнюю образующую стенки резервуара;

b_r=30t - участок стенки, работающий совместно с кольцом.

Продольное усилие, действующее в кольце жесткости, усиленном треугольной диафрагмой, определяется по формуле

$$N_r = -1,13P_v r b_r. \qquad (164)$$

Изгибающий момент в кольце жесткости, усиленном треугольной диафрагмой, определяется по формуле

$$M_r = -0,56P_v r^2 b_r G_2. \qquad (165)$$

G_2 подсчитывается по формуле (159), при этом приведенная толщина t_{ef} определяется по формуле

$$t_{ef} = 1,43\sqrt{\frac{12J_{xr}}{b_r}}, \qquad (166)$$

где b_r - величина равная 30t (t - толщина стенки);

J_{xr} - момент инерции сечения, состоящего из кольца жесткости и участка стенки резервуара шириной 30t (рисунок 32), рассчитанный как для целого сечения относительно оси X-X.

4.2.1.6 Расчет кольца жесткости следует выполнять по формуле

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{xr}} + \frac{N_r}{A_r} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (167)$$

где W_{xr} - момент сопротивления сечения, состоящего из сечения кольца жесткости и участка стенки шириной $30t$ (рисунок 29);

A_r - сумма площадей кольца жесткости и стенки на участке шириной b,

4.2.1.7 Величина прогиба центра днища от давления грунтовой засыпки определяется по формуле

$$f_c = \frac{D}{4}\sqrt[3]{3P_h\left[\frac{(1-\mu)D}{2Et_b} + \frac{1}{K}\right]}, \qquad (168)$$

где D - диаметр резервуара;

P_h - давление грунта на резервуар на уровне боковой образующей стенки, определяется по формуле (146);

t_b - толщина днища;

K - коэффициент упругости контура, определяемый по формуле

$$K = \frac{4EA_{pa}}{D^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{A_{pa} \cdot x_c^2}{J_c}}, \qquad (169)$$

здесь A_{pa} - площадь поперечного сечения, состоящая из площади уторного кольца, площадей участков стенки и днища, соприкасающихся с уторным кольцом, и площадей участков стенки и днища, примыкающих к уторному кольцу длиной $15t$ (рисунок 33);

J_c - момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этого сечения и параллельной плоскости днища;

x_c - расстояние от центра тяжести сечения до наружной поверхности днища.

4.2.1.8 Растягивающее радиальное усилие в мембранном днище от давления грунтовой засыпки определяется по формуле

$$T = \frac{P_h D^2}{16 f_c}. \qquad (170)$$

Расчет днища от действия растягивающих напряжений выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{T}{t_b} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (171)$$

где γ_c - коэффициент условия работы, равный 0,9.

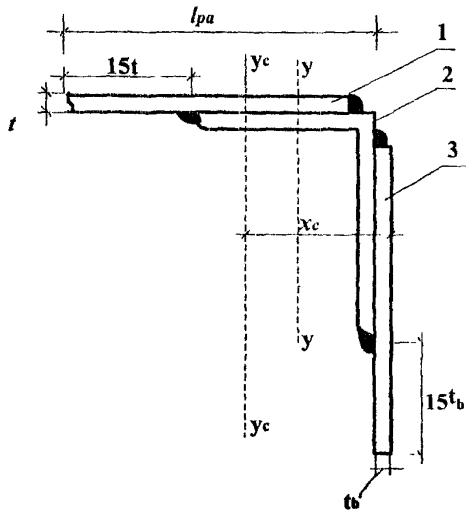
Расчет узла сопряжения оболочки с днищем от действия сжимающих напряжений следует выполнять по формуле

$$\sigma_{pa} = \frac{\left[T + (P_v + P_h)0{,}7\ell_{pa}\right]r}{A_{pa}} \le R_{wf}\gamma_c, \qquad (172)$$

где P_v и P_h - обозначения те же, что в формулах (145) и (146);

γ_c - коэффициент условия работы, равный 0,9;

ℓ_{pa} - обозначение, приведенное на рисунке 33.



1 - стенка резервуара; 2 - уторное кольцо; 3 - плоское днище

Рисунок 33 - Схема к расчету днища горизонтального резервуара

4.2.2 Расчет резервуаров на устойчивость

4.2.2.1 Критическое поперечное внешнее давление при потере устойчивости стенки резервуара, установленного в грунт, определяется по формуле

$$p_{cr} = \frac{(n^2 - 1)EJ_x}{l_d r^3} + \frac{rc_k}{n^2 - 1}, \qquad (173)$$

где n - число полуволн упругой линии поперечного сечения стенки: $n = 3$ при наличии диафрагм, $n = 2$ при их отсутствии;

c_k - то же, что и в формуле (159);

J_x - то же, что и в формуле (160).

4.2.2.2 Расчет стенки резервуара на устойчивость следует выполнять по формуле

$$\frac{p_{cr}}{p_{mid}} \geq 2, \qquad (174)$$

где p_{mid} - осредненная величина внешнего давления на резервуар

$$p_{mid} = (P_v + P_h)0{,}7 + p_{va},$$

где P_v, P_h - то же, что и в формулах (145, 146);

p_{va} - расчетная величина вакуума в резервуаре.

4.2.2.3 Расчет на устойчивость стержня треугольной диафрагмы производится по формуле

$$\frac{N_{tr}}{A_d \varphi} \leq R_y \gamma_c, \qquad (175)$$

где A_d - площадь поперечного сечения стержня;

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости стержня СНиП II-23;

γ_c - коэффициент условий работы сжатого стержня, равный 0,75.

4.3 Расчет установленных в грунт горизонтальных цилиндрических резервуаров на сейсмическое воздействие

4.3.1 Определение расчетной нагрузки на резервуары от сейсмического воздействия

4.3.1.1 В расчете на особое сочетание нагрузок коэффициенты сочетаний равны: $n_c = 0,8$ - для нагрузки от гидростатического давления жидкости; $n_c = 0,9$ – для нагрузки от статического давления грунта.

4.3.1.2 Сейсмическое давление, обусловленное напряженным состоянием грунтовой среды и действующее на резервуар в направлении распространения продольной сейсмической волны, определяется по формуле

$$P_{s,\max} = \frac{1}{2\pi} A k_1 \gamma_{so} c_p T_0, \qquad (179)$$

где k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые деформации резервуара, равный: 0,4 - для резервуаров под нефтепродукты на площадках с сейсмичностью 8 баллов; 0,6 - для резервуаров под нефтепродукты на площадках с сейсмичностью 9 баллов; 0,25 - для резервуаров, предназначенных для хранения воды;

4.3.1.3 Минимальная высота засыпки над верхней образующей стенки полуподземного или подземного резервуара, необходимая для создания отпора грунта деформациям стенки со стороны ее верхнего свода, определяется по формуле

$$H_{t,m} = \frac{D[\gamma_{so} D(0,5\lambda - 0,11) + \sigma_{so}(1 - 0,3 tg\varphi_0)]}{\gamma_{so} D(1 - \lambda) + 2\sigma_{so} tg\varphi_0}, \qquad (176)$$

где γ_{so} - удельный вес грунта засыпки;

D - диаметр корпуса резервуара;

φ_0 - угол внутреннего трения;

λ - коэффициент бокового давления, определяемый по формуле

$$\lambda = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi_0}{2}), \qquad (177)$$

σ_{so} - нормальное напряжение сжатия в засыпке при прохождении продольной сейсмической волны, определяемое по формуле

$$\sigma_{so} = \frac{1}{2\pi} A \gamma_{so} c_p T_0, \qquad (178)$$

где A - коэффициент, значения которого следует принимать равными 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для 7, 8, 9 баллов;

c_p - скорость распространения продольной сейсмической волны сжатия в мягком грунте (приложение В). Для предварительных расчетов рекомендуется принимать $c_p = 300$ м/с;

T_0 - преобладающий период сейсмических колебаний грунта, определяемый по данным инженерно-сейсмических исследований, при отсутствии этих данных значение периода допускается принимать равным 0,5 с.

4.3.1.4 Сейсмическая нагрузка может воздействовать на резервуар в любом направлении. Если значение высоты грунтовой засыпки над резервуаром меньше установленного по формуле (176), то стенку резервуара следует рассчитывать только на горизонтальную составляющую сейсмического воздействия, направленную под углом 30° к горизонту.

Если высота засыпки над резервуаром больше значения определяемого по формуле (176), стенка рассчитывается на сейсмическое воздействие, вектор которого направлен под углом 90° к горизонту.

4.3.1.5 Устанавливаемый наземно в насыпи резервуар рассчитывается на инерционное давление грунтовой засыпки и жидкости, заполняющей резервуар. При этом вектор сейсмического ускорения принимается под углом 90° к горизонту.

4.3.1.6 Днище резервуара рассчитывается на нагрузку от горизонтальной составляющей сейсмического давления грунта, направленной под углом 30° к горизонту.

4.3.2 Расчет резервуаров на давление грунта от сейсмического воздействия

4.3.2.1 При высоте слоя засыпки над резервуаром, недостаточном для обеспечения пассивного отпора грунта деформациям верхнего свода стенки и при воздействии горизонтальной составляющей давления продольной сейсмической волны (рисунок 34), расчет кольцевых усилий в стенке резервуара (в точках А, В, С) производится по формулам

$$M_A = M_B = -M_C = -0{,}16 P_{s,max} r^2 \eta b, \qquad (180)$$

$$N_A = N_B = -0{,}67 P_{s,max} r b, \qquad (181)$$

$$N_C = -0{,}33 P_{s,max} r b, \qquad (182)$$

где $P_{s,max}$ - интенсивность расчетного сейсмического давления, определяется по формуле (179);

b - ширина расчетного сечения стенки вдоль образующей;

r - радиус цилиндрической стенки;

η - коэффициент, учитывающий снижение изгибающего кольцевого момента в стенке из-за наличия в резервуаре колец жесткости, усиленных треугольными диафрагмами. При расстоянии между кольцами $(1 \div 1{,}5)r$ величина η изменяется соответственно в пределах 0,15÷0,25. При $1r < \ell_d < 1{,}5r$ величина η определяется по интерполяции.

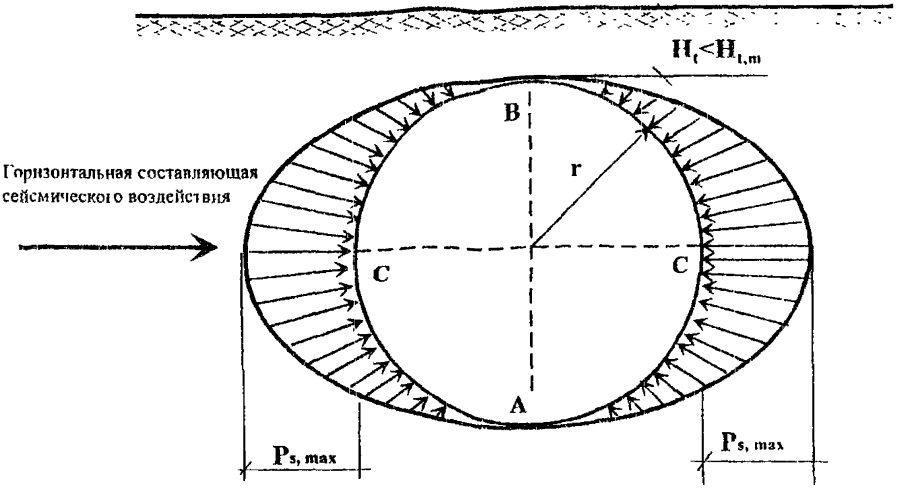


Рисунок 34 - Схема к расчету горизонтального резервуара на сейсмическое давление волны сжатия (при $H_t < H_{t,m}$)

4.3.2.2 При высоте слоя засыпки над резервуаром, обеспечивающего отпор поперечным деформациям стенки резервуара при воздействии продольной сейсмической волны (рисунок 35), расчет кольцевых усилий от сейсмической нагрузки в точках А, В, С производится по формулам

$$M_A = M_B = -M_C = -0{,}12 P_{s,max} r^2 \eta G_{2s} b, \quad (183)$$

$$N_A = N_B = -0{,}76 P_{s,max} r b, \quad (184)$$

$$N_C = -0{,}53 P_{s,max} r b, \quad (185)$$

где G_{2s} - коэффициент, учитывающий влияние отпора грунта на деформации стенки, определяемый по формуле

$$G_{2s} = \frac{1}{1 + \frac{1{,}5 c_{kd} r^4}{E t_{ef}^3}}, \quad (186)$$

где r, E, t_{ef} - те же величины, что в формуле (159);

c_{kd} - коэффициент постели грунта, определяется по формуле

$$c_{kd} = \frac{E_{sod}}{r(1+\mu_{so})}, \qquad (187)$$

где μ_{so} - коэффициент Пуассона для грунта;

E_{sod} - модуль деформации грунта, определяемый по формуле

$$E_{sod} = c_p^2 \rho, \qquad (188)$$

где c_p - скорость распространения сейсмической волны в грунте, принимаемая для предварительных расчетов $a_o = 200$ м/с;

ρ - плотность грунта, равная $\rho = \frac{\gamma_{so}}{g}$, g - ускорение силы тяжести.

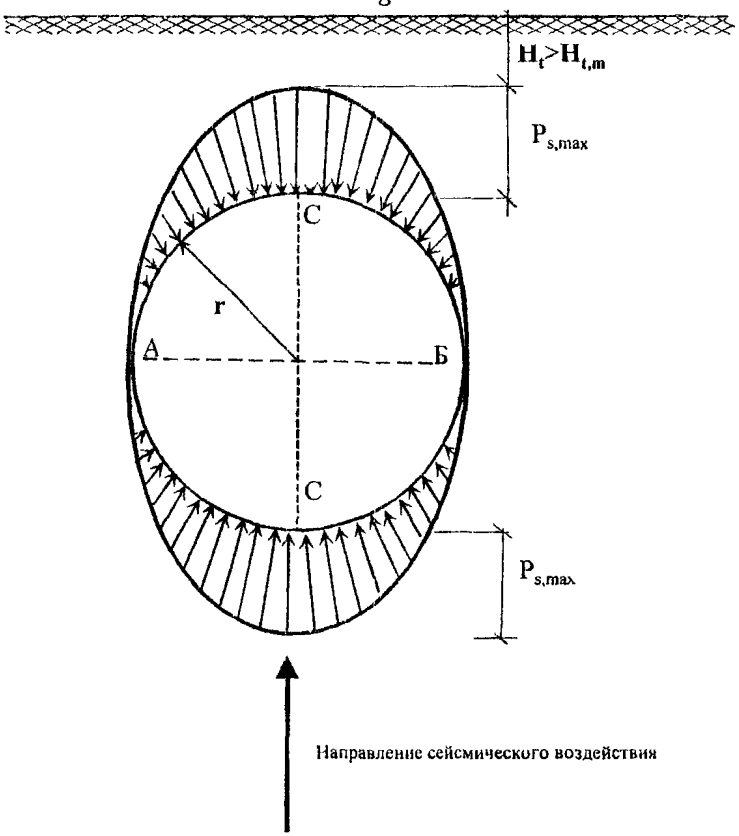


Рисунок 35 - Схема к расчету горизонтального резервуара на сейсмическое давление волны сжатия (при $H_t > H_{t,m}$)

4.3.2.3 Усилия, возникающие в кольцах жесткости и стержнях треугольных диафрагм, определяются по формулам:

продольное усилие сжатия в стержне диафрагмы

$$N_{trs} = -0{,}41 P_{s,\max} r b_r, \tag{189}$$

продольное усилие сжатия в кольце жесткости, усиленном диафрагмой

$$N_{rs} = -1{,}13 P_{s,\max} r b_r, \tag{190}$$

изгибающий момент в кольце жесткости, усиленном диафрагмой

$$M_{rs} = -0{,}56 P_{s,\max} r^2 b_r G_{2s}, \tag{191}$$

где b_r - значение равное $b_r = 30t$ (t - толщина стенки);

G_{2s} - коэффициент, учитывающий влияние отпора грунта на деформацию кольца жесткости при сейсмическом воздействии.

В расчете кольца жесткости коэффициент G_{2s} определяется по формуле (186), а приведенная толщина кольца жесткости t_{ef} определяется по формуле

$$t_{ef} = 1{,}43 \sqrt[3]{\frac{12 J_{xr}}{b_r}}, \tag{192}$$

где b_r - величина равная $30t$ (t - толщина стенки);

J_{xr} - момент инерции сечения, состоящего из кольца жесткости и участка стенки резервуара шириной $30t$.

4.3.2.4 Плоское днище резервуара и узел сопряжения днища со стенкой следует рассчитывать по формулам

$$f_c = \frac{D}{4} \sqrt[3]{3 P_{s,\max} \left[\frac{(1-\mu) D}{2 E t_b} + \frac{1}{K} \right]}, \tag{193}$$

$$K = \frac{4 E A_{pa}}{D^2} \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{A_{pa} \cdot x_c^2}{J_c}}, \tag{194}$$

$$T = \frac{P_{s,max} D^2}{16 f_c}, \tag{195}$$

$$\sigma = \frac{T}{t_b} \le R_{wy}\gamma_c, \tag{196}$$

$$\sigma_{pa} = \frac{\left[T + 0{,}6P_{s,\max}0{,}7\ell_{pa}\right]r}{A_{pa}} \le R_{wf}\gamma_c. \tag{197}$$

Здесь обозначения те же, что и в формулах (168÷172).

4.3.2.5 Расчет несущих элементов конструкции резервуаров следует выполнять по формуле

$$\sigma_{\max} \le R_y m_k \gamma_c, \tag{198}$$

где R_y - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

m_k - коэффициент, учитывающий кратковременность воздействия сейсмической нагрузки, равный 1,4 при расчете на прочность основного сечения и 1,0 при расчете сварных соединений;

γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,9;

$\sigma_{\max}$ - суммарное напряжение, вызванное особым сочетанием нагрузок, состоящим из постоянных, длительных, кратковременных нагрузок и статической нагрузки, эквивалентной действию нагрузки в виде давления от сейсмической волны - $P_{s,max}$.

Пример расчета резервуаров по вышеуказанной методике приведен в [2].

4.3.3 Расчет резервуаров на сейсмическое инерционное давление грунтовой засыпки и хранимого продукта

4.3.3.1 Расчет на сейсмическое инерционное давление грунтовой засыпки и хранимого продукта следует проводить только для резервуаров установленных наземно в грунтовой насыпи.

4.3.3.2 При наземной установке резервуара в насыпи в сейсмическом районе высоту засыпки над резервуаром следует назначать с таким расчетом, чтобы величина равнодействующей вертикального статического давления за-

сыпки на верхний свод цилиндрической стенки была больше равнодействующей статического горизонтального давления на стенку. Для этого необходимо выполнение условия

$$\frac{0{,}1075D^2 + DH_t}{D(H_t - 0{,}5D)tg^2(45 - \frac{\varphi_0}{2})} > 1, \qquad (199)$$

где D, φ_0 - то же, что и в формуле (176);

H_t - принимаемая высота засыпки над верхней образующей стенки.

4.3.3.3 Суммарные усилия в наземном резервуаре, расположенном в насыпи, от статических нагрузок и инерционных давлений грунта и жидкости на стенку резервуара при вертикальном сейсмическом воздействии определяются умножением усилий, полученных по формулам (147÷158) и (189÷191), на выражение $(n_c + Ak_1)$, где n_c - коэффициент сочетания, A - то же, что и в формуле (179).

4.4 Расчет установленных в грунт горизонтальных цилиндрических резервуаров на действие воздушной ударной волны

4.4.1 Определение расчетной нагрузки на резервуары от воздушной ударной волны

4.4.1.1 Нагрузка от воздушной ударной волны на горизонтальные резервуары, устанавливаемые в грунт, изменяется согласно схемы, представленной на рисунке 36.

Давление в волне сжатия в грунте, вызванной воздушной ударной волной на уровне верхней образующей стенки, определяется по формуле

$$\sigma_{max} = \Delta P_\phi \left[1 - \left(1 - \frac{a_1^2}{a_0^2}\right)\frac{H_t}{2a_1\theta_{ef}}\right], \qquad (200)$$

где ΔP_ϕ - давление, равное давлению на фронте ударной волны на месте

расположения резервуара;

a_0 и a_1 - скорости распространения соответственно упругих и пластических волн сжатия в грунте (приложение В);

H_1 - кратчайшее расстояние от поверхности грунта до верхней образующей цилиндрической стенки;

θ_{ef} - эффективное время воздействия воздушной ударной волны, определяемое по формуле

$$\theta_{ef} = \begin{cases} \dfrac{\tau_+}{1{,}5 + \Delta P_\phi} & \text{при } \Delta P_\phi \le 3, \\ \dfrac{\tau_+}{0{,}769 + 1{,}268\Delta P_\phi + 0{,}0388(\Delta P_\phi)^2} & \text{при } 3 < \Delta P_\phi \le 10. \end{cases} \qquad (201)$$

Здесь τ_+ - длительность фазы сжатия в секундах для наземного взрыва определяют по формуле

$$\tau_+ = 1{,}5 \cdot 10^{-3} \sqrt[6]{C}\sqrt{R}, \qquad (202)$$

где C - тротиловый эквивалент (для ядерных взрывов тротиловый эквивалент равен половине полного эквивалента), кг;

R - радиус от места взрыва, м.

В расчетах коэффициент динамичности цилиндрической стенки резервуара принимается равным единице.

Относительно вертикального и горизонтального диаметров резервуара изменение давления на контуре оболочки определяется по формуле

$$P(\alpha) = \sigma_{max}(k_{ref}\cos^2\alpha + \lambda\sin^2\alpha), \qquad (203)$$

где α - центральный угол, отсчитываемый от вертикального диаметра;

σ_{max} - максимальное давление в волне сжатия в грунте, вызванной воздушной ударной волной на уровне верхней образующей стенки;

k_{ref} - коэффициент отражения, определяемый по графику на рисунке 37;

λ - коэффициент бокового давления, определяемый по формуле

$$\lambda = \frac{\mu_{so}}{1-\mu_{so}}, \qquad (204)$$

где μ_{so} - коэффициент Пуассона для грунта (приложение В).

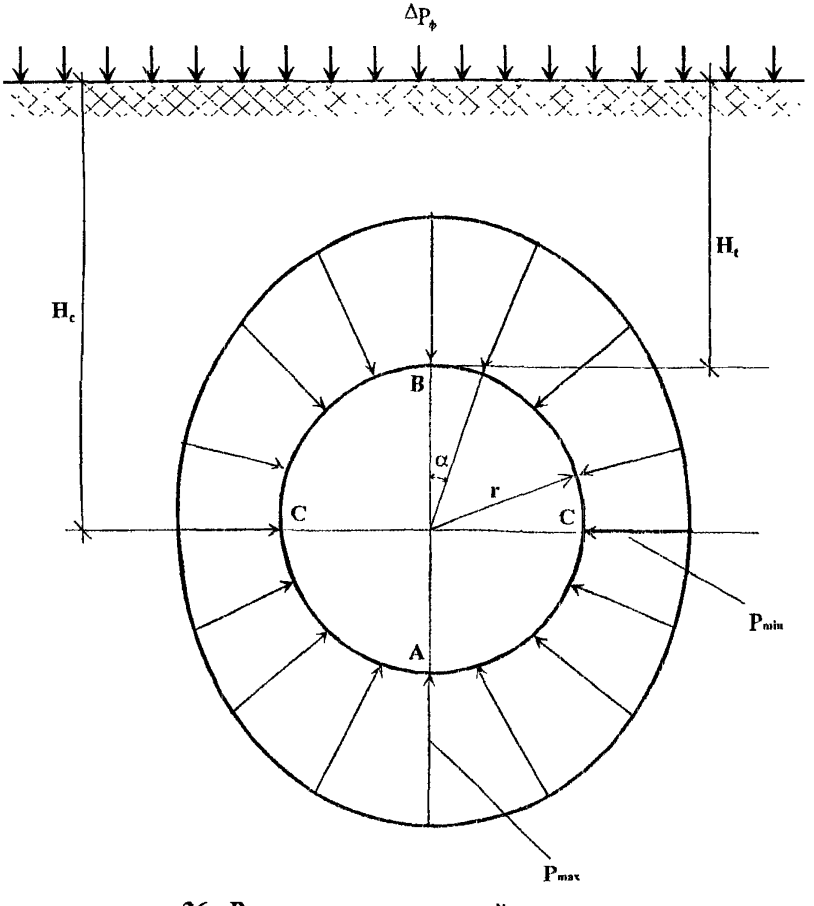
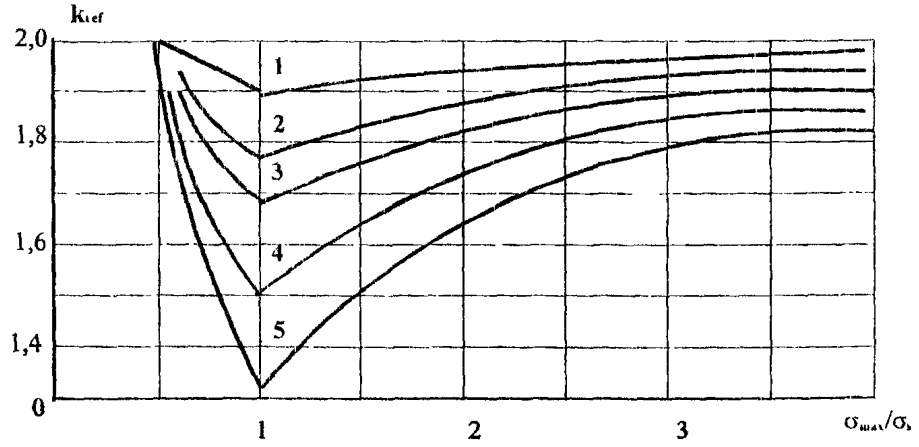


Рисунок 36 - Резервуар под нагрузкой от волны сжатия, вызванной в грунте воздушной ударной волной



Кривые и значения a_0 / a_1 соответственно: 1- 1,1; 2- 1,3; 3- 1,5; 4- 2; 5- 3

Рисунок 37 - График для определения коэффициента отражения волны сжатия

Максимальное давление P_{max}=$P(0°)$ на верхнюю образующую стенки от нагрузки, вызванной воздушной ударной волной, определяется по формуле

$$P_{\max} = 0{,}95\sigma_{max} k_{ref}. \qquad (205)$$

4.4.1.2 Коэффициент отражения - k_{ref} при наличии треугольных диафрагм определяется по графику на рисунке 37 в зависимости от отношения σ_{max} / σ_s, где σ_s - динамический предел упругости мягких грунтов определяемый по результатам испытаний (при отсутствии данных принимается 1÷1,5 кг/см^2). При высоте грунтовой засыпки над резервуаром меньше 1 метра коэффициент отражения принимается равным 1,0. Если $\Delta P_\phi < \sigma_s$, то при пользовании графиком на рисунке 37 вместо отношения σ_{max} / σ_s берется отношение $\Delta P_\phi / \sigma_s$.

В расчете стенки резервуара с кольцами жесткости, в которых нет стержневых диафрагм, значение коэффициента k_{ref} определяется по формуле

$$k_{ref} = \frac{2}{1 + \dfrac{0{,}6 a_1 \rho_{so} r^4 t_{ef}^3 G_{2b\alpha}}{E \tau_1 t_{efb}^6}}, \qquad (206)$$

где a_1 - скорость распространения пластических волн сжатия в грунте;

ρ_{so} - плотность грунта, $\rho_{so} = \gamma_{so} / g$, где γ_{so} - удельный вес грунта;

t_{ef} - приведенная толщина стенки, определяемая по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{\frac{12 J_x}{\ell_d}}, \qquad (207)$$

где ℓ_d - расстояние между кольцами жесткости;

J_x - момент инерции сечения, состоящего из поперечного сечения кольца жесткости и примыкающего к нему участка стенки шириной, равной шагу колец ℓ_d (рисунок 32);

t_{efb} - приведенная толщина стенки;

G_{2bd} - коэффициент, учитывающий отпор грунта деформациям стенки, определяется по формуле (210);

r - радиус стенки резервуара;

E - модуль упругости материала стенки.

Приведенную толщину стенки t_{efb} следует определять по формуле

$$t_{efb} = 0{,}155 t \sqrt[3]{\left(m_c z^2\right)^2 + 256 c^3}, \qquad (208)$$

где m_c - коэффициент, определяемый по формуле $m_c = (2\sqrt{3} r)/t$;

z - коэффициент, определяемый по формуле $z = (\pi r)/l_t$;

t - толщина стенки;

l_r - длина резервуара;

c - коэффициент, определяемый по формуле

$$c = \frac{t_{ef}}{t}. \qquad (209)$$

Коэффициент G_{2bd} определяется по формуле

$$G_{2bd} = \frac{1}{1 + \dfrac{1{,}5 \cdot c_{kd} \cdot r^4}{E t_{efb}^3}}, \qquad (210)$$

где c_{kd} - коэффициент постели грунта при динамическом сжатии грун-

тового полупространства, определяемый по формуле

$$c_{kd} = \frac{E_{sod}}{r(1+\mu_{so})}, \tag{211}$$

где E_{sod} - динамический модуль деформации грунта

$$E_{sod} = a_1^2 \frac{\gamma_{so}}{g}, \tag{212}$$

где a_1 - скорость распространения упругопластических деформаций в грунтовой (обратной) засыпке;

γ_{so} - удельный вес грунта (приложение В);

μ_{so} - коэффициент Пуассона для грунта.

Время нарастания давления τ_1 в волне сжатия до максимальной величины на уровне верхней образующей стенки определяется по формуле

$$\tau_1 = \frac{H_t}{a_1}\left(1 - \frac{a_1}{a_0}\right), \tag{213}$$

где H_t - высота засыпки над верхней образующей резервуара;

a_0 - скорость распространения упругих волн в грунте.

4.4.1.3 Горизонтальное эквивалентное статическое давление на боковую образующую стенки резервуара определяется по формуле

$$P_{\min} = \sigma_{max}\lambda, \tag{214}$$

где λ - коэффициент, определяемый по формуле (204).

Пример расчета резервуаров по вышеуказанной методике приведен в [2].

4.4.2 Расчет резервуаров на прочность

4.4.2.1 Приведенная ниже методика расчета на прочность применима для резервуаров с кольцами жесткости, подкрепленными треугольными диафрагмами. Кольцевые изгибающие моменты в стенке резервуара в точках А, В и С (рисунок 36) следует определять по формуле

$$M_A = M_B = -M_C = 0{,}17r^2(P_{\max} - P_{\min})G_{2d}\eta b, \tag{215}$$

где r - радиус цилиндрической стенки резервуара;

b - ширина расчетного сечения стенки вдоль образующей;

η - то же, что и в формуле (180).

Коэффициент G_{2d}, учитывающий снижение изгибающего момента в стенке из-за реактивного сопротивления грунта, следует определять по формуле

$$G_{2d} = \frac{1}{1 + \frac{1{,}5 c_{kd} \cdot r^4}{E t_{ef}^3}}, \tag{216}$$

где E - модуль упругости стали;

t_{ef} - то же, что и в формуле (207); c_{kd} - то же, что в формуле (211).

4.4.2.2 Кольцевое усилие в точках А, В и С определяется по формулам

$$N_A = N_B = -r\left[P_{min} + 0{,}33(P_{\max} - P_{\min})\right]b, \tag{217}$$

$$N_C = -r\left[P_{\min} + 0{,}66(P_{\max} - P_{\min})\right]b. \tag{218}$$

4.4.2.3 Изгибающий момент M_1 около кольца жесткости в направлении образующей стенки следует определять по формуле

$$M_1 = \frac{P_{mid}}{2\beta^2}, \tag{219}$$

где β^2 - коэффициент, определяемый по формуле $\beta^2 = \sqrt{\frac{3(1-\mu^2)}{r^2 t^2}}$;

μ - коэффициент Пуассона стали;

t - толщина стенки (обечайки) резервуара;

P_{mid} - осредненная величина внешнего давления на резервуар

$$P_{mid} = (P_{max} + P_{\min})0{,}7. \tag{220}$$

4.4.2.4 Напряжение в стенке резервуара определяется по формуле

$$\sigma_2 = \frac{M}{W} \pm \frac{N}{tb}, \tag{221}$$

где W - момент сопротивления сечения стенки, равный $\frac{bt^2}{6}$;

M и N - усилия, определяемые по вышеприведенным формулам.

Местное напряжение возле колец жесткости

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W}. \qquad (222)$$

4.4.2.5 Расчет конструкций резервуаров выполняется по формуле

$$\sigma_{max} \le R_y k_y \gamma_c, \qquad (223)$$

где R_y - расчетное сопротивление стали;

γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,9;

k_y - коэффициент динамического упрочнения стали (таблица 14);

σ_{max} - суммарное напряжение от особого сочетания нагрузок.

Таблица 14 – **Значение коэффициента динамического упрочнения стали**

Относительное удлинение стали при разрыве, %	k_y
25 % и более	1,3
19÷24	1,25
14÷18	1,2

Для сварных соединений k_y равно 1, а расчетное сопротивление R_y заменяется расчетным сопротивлением сварного соединения $R_{\omega y}$.

4.4.2.6 Расчетные усилия, возникающие в кольцах жесткости и стержнях треугольных диафрагм, определяются по формулам:

продольное усилие сжатия в стержне треугольной диафрагмы

$$N_{trd} = -0{,}41 P_{max} r b_r; \qquad (224)$$

продольное усилие сжатия в кольце жесткости, усиленном диафрагмой

$$N_{rd} = -1{,}13 P_{max} r b_r; \qquad (225)$$

изгибающий момент в кольце жесткости, усиленном диафрагмой

$$M_{rd} = -0{,}56 P_{max} r^2 b_r G_{2d}, \qquad (226)$$

где $b_r = 30t$ - (t - толщина стенки резервуара);

G_{2d} - коэффициент, определяемый по формуле (216) с учетом t_{ef}, определяемой по формуле (166).

4.4.2.7 Плоское днище и узел сопряжения днища со стенкой следует рассчитывать по формулам (168÷172), заменив нагрузку P_h на нагрузку p_{bd}

$$p_{bd}=\Delta P_\phi k_{ref}\left(\cos^2\varphi_D+\lambda\sin^2\varphi_D\right), \qquad (227)$$

где φ_D - угол падения волны сжатия (рисунок 38);

ΔP_ϕ - интенсивность давления на фронте ударной волны;

k_{ref} - коэффициент, характеризующий увеличение давления во фронте воздушной ударной волны при ее набегании на передний откос насыпи. При уклонах 1:2 и 1:3 величина k_{ref} принимается соответственно 1,5 и 1,3. k_{ref}=1, если направление падения волны сжатия параллельно плоскости днища (φ_D=90°);

λ - коэффициент, определяемый по формуле (204).

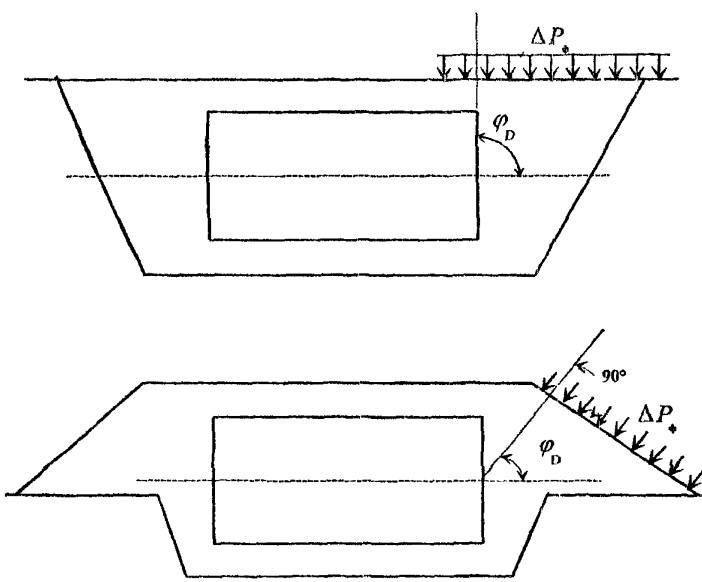


Рисунок 38 - Схема к расчету днища на давление от воздушной ударной волны

4.4.3 Расчет резервуаров на устойчивость

4.4.3.1 Критическое поперечное внешнее давление при потере устойчивости стенки резервуара, установленного в грунт, определяется по формуле

$$p_{cr} = \frac{(n^2-1)EJ_x}{\ell_d \cdot r^3} + \frac{rc_{kd}}{n^2-1}, \qquad (228)$$

где n - число полуволн упругой линии поперечного сечения стенки, n= 3 при наличии треугольных диафрагм, n = 2 при отсутствии;

J_x - то же, что в формуле (207);

c_{kd} - то же, что в формуле (211).

При этом должно выполняться условие

$$p_{cr} \le \frac{R_{yn} t k_y \gamma_c}{r}, \qquad (229)$$

где R_{yn} - нормативное сопротивление стали;

t - толщина стенки резервуара;

k_y - коэффициент динамического упрочнения металла, определяемый по таблице 14;

γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,9.

4.4.3.2 Расчет стенки на устойчивость следует выполнять по формуле

$$\frac{p_{cr}}{P_{mid}} \ge 2, \qquad (230)$$

где P_{mid} - осредненная величина внешнего давления на резервуар

$$P_{mid} = (P_{max} + P_{min})0{,}7 + p_{va}, \qquad (231)$$

где P_{max} и P_{min} - максимальное и минимальное давления волны сжатия;

p_{va} - интенсивность возможного вакуума в резервуаре.

4.4.3.3 Расчет на устойчивость стержня треугольной диафрагмы производится по формуле

$$\frac{N_{trd}}{A_d \varphi} \le R_y \gamma_c, \qquad (232)$$

где A_d - площадь поперечного сечения стержня;

φ - коэффициент, определяемый по СНиП II-23;

γ_c - коэффициент условий работы сжатого стержня, равный 0,75.

4.4.4 Расчет стенки резервуаров при отсутствии треугольных диафрагм на статические нагрузки и воздействие воздушной ударной волны

4.4.4.1 Расчет стенки резервуара с кольцами жесткости без диафрагм используется при соблюдении условия

$$0{,}05\sqrt{c^3} \le \frac{r^3}{t\ell_r^2} \le 2\sqrt{c^3}, \qquad (233)$$

где t - толщина стенки резервуара;

ℓ_r - длина резервуара;

c - величина, определяемая по формуле

$$c = \frac{t_{ef}}{t}, \qquad (234)$$

где t_{ef} - приведенная толщина стенки, определяемая по формуле (207).

4.4.4.2 Интенсивность вертикального статического давления грунтовой засыпки на верхнюю образующую цилиндрической стенки - P_v следует определять по формуле (145), а интенсивность давления грунта на боковую образующую стенки - P_h - по формуле (146).

4.4.4.3 Максимальное и минимальное давление на установленный в грунт резервуар, от волны сжатия, вызванной воздушной ударной волной, подсчитываются соответственно по формулам (205) и (214).

4.4.4.4 Кольцевое усилие в стенке резервуара определяется по формуле

$$N_2 = -r\cos z\xi\left[\frac{a_0}{2} + \frac{1}{3}\left(P_{max} - P_{min}\right)\cdot\left(1 + \sin^2\theta\right)\right]. \qquad (235)$$

В расчете резервуара на статическое давление грунтовой засыпки вместо P_{max} и P_{min} в формулу подставляются соответственно величины P_v и P_h.

Продольное нормальное усилие, возникающее вдоль образующей цилиндрической стенки, определяется по формуле

$$N_1 = 0{,}75\, m_c \cos z\xi \sum_{2}^{n} A_n \cos n\theta . \qquad (236)$$

Кольцевой изгибающий момент в стенке определяется по формуле

$$M_2 = r\cos z\xi \sum_{2}^{n} B_n \cos n\theta . \qquad (237)$$

Поперечное усилие, соответствующее кольцевому изгибающему моменту, определяется по формуле

$$Q_2 = \cos z\xi \sum_{2}^{n} nB_n \sin n\theta . \qquad (238)$$

Радиальное перемещение произвольной точки стенки определяется по формуле

$$\omega = \frac{\psi \cdot 12r^3}{Et^3c^3} \cos z\xi \sum_{2}^{n} \frac{B_n}{n^2 - 1} \cos n\theta . \qquad (239)$$

Продольное сжимающее усилие, возникающее в стенке от давления волны сжатия на днища резервуаров, определяется по формуле

$$N_{1b} = -\frac{p_{bd} r}{2}, \qquad (240)$$

где p_{bd} - интенсивность давления волны сжатия на днища, которая определяется по формуле (227).

При определении усилий в стенке резервуара по вышеприведенным формулам их следует обозначать:

- в расчетах на воздействие грунтовой засыпки - N_{1so}, N_{2so}, M_{2so}, Q_{2so};
- в расчетах на гидростатическое давление - N_{1ti}, N_{2ti}, M_{2ti}, Q_{2ti};

в расчетах на эквивалентную нагрузку - N_{1eq}, N_{2eq}, M_{2eq}, Q_{2eq}.

Количество членов за знаком Σ следует принимать не более 3-х для определения N_1 и ω и не более 5-ти для определения M_2 и Q_2. Значения M_2 и ω определяются без учета влияния реактивного сопротивления грунта на величину поперечных деформаций стенки. Для получения значений M_2 и ω необхо-

димо их умножить на коэффициенты: G_{2bs} - при расчете на статические нагрузки; G_{2bd} - при расчете на нагрузку, эквивалентную действию волны сжатия.

Обозначения в вышеприведенных формулах

$$m_c = \frac{2\sqrt{3}\,r}{t},\ z = \frac{\pi r}{\ell_r},\ \xi = \frac{x}{r},\ \theta = \frac{s}{r},$$

где r - радиус цилиндрической стенки;

ℓ_r - длина резервуара;

t - толщина цилиндрической стенки;

x - расстояние вдоль образующей от среднего поперечного сечения стенки до рассматриваемого сечения (рисунок 39);

s - длина дуги от начала координат, совпадающего с верхней точкой поперечного сечения стенки до конца подвижного радиуса (рисунок 40). В расчетах обычно принимается $\frac{s}{r} = \frac{\pi}{2}$ или $\frac{s}{r} = \pi$;

n - целое положительное число;

c - обозначение то же, что в формуле (209);

E - модуль упругости стали;

t_{efb} - приведенная толщина стенки, определяемая по формуле (208);

Ψ - коэффициент, учитывающий нелинейность перемещений стенки, зависящий от приведенной толщины стенки в кольцевом направлении (t_{efb}) с учетом влияния на ее жесткость колец жесткости и расстояния между днищами (таблица 15).

Таблица 15 – **Значения коэффициента, учитывающего нелинейность перемещения стенки**

t_{efb} / r	0,05	0,02	0,01	0,007
Ψ_n	1,0	1,25	2,3	3,9

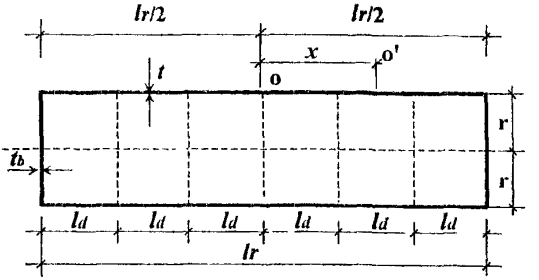


Рисунок 39 - Схема к расчету резервуара с кольцами жесткости без диафрагм

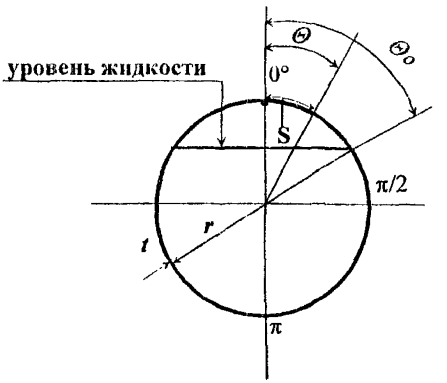


Рисунок 40 - Схема к расчету горизонтального резервуара

Коэффициенты A_n и B_n следует определять по формулам

$$A_n = -\frac{r m_c z^2 n^2}{(m_c z^2)^2 + c^3 n^8}\left(a_n + \frac{b_n}{n}\right), \qquad (241)$$

$$B_n = \frac{c^3 r n^6}{\left(m_c z^2\right)^2 + c^3 n^8}\left(a_n + \frac{b_n}{n}\right), \qquad (242)$$

где $\frac{a_0}{2}$, a_n, b_n - коэффициенты, зависящие от вида нагрузки.

Для жидкости, заполняющей резервуар при любом уровне ее налива, определяемого углом θ_0 (рисунок 40) коэффициенты равны:

$a_0 / 2$ - в расчете не учитывается ввиду весьма малого значения, $a_1 = 0$,

$$a_2 = 0{,}34\gamma_p r(\pi - \theta_0 + \frac{\sin 2\theta_0}{2} - 0{,}795\sin^3\theta_0), \tag{243}$$

$$a_n = 0{,}811\gamma_p r\left\{1{,}865\left(\pi - \theta_0 + \frac{\sin 2\theta_0}{2}\right)\left[\frac{\sin\frac{3n\pi}{4}}{n(n^2-1)} - \frac{(n^2+2)\cos\frac{3n\pi}{4}}{(n^2-1)(n^2-4)}\right] + \frac{n\sin\theta_0\cos n\theta_0 - \cos\theta_0\sin n\theta_0}{n(n^2-1)}\right\}, \tag{244}$$

где γ_p - удельный вес жидкости;

n - целое (четное и нечетное) положительное число,

$$b_1 = b_2 = b_n = 0.$$

В расчете следует принимать $\theta_0 = 60°$, что соответствует заполнению резервуара на 75 %. При этом коэффициенты следует определять по формулам:

для нагрузки от статического давления грунтовой засыпки

$$\frac{a_0}{2} = \frac{4}{\pi}P_h, \tag{245}$$

$$a_n = \frac{8P_v}{\pi^2}\frac{\cos\frac{\pi n}{2} + \xi_o\cos\pi n + \xi_o}{1-n^2}, \tag{246}$$

$$b_n = \frac{8P_v n}{\pi^2}\frac{\cos\frac{\pi n}{2} - \xi_o\cos\pi n - \xi_o}{1-n^2}, \tag{247}$$

$$\xi_o = P_h / P_v \text{ при } P_v > P_h;$$

для статической нагрузки, эквивалентной действию на резервуар динамической нагрузки от волны сжатия

$$\frac{a_0}{2} = \frac{4}{\pi}P_{min}, \tag{248}$$

$$a_n = -\frac{16(P_{max} - P_{min})\cdot(-1)^{n/2}}{\pi^2(n^2-1)}, \tag{249}$$

$$b_1=b_2=b_n=0.$$

4.4.4.5 Напряжения в стенке резервуара следует определять по формулам:

суммарное продольное нормальное напряжение

$$\sigma_{1no}=\frac{N_{1so}+N_{1ti}+N_{1eq}+N_{1b}}{t}, \qquad (250)$$

где N_{1so}, N_{1ti}, N_{1eq} - продольные усилия соответственно от давления грунтовой засыпки, гидростатического давления и давления волны сжатия;

N_{1b} - усилие от давления волны сжатия на днище;

суммарное кольцевое нормальное напряжение

$$\sigma_{2no}=\frac{N_{2so}+N_{2ti}+N_{2eq}}{t}, \qquad (251)$$

где N_{2so}, N_{2ti}, N_{2eq} - нормальные кольцевые усилия соответственно от давления грунтовой засыпки, гидростатического давления и давления на резервуар волны сжатия;

суммарное кольцевое напряжение от изгибных деформаций стенки

$$\sigma_{2be}=\frac{6}{t^2}\left[\left(M_{2so}+M_{2ti}\right)\cdot G_{2bs}+M_{2eq}G_{2bd}\right], \qquad (252)$$

где G_{2bd} - коэффициент, определяемый по формуле (210);

G_{2bs} - коэффициент, учитывающий влияние реактивного сопротивления грунта на поперечные деформации стенки при нагружении резервуара статическими нагрузками

$$G_{2bs}=\frac{1}{1+\dfrac{1{,}5\cdot c_k\cdot r^4}{Et_{efb}^3}}, \qquad (253)$$

где c_k - коэффициент постели грунта при статическом сжатии, определяемый по формуле (161);

E и t_{efb} - обозначения те же, что в формуле (210);

M_{2so}, M_{2fi}, M_{2eq} - изгибающие кольцевые моменты в стенке соответственно от давления грунтовой засыпки, гидростатического давления и давления на резервуар волны сжатия.

4.4.4.6 Расчет на прочность стенки резервуара выполняется по формуле

$$\sigma_{1ed} = \sqrt{\sigma_{1no}^2 + (\sigma_{2no} + \sigma_{2be})^2 - \sigma_{1no}(\sigma_{2no} + \sigma_{2be})} \le R_y k_y \gamma_c, \qquad (254)$$

где R_y, k_y, γ_c - обозначения те же, что в формуле (223).

4.4.4.7 Расчет сварных швов, прикрепляющих кольца жесткости к стенке резервуара, производится по формуле

$$h_\omega = \frac{Q_{2max} S_{st.}}{0{,}7 J_{xr} R_{\omega f} \beta_\omega \gamma_c}, \qquad (255)$$

где h_ω - высота углового шва;

Q_{2max} - наибольшая поперечная сила в кольце жесткости (при $\theta = 45^\circ$)

$$Q_{2\max} = 30 t Q_2, \qquad (256)$$

где Q_2 - поперечная сила от всех действующих нагрузок, подсчитанная по формуле (238) на участке с координатой $\theta = 45°$;

t - толщина стенки;

J_{xr} - момент инерции сечения, состоящего из сечения собственно кольца жесткости и сечения участка стенки шириной $30t$;

S_{st} - статический момент части поперечного сечения, которая находится выше или ниже сварного шва, соединяющего кольцо жесткости с участком стенки шириной $30t$;

$R_{\omega f}$ - расчетное сопротивление срезу углового шва;

γ_c - коэффициент условий работы сварных швов, принимаемый 0,8;

β_ω - коэффициент равный 0,7 при ручной сварке и 0,9 при полуавтоматической сварке.

Пример расчета резервуаров по вышеуказанной методике приведен в [2].

4.5 Конструирование горизонтальных цилиндрических резервуаров

4.5.1. Указания по конструированию резервуаров

4.5.1.1 Оптимальный диаметр габаритного резервуара по заданной емкости следует определять по формуле

$$D = 0{,}7\sqrt[3]{V}, \tag{257}$$

где V - емкость резервуара.

Подсчитанный по этой формуле диаметр резервуара должен быть округлен так, чтобы в каждой обечайке укладывалось целое число листов.

При назначении размеров резервуаров необходимо выполнять требования ГОСТ 17032.

4.5.1.2 При отношении $D/t \geq 400$ резервуар изнутри подкрепляется кольцами жесткости. Для резервуаров, заглубленных в грунт, кольца жесткости необходимы при любом соотношении D/t.

4.5.1.3 Резервуары, предназначенные для подземного хранения или в грунтовой насыпи, устанавливаемые в слабый грунт ($E_{so} \leq 50$ кгс/см^2) в сейсмическом районе должны иметь треугольные диафрагмы в каждом кольце жесткости. Расстояние между кольцами жесткости должно быть в пределах $(1 \div 1{,}5)r$, где r - радиус резервуара.

4.5.1.4 Кольца жесткости могут быть в виде швеллеров, уголкового или таврового профиля. Отношение радиуса к высоте кольца жесткости (радиус вальцовки) рекомендуется принимать порядка 12÷15.

4.5.1.5 Соединения колец жесткости необходимо выполнять встык. Стыковые соединения целесообразно располагать в местах, соответствующих центральным углам α, равным 45°, 135°, 225°, 315° (с началом отсчета от вертикали). Стыки элементов колец жесткости должны быть смещены по отношению к продольным швам стенки на величину не менее $7t$ (t - толщина стенки).

Вырез в нижней части кольца жесткости, необходимый для стока отстоя жидкого продукта, имеющий ширину 120÷200 мм, должен быть усилен накладками над отверстием кольца.

4.5.1.6 Кольца жесткости должны привариваться к стенке двусторонним прерывистым швом. Прерывистый шов накладывается в шахматном порядке с длиной сварной шпонки 100 мм и разрывом между шпонками 200 мм. Высоту сварных швов следует принимать не менее 4 мм. Для внутренних прерывистых сварных швов, прикрепляющих к корпусу уторный уголок и плоское днище, разрыв между шпонками должен составлять не более 100 мм.

4.5.1.7 Сварные швы цилиндрической стенки и днищ рекомендуется выполнять встык и без накладок.

4.5.1.8 Расстояние между сварным швом горловины люка резервуара и кольцевым или продольным швом стенки должно быть не менее 300 мм.

4.5.1.9 Наименьшую толщину корпуса резервуара, рассчитываемого на динамическую нагрузку, рекомендуется принимать равной 5 мм.

4.5.1.10 Вырезы в корпусе резервуара, проектируемого на динамические нагрузки, должны подкрепляться накладками и патрубками. Край подкрепления выреза следует располагать от швов стенки на расстояние не менее 50 мм.

4.5.1.11 Для исключения всплытия резервуара при подъеме уровня грунтовых вод необходимо выполнения следующего условия

$$\rho V \le \gamma_c (m_1 + m_2 + m_3), \qquad (258)$$

где ρ - плотность грунтовых вод;

V - объем погруженной части резервуара при наиболее высоком горизонте грунтовых вод;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8;

m_1 - масса пустого резервуара;

m_2 - масса грунта, расположенного над резервуаром (предполагается, что грунт выкалывается под углом внутреннего трения);

m_3 - масса бетонных якорей в воде.

Массу резервуара, грунта и якорей следует определять с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f=0,9.

4.6 Указания по установке горизонтальных цилиндрических резервуаров в грунт

4.6.1 Указания по устройству оснований для резервуаров

4.6.1.1 В соответствии со СНиП 2.02.01 расчет деформаций основания под резервуаром допускается не выполнять, если среднее давление на грунт q_{mid} не превышает расчетного сопротивления грунтов основания R_0:

$$q_{mid} \le R_0. \tag{259}$$

4.6.1.2 Распределение опорных реакций, действующих на горизонтальный резервуар (рисунок 41), следует определять по формуле

$$q_\theta = \frac{3Q_V(\cos\theta - \cos\alpha)\cos\theta}{r(3\sin\alpha + \sin^3\alpha - 3\alpha\cos\alpha)}, \tag{260}$$

где Q_V - суммарная вертикальная нагрузка на единицу длины резервуара, равная равнодействующей опорной реакции;

r - радиус цилиндрической стенки резервуара;

α - половина угла опирания резервуара на грунтовое основание.

4.6.1.3 Среднее реактивное давление на резервуар на поверхности контакта стенки с основанием определяется по формуле

$$q_{mid} = \frac{Q_V}{D\sin\alpha}, \tag{261}$$

где D - диаметр цилиндрической стенки резервуара.

4.6.1.4 На основание из слабого грунта ($E_{so} \le 50$ кг/см^2), распределение опорной реакции принимается в виде треугольника (рисунок 42).

4.6.1.5 При воздействии динамической нагрузки, расчетное сопротивление грунтового основания (кроме водонасыщенных глинистых и заторфован-

ных грунтов) принимается согласно СНиП 2.02.01 с умножением на коэффициент динамического упрочнения k_y=5, но не более 15 кг/см^2. Расчетное сопротивление скального грунта следует принимать равным временному сопротивлению при одноосном сжатии в водонасыщенном состоянии с умножением на коэффициент k_y=1,3.

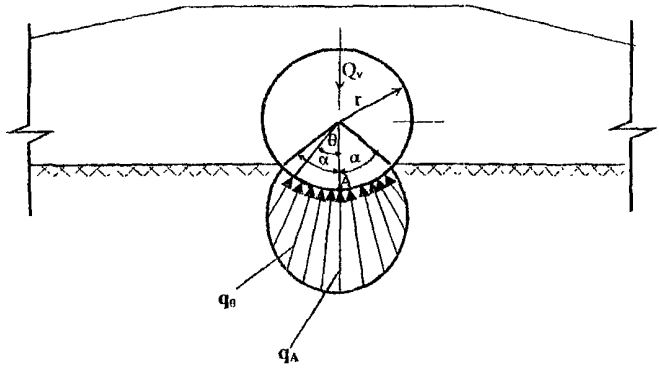


Рисунок 41 - Распределение опорных реакций

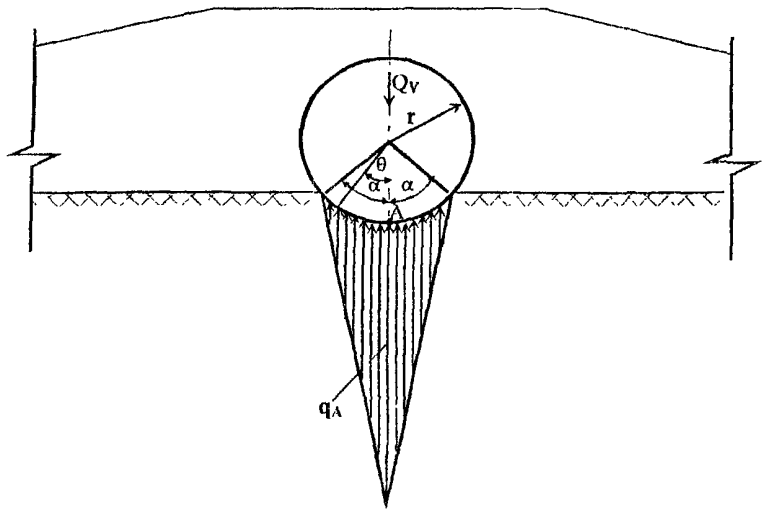


Рисунок 42 - Распределение опорных реакций при слабом грунтовом основании

4.6.1.6 Расчетное динамическое сопротивление вечномерзлых грунтов (при сохранении их мерзлого состояния) следует принимать равным нормативному сопротивлению, согласно СНиП 2.02.04, с умножением на коэффициент условий работы γ_c=1,2 и коэффициент динамического упрочнения k_y, равный: 5 – для грунтов в твердомерзлом состоянии; 4 – в пластическом состоянии.

4.6.1.7 При расчете на сейсмическое воздействие расчетное сопротивление грунта принимается согласно СНиП 2.02.01 с умножением на коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 16.

Таблица 16 – **Значение коэффициента условий работы при расчете грунтового основание на сейсмическую нагрузку**

Грунт основания	m_{kp}
Основания скальные, а также сложенные маловлажными крупнообломочными, плотными песчаными или глинистыми грунтами с коэффициентом консистенции не выше 0,75	1,2
Рыхлые водонасыщенные пески и глинистые грунты с коэффициентом консистенции более 0,75	0,7
Все остальные грунты	1,0

4.6.1.8 Горизонтальный резервуар необходимо устанавливать на спрофилированную подушку с углом охвата 2α =90° (рисунок 41). При невозможности произвести установку резервуара на спрофилированное основание, под нижний свод стенки, в секторе с углом 2α =90°, должен быть подбит грунт с трамбованием. Для подбивки следует использовать влажный песок, мелкий щебень, гравий, увлажненную песчано-гравийную или цементно-грунтовую смесь. Использовать для подбивки глину, пылеватый песок, у которого масса частиц крупнее 0,1 мм составляет меньше 75 %, не допускается. Установка резервуара непосредственно на плоское скальное основание не допускается.

4.6.1.9 Толщину подушки под нижней образующей стенки резервуара рекомендуется определять из условия

$$h_c \geq (0{,}1 + 0{,}1D), \qquad (262)$$

где D - диаметр стенки резервуара.

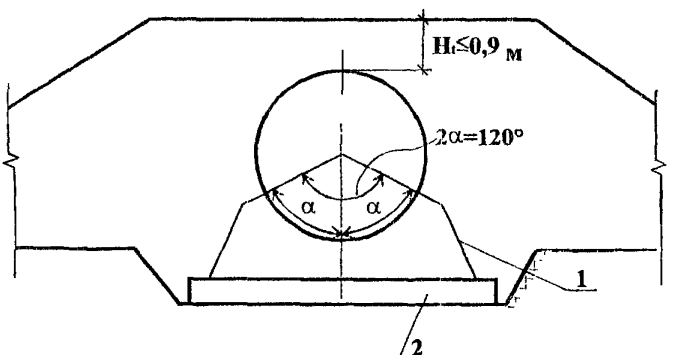
Для подушки используется дренирующий грунт: песок средней крупности, крупный и гравелистый, щебенисто-галечниковые и дресвяно-гравийные

грунты. Не допускается укладка в подушку грунтов с частицами размером больше 50 мм. Подушка отсыпается слоями 15÷20 см с уплотнением.

4.6.1.10 Нижнюю образующую стенки резервуара рекомендуется располагать выше уровня грунтовых вод на расстояние не менее (h_c + 0,5) метров.

4.6.1.11 Минимальное расстояние в свету между параллельно устанавливаемыми резервуарами рекомендуется принимать: для габаритных резервуаров ($D \leq 3{,}25$ м) – 1,5 метра; для негабаритных резервуаров ($D > 3{,}25$ м) – $2/3D$.

4.6.1.12 Если несущая способность грунтового основания под резервуаром недостаточна, необходимо принять следующие меры: уплотнение грунтового основания на глубину не менее 2,5 м; замена грунта основания уплотненной песчаной подушкой; установка резервуара на сплошной железобетонной плите или на отдельных фундаментах (рисунок 43).



1 –опоры под кольцами жесткости; 2 – сплошная фундаментная плита

Рисунок 43 - Схема установка резервуара на слабых грунтах

4.6.2 Установка резервуаров на заболоченных участках

4.6.2.1 Горизонтальные резервуары устанавливаются на песчаной подушке без засыпки грунтом на площадках, верхний слой которых на глубину 2÷2,5 метра состоит из торфа устойчивой консистенции, подстилаемого плотным минеральным грунтом. На торфяных участках резервуары могут располагаться в

грунтовой насыпи, если слабый грунт заменен привозным грунтом, отсыпанным с послойным уплотнением на минеральный грунт (рисунок 44). Устанавливать резервуары в насыпях непосредственно на торфах не допускается.

4.6.3 Установка резервуаров в районах вечной мерзлоты

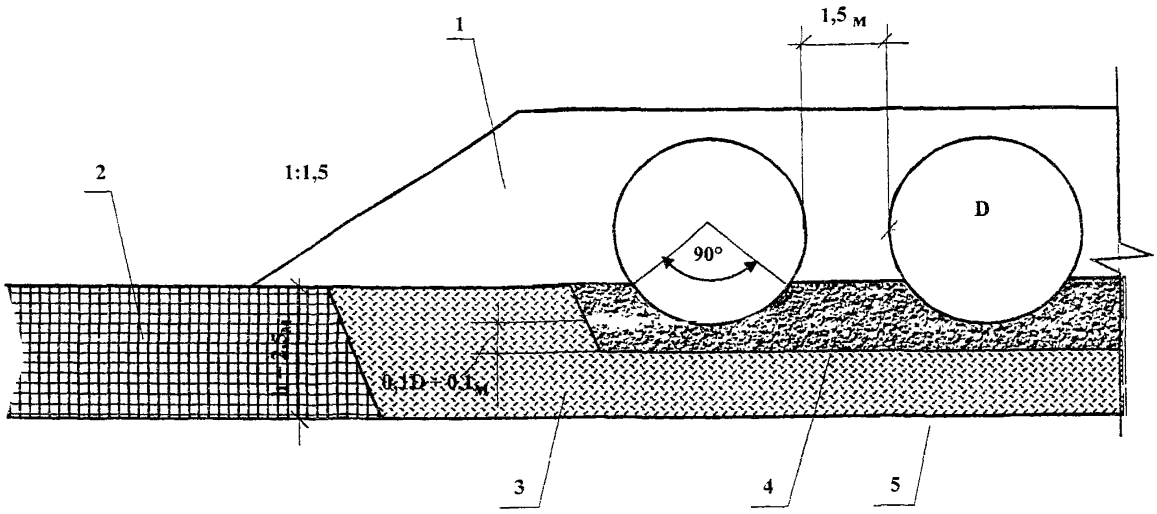
4.6.3.1 В районах вечномерзлых грунтов горизонтальные резервуары целесообразно устанавливать наземно в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01, СНиП 2.02.04, [3] и [4]. Отсыпку грунта в подушке резервуара следует производить непосредственно на растительный слой.

4.6.3.2 Наиболее приемлемы для размещения горизонтальных резервуаров в районах вечной мерзлоты площадки с сыпучемерзлыми (влажность $w_{tot} \leq 0{,}03$) и монолитными скальными грунтами.

4.6.3.3 Во избежание протаивания мерзлого грунта резервуар, предназначенный для хранения неподогреваемого нефтепродукта, должен находится от верхней поверхности мерзлого грунта на расстоянии не менее 3 метров на глинистых грунтах и не менее 3,5 метров на песчаных грунтах (рисунок 45). Исключением являются сыпучемерзлые пески, на которых дополнительных мероприятий не производится.

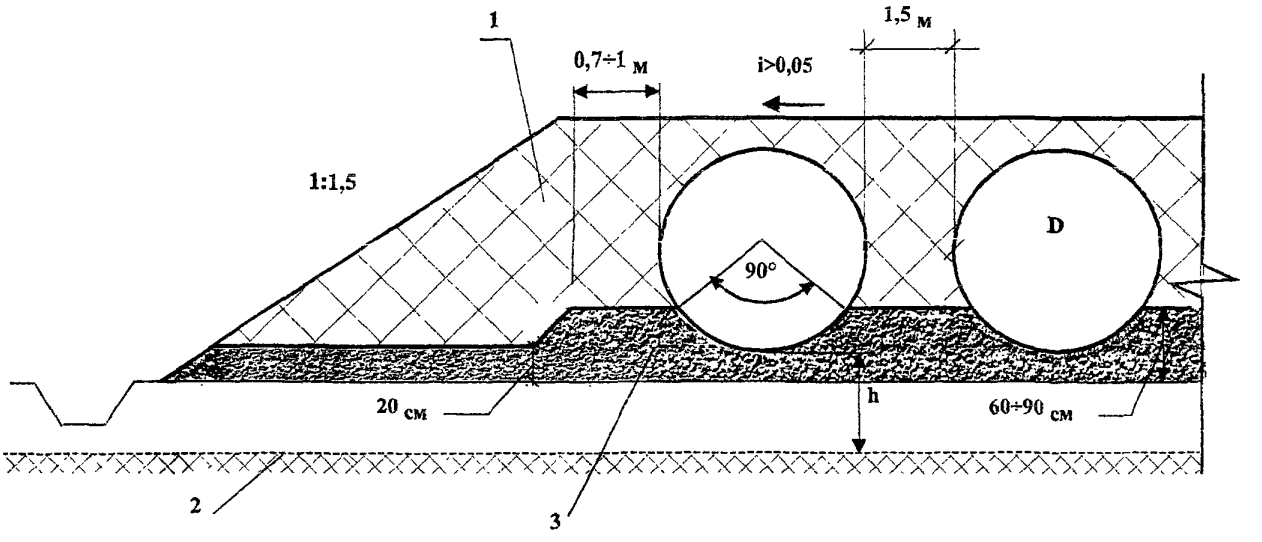
4.6.3.4 Толщина слоя грунта между нижней образующей стенки резервуара и горизонтом вечной мерзлоты может быть уменьшена за счет включения в грунтовую толщу теплоизолирующего слоя, расположенного выше дневной поверхности. В качестве теплоизолирующего материала может быть использован пенополистирол толщиной 9÷10 см, керамзитобетон толщиной 20÷25 см.

4.6.3.5 Для устройства подушек рекомендуется использовать супесчаные грунты. При использовании местных грунтов они должны быть в оттаявшем состоянии и иметь оптимальную влажность (15÷20%).



1 – засыпка; 2 – торф; 3 – уплотненная грунтовая подушка вместо удаленного торфа; 4 – песчаная постель; 5 – минеральный грунт

Рисунок 44 - Схема установки резервуаров на торфяных участках



1 – грунтовая насыпь; 2 – горизонт вечной мерзлоты; 3 – подушка из дренирующего грунта

Рисунок 45 - Схема установки резервуара в насыпи на вечной мерзлоте

4.6.3.6 Для исключения влияния поверхностных вод на температурный режим вечномерзлых грунтов, поверхность грунта, прилежащая к насыпи, в которой размещен резервуар, должна быть спланирована и защищена покрытием.

Уклон спланированной поверхности с асфальтовым или бетонным покрытием должен составлять не менее 5 %, с грунтовым - не менее 10 % и без покрытия - не менее 30 %.

Резервуары должны быть окружены водоотводными каналами (глубиной порядка 0,5 метра, с уклоном не менее 0,006÷0,007), расположенными на удалении 1,5÷1,8 метров от низа насыпи. Стенки водоотводных каналов следует облицовывать железобетонными или армоцементными плитами, швы между которыми должны заделываться асфальтовой мастикой.

4.6.3.7 При поперечном уклоне местности круче 1:5 следует выполнять с нагорной стороны 2 ряда канав с разрывом между ними 30÷40 метров.

4.6.3.8 В начальный период эксплуатации резервуаров на вечномерзлых грунтах рекомендуется присоединять трубопроводы к резервуару с помощью гибких шлангов и выносить ближайшую опору трубопровода на расстояние не менее 7 метров.

4.6.4 Установка резервуара на просадочных грунтах

4.6.4.1 Грунтовые условия строительных площадок по просадочности вследствие замачивания грунта делятся на 2 типа:

I тип – просадка грунтов от внешней нагрузки возможна, а просадка от собственного веса толщи грунта отсутствует или не превышает 5 см;

II тип – просадка грунтов от внешней нагрузки возникает, а просадка от собственного веса толщи грунта превышает 5 см.

4.6.4.2 Расчетным состоянием просадочных грунтов по влажности при возможности их замачивания является состояние полного водонасыщения: $S_r \geq 0{,}8$.

Просадка грунтового основания под габаритным резервуаром, уложенным на спрофилированную подушку, определяется по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{sl} h_i , \qquad (263)$$

где ε_{sl} - относительная просадочность i-го слоя грунта, определяемая опытным путем на образцах грунта при удельном давлении p_i, равным удельному вертикальному давлению в середине рассматриваемого слоя от следующих нагрузок: собственный вес резервуара с жидкостью; вес засыпки; вес толщи грунтового основания, залегающего выше рассматриваемого слоя.

Определение среднего удельного давления на основание под подошвой насыпи производится путем деления суммарного веса резервуара с водой и веса насыпи на величину площади abcd (рисунок 46). Расчет просадок по вышеприведенной формуле производится в пределах толщи основания, размеры которой определяются в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01.

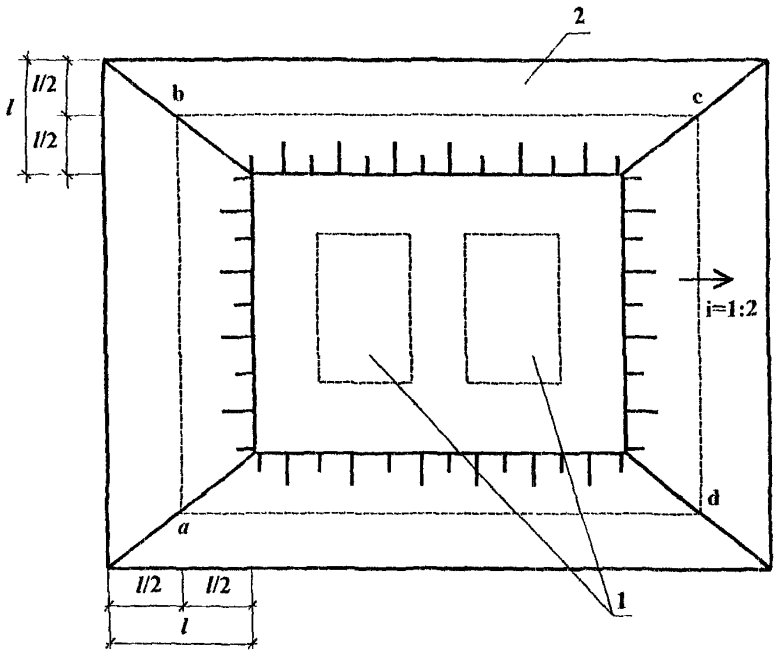
4.6.4.3 При просадке грунтового основания менее 25 см никаких дополнительных мероприятий, направленных на снижение деформаций основания допускается не проводить.

4.6.4.4 При расчетной величине просадки $25 < s_{sl} \leq 40$ см основание резервуара следует уплотнить на глубину не менее 2 метров или отсыпать грунтовую подушку под резервуаром толщиной 1,5 метра из местных лессовых грунтов с уплотнением их послойно до удельного веса $\gamma_{so} = 1{,}65 \div 1{,}7$тс/м^3.

При просадке $s_{sl} > 40$ см грунт в основании должен быть уплотнен предварительным замачиванием с уплотнением верхнего слоя на глубину 1,5 метра. Если невозможно выполнить уплотнение грунтов предварительным замачиванием, то следует произвести замену всей части просадочной толщи.

4.6.4.5 При строительстве резервуаров следует избегать возможности срезки грунтов и обнажения поверхности просадочных грунтов. В случае срез-

ки грунтов, рекомендуется поверхность грунта взрыхлить и увлажнить с последующим уплотнением.

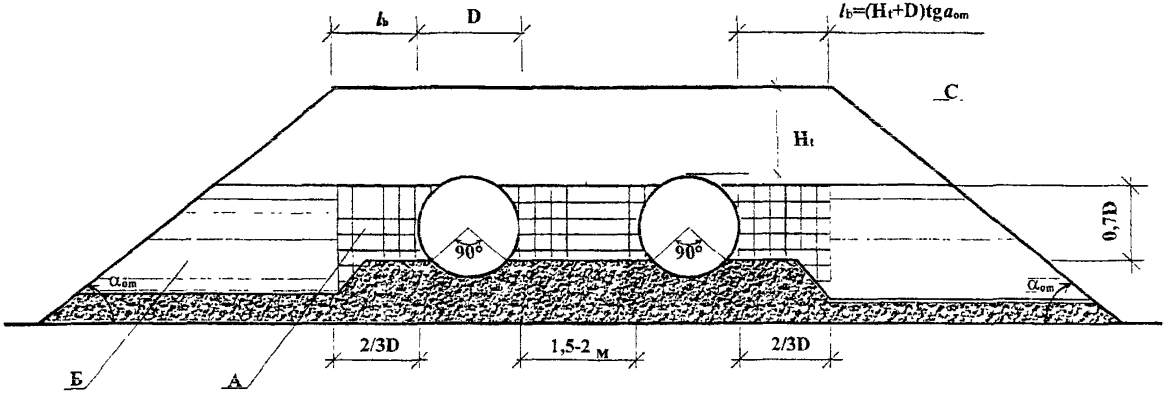


1 резервуары; 2 – грунтовая насыпь

Рисунок 46 - Схема к расчету просадки основания на просадочных грунтах

4.6.5 Указания по устройству грунтовой засыпки резервуаров

4.6.5.1 Засыпку резервуаров грунтом в зонах уплотнения (рисунок 47) следует производить слоями высотой 15÷20 см с уплотнением (коэффициент уплотнения не менее 0,9). Резервуары должны засыпаться одновременно с обеих сторон с разницей в уровнях засыпки не более 30 см. Грунтовую засыпку, расположенную со стороны днища горизонтального резервуара, следует отсыпать без послойного уплотнения. В засыпке, контактирующей с корпусом резервуара не должно быть частиц крупнее 60 мм.



А – зона контролируемого уплотнения, коэффициент уплотнения не менее 0,9;
Б – зона неконтролируемого уплотнения;
С – зона неуплотняемого грунта

Рисунок 47 - Схема зон засыпки резервуара грунтом

Для зон уплотнения рекомендуется применять следующие грунты: крупнозернистые и среднезернистые пески; супеси; песчано-гравийные смеси; легкие и средние суглинки; дресвяные; галечниковые; щебенистые. Мелкие пески не должны содержать частиц размером меньше 0,1 мм более 10 %, в том числе глинистых (меньше 0,0095 мм) более 2 %. Не допускается применять для зон уплотнения пылеватый песок; суглинки; глины; чернозем; меловые грунты.

4.6.5.2 В зимнее время для засыпки резервуаров допускаются дренирующие талые грунты. Верхняя поверхность насыпи должна иметь уклоны 1÷1,5 % в сторону откосов, при наличии вечномерзлых грунтов в основании значение этих уклонов следует увеличить до 5÷6 %.

4.6.5.3 Если в зоне уплотнения грунта А (рисунок 47) требуется засыпка с проектным модулем деформации, величина которого выше модуля деформации местного грунта, то несущая способность резервуара может быть обеспечена посредством укладки в зону А грунтоцементной смеси (таблица 17).

Таблица 17 – **Значение необходимого количества цемента (в процентах) для обеспечения требуемого модуля деформации**

Виды обработанных грунтов в зоне уплотненной засыпки	Модуль деформации грунтоцемента E_{sc} (кг/см^2) в зависимости от добавки цемента (в процентах от веса грунта) марки 400				
	6	8	10	12	15
Песчаные (крупнозернистые, среднезернистые)	600	900	1200	1400	-
Песчаные (мелкозернистые, пылеватые)	550	750	1100	1300	1400
Супесчаные	500	700	1000	1200	1300
Суглинистые	400	600	800	900	1200

4.6.5.4 В районах с сейсмичностью 9 баллов крутизна откосов насыпей должна быть не более 1:2,25. В случае, если установленный в насыпь резервуар рассчитан на действие воздушной ударной волны, крутизна откоса насыпи должна приниматься не более 1:2, при этом ширину бровки откоса насыпи l_δ (рисунок 47) следует определять по формуле

$$l_\delta = (H_t + D)tg\alpha_{от} \qquad (264)$$

5 Расчет и конструирование трубопроводов для сейсмических районов

5.1 Расчет трубопроводов на сейсмическое воздействие

5.1.1 Расчет подземных трубопроводов

5.1.1.1 Расчет трубопроводов необходимо проводить с учетом требований СНиП 2.04.12, ПБ 03-108, ВСН 2-137. Расчет трубопроводов на прочность следует выполнять по формуле

$$\sum \sigma_{pi} \le R_{wy} \gamma_c k_y, \tag{265}$$

где $\sum \sigma_{pi}$ - сумма напряжений в трубопроводе от постоянных, длительных и сейсмической нагрузок;

R_{wy} - расчетное сопротивление стыкового сварного шва;

γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,7;

k_y - коэффициент динамического упрочнения, принимаемый по таблице 14.

5.1.1.2 Смещение частиц слабых и плотных грунтов U_o от длины сейсмической волны L_0 допускается определять по графику на рисунке 48. Для районов с сейсмичностью 8 баллов следует значения U_o уменьшить в 2 раза.

Длина сейсмической волны определяется по формуле

$$L_o = c_p T_o, \tag{266}$$

где c_p - скорость сейсмической волны (приложение В);

T_o - период сейсмических колебаний грунта.

При отсутствии данных период колебаний грунта принимается 0,5 секунд.

5.1.1.3 Продольные напряжения в прямолинейных участках подземных трубопроводов от сейсмической волны определяются по формуле

$$\sigma_\ell = \pm k_l m_0 \frac{1}{2\pi} \frac{AgT_0 E}{c_p}, \tag{267}$$

где k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения трубопроводов, равный 1,0;

m_{l0} - коэффициент защемления трубопровода в грунте, который следует определять на основе материалов изысканий, при отсутствии данных допускается принимать по таблице 18;

A - коэффициент, равный 0,1; 0,2; 0,4 для 7, 8, 9 баллов;

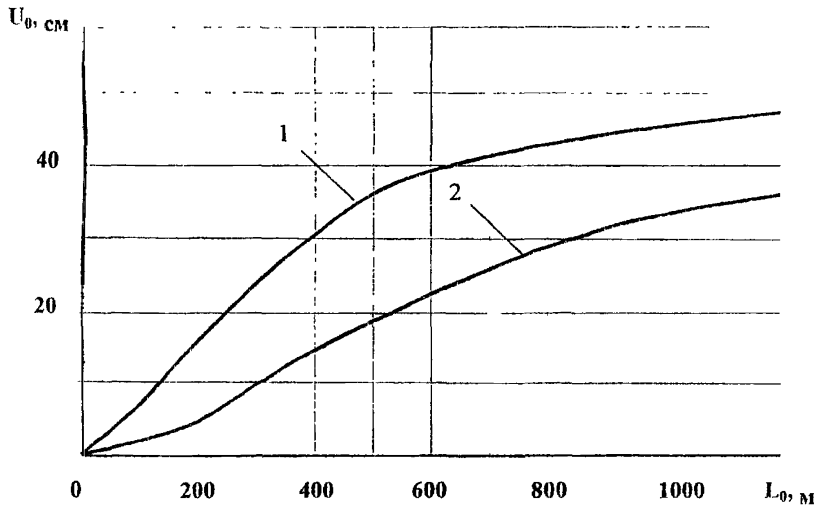
T_0, c_p - то же, что в формуле (266);

E - модуль упругости стали.

Трубопровод под действием сейсмической волны, распространяющейся вдоль продольной оси трубопровода, будет сжат или удлинится на величину

$$\Delta\ell = \frac{\sigma_\ell \ell}{E}, \qquad (268)$$

где ℓ - длина прямолинейного участка трубопровода.



1 - для рыхлых песков и мягкопластичных глин; 2 - для плотных песков и твердых глин

Рисунок 48 - Зависимость смещения частиц грунта U_0 от длины сейсмической волны L_0 при сейсмичности района 9 баллов

Таблица 18 – **Значение коэффициента защемления трубопровода в грунте в зависимости от вида грунта**

Грунты	Коэффициент защемления трубопровода в грунте, m_0
Насыпные рыхлые пески; супеси; суглинки	0,5
Песчаные маловлажные (сухие)	0,5
Песчаные средней влажности	0,45
Песчаные водонасыщенные	0,45
Супеси и суглинки	0,6
Глины влажные, пластичные	0,35
Глины плотные полутвердые и твердые	0,7
Лесовидные	0,5
Торфяной грунт	0,2
Низкотемпературные мерзлые (песчаные, глинистые)	1,0
Высокотемпературные мерзлые (песчаные, глинистые)	1,0

5.1.1.4 Расчетные напряжения от сейсмической волны в местах заделки трубопровода следует определять по формуле

$$\sigma_\ell = \pm k_1 m_0 \frac{1}{2\pi} \frac{AgT_0 E}{C_p} \frac{L_0}{\ell}, \qquad (269)$$

где L_0 - длина сейсмической волны.

Напряжения и деформация в подземном трубопроводе от перепада температур определяются по формулам

$$\sigma_{\Delta t} = E\frac{\alpha \Delta t}{2}, \ \varepsilon_{\Delta t} = \frac{\alpha \Delta t}{2}, \qquad (270)$$

где Δt – перепад температур в трубопроводе, принимаемый 50^0С;

E - модуль упругости материала трубы;

α - коэффициент, учитывающий величину деформации трубопровода от перепада температуры, принимаемый равным 0,000012.

От внутреннего избыточного давления в складском трубопроводе возникает продольное напряжение, которое следует определять по формуле

$$\sigma_p = 0{,}4\frac{pD}{h}, \qquad (271)$$

где p – внутреннее давление, принимаемое 8÷10 кг/см^2;

h - толщина стенки трубы;

D - диаметр трубопровода.

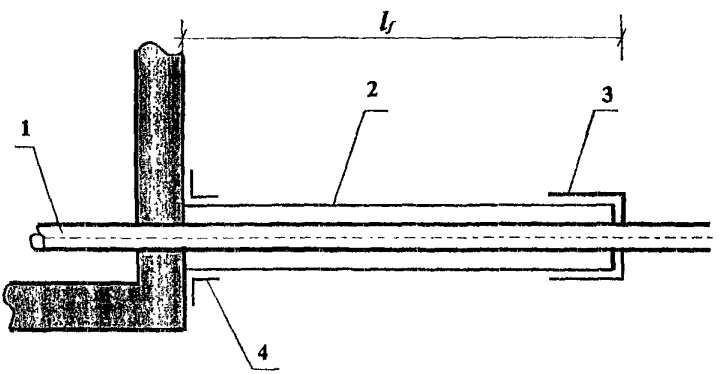
5.1.1.5 На вводах в резервуар в районах с сейсмичностью 8 баллов и выше рекомендуется пропускать трубопровод через канал или футляр-трубу как указано на рисунке 49. Длина футляра-трубы определяется по формуле

$$\ell_f = \sqrt{\frac{6Erh_p}{R_y k_y}}, \qquad (272)$$

где r - радиус продуктопровода;

h_p - разность перемещений сооружения и грунта, которую допускается принимать 4 см и 2 см соответственно для 9 и 8 баллов.

Диаметр футляра-трубы должен превышать диаметр трубопровода не менее чем на 20 и 40 см соответственно для землетрясений 8 и 9 баллов.



1 - трубопровод; 2 - футляр; 3 - изоляционный экран; 4 - изоляция

Рисунок 49 - Схема компенсационного устройства

5.1.2 Расчет надземных трубопроводов

5.1.2.1 Взаимное смещение опор надземного трубопровода вдоль его продольной оси при сейсмическом воздействии следует определять по формуле

$$\Delta\ell_s = \pm k_1 \frac{AgT_0\ell}{2\pi C_p}, \qquad (273)$$

где k_1, A, T_o, c_p - обозначения те же, что в формуле (267);

ℓ - расстояние между опорами, находящимися одновременно в зоне сжатия или растяжения грунтового массива.

5.1.2.2 В трубопроводе, находящемся между двумя неподвижными опорами, не имеющем компенсационного устройства, возникнет продольное напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_s = \pm k_1 \frac{AgT_o E}{2\pi c_p}. \qquad (274)$$

При расчете компенсатора на температурные воздействия и при расчете самокомпенсации трубопровода следует учитывать дополнительное удлинение участков трубопровода, вдоль которых распространяется сейсмическая волна. Относительная деформация этих удлинений равна $\pm (AgT_0)/(2\pi c_p)$.

5.1.2.3 Опоры надземного трубопровода рассчитываются как стойки, защемленные в грунте, с сосредоточенной массой в верхней части m_c (рисунок 50), слагаемой из масс двух примыкающих к опоре полупролетов трубопровода с продуктом; массы ригеля и половины массы надземной части опоры. Период свободных колебаний консоли определяется по формуле

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{m_c H_c^3}{3EJ}}, \qquad (275)$$

где H_c - высота стойки-консоли;

E - модуль упругости материала, из которого изготовлена стойка;

J - момент инерции поперечного сечения стойки.

Коэффициент динамичности β_c в зависимости от расчетного периода собственных колебаний опоры принимается по СНиП II-7.

Горизонтальная сейсмическая сила, действующая на опору, определяется по формуле

$$S_c = QA\beta_c k_1, \qquad (276)$$

где $Q = m_c g$ - (g - ускорение силы тяжести).

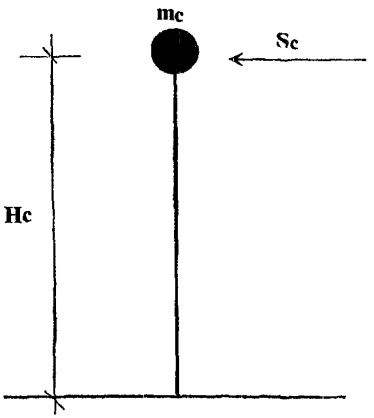


Рисунок 50 - Схема к расчету опоры (стойки) трубопровода

5.1.2.4 Перемещение трубопровода по ригелю опоры (в одну сторону) определяется по формуле

$$\Delta u = \frac{a_{ch}\beta_p - (g - a_{cv})f}{4} T_o^2, \qquad (277)$$

где a_{ch} и a_{cv} - горизонтальная и вертикальная составляющие сейсмического ускорения, принимается: $a_{ch} = 0{,}87Ag$, $a_{cv} = 0{,}5Ag$;

f - коэффициент сопротивления перемещению трубы по ригелю (при скольжении стали по стали равен 0,3);

T_o - период сейсмических колебаний грунтового основания;

β_p - коэффициент динамичности трубопровода определяется в соответствии с требованиями СНиП II-7 в зависимости от периода собственных колебаний трубопровода T_p.

Период собственных колебаний трубопровода определяется по формуле

$$T_p \approx 0{,}3D_p\left(\frac{\rho_f}{D_p}\right)^2 \sqrt{\frac{\gamma_p + 4\gamma_t \frac{t}{D_p}}{gE\frac{t}{D_p}}}, \qquad (278)$$

где D_p - наружный диаметр трубопровода;

ℓ_f - расстояние между опорами;

t - толщина стенки трубопровода;

γ_p и γ - объемный вес продукта и материала трубы;

E - модуль упругости материала трубопровода;

g - ускорение свободного падения.

5.1.2.5 При действии сейсмической силы в вертикальном направлении дополнительная вертикальная нагрузка на опору определяется по формуле

$$P_c = 1{,}5k_1 m_u a_{cv} \beta_p \ell, \tag{279}$$

где k_1 - обозначение то же, что в формуле (267);

m_u - масса единицы длины трубы, заполненной продуктом;

β_p - коэффициент динамичности определяется в зависимости от периода собственных колебаний трубопровода T_p, при этом вместо ℓ_f подставляется ℓ - расстояние между опорами вне зависимости от способа закрепления трубопровода на опоре;

a_{cv} - вертикальная составляющая ускорения грунта: $a_{cv} = 0{,}87Ag$.

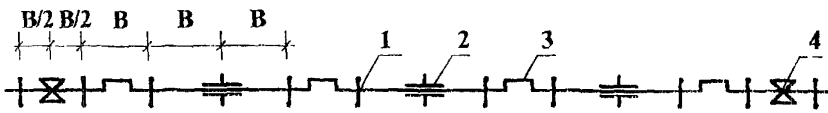
5.1.2.6 Максимальный момент в трубопроводе, возникающий над промежуточными опорами от сейсмической нагрузки, определяется по формуле

$$M_p = \frac{k_1 m_u a_{cv} \beta_p \ell^2}{12} \tag{280}$$

5.2 Конструирование трубопроводов для сейсмических районов

5.2.1 Указания по прокладке трубопроводов

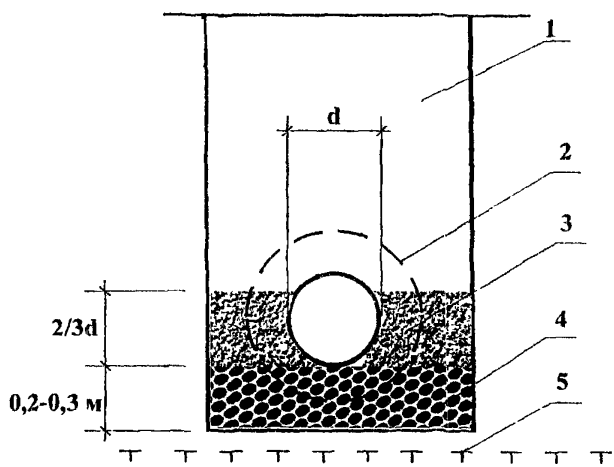
5.2.1.1 На складах горючего основным типом наземной прокладки трубопроводов является прямолинейный. На рисунке 51 представлена типовая схема линейного участка надземного трубопровода.



1 - свободная опора; 2 - продольно-подвижная (направляющая); 3 - компенсатор; 4 - неподвижная опора; B=3÷10 м (в зависимости от диаметра трубы)

Рисунок 51 - Схема расположения опор трубопровода

5.2.1.2 Подземную бесканальную прокладку трубопроводов в условиях вечномерзлых грунтов следует осуществлять в соответствии со схемой на рисунке 52. Для уменьшения высоты слоя протаивающего грунта под трубопроводом рекомендуется укладывать теплоизоляционный экран.



1 обратная засыпка с послойным уплотнением; 2 - граница возможного протаивания грунта; 3 - песок; 4 - подсыпка из гравийно-галечниковой смеси, щебня, гравия, дресвы; 5 - граница протаивания в летнее время

Рисунок 52 - Подземная прокладка низкотемпературного трубопровода

5.2.1.3 Конструирование трубопроводных линий и опор должно вестись с учетом требований ПБ 03-108, ВСН 2-137 и [2].

5.2.1.4 На просадочных грунтах для трубопроводов необходимо устройство искусственного основания. Для замены просадочного грунта рекомендует-

ся использовать пески, гравий, дресва, легкие супеси, укладываемые в талом состоянии с послойным уплотнением.

5.2.1.5 При прокладке надземных трубопроводов необходимо обеспечить возможность его вертикального перемещения. Принципиальные конструктивные схемы неподвижных опор представлены на рисунке 53. Зазор *и* между верхней плоскостью опоры и низом трубопровода в зависимости от степени пучинистости грунта и сейсмичности района следует принимать по таблице 19.

Таблица 19 - **Значение зазора между опорой и трубопроводом в зависимости от степени пучинистости грунта и сейсмичности района**

Размеры в сантиметрах

Наименование грунта по степени морозной пучинистости	Величина *и* при сейсмичности района в баллах			
	7	8	9	10
Сильнопучинистый	25	35	45	60
Среднепучинистый	15	25	30	45
Слабопучинистый	10	15	20	35

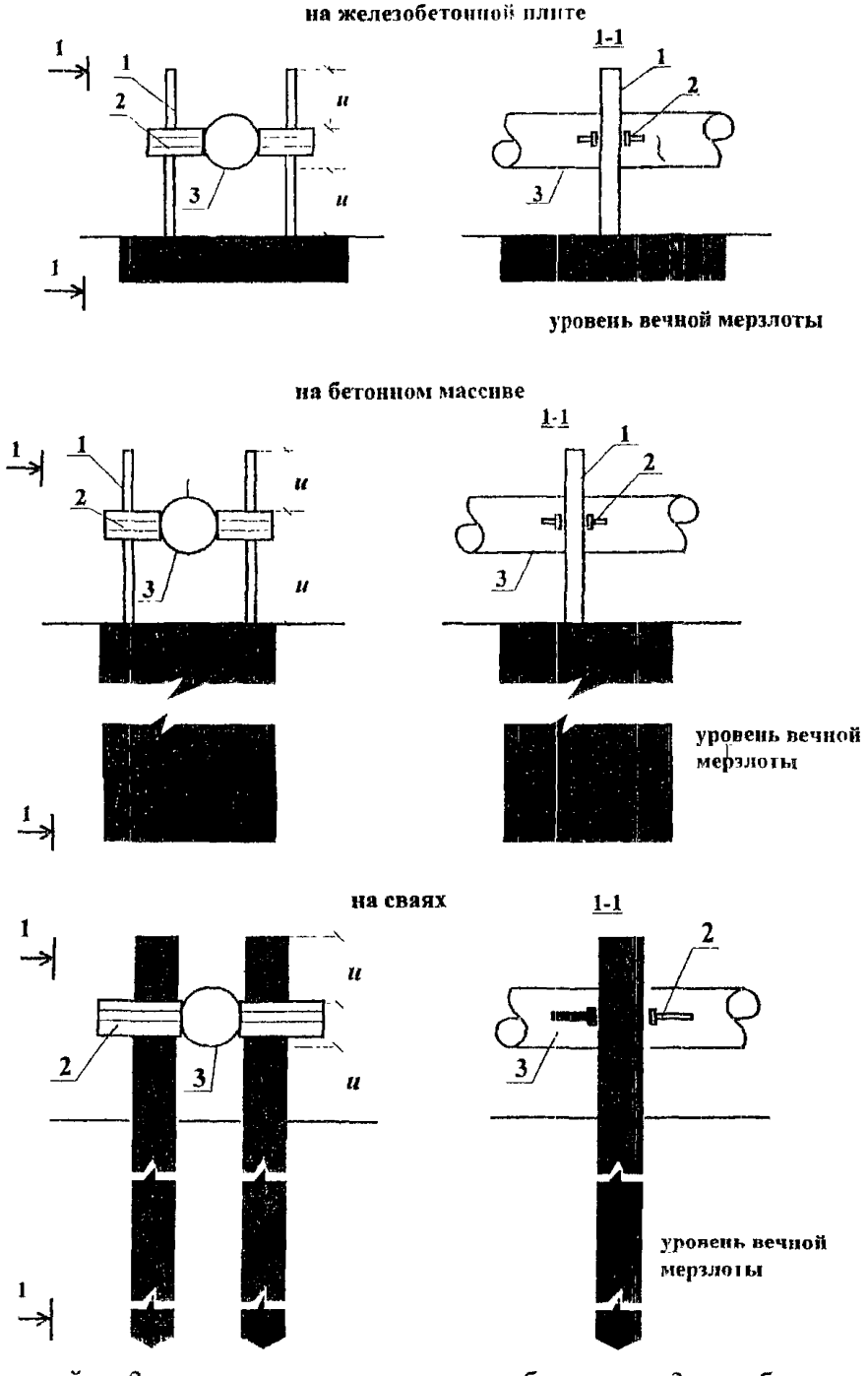
5.2.1.6 В сейсмоопасных районах рекомендуется использовать промежуточные опоры лежневого (рисунок 54) или городкового типов.

Минимальное расстояние по высоте от поверхности земли до низа трубопровода должно составлять 25÷30 см.

Лежневые опоры при наличии вечномерзлых грунтов следует применять под трубопроводами, предназначенными для транспортирования неподогреваемых жидкостей.

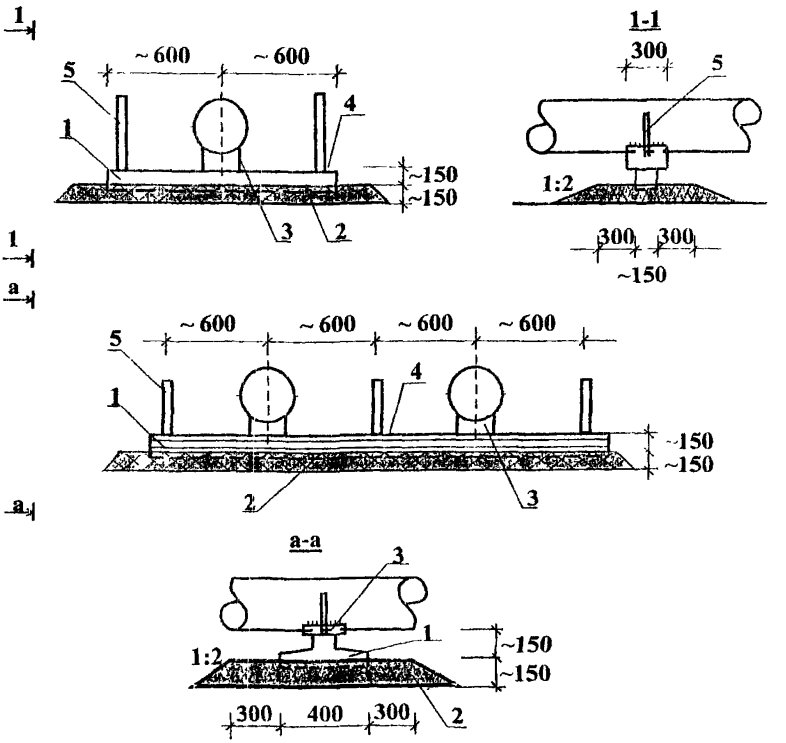
5.2.1.7 Трубопроводы рекомендуется прокладывать на стойках или сваях, заделанных в вечномерзлый грунт, в случае, если верхняя граница вечной мерзлоты близко залегает от дневной поверхности, а деятельный слой состоит из слабых грунтов.

Конструирование свайных опор должно вестись на основе указаний СНиП 2.02.03.



1 - стойки; 2 - консоли, приваренные к трубопроводу; 3 – трубопровод

Рисунок 53 - Схемы вариантов неподвижных опор



1 - железобетонная лежневая опора; 2 - призма из крупноскелетного грунта; 3 - швеллер, приваренный к трубопроводу; 4 – стальной профиль; 5 – упор

Рисунок 54 - Схема железобетонных промежуточных опор

5.2.2 Указания по конструированию трубопроводов

5.2.2.1 Монтажные сварные соединения трубопроводов, прокладываемых в сейсмических районах, должны подвергаться физическим методам контроля в соответствии с ГОСТ 14782, ГОСТ 18442, ГОСТ 18895.

5.2.2.2 Трубопроводы для резервуаров, рассчитываемых на сейсмическое воздействие и действие воздушной ударной волны, должны изготавливаться из

сталей с отношением предела текучести к временному сопротивлению не более 0,75 для углеродистой стали и 0,85 для низколегированной стали. Сварные соединения должны выполняться с применением дуговых методов сварки. Не допускается применять для сварки стальных труб ацетиленовую сварку.

5.2.2.3 Для защиты трубопроводов и металлических вертикальных и горизонтальных резервуаров от сейсмического воздействия или действия воздушной ударной волны необходимо предусматривать установку компенсаторов на вводе трубопроводов в резервуары. Компенсация деформаций подземных и надземных трубопроводов должна осуществляться за счет гнутых Z, Г и П - образных компенсаторов, сильфонных компенсаторов, за счет углов поворота.

Применять сальниковые компенсаторы не рекомендуется.

5.2.2.4 Для защиты от сейсмического воздействия или действия воздушной ударной волны стенки каземата и стенки резервуара прокладку трубопровода через стенку каземата следует выполнять в соответствии со схемой на рисунке 55.

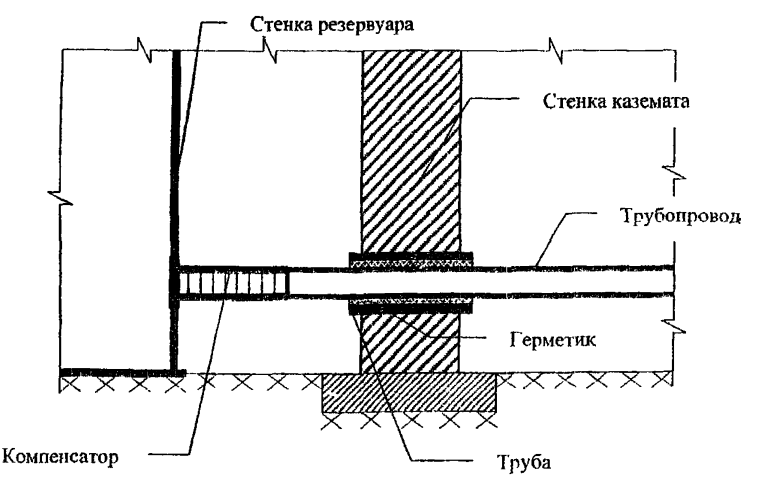


Рисунок 55 – Схема ввода трубопровода в казематный резервуар

5.2.2.5 Прокладку трубопроводов через толщу грунтовой обсыпки каземата допускается выполнять по вентилируемому полупроходному каналу.

Трубопровод рекомендуется соединять с резервуаром через компенсатор, гибкие вставки или рукава. Ближайшая к резервуару опора должна находиться на расстоянии не менее 6÷7 метров. Расстояние от конца канала до опоры в канале также должно быть не менее 6÷7 метров. Дно канала должно быть с лотком для стока воды.

5.2.2.6 При конструировании подземных, наземных и надземных трубопроводов, прокладываемых в районах с вечномерзлыми грунтами, должна предусматриваться электрохимическая защита трубопроводов.

5.2.2.7 При надземной прокладке трубопровода на сваях или стойках рекомендуется применять двустоечные (П-образные) опоры. Опоры должны заглубляться в устойчивый грунт на глубину не менее 1,0 метра ниже глубины сезонного оттаивания грунта.

5.2.2.8 Трубопроводы в сейсмоопасных районах следует укладывать в траншеи с пологими откосами, крутизна которых должна составлять 1:3, 1:4. Траншею следует засыпать крупнозернистым песком, керамзитом, торфом.

Приложение А

(справочное)

аблица функций для расчета узла сопряжения стенки с днищем вертикального цилиндрического резервуара

Таблица А.1

ξ	T(ξ)=T	U(ξ)=U	V(ξ)=V	W(ξ)=W
0	1	1	0	1
0.001	0 9990	0,9980	0 0010	1.0000
0.002	0 9980	0.9960	0.0020	1.0000
0.003	0 9970	0.9940	0.0030	1 0000
0 004	0 9960	0 9930	0.0040	1.0000
0 005	0 9950	0.9900	0.0060	1.0000
0.006	0.9940	0.9880	0.0060	1.0000
0 007	0 9930	0.9861	0.0070	0 9999
0.008	0.9920	0.9841	0.0080	0.9999
0.009	0.9910	0.9821	0.0087	0.9999
0 010	0.9900	0.9801	0.0099	0.9999
0 011	0 9890	0.9781	0 0109	0.9999
0.012	0.9880	0.9781	0.0119	0.9999
0 013	0 9870	0.9742	0.0129	0.9996
0 014	0.9680	0.9722	0.0138	0.9998
0 015	0 9850	0.9702	0.0148	0.9998
0 016	0 9840	0.9683	0.0158	0.9997
0.017	0.9830	0.9663	0.0167	0.9997
0.018	0.9820	0.9643	0.0177	0.9997
0.019	0.9810	0.9634	0.0187	0.9996
0.02	0.9800	0 9604	0.0196	0.9996
0.03	0.9700	0.9409	0 0291	0.9991
0 04	0.9600	0.9216	0.0384	0.9964
0.05	0.9601	0.9036	0.0476	0.9976
0.06	0.4401	0.8886	0.0666	0.9966
0 07	0.9302	0.8649	0.0663	0.9954
0 08	0 8302	0.8464	0.0738	0.9940
0 09	0.9103	0.8381	0 0822	0.9924
0 10	0.9003	0.8100	0 0903	0 9906
0.1 1	0.8904	0 7921	0.0983	0 9887
0 12	0.8806	0.7744	0.1062	0.9867
0.13	0 8707	0.7568	0.1138	0.9844
0.14	0 8606	0.7395	0 1213	0 9821
0.15	0 8510	0.7224	0 1286	0.9796
0 16	0 8413	0.7055	0 1358	0 9770
0 17	0.8315	0.6888	0.1427	0 9742
0.18	0 8218	0.6722	0 1495	0 9713
0 19	0 8121	0.6550	0.1562	0 9683

Продолжение таблицы А.1

ξ	T(ξ)=T	U(ξ)=U	V(ξ)=V	W(ξ)=W
0.20	0.8024	0.6398	0.1627	0.9651
0.21	0.7928	0.6238	0.1690	0.9618
0.22	0.7832	0.6080	0.1752	0 9583
0 23	0 7736	0.5924	0.1812	0 9547
0.24	0.7641	0.5771	0 1870	0.9511
0 25	0 7546	0.5619	0 1927	0 9472
0.26	0 7451	0.5469	0.1982	0.9433
0 27	0.7357	0.5321	0 2036	0 9393
0 28	0 7264	0.5175	0 2069	0.9353
0.29	0.7171	0 5030	0 2140	0.9310
0 30	0 7078	0.4888	0 2189	0.9267
0.31	0 6985	0.4748	0.2237	0.9225
0.32	0 6893	0 4609	0 2284	0.9177
0.33	0.6801	0.4472	0 2330	0 9130
0.34	0.6710	0 4337	0 2374	0.9084
0.35	0 6620	0.4204	0 2416	0.9036
0.36	0.6530	0 4072	0.2457	0.8986
0.37	0 6440	0.3943	0.2497	0 8938
0.38	0.6351	0.3815	0 2536	0 8887
0.39	0.6262	0 3688	0.2874	0.6836
0.40	0 6174	0.3564	0.2610	0.8784
0.41	0 6087	0.3441	0 2646	0.8732
0.42	0 6000	0 3320	0 2680	0 8679
0.43	0.5913	0 3201	0 2712	0.8625
0.44	0.5827	0.3084	0.2743	0 8570
0.45	0 5742	0.2968	0.2774	0.8515
0.46	0.5657	0 2353	0.2803	0.8459
0.47	0 5573	0.2742	0.2832	0 8403
0.48	0.5489	0 2632	0.2857	0 8346
0.49	0 5406	0 2522	0 2883	0.8289
0.50	0.5323	0 2414	0.2908	0 8231
0.51	0.5241	0.2307	0.2932	0.8173
0.52	0 5159	0 2204	0 2954	0.8113
0.53	0.5079	0.2103	0.2976	0.8054
0.54	0 4998	0.2002	0.2996	0.7994
0.55	0 4918	0.1902	0.3016	0 7934
0.56	0 4839	0.1805	0.3035	0 7873
0.57	0.4761	0 1709	0.3052	0 7813
0.58	0 4683	0 1615	0.3068	0 7752
0.59	0 4606	0 1522	0.3084	0.7690
0.60	0.4529	0 1430	0.3099	0 7628
0.61	0.4453	0.1340	0.3113	0 7566
0.62	0 4378	0 1252	0.3126	0.7503
0.63	0.4301	0 1166	0.3138.	0.7442
0.64	0.4230	0 1080	0.3150	0.7379

Продолжение таблицы А.1

ξ	T(ξ)=T	U(ξ)=U	V(ξ)=V	W(ξ)=W
0 65	0.4156	0 0996	0.3160	0.7315
0.66	0.4083	0.0914	0.3168	0 7252
0.67	0.4011	0.0633	0.3178	0 7189
0 68	0.3940	0.0754	0.3186	0.7126
0 69	0.3869	0.0676	0.3193	0.7062
0 70	0.3798	0.0599	0 3699	0.6997
0.71	0.3729	0 0524	0.3205	0.6933
0.72	0.3659	0.0449	0.3210	0.6869
0.73	0.3591	0.0377	0 3214	0.6806
0 74	0.3524	0.0307	0.3217	0 6741
0 75	0.3456	0.0237	0.3220	0.6676
0 76	0.3389	0.0168	0 3221	0.6611
0 77	0.3324	0 0101	0.3223	0.6547
0 78	0 3259	0.0035	0 3224	0.6483
0.79	0.3195	0.0030	0.3224	0.6418
0.80	0.3131	-0.0093	0 3223	0 6363
0.81	0.3067	-0.0156	0.3222	0.6289
0 82	0 3004	-0.0217	0.3221	0.6226
0 83	0.2943	-0.0276	0 3219	0.6160
0.84	0 2881	-0.0334	0.3215	0.6096
0.85	0.2821	-0.0391	0 3212	0 6082
0.86	0.2761	-0.0446	0.3207	0.5968
0.87	0.2702	-0 0500	0 3202	0 5904
0.88	0.2643	-0.0554	0.3197	0 5840
0 89	0 2585	-0.0606	0.3191	0.5779
0 90	0.2527	-0.0658	0.3185	0.5712
0.91	0.2470	-0.0708	0 3178	0 5648
0.92	0.2414	-0.0757	0.3171	0.5584
0.93	0 2359	-0.0805	0.3169	0 5521
0.94	0.2304	-0.0851	0.3155	0 5459
0.95	0.2250	-0.0896	0.3146	0.5396
0 96	0.2196	-0.0941	0.3107	0.5333
0.97	0.2143	-0.0984	0.3127	0.5270
0.98	0.2090	-0.1027	0.3117	0 5207
0.99	0.2038	-0.1069	0.3107	0.5145
1.00	0.1987	-0.1109	0.3096	0 5083
1 01	0 1937	-0.1147	0 8065	0 5021
1.02	0 1888	-0.1185	0.3073	0.4960
1 03	0.1839	-0.1223	0.3061	0.4899
1.04	0.1790	-0.1259	0.9049	0.4839
1 05	0 1742	-0.1294	0.3036	0.4778
1 06	0.1694	-0.1328	0 3023	0.4716
1 07	0.1647	0.1362	0 3009	0 4856
1.08	0 1601	-0 1394	0 2995	0 4596
1 09	0.1555	-0.1426	0 2961	0 4536

Продолжение таблицы А.1

ξ	T(ξ)=T	U(ξ)=U	V(ξ)=V	W(ξ)=W
1.10	0.1509	-0 1458	0.2967	0 4476
1.11	0.1464	-0.1488	0.2962	0 4416
1.12	0.1420	-0.1516	0.2936	0 4356
1.13	0 1378	-0.1543	0.2921	0.4298
1.14	0 1335	-0.1570	0.2906	0 4240
1.15	0 1293	-0 1597	0.2890	0 4183
1 16	0.1252	-0.1622	0.2874	0 4126
1 17	0.1241	-0 1647	0 2858	0 4069
1.18	0 1171	-0.1671	0.2842	0 4012
1 19	0.1131	-0 1694	0.2825	0 3955
1 20	0 1091	-0.1716	0 2807	0 3898
1 21	0 1053	-0.1737	0.2790	0 3842
1 22	0.1014	-0.1758	0.2773	0 3786
1.23	0.0977	-0.1778	0.2755	0 3731
1 24	0 0940	-0.1797	0.2737	0.3677
1.25	0 0904	-0.1815	0.2719	0 3623
1 26	0 0668	-01833	0.2701	0 3569
1.27	0.0633	-0.1849	0.2683	0 3515
1.28	0 0798	-0.1865	0.2664	0 3462
1.29	0 0763	-0.1881	0.2645	0 3408
1.30	0 0729	-0.1897	0.2626	0 3355
1 31	0 0696	-0.1911	0.2607	0.3303
1.32	0 0631	-0.1938	0.2569	0.3251
1 33	0 0631	-0.1938	0 2569	0 3199
1 34	0.0600	-0.1960	0.2550	0 3148
1 35	0.0568	-0 1962	0.2530	0 3098
1.36	0.0537	-0 1973	0.2610	0 3047
1 37	0 0507	-0.1983	0.2490	0 2997
1.38	0 0478	-0.1993	0.2470	0 2948
1 39	0.0448	-0.2003	0 2450	0 2898
1.40	0.0419	-0.2011	0.2430	0.2849
1 41	0.0991	-0 2019	0.2410	0 2801
1 42	0.0363	-0 2027	0 2390	0.2753
1.43	0 0336	-0.2033	0.2370	0 2705
1.44	0 0309	-0.2039	0.2349	0 2658
1.45	0.0283	-0.2045	0.2329	0 2611
1 46	0.0257	-0 2061	0.2308	0 2565
1 47	0.0232	-0.2056	0.2288	0 2519
1 48	0 0207	-0 2060	0 2267	0 2474
1 49	0 0183	-0 2064	0.2247	0 2429
1.50	0.0158	-0.2068	0.2226	0.2384
1 51	0.0134	-0.2071	0 2205	0 2339
1 52	0 0111	-0.2073	0.2184	0.2295
1.53	0 0068	-0.2075	0.2164	0.2252
1 54	0.0066	-0.2077	0.2143	0 2209

Окончание таблицы А.1

	T(ξ)=T	U(ξ)=U	V(ξ)=V	W(ξ)=W
1 55	0 0044	-0.2078	0.2122	0 2166
1.56	0.0022	-0 2079	0.2101	0 2123
1.57	0.0002	-0.2079	0.2081	0.2082
1.58	-0 0019	-0 2079	0.2060	0.2041
1.59	-0.0039	-0.2078	0.2039	0.2000
1.60	-0.0059	-0 2077	0 2018	0.1960
1.61	-0.0078	-0.2075	0.1997	0.1919
1.62	-0.0097	-0.2073	0 1976	0.1879
1.63	-0.0116	-0 2071	0.1956	0.1840
1 64	-0.0134	-0.2069	0.1935	0 1801
1.65	-0.0152	-0 2067	0.1915	0.1798
1.66	-0.0170	-0.2064	0.1894	0.1728
1.67	-0.0187	-0.2060	0.1873	0.1686
1 68	-0.0204	-0 2056	0.1852	0.1648
1 69	-0.0220	-0 2051	0.1832	0.1612
1 70	-0.0236	-0.2046	0.1812	0.1576
1 71	-0.0251	-0.2042	0.1791	0.1540
1 72	-0.0266	-0.2037	0.1771	0.1505
1 73	-0.0281	-0.2038	0.1751	0.1470
1 74	-0.0296	-0.2026	0.1730	0.1435
1 75	-0.0810	-0.2020	0.1780	0.1400
1 76	-0.0324	-0 2013	0.1690	0.1365
1 77	-0.0338	-0.2006	0.1670	0.1332
1 78	-0 0381	-0.2000	0.1650	0.1299
1 79	-0.0364	-0.1993	0.1630	0.1266
1 80	-0 0376	-0.1985	0.1610	0.1234
1 81	-0.0388	-0 1978	0 1590	0 1202
1 82	-0.0400	-0.1970	0.1570	0.1170
1.83	-0.0412	-0.1962	0.1550	0.1138
1.84	-0.0423	-0.1953	0.1531	0 1108
1.85	-0.0434	-0 1945	0.1512	0.1078
1.85	-0 0444	-0.1936	0.1492	0.1048
1.87	-0.0454	-0.1927	0.1473	0.1018
1.88	-0.0464	-0.1917	0 1453	0.0989
1.89	-0.0474	-0.1908	0.1434	0.0960
1 90	-0.0484	-0.1899	0.1415	0 0932
1.91	-0.0493	-0.1889	0.1396	0.0904
1.92	-0.0501	-0 1879	0.1377	0.0876
1 93	-0.0510	-0.1869	0.1359	0.0849
1 94	-0.0519	-0.1859	0.1340	0.0822

Приложение Б

(справочное)

Таблицы функций для расчета фундаментной плиты

Таблица Б.1

ξ	$u_1(\xi)$	$v_1(\xi)$	$u'_1(\xi)$	$v'_1(\xi)$	$f_1(\xi)$	$g_1(\xi)$	$f'_1(\xi)$	$g'_1(\xi)$
0 00	0 00000	0 00000	0.35355	0.35355	-∞	-∞	-∞	-∞
0 02	0.00707	0 00707	0.35361	0.35350	-22.48400	-22.52476	1126 36600	1124.77800
0.04	0.01415	0 01414	0.35376	0.35334	-11 21236	-11.28142	282.16320	280 83689
0,06	0 02122	0 02120	0.35403	0.35308	-7 44574	-7.53837	125.76660	124.67251
0 08	0 02831	0 02826	0.35440	0.35270	-5 55631	-5 66947	70 99453	70 02960
0 10	0.03540	0 03531	0.35488	0.35223	-4.41829	-4.64972	46 62225	44 75730
0 12	0 04250	0 04235	0.35561	0.35164	-3.65633	-3 80422	31 82556	31 04220
0.14	0.04962	0.04938	0 35615	0 35095	-3.10850	-3 27235	23.49644	22 78169
0 16	0 05675	0 05639	0.35694	0.35015	-2.69731	-2 87384	18.08260	17 42718
0.18	0.05390	0 06338	0.35784	0.34925	-2.37501	-2 66412	14.36467	13.76138
0.20	0.07106	0 07036	0.35884	0.34824	-2.11575	2.21646	11.70023	11.14337
0.22	0.07825	0 07731	0.35995	0 34711	-1.90341	-2.11366	9.72467	9.20963
0.24.	0.08546	0 08424	0.36116	0 34580	-1 72365	-1.94499	8 21868	7.74162
0.26	0.09270	0 09115	0.36247	0 34455	-1 57150	-1.80202	7.04348	6.60117
0 28	0 09996	0 09802	0.36389	0 34310	-1.44032	1.67936	6.10847	5.69814
0.30	0.10726	0.10487	0 36541	0 34155	-1.32597	-1 57292	5 35188	4 97113
0.32	0.11455	0 11163	0.36703	0 33983	-1 22534	-1.47963	4 73067	4 37732
0.34	0.12194	0.11846	0.36875	0.33810	-1.13605	-1.39714	4 21404	3.88639
0 36	0 12933	0 12521	0 37058	0.33622	-1.05624	-1 32364	3 77951	3 47583
0 38	0.13376	0 13191	0.37251	0.33423	0.98444	-1.25769	3 41034	3 12914
0.40	0.14423	0.13857	0.37453	0 33211	0.91947	-1.19813	3 09365	2.83381
0 42	0.15174	0.14519	0 37665	0 32988	-0.86940	-1.14406	2.84175	2 58021
0.44	0.15930	0.15177	0.37887	0.32751	-0.80643	-1.09470	2.58216	2 36087
0.46	0.16690	0 15830	0.38119	0 33509	-0.75691	-1.04943	2 37341	2 16993
0 48	0.17455	0 16477	0 38361	0.32252	-0.71133	-1.00774	2 18930	2 00269
0 50	0.18224	0.17120	0.35612	0.31984	-0.66920	-0.96919	2 02602	1 85541
0.52	0.18999	0 17756	0.38873	0.31704	-0.63017	-0.93341	1 88045	1.72504
0 54	0 19780	0.18388	0 39142	0 31412	-0.59388	-0.90009	1.75004	1 60909
0 56	0.02565	0.19013	0.39422	0.31103	-0.56008	-0.86897	1 63271	1 50551
0 58	0 21356	0 19532	0.39710	0.30792	-0.52850	-0.83980	1 52670	1 41260
0 60	0.22153	0.20344	0 40008	0.30164	-0.49894	-0.81240	1.43064	1.32894
0.62	0.22957	0 20850	0.40314	0.30124	-0 47122	-0.78660	1 34301	1 25333
0.64	0.23766	0.21449	0 40630	0.29772	-0 44517	-0 76222	1.26308	1 18477
0 66	0.24582	0.22041	0.40954	0 29408	-0.42065	-0.73916	1 18984	1 12239
0.68	0.25404	0 22626	0.41287	0.29031	-0.39754	-0.71729	1 12254	1 06547
0.70	0 26233	0 23202	0 41628	0.28641	-0.37512	-0 69651	1.06052	1 01333
0 72	0.27069	0 23771	0 41977	0.28239	-0.35509	-0 67673	1 00323	0 96557
0 74	0.27913	0.24332	0.42335	0.27823	-0.33556	-0 65786	0 95017	0.92158
0.76	0.28763	0.24884	0 42701	0.27335	-0.31706	-0 63984	0 90091	0.88100
0 78	0.29621	0 25427	0 43075	0 26954	0.29950	-0.62360	G 85503	0 84347
0.80	0 30486	0.25962	0.43456	0.26500	-0.28283	-0.60608	0.81286	0 80869
0 82	0.31359	0.26487	0 43846	0 26033	-0.26699	-0.59024	0 77245	0 77638

Продолжение таблицы Б.1

ξ	$u_1(\xi)$	$v_1(\xi)$	$u'_1(\xi)$	$v'_1(\xi)$	$f_1(\xi)$	$g_1(\xi)$	$f'_1(\xi)$	$g'_1(\xi)$
0 84	0 33240	0.27003	0.44243	0.25551	-0.25192	-0 57501	0.73511	0.74631
0.86	0.33129	0.27509	0.44647	0 25057	-0.23757	-0.56037	0.70010	0 71826
0 88	0.34026	0 28005	0.45058	0 24649	-0.22390	-0.54627	0.66722	0.69204
0.90	0.34931	0 28491	0.45476	0.24027	-0.21087	-0.53268	0 63630	0.66749
0.92	0 35845	0 28966	0.45902	0.23490	-0.19843	-0.51956	0.6071	0 64446
0.94	0 36767	0 29431	0.46333	0 22940	-0.18657	-0.50689	0.57970	0.62281
0.96	0.37698	0 29884	0 46771	0.22376	-0.17524	-0 49464	0.55374	0 60243
0 98	0.38638	0.30326	0.47216	0.21797	-0.16441	-0.48278	0.52919	0 58322
1.00	0.39587	0.30755.	0 47667	0 21204	-0.15406	-0.47130	0.50595	0.56507
1 10	0.44469	0 32720	0 50003	0.18013	-0 10866	-0.41884	0.40623	0.48758
1.20	0.49592	0 34345	0.52460	0 14438	-0.07210	-0.37323	0 32798	0.42682
1.30	0.54964	0.35593	0.55006	0.10452	-0.04255	-0 33309	0.26535	0.37769
1 40	0.60595	0.36422	0.57609	0 06041	-0.01864	-0.29742	0 21444	0.33693
1 50	0.66487	0.36787	0.60231	0.01180	0.00064	-0.26550	0.17258	0 30235
1.60	0.72649	0.36642	0 62831	-0.04151	0.01611	-0.23679	0 13785	0.27248
1.70	0.79051	0.38940	0.65365	-0.09974	0.02840	-0.21088	0.10885	0.25628
1.80	0.80709	0.34630	0 67783	-0.16307	0.03804	-0.18744	0 06453	0.22303
1.90	0.92601	0 32661	0.70031	0.23172	0.04544	-0.16620	0.06408	0.20217
2.00	0.99709	0.39978	0 72053	-0.30685	0.05006	-0.14694	0 04688	
2.10	1.07002	0.26525	0 73785	-0.38561	0.05490	-0.12947	0 03241	0.16622
2.20	1.14453	0.22246	0.75160	-0.47113	0.05752	-0.11364	0.02026	0.15059
2 30	1.22030	0 17083	0.76106	-0.56252	0.05902	-0.09931	0.01011	0.13628
2.40	1.29657	0 10976	0.76546	0.65981	0.05960	-0.08635	0.00167	0 12314
2.50	1 37310	0.03867	0.76396	-0.76303	0.05941	-0.07465	0.00530	0 11106
2 60	1.44914	-0 04304	0 75571	-0.87213	0.05858	-0.06411	-0.01100	0.09995
2 70	1.52398	-0.13595	0 73978	-0.98700	0.05724	-0.05463	-0.01560	0.08974
2 80	1 59681	-0.24063	0 71521	-1.10747	0.05549	-0.04613	-0.01925	0.08974
2.90	1.66670	-0.35762	0.68096	-1.23330	0.06342	-0.03854	-0.02207	0.07170
3 00	1 73264.	-0.48745	0.63599	-1.36414	0.05110	-0.03177	-0.02420	0.06378
3.10	1 79351	-0.63060	0.67920	-1.49956	0.04860	-0.02576	-0.02671	0.05651
3.20	1 81806	-0.78750	0 60045	-1.63903	0.04598	-0.02044	-0 02670	0.04086
3.30	1.89493	-0.95852	0.42556	-1.78187	0.04328	-0.01577	-0.02726	0.04379
3.40	1.93266	-1.14396	0.32635	-1.92733	0.04064	-0.01167	-0.02743	0.03825
3 50	1.95964	-1.34404	-0.21060	-2.07449	0.03780	-0.00810	-0.02729	0.03321
3.60	1.97418	-1 55888	-0.07709	-2.23228	0.03509	-0.00501	-0 02689	0.06865
3.70	1.97448	-1.76848.	-0 07540	-2.36949	0.03243	-0.00236	-0.02627	0.02452
3 80	1.95843	-2.03271	-0.24808	-2.81272	0.02984	-0.00009	-0.02548	0.02079
3 90	1.92410	-2.29131	-0.44215	-2.65642	0.02734	0.00182	-0.02465	0 01745
4 00	1.86925	-2.86382	-0.65875	-2.79283	0.02493	0.00341	-0 02351	0.01444
4 10	1.79156	-2.84963	-0.80896	-2.92190	0.02264	0.00472	-0.02239	0.01177
4.20	1.68863	-3.14791	-1.16383	-3 04175	0.02046	0 00577	-0 02121	0.00939
4 30	1.55795	-3 46759	-1.45427	-3.14974	0.01840	0.00660	-0.02000	0 00729
1 40	1.39690	3 77738	-1.77111	3.24334	0.01646	0.00724	-0 01877	0.00544
4.50	1.20282	4.10669	-2 11601	-3 31973	0.01464	0.00770	-0 01753	0 00382
4 60	0 97298	-4.44065	-2.48661	-3.37685	0 01295	0.00801	-0 01631	0 00241
4 70	0.70459	4.78007	-2 88591	-3.40838	0.01138	0.00819	0.01510	0.00119

Окончание таблицы Б.1

ξ	$u_1(\xi)$	$v_1(\xi)$	$u'_1(\xi)$	$v'_1(\xi)$	$f_1(\xi)$	$g_1(\xi)$	$f'_1(\xi)$	$g'_1(\xi)$
4 80	0.39486	-5.12142	-3.31333	-3.41378	0.00993	0.00825	-0.01393	0 00015
4 90	0 04100	-6.46180	-3 76861	-3.38827	0.00860	0.00822	-0.01279	-0.00074
5.00	=0.35978	-5 79731	-4 25133	-3.32780	0.00737	0 00811	-0.01169	-0 00148
5 10	-0 81016	-6.12605	-4.76071	-3.22112	0 00625	0.00793	-0.01064	-0.00209
5 20	-1.31277	-6.44208	-5.29563	-3.06475	0.00524	0.00770	-0 00064	-0 00259
5 30	-1.87009	6.74139	-5.85458	-2.89297	0.00432	0 00742	-0.00869	-0 00299
5 40	-2 48442	-7.01839	-6.43556	-2.64789	0.00350	0.00710	-0.00780	-0.00329
5.50	-3.15786	-7.26902	-7.03613	-2.34444	0.00276	0.00676	-0.00696	-0.00352
5.60	-3 89220	-7 48566	-7.65329	-1.97736	0.00211	0.00640	-0 00618	-0.00367
5.70	-4 68895	-7 66219	-8 28346	-1.54131	0.00153	0 00603	-0.00545	-0.00377
5 80	-5.54919	-7.79144	-8.92243	-1.03083	0.00102	0.00565	-0.00477	-0 00381
5 90	-6.47367	-7 86569	-9 56533	-0.44041	0.00057	0 00627	-0.00415	-0 00381
6 00	-7.46220	-7.87668	-10 20652	+0.23545	0.00018	0 00489	-0.00357	-0.00377

Таблица Б.2

ξ	$u_1^{[M]}(\xi)$	$v_1^{[M]}(\xi)$	$f_1^{[M]}(\xi)$	$g_1^{[M]}(\xi)$
0.00	0.00000	0.0000	-∞	-∞
0.02	-0 00565	0.0.00883	-93769 83676	-93796.09551
0.04	-0.01119	0.01124	-11716 33622	-11729 45423
0.06	-0.01678	0.01877	-3469 11044	-3477 84647
0.08	-0.02241	0.02238	-1462.13125	-1468.06738
0 10	-0.02803	0.02795	-747 70242	-752 92536
0 12	-0.03365	0.03352	-432.06586	-43640904
0.14	-0.03820	0.03908	-271.62614	-275 33869
0.16	-0.04494	0 04463	-181.61873	-184.85698
0.18	-0.05051	0.05016	-127.28468	-130.15289
0 20	-0 05528	0.05567	-92.57450	-95.14561
0 22	-0.06198	0.06117	-69 37909	-71 70520
0.24	-0.06770	0.06665	-53.29590	-55.41883
0 26	-0.07344	0.07210	-41.80031	-43.74980
0.28	-0.07920	0.07753	-33.36879	-38.16885
0.30	-0.08499	0.08294	-27.04684	-28.71681
0 32	-0.09061	0.08831	-22.21540	-23.77097
0.34	-0.09665	0.04367	-18.46109	-19.91520
0.36	-0.10253	0.09893	-15.50074	-16.86416
0 38	-0.10844	0.10426	-13 13584	-14.41768
0.40	-0.11438	0.10951	-11.22457	-12.43258
0.42	-0.12036	0.11472	-9.65472	-10.86957
0.44	-0.12637	0.11989	-8.37694	-9.45633
0.46	-0.13242	0.12601	-7.30704	-8 33000
0.48	-0.13852	0.13510	-6.41047	-7.38140
0.50	-0.14466	0.13514	-5.65379	-6.57656
0.52	-0.15084	0.14013	-5 01097	-5.88903
0.54	-0.15708	0.14508	-4.46157	-5 29798
0.56	-0 18333	0.14997	-3 98839	-4.78689
0 58	-0.16066	0.15481	-3.58147	-4.34254

Продолжение таблицы Б.2

ξ	$u_1^{[N]}(\xi)$	$v_1^{[N]}(\xi)$	$f_1^{[N]}(\xi)$	$g_1^{[N]}(\xi)$
0.60	-0 17603	0.15959	-3.22737	-3.95422
0.62	-0 18254	0.16432	-2.91861	-3.61327
0.64	-0 18893	0.16999	-2.64824	-3.31256
0.66	-0.19546	0.17359	-2.41057	-3.04622
0.68	-0 20605	0.17813	-2.20088	-2.80939
0.70	-0 02870	0.18260	-2.01522	-2.59801
0 72	-0.21541	0.18701	-1.85031	-2.40867
0.74	-0.22217	0.19134	-1.70338	-2.23852
0 76	-0 22900	0.19560	-1.57208	-2.08511
0.78	-0 23590	0.19979	-1.45443	-1.94638
0 80	-0.24285	0.20390	-1.34873	-1.82056
0.82	-0.24988	0.20793	-1.25353	-1.70614
0.84	-0 25697	0.21188	-1.16758	-1 60181
0.86	-0 26413	0.21574	-1.08981	-1.50644
0.88	-0.27136	0.21952	-1.01929	-1.41904
0.90	-0.27866	0.22321	-0.95520	-1 33878
0.92	-0.28603	0.22681	-0.88685	-1.26490
0.94	-0.29348	0.23031	-0.84362	-1.19675
0 96	-0.30100	0.22371	-0.79497	-1.13377
0.98	-0.30860	0.23702	-0.75043	-1.07544
1.00	-0.31627	0.24023	-0.70958	-1.02131
1.10	-0.35582	0.25465	-0.54917	-0.80142
1 20	-0.39741	0.26614	-0.44029	-0.64272
1.30	-0.44113	0 27436	-0 36381	-0.52416
1.40	-0.48705	0.27894	-0.30836	-0.43299
1.50	-0.53517	0.27950	-0.26695	-0.36114
1.60	-0.58550	0.27563	-0.23511	-0.30335
1.70	-0.63798	0.26693	-0.20994	-0.25605
1.80	-0.69253	0.25294	-0.18950	-0.21679
1 90	-0.74899	0.23321	-0.17248	-0.18381
2.00	-0.80719	0.20728	-0.15796	-0.15585
2.10	-0.86688	0.17465	-0.14533	-0.13196
2.20	-0.92777	0.13482	-0.13413	-0.11142
2.30	-0.98948	0.08730	-0.12404	-0.09368
2.40	-1 05159	0.03156	-0.11485	-0.07831
2 50	-1.11360	-0.03291	-0.10638	-0.06496
2 60	-1 17492	-0.10662	-0.09852	-0 05336
2.70	-1.23490	-0.19007	-0.09118	-0.04327
2.80	-1.29278	-0.28376	-0.08431	-0.03450
2.90	-1.34774	-0 38815	-0.07784	-0.02690
3.00	-1.39885	-0.50369	-0.07176	-0.02031
3 10	-1.44508	-0.63078	-0.06603	-0.01463
3 20	-1.48531	-0.76977	-0.06063	-0.00975
3.30	-1.51871	-0.92098	-0.05554	-0.00557
3.40	-1.54273	-1.08463	-0.05076	-0.00202

Окончание таблицы Б.2

ξ	$u_1^{[M]}(\xi)$	$v_1^{[M]}(\xi)$	$f_1^{[M]}(\xi)$	$g_1^{[M]}(\xi)$
3.50	-1 55715	-1.26088	-0.04626	-0.00097
3.60	-1.56000	-1.44979	-0 04204	0.00347
3.70	-1 54963	-1.65131	-0.03809	0.00554
3.80	-1.52427	-1.86529	-0 03441	0 00722
3.90	-1.48203	-2.09141	-0.03097	0.00856
4.00	-1 42094	-2 32923	-0.02777	0 00960
4.10	-1.33893	-2 57810	-0.02480	0 01039
4 20	-1.23382	-2 83722	-0 02205	0.01095
4.30	-1.10337	-3.10554	-0 01951	0 01131
4.40	-0.94523	-3 38181	-0.01718	0.01150
4.50	-0.75702	-3.66452	-0 01503	0.01155
4.60	-0.53630	-3.95188	-0.01307	0.01147
4.70	-0.28059	-4.24180	-0.01128	0.01129
4.80	0.01257	-4.53191	-0 00966	0.01103
4.90	0 34567	-4.81945	-0 00819	0.01069
5.00	0.72115	-5.10134	-0.00685	0.01030
5 10	1.14136	-5.37411	-0.00566	0.00987
5.20	1.60859	-5.63388	-0.00459	0.00940
5.30	2.12497	-5.87633	-0 00364	0.00891
5.40	2.69246	-6.09675	-0.00279	0.00841
5.50	3.31282	-6.28993	-0.00204	0 00789
5.60	3.98754	-6.45020	-0.00139	0.00738
5.70	4.71776	-6.57143	-0.00082	0 00686
5.80	5.50429	-6 64695	-0.00033	0 00636
5.90	6.34747	-6.66963	-0.00010	0 00587
6.00	7.24717	-6.63184	-0.00045	0.00539

Таблица Б.3

ξ	$u_1^{[Q]}(\xi)$	$v_1^{[Q]}(\xi)$	$f_1^{[Q]}(\xi)$	$g_1^{[Q]}(\xi)$
0.00				
0.10	-0.2815	+0.2789	-7566.8005	-7438.9753
0.20	-0.2849	+0 2749	-485.1408	-483 0002
0.22	-0.2859	+0.2738	-333.7254	-307.1134
0.24	-0.2871	+0.2725	-237.4680	-215.0651
0.26	-0.2884	+0.2714	-173.8577	-154 7359
0.28	-0.2898	+0.2700	-130.4262	-113.9067
0.30	-0.2911	+0.2686	-99.9274	-85.5079
0.32	-0 2928	+0.2669	-77.0820	-65.2827
0.34	-0.2944	+0 2652	-61.8525	-50.5752
0.36	-0 2961	+0.2634	-49.7709	-39.6922
0 38	-0 2980	+0.2614	-40.5689	-31 5024
0.40	-0.2999	+0 2594	-33.4538	-25.2522
0.42	-0.3020	+0.2573	-27 8391	-20 6233
0.44	-0.3040	+0.2551	-23 4534	-16 6428
0.46	-0.3062	+0.2527	-19.9037	-13 6573
0.48	-0.3086	+0.2503	-17.0263	-11.2758
0.50	-0 3109	+0 2477	-14.6719	-9.3593

Продолжение таблицы Б.3

ξ	$u_1^{[0]}(\xi)$	$v_1^{[0]}(\xi)$	$f_1^{[0]}(\xi)$	$g_1^{[0]}(\xi)$
0 52	-0.3135	+0.2450	-12.7287	-7.8050
0.54	–0.3160	+0.2422	–11.1119	–6.5351
0.56	–0.3186	+0.2394	–9.7567	–5.4908
0 58	–0.3214	+0.2363	–8.6128	–4.6366
0 60	–0.3242	+0.2332	–7.6411	–3.9074
0.62	-0.3272	+0.2300	-6.8105	-3 3068
0 64	–0.3302	+0.2266	–6.0866	–2 8001
0 66	–0.3333	+0.2231	–5.4796	–2 3731
0.68	–0.3364	+0 2195	–4.9437	–2.0111
0.70	–0.3397	+0.2158	–4.4762	–1.7016
0.72	–0.3430	+0.2120	–4.0663	–1.4399
0.74	–0.3464	+0.2080	–3.7055	–1.2144
0.76	–0.3499	+0.2039	–3.3866	–1 0207
0.78	–0.3544	+0.1997	–3.1037	–0.8537
0 80	-0.3559	+0.1954	-2.8518	-0.7094
0.82	–0.3308	+0.1909	–2.6267	–0.5845
0.84	–0.3645	+0.1863	–2.4250	–0.4761
0.86	–0.3684	+0.1816	–2.2436	–0 3818
0.88	–0.3723	+0.1767	–2.0799	–0.2997
0.90	-0.3763	+0.1717	-1 9319	-0.2282
0.92	–0.3803	+0.1666	–1.7977	–0.1657
0.94	–0.3844	+0.1613	–1.6756	–0 1111
0.96	–0.3885	+0.1559	–1.5644	–0.0633
0.98	–0.3928	+0.1504	–1.4627	–0.0315
1.00	-0.3971	+0.1447	-1.3696	+0.0151
1.10	–0.4192	+0.1142	–1 0043	+0.1398
1 20	–0.4425	+0.0799	–0 7550	+0.2022
1.30	–0.4666	+0.0418	–0.5779	+0.2307
1.40	–0.4912	- 0.0005	–0.4480	+0.2401
1.50	-0.8158	-0.0471	-0.3501	+0.2386
1.60	–0.5402	–0.0983	–0.2747	+0.2309
1.70	- 0.5639	–0.1541	–0.2156	+0.2197
1.80	–0.5864	–0.2149	–0.1687	+0.2067
1.90	–0.6071	–0.2809	–0.1309	+0.1929
2.00	-0.8256	-0.3521	-0.1004	+0 1789
2.10	–0.6411	–0.4287	–0.0755	+0.1650
2.20	–0.6531	–0.5110	–0.0551	+0.1516
2 30	–0.6607	–0.5988	–0.0384	+0.1387
2.40	–0.6634	–0.6924	–0.0247	+0.1265
2.50	-0.6602	-0.7917	-0.0135	+0.1149
2.60	–0.6502	–0.8966	–0.0044	+0.1041
2.70	–0 6327	–1.0070	+0.0030	+0.0939
2.80	–0.6067	–1.1229	+0.0090	+0.0846
2 90	–0.6710	–1.2438	+0.0137	+0.0757
3.00	-0.5247	-1.3695	+0.0173	+0.0676
3.10	–0.4668	–1.4896	+0.0202	+0.0601
3.20	–0.3961	–1.6336	+0.0221	+0.0532
3 30	–0.3114	–1.7705	+0.0239	+0.0469
3 40	- 0.3117	–1.9109	+0.0244	+0.0411

Окончание таблицы Б.3

ξ	$u_1^{\|Q\|}(\xi)$	$v_1^{\|Q\|}(\xi)$	$f_1^{\|Q\|}(\xi)$	$g_1^{\|Q\|}(\xi)$
3.50	-0.0956	-2.0507	+0.0249	+0 0358
3 60	+00380	-2.1920	+0.0251	+0.0310
3 70	+01902	-2 3324	+0 0247	+0.0266
3.80	+03622	-2.4687	+0.0243	+0.0227
3.90	+0.5555	-2.6052	+0.0236	+0.0192
4.00	+0.7708	-2.7342	+0.0228	+0.0160
4.10	+1.0093	-2.8558	+0.0219	+0 0131
4.20	+1 2721	-2.9678	+0.0208	+0.0106
4.30	+1 5600	-3 0679	+0.0197	+0.0084
4.40	+1.8737	-3.1534	+0.0186	+0.0064
4.50	+2.2141	-3 2217	+0.0174	+0.0047
4.60	+2.5814	-3.2696	+0 0163	+0.0032
4.70	+2.9761	-3.2939	+0.0151	+0.0018
4.80	+3.3982	-3.2910	+0.0110	+0.0007
4 90	+3.8475	-3.2572	+0.0129	+0.0002
5.00	+4.3237	-3.1885	+0.0118	-0 0010
5.10	+4.8256	-3.0807	+0 0108	-0.0017
5.20	+5.3525	-2.9293	+0.0098	-0.0023
5.30	+5.9027	-2.7297	+0.0088	-0.0027
5.40	+6.4741	-2 4772	+0.0079	-0.0030
5.50	+7.0643	-2.1664	+0.0071	-0.0033
5.60	+7.6703	-1 7925	+0.0063	-0.0035
5.70	+8.2885	-1.3499	+0.0056	-0.0036
5.80	+8.9147	-0.8335	+0.0049	-0 0037
5 90	+9.5440	-0.2377	+0.0043	-0.0037
6.00	+10.1707	+0 4429	+0 0037	-0.0037

Приложение В

(справочное)

Расчетные характеристики мягких грунтов

Таблица В.1

Виды грунтов	Скорость распространения продольных волн, м/с		Удельный вес γ_{so}, тс/м^3	Коэффициент Пуассона	Статический модуль деформации грунта E_{so},, кг/см^2
	упругих - a_o сейсмических - c_p	упругопластических - a_1			
Насыпной грунт рыхлый (пески, супеси, суглинки)	150	70	1,6	0,3	50
Насыпной уплотненный грунт со степенью влажности $S_r \le 0,5$	250	150	1,7	0,3	100
Гравелисто-песчаный уплотненный грунт	300	150	1,8	0,3	180
Песчаный сухой грунт	200	100	1,6	0,3	120
Песок крупный и средней крупности при степени влажности $S_r \le 0,8$	400	200	1,7	0,3	160
Супеси и суглинки	300	150	1,7	0,35	80
Песчаный водонасыщенный	350	250	1,8	0,35	100
Глина насыпная	300	150	1,8	0,4	60
Лесс, лессовидный суглинок	200	100	1,6	0,35	80
Гравий, щебень, галечник	1000	600	1,8	0,3	500
Мерзлые грунты (песчаные, глинистые, насыпные)	1100	700	2,0	0,3	2000
Грунтоцемент при 10% цемента марки 300 от веса грунта или песка	1000	500	1,9	0,25	1000

Приложение Г

(рекомендуемое)

Требуемая величина зазора между уровнем жидкости и покрытием резервуара в сейсмических районах

Таблица Г.1

Номинальный объем резервуара, тыс.м^3	Размеры резервуара		Величина зазора в сантиметрах при сейсмичности, в баллах		
	высота стенки, м	радиус, м	7	8	9
РВС-0,2	5,96	3,32	13	25	50
РВС-0,3	7,45	3,79	13	25	50
РВС-0,4	8,94	4,26	13	25	50
РВС-0,7	8,94	5,22	15	30	60
РВС-1	11,92	6,16	16	33	65
РВС-2	11,92	7,59	22	43	85
РВС-3	11,92	9,50	23	45	90
РВС-5	11,92	11,40	32	63	126
РВС-0,4 (казематный)	4,5	5,22	15	30	60
РВС-1 (казематный)	5,98	7,33	18	35	70
РВС-3 (казематный)	5,98	13,27	17	33	66

Приложение Д

(справочное)

Основные буквенные обозначения

A - расчетный коэффициент, характеризующий сейсмичность района строительства;

a_1 - скорость распространения в грунте упругопластических волн, вызванных взрывом;

a_0 - то же, упругих волн;

b - ширина расчетного сечения стенки горизонтального резервуара;

b_w - ширина расчетного сечения стенки каземата;

c_p - скорость распространения в грунте продольной сейсмической волны;

c_k - коэффициент постели (отпора) грунта в расчете горизонтального резервуара на статические нагрузки;

c_{kd} - то же, в расчете горизонтального резервуара на действие динамической нагрузки;

D - диаметр резервуара;

D_w - цилиндрическая жесткость стенки резервуара;

D_b - цилиндрическая жесткость днища резервуара;

D_s - цилиндрическая жесткость фундаментной плиты под резервуаром;

E - модуль упругости конструктивных элементов резервуара;

E_w - модуль упругости материала стенки каземата;

E_s - то же, фундаментной плиты под резервуаром;

E_{so} - модуль деформации грунта;

$E_{so,d}$ - модуль деформации грунта при динамическом нагружении;

g - ускорение силы тяжести;

G_2 - коэффициент, учитывающий влияние отпора грунта на величину

поперечных изгибающих моментов;

H_t - кратчайшее расстояние от поверхности грунта до верхней образующей цилиндрической стенки резервуара;

h_r - высота стенки вертикального резервуара;

h - высота налива жидкости в резервуар;

h_s - толщина фундаментной плиты под резервуаром;

h_w - толщина стенки каземата;

J_w - момент инерции сечения стенки каземата;

J_L - показатель сти глинистого грунта;

k_w - условный коэффициент постели стенки вертикального резервуара;

k_d - коэффициент динамичности;

k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкций резервуара;

k_f - высота катета сварного шва;

k_{ref} - коэффициент отражения;

L_0 - длина сейсмической волны;

M - изгибающий момент в стенке каземата или резервуара;

M_r - изгибающий момент в кольце жесткости горизонтального резервуара;

m_w - коэффициент деформации стенки вертикального резервуара;

m_b - коэффициент деформации днища вертикального резервуара;

N - нормальное усилие в стенке каземата или резервуара;

N_r - нормальное усилие в кольце жесткости горизонтального резервуара;

N_{AB}, N_{BC}, N_{AC} - нормальные усилия в стержнях треугольной диафрагмы кольца жесткости при наземной установке горизонтального резервуара на отдельных опорах;

N_{ir} - нормальные усилия в стержнях треугольной диафрагмы кольца жесткости при установке горизонтального резервуара в грунт;

p - избыточное давление в паровоздушном пространстве;

p_{va} - величина вакуума;

p_{fh} - расчетная удельная нормальная сила пучения;

P_{max} - максимальное давление на верхнюю образующую стенки горизонтального резервуара, установленного в грунт, вызванное проходящей воздушной ударной волной;

P_{min} - то же, на боковую образующую стенки;

ΔP_{ϕ} - давление на фронте ударной волны;

q_0 - интенсивность гидростатического давления хранимого продукта на днище резервуара;

q_1 - равномерно распределенная погонная нагрузка со стороны стенки на днище;

R_{af} - расчетная удельная касательная сила сдвига мерзлого грунта на поверхность смерзания;

R_{wf} - расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;

R_y - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{wy} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;

R_u - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

r - радиус резервуара;

T - период колебаний;

t_i - толщина стенки резервуара;

t_b - толщина днища резервуара;

X_h - равнодействующая суммарного расчетного гидродинамического

давления на стенку резервуара;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

γ_c - коэффициент условий работы;

γ_p - удельный вес жидкого продукта;

γ_{so} - удельный вес грунта;

λ - коэффициент бокового давления грунта;

φ_0 - угол внутреннего трения;

μ_{so} - коэффициент Пуассона для грунта;

σ_1 - осевое (меридиональное) напряжение в стенке резервуара;

σ_2 - кольцевое напряжение в стенке резервуара.

Приложение Е

(справочное)

Библиография

1. Рекомендации по расчету стальных вертикальных цилиндрических резервуаров на сейсмические воздействия. – Кишинев: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1994.
2. Пособие по расчету и конструированию вертикальных и горизонтальных резервуаров и трубопроводов для строительства в обычных и сложных инженерно-геологических условиях. Основные положения по обследованию и ремонту резервуаров. – М.: 26 ЦНИИ МО РФ, 1998.
3. Руководство по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах. М.: Стройиздат, 1979.
4. Руководство по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах. М.: Стройиздат, 1980.

gost.e-ecolog.ru

Подписано к печати 21.04.2003 г. Объем 10,5 п.л.
Формат 60x84/16 Заказ № 7/03