

**В.А. Яров, О.Г. Медведева**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
РЕЗЕРВУАРОВ**

*Рекомендовано Министерством общего и профессионального образования Российской Федерации в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений*

**Издательство Ассоциации  
строительных вузов**

**Москва 1997**

## ПРЕДИСЛОВИЕ

ББК 38.53  
УДК 624.012.45

**Р е ц е н з е н т ы :** институт "Красноярскгражданпроект" (директор института В.А. Денисенко); В.А. Ингатьев, доктор техн. наук, профессор, заслуженный деятель науки и техники РФ (Волгоградская государственная архитектурно-строительная академия)

**Проектирование железобетонных резервуаров:** Учебное пособие /В.А. Яров, О.П. Медведева – М.: изд-во АСВ, 1997.— 160 стр. с илл.

ISBN 5-87829-044-8

В соответствии с действующими нормами изложены основные положения проектирования железобетонных резервуаров. Описаны наиболее распространенные в практике отечественного строительства конструктивные решения емкостных сооружений. Изложены вопросы проектирования основных несущих элементов железобетонных цилиндрических и прямоугольных резервуаров. Приведены примеры расчета. Показана целесообразность применения современных методов расчета железобетонных элементов с использованием ЭВМ. Пособие адресовано студентам строительной специальности 290800 - "Водоснабжение и водоотведение" и может быть использовано студентами других специальностей при выполнении курсовых и дипломных проектов, а также инженерами проектных и строительных организаций.

Пособие может быть полезно и для студентов других строительных специальностей при выполнении курсовых и дипломных проектов.

В пособии приведены примеры проектирования несущих конструкций железобетонных цилиндрических и прямоугольных сооружений. Особое внимание уделено статическим расчетам резервуаров с применением современных программных средств и электронно-вычислительной техники. Вопросы проектирования инженерных сооружений водоснабжения и канализации изложены в пособии с учетом знаний, полученных студентами при изучении общетехнических и специальных дисциплин (строительные материалы, сопротивление материалов, строительная механика и др.). Пособие состоит из трех глав, приложений и библиографического списка.

В первой главе описаны наиболее распространенные в практике отечественного строительства конструктивные решения железобетонных емкостных сооружений и изложены общие принципы проектирования резервуаров.

Во второй главе даны методы расчета и конструирования цилиндрических монолитных резервуаров.

Третья глава посвящена расчету и конструированию прямоугольных резервуаров из сборного железобетона.

В приложениях приведены нормативные материалы, необходимые для расчетов и конструирования железобетонных конструкций.

**Я 3301000000 - 005  
009(03) - 97** – без объявл.

© Яров В.А., Медведева О.П., 1997  
© Издательство АСВ, 1997  
© КрасГАСА, 1997

ISBN 5-87829-044-8

## ВВЕДЕНИЕ

Возросший объем промышленного и гражданского строительства в послевоенные (1945–1960) годы потребовал резкого увеличения количества очистных сооружений и объектов водоснабжения. В этот период в нашей стране получили широкое распространение индустриальные методы проектирования и строительства емкостных сооружений из сборных железобетонных конструкций по разработанным типовым проектам.

Наибольшее применение в отечественной практике проектирования получили железобетонные сооружения для систем водоснабжения (резервуары для хранения воды и пожарного водоснабжения) и канализации (отстойники, фильтры, осветители, аэротенки, пескополочки, смесители и др.).

В процессе проектирования таких сооружений особое внимание уделяется выбору конструктивных форм, геометрических параметров, основных строительных материалов, технологии изготовления и возведения конструкций.

Дальнейшее увеличение объемов строительства специальных инженерных сооружений ставит перед инженерами-проектировщиками новые задачи, которые должны решаться с использованием достижений научно-технического прогресса.

Так в настоящее время в качестве материалов для возведения емкостных сооружений начали применять армоматериал и стальфибробетон. Опалубка для изготовления резервуаров из армоматента не требуется. Изготовление таких сооружений осуществляется сваркой арматурного каркаса заданной формы, натяжением на него тканевых сеток и нанесением мелкозернистого бетона. По сравнению с железобетонными армоцементные резервуары значительно легче и на их возведение требуется в 5–6 раз меньше бетона.

Впервые в практике отечественного строительства емкостных сооружений стальфибробетон был применен в Санкт-Петербурге при изготовлении монолитного днища резервуара для хранения технической воды. Использование стальфибробетона в днищах резервуаров позволяет более чем на 30% снизить трудозатраты на строительство и сократить сроки возведения сооружений.

Для повышения водонепроницаемости резервуаров применяется предварительное напряжение несущих конструкций и напрягающий цемент. Использование для заделки стыков напряг

гающего цемента позволяет полностью отказаться от навивки высокопрочной арматуры на круглые полнособорные сооружения диаметром от 6 до 30 м. Стыки стеновых панелей, стеновых панелей с плитами дниши и плит днища в этом случае выполняются соединением арматуры с помощью пеглевых выпусков, целиком исключающих сварку.

Стремление к уменьшению веса конструкций и повышению их качества привело к необходимости широкого использования в процессе проектирования современных методов расчета, которые наиболее полно учитывают условия работы конструкций и физические свойства материалов.

## 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

### 1.1. КЛАССИФИКАЦИЯ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

В комплекс сооружений водоснабжения входят регулирующие и запасные емкости – резервуары различных типов для хранения и аккумулирования воды. Резервуары в зависимости от расположения могут быть напорными (активными) и безнапорными (пассивными), т.е. такими, из которых вода может поступать в систему лишь путем перекачки ее насосами.

Резервуары подразделяются по назначению, вертикальной привязке, конструктивным особенностям и форме.

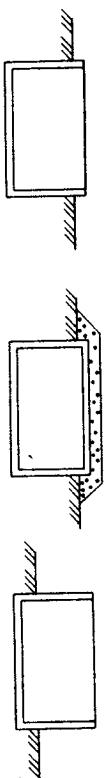
По назначению емкостные сооружения делятся на резервуары для хранения воды и резервуары для нефти и нефтепродуктов. В зависимости от этого они должны отвечать соответствующим требованиям по их нормальной эксплуатации.

По вертикальной привязке резервуары проектируют подземными, полузаглубленными и наземными (рис. 1.1).

По конструктивным особенностям они могут выполняться из сборного, монолитного и сборно-монолитного железобетона. При строительстве резервуаров применяются как обычный, так и предварительно напряженный железобетон.

Форма резервуаров и габаритные размеры определяются технологическими и технико-экономическими расчетами. Железобетонные резервуары проектируют в основном цилиндрической или прямоугольной формы. Резервуары более сложного очертания (сферические, торовые, линзообразного сечения и др.) проектируют только в особых случаях.

а б в



**Рис. 1.1. Типы резервуаров по вертикальной привязке:**

а - заглубленные открытые (отстойники, смесители, илоуплотнители, песководки, нефтеголовушки); б - заглубленные закрытые (резервуары для воды, приемные камеры теплой и охлажденной воды, горизонтальные отстойники); в - наземные открытые (фильтры, биофильтры, усреднители, контактные осветлители)

Наиболее рациональные формы емкостных сооружений с несколькими вариантами конструктивных решений покрытий, стен и днища приведены на рис. 1.2 и 1.3. Форма резервуаров в плане принимается прямоугольной, круглой или овальной (рис. 1.2 а).

В зависимости от назначения резервуары проектируют с покрытием или без него. Покрытия могут выполняться с применением пространственных, плоских и комбинированных конструкций (рис. 1.3 а). Пространственные монолитные железобетонные покрытия наиболее экономичные по затрате материалов, но трудоемкие в изготовлении.

Стены резервуаров могут выполнятся вертикальными, наклонными или в виде оболочек (рис. 1.2 б).

Днища проектируются в большинстве случаев плоскими. Если требуется снизить давление на стены резервуаров, днища выполняют сферической, конической или призматической формы (рис. 1.3 б).

Одним из важных элементов в проектировании емкостных сооружений является разработка конструкций узловых соединений несущих элементов. Принятые конструктивные решения узлов сопряжения стен с покрытием и днищем должны учитывать назначение сооружений и обеспечить их надежное функционирование в реальных условиях эксплуатации.

Варианты конструктивных решений узлов железобетонных резервуаров приведены на рис. 1.4, 1.5. Решение об устройстве жестких или податливых стыков стен резервуаров принимается не только по статическим, но и по эксплуатационно-технологическим соображениям.

а

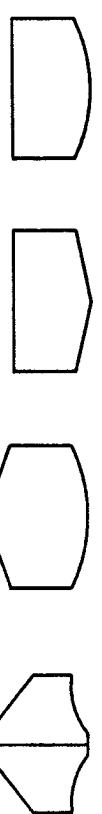


б

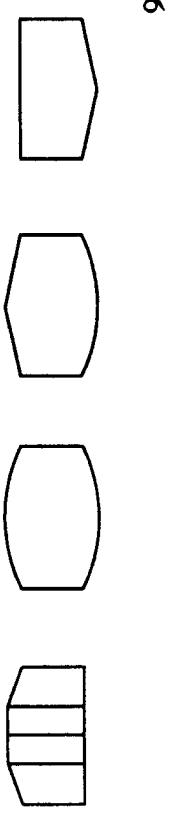


**Рис. 1.2. Конструктивные формы резервуаров:**  
а - формы резервуаров в плане; б - варианты стен

а



б



**Рис. 1.3. Конструктивные формы резервуаров:**  
а - варианты покрытий; б - варианты днища

Стыки стен с покрытием и днищем чаще проектируют шарирно-подвижными с использованием эластичных прокладок (резиновых, неопреновых и др.). Обеспечивая свободу радиальных деформаций стен резервуара, такая конструкция стыков позволяет осуществлять плотное обжатие стен по всей высоте, включая зоны, прилегающие к опорным элементам.

В отечественной практике строительства большая часть инженерных сооружений выполняется с использованием типовых железобетонных конструкций и изделий массового заводского изготовления.

Типизация сооружений водопровода и канализации была начата раньше других инженерных сооружений, так как емкостные сооружения хорошо поддаются унификации. Типовые железобетонные резервуары для воды емкостью от 50 до 1250 м<sup>3</sup> были разработаны еще в 1931 году.

В 1968 году институтом Соколоводканалпроект с участием ЦНИИпромзданий и НИИЖБ разработана серия 3.900-2 "Унифицированные сборные железобетонные конструкции водопроводных и канализационных емкостных сооружений", а в 1978 году - серия рабочих чертежей 3.900-3, в которой учтен опыт применения унифицированных конструктивных решений в практике проектирования и строительства типовых сооружений. Осуществленная унификация и типизация резервуаров существенно повысила эффективность их проектирования и возведения.

Унификация основных параметров габаритных схем позволила создать ограниченную номенклатуру сборных конструкций емкостных сооружений. Размеры прямоугольных и круглых в плане резервуаров приняты кратными 3 м, а по высоте - 0,6 м. При длине стороны и диаметре сооружений менее 9 м допускается принимать данные размеры кратными 1 м для круглых и 1,5 м для прямоугольных резервуаров.

Стеновые панели и фундаменты под колонны типовых резервуаров принимаются по номенклатуре унифицированных сборных железобетонных изделий водопроводно-канализационных сооружений.

Для стен и днищ резервуаров применяют бетон классов В15...В35, марок по водонепроницаемости W4...W10 и по морозостойкости F100...F200. Для армирования резервуаров используют ненапрягаемую арматуру классов А-I, А-II, А-III, Бр-I и предварительно напряженную - классов Бр-II, А-IV и выше.

Объемы цилиндрических резервуаров для хранения воды также унифицированы и принимаются равными от 100 до 6000 м<sup>3</sup>

Рис. 1.4. Узлы сопряжения стен с пространственными конструкциями покрытий железобетонных резервуаров:

а - конструктивные решения; б - расчетные схемы

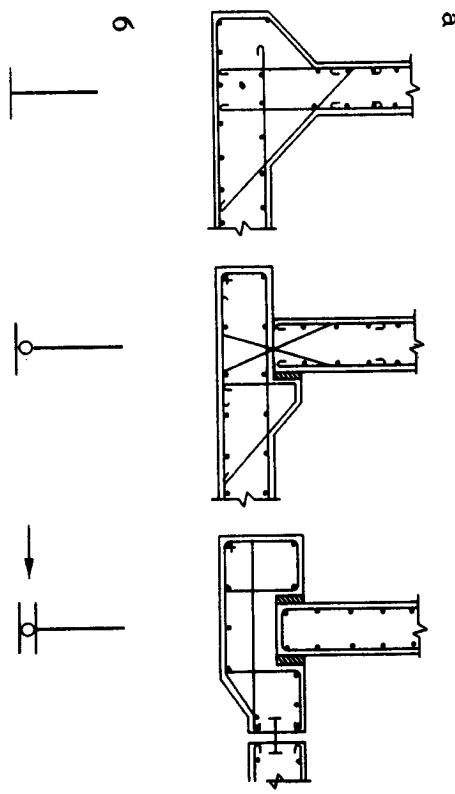


Рис. 1.5. Узлы железобетонных резервуаров (соединение стен с днищем):

а - конструктивные решения, б - расчетные схемы

(табл. 1.1). При больших объемах предпочтение отдается прямоугольным в плане резервуарам (табл. 1.2.).

Таблица 1.1

**Унифицированные параметры цилиндрических резервуаров для воды**

Параметр	Объем резервуара, м <sup>3</sup>								
	100	150	250	500	1000	2000	3000	6000	
Диаметр, м	6,5	8	10	12	18	24	30	42	
Высота, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	

Таблица 1.2

**Унифицированные параметры прямоугольных резервуаров для воды**

Параметр	Объем резервуара, м <sup>3</sup>								
	100	250	500	1000	2000	3000	6000	10000	20000
Размеры в плане, м	6×6	6×12	12×12	12×18	18×24	24×30	36×36	48×48	66×66
Высота, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

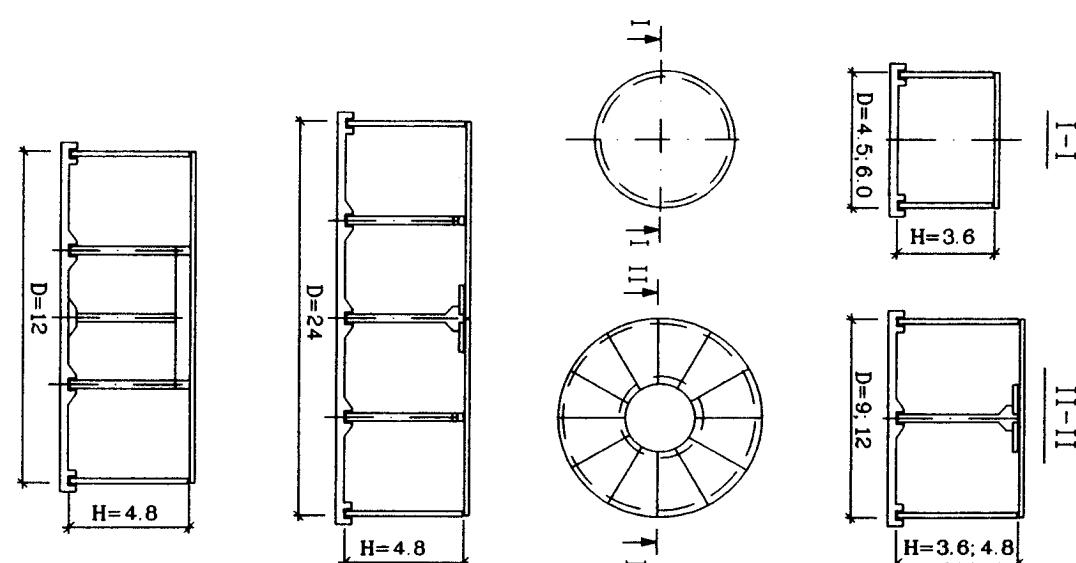
При проектировании железобетонных резервуаров, используемых для хранения питьевой воды, необходимо предусматривать следующие мероприятия:

- вентиляцию через специальные фильтры;
- гидроизоляцию покрытия, стен и днища резервуаров;
- обработку всех внутренних поверхностей сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций до получения гладкой поверхности без раковин и пор. Для сборных элементов эта обработка должна осуществляться в заводских условиях;
- омоноличивание всех стыков сборных конструкций бетоном на расширяющемся цементе для повышения водонепроницаемости и герметичности резервуаров.

Конструктивные схемы и габаритные размеры типовых отечественных цилиндрических резервуаров для воды диаметром 4,5÷24 м изображены на рис. 1.6.

Очистные сооружения в системах водоснабжения: фильтры, отстойники, осветители, аэротенки, флотаторы и др. - проектируются цилиндрической или призматической формы.

Рис. 1.6. Конструктивные схемы типовых цилиндрических резервуаров для воды



Типовые конструктивные схемы флотаторов (рис. 1.7 а) ре-  
шены в виде открытых, заглубленных в грунт цилиндрических  
емкостей, днища которых выполнены из монолитного железобе-  
тона, а стены - из сборных железобетонных панелей.

Отстойники и осветлители (рис. 1.7 б, в) проектируются ци-  
линдрической формы с коническими днищами. Днища выполня-  
ются из монолитного железобетона, стены - из сборных элементов.

Унифицированные конструктивные схемы призматических  
очистных сооружений приведены на рис. 1.8. Стены, перегородки  
и лотки таких сооружений проектируют из сборных железобетон-  
ных конструкций по серии 3.900-3 (вып. 3; 6; 8), днища - из мо-  
нолитного железобетона.

При выборе мест для строительства емкостных сооружений  
предпочтение следует отдавать площадкам с однородными, не-  
просадочными, непучинистыми грунтами с расчетным уровнем  
грутовых вод не менее двух метров ниже отметки днища. На  
площадках сейсмичностью выше 9 баллов возведение резервуа-  
ров не допускается.

## 1.2. Конструкции цилиндрических резервуаров

Цилиндрические резервуары проектируются из монолитного  
и сборного железобетона. При малой емкости и единичном ис-  
полнении целесообразно возводить резервуары из монолитного  
железобетона. При массовом строительстве экономичнее строить  
сборные резервуары.

Покрытия круглых в плане резервуаров могут быть про-  
странственные, плоские или комбинированные. Оболочки из мо-  
нолитного железобетона наиболее экономичны для конструкций  
покрытий резервуаров, но при их возведении требуется сложная  
опалубка.

Чаше всего монолитные цилиндрические резервуары проек-  
тируют с плоскими безбалочными перекрытиями, колоннами с  
калибрами, гладкими стенами и плоским днищем (рис. 1.9). Без-  
балочные перекрытия имеют малую конструктивную высоту и  
гладкую поверхность, которая обеспечивает хорошую вентиляцию  
пространства над уровнем содержащейся жидкости.

Покрытие сборных цилиндрических резервуаров выполняет-  
ся из плоских или ребристых трапециевидных плит, которые  
укладываются по кольцевым балкам, опирающимся на колонны  
(рис. 1.10). Колонны устанавливаются в стаканы сборных фунда-  
ментов, монтируемых на днище резервуаров или предусмотренных  
в конструкциях монолитного днища.

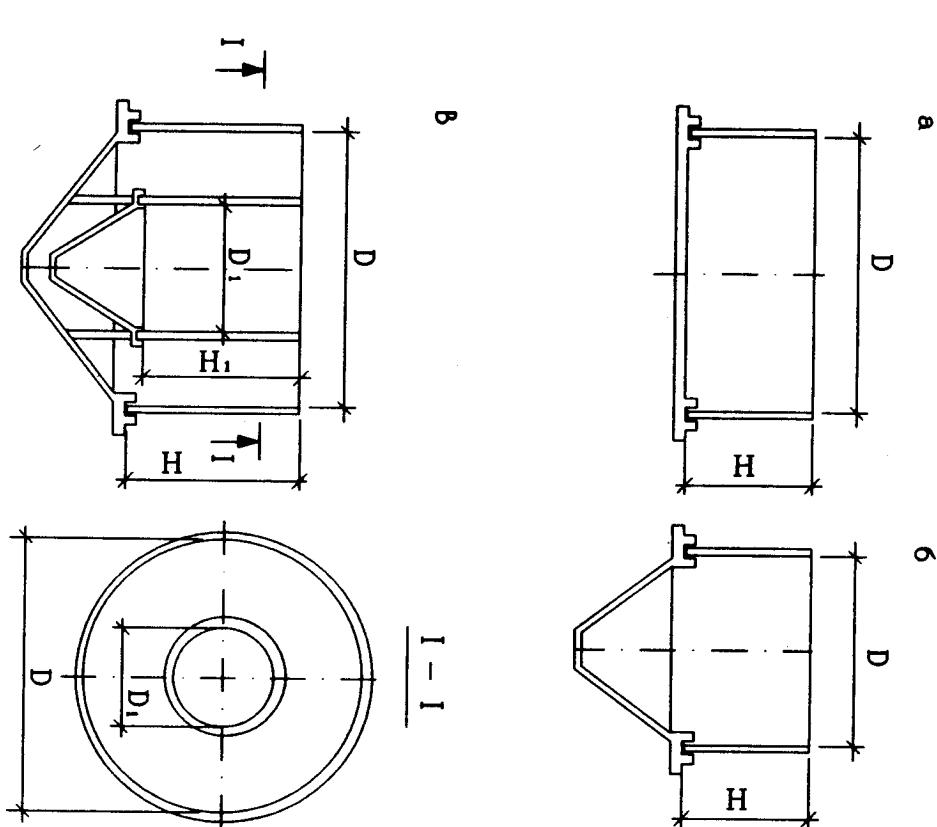


Рис. 1.7. Конструктивные схемы цилиндрических очистных сооружений:  
а - флотаторы; б - двухъярусные отстойники;  
в - осветлители-перегнавители

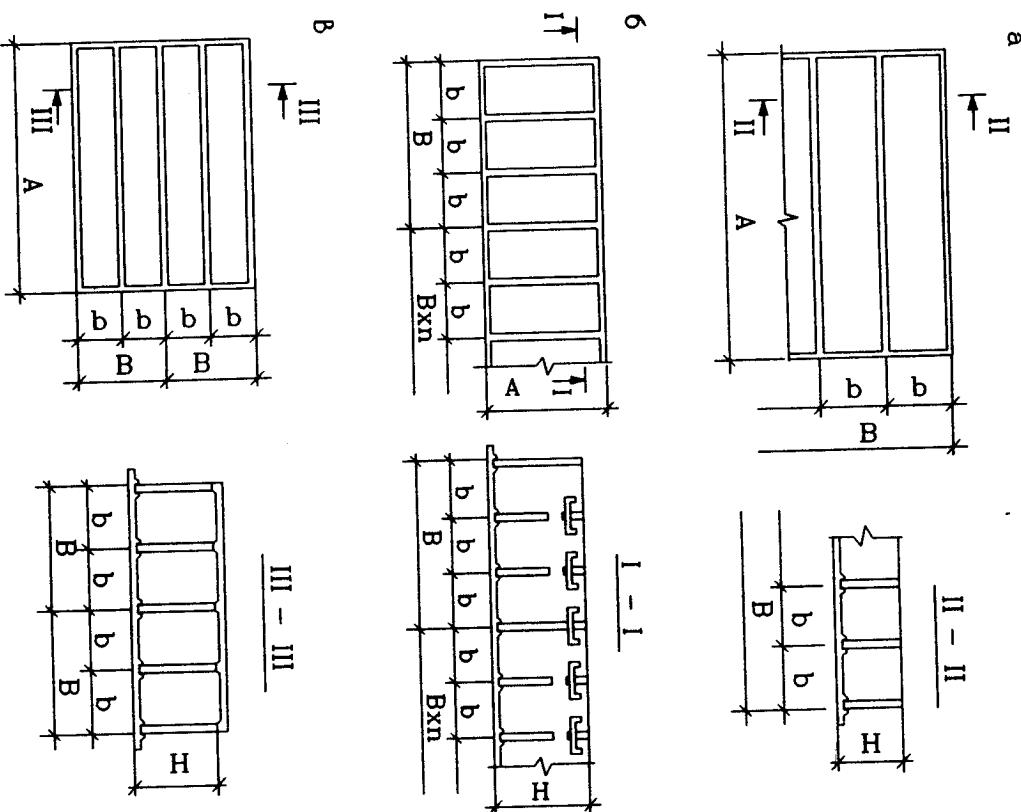


Рис. 1.8. Конструктивные схемы призматических очистных сооружений:  
а - песколовки, нефтеотделители; б - освистители; в - отстойники

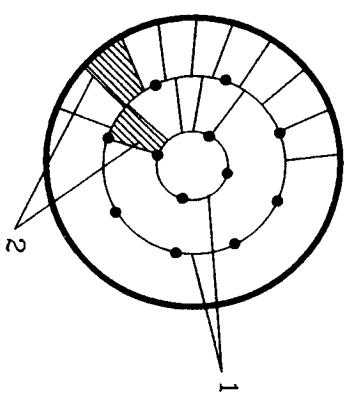
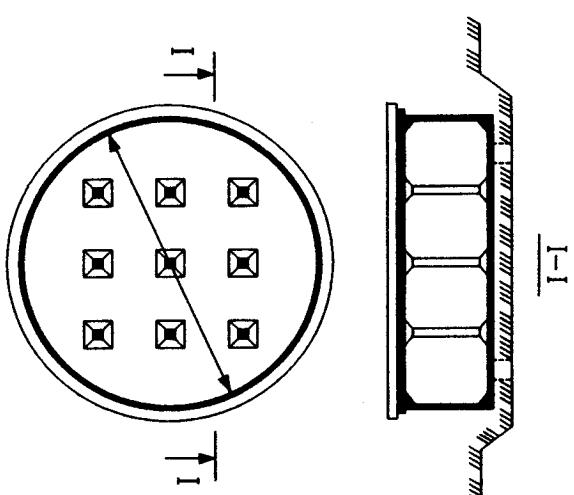


Рис. 1.10. Схема сборного покрытия цилиндрического резервуара:  
1 - кольцевые балки; 2 - трапециевидные плиты с ребрами по периметру

Рис. 1.9. Монолитный цилиндрический резервуар с безбалочным покрытием



Стены цилиндрических резервуаров проектируются из сборных панелей длиной, равной высоте резервуара, и шириной 1,57 или 3,14 м. При такой ширине по периметру резервуаров размещается целое число рядовых плит и не требуются доборные элементы. В открытых и закрытых цилиндрических резервуарах разбивочные оси совмещаются с внутренними гранями стен. Стенные панели при монтаже устанавливаются в паз между двумя кольцевыми ребрами по периметру днища резервуара. Сопряжение стенных панелей с днищем может проектироваться жестким (рис. 1.11 а), исключающим радиальное перемещение стеки и ее поворот, или подвижным, допускающим эти перемещения (рис. 1.11 б). Для обеспечения свободного перемещения стеки при ее обжатии, паз замоноличивается после натяжения кольцевой арматуры. В качестве напрягаемой арматуры применяется высокопрочная проволока, канаты и стержни. Кольцевую арматуру после натяжения покрывают несколькими слоями торкет-бетона общей толщиной 25-30 мм.

При проектировании цилиндрических резервуаров диаметром до 9 м внутренняя и внешняя поверхность панелей принимается криволинейной. При диаметре более 9 м стенные панели проектируются с криволинейной внешней поверхностью и плоской внутренней.

Сортамент и технические характеристики типовых стенных панелей цилиндрических железобетонных резервуаров приведены в прил. 1. Маркируются панели стен цилиндрических резервуаров следующим образом: буквенный индекс ПСЦ обозначает - панели стеновые цилиндрические, первый цифровой индекс характеризует радиус кривизны: ПСЦ1, ПСЦ2, ПСЦ3 - панели с радиусом кривизны соответственно 3; 7,5 и 15 м. Последующие цифровые индексы обозначают высоту панели в дециметрах и тип нагрузки. В резервуарах небольшой емкости трещиностойкость стен может быть обеспечена без предварительного обжатия. Стены сооружений диаметром более 9 м, как правило, проектируют предварительно обжатыми. Предварительное обжатие выполняется навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки класса Вр-II либо установкой колец из стержневой арматуры классов А-V или Ат-Vc с последующим нагружением их электротермическим способом (применение стержневой арматуры допускается при диаметре сооружений не более 30 м). Предварительное обжатие стен выполняется после замоноличивания вертикальных стыков панелей.

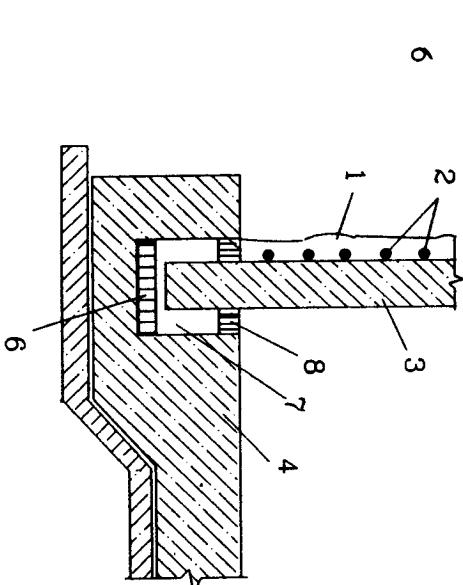
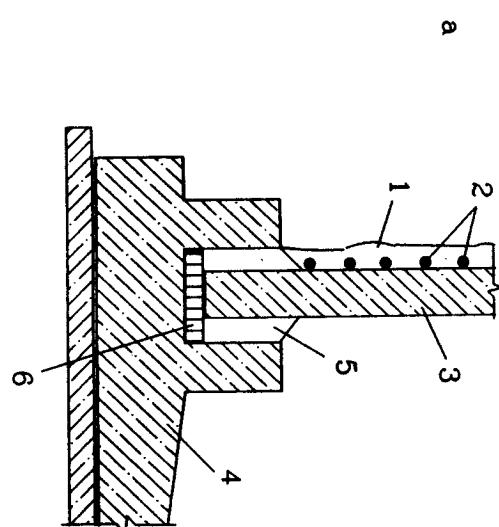


Рис. 1.11. Узел сопряжения стенных панелей с днищем:

а - жесткое сопряжение; б - подвижное;

1 - слой торкет-бетона; 2 - кольцевая напрягаемая арматура; 3 - стенная панель; 4 - днище; 5 - бетон со щебнем мелких фракций; 6 - выравнивающий слой раствора; 7 - битумная мастика; 8 - асфальтосментный раствор

Типовые железобетонные цилиндрические резервуары для хранения воды в системах хозяйственно-питьевого, производственного или пожарного водоснабжения емкостью от 100 до 2000 м<sup>3</sup> разработаны специалистами Гипролестранс (г.Ленинград) и Водоканалпроект (г.Харьков) и рекомендованы для широкого применения (рис. 1.12).

Технико-экономические показатели типовых цилиндрических резервуаров для воды приведены в табл. 1.3.

Таблица 1.3

**Основные параметры и технические показатели типовых цилиндрических резервуаров для воды**

Номер типового проекта	Емкость резервуара, м <sup>3</sup>	Расход материалов						
		Размеры, м	Коли-чество колонн, шт.	Бетона и же-лезобетона, м <sup>3</sup>	Це-мен-та, т,	Сталь, т	Сталь, т	
диаметр	высота	моно-литого	сбор-но го	т	т	т	т	
901-4-46	100	6,6	3,6	1	20,8	-	10,6	2,38
901-4-47	200	9,28	3,6	4	37,5	-	19,12	4,56
901-4-50с	250	10,3	3,6	4	54,04	3,32	29,18	3,95
901-4-51с	500	12,3	4,8	4	62,64	3,92	34,39	7,02
901-4-52с	1000	18,3	4,8	12	124,02	10,08	57,7	10,36
901-4-53с	2000	24,3	4,8	21	198,95	17,01	95,55	18,69

Примечания:

1. Значения диаметра резервуара указано по наружным граням стен.
2. Для резервуаров емкостью 100 и 200 м<sup>3</sup> данные приведены для варианта строительства при высоком уровне грунтовых вод.

### 1.3. Конструкции прямоугольных резервуаров

Прямоугольные резервуары эффективны для емкостей объемом 6000 м<sup>3</sup> и более, а также для емкостных сооружений внутри помещений. Прямоугольная форма резервуара дает возможность просто и компактно конструировать сооружение в целом.

Днища таких резервуаров обычно проектируются плоскими. но для увеличения объема сооружений и уменьшения нагрузок на стенные панели днища могут выполняться с внутренними откосами.

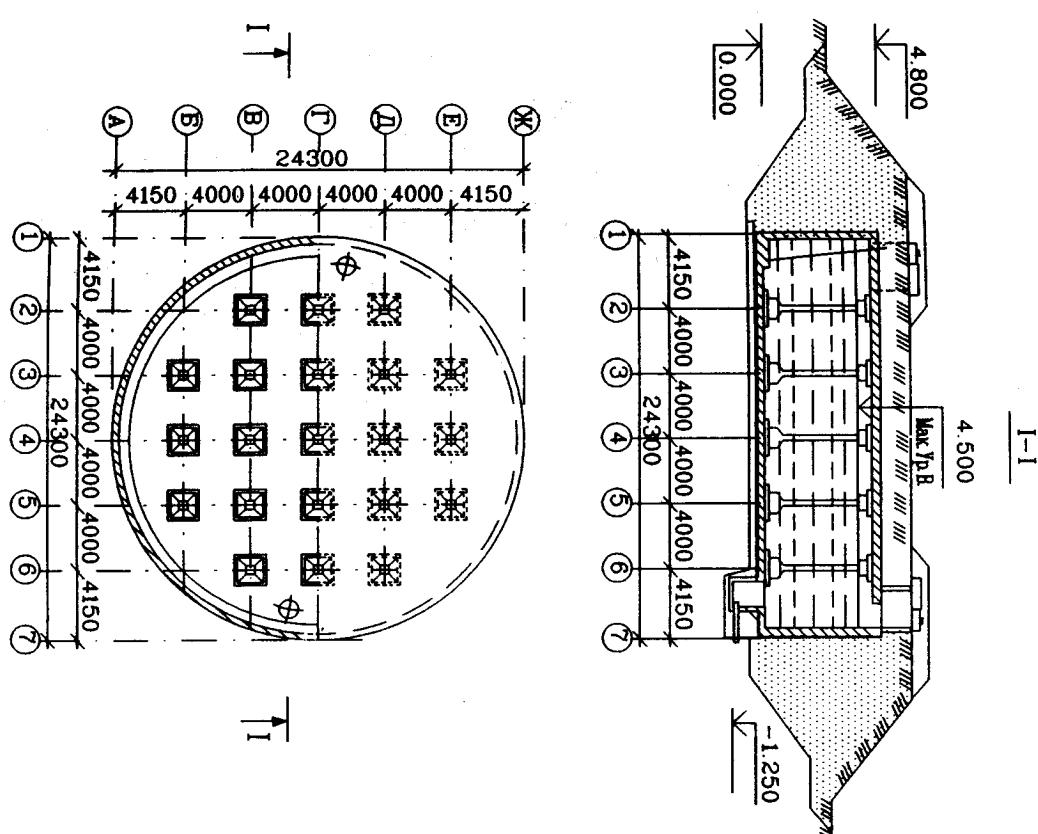


Рис. 1.12. Цилиндрический типовой резервуар для воды объемом 2000 м<sup>3</sup> (типовой проект 901-4-53с)

Покрытия стенных монолитных резервуаров могут быть ребристыми с шагом колонн 6х6 м и безбалочными с сеткой колонн 4х4 м (рис. 1.13). Монолитные стены высотой до 4 метров проектируются гладкими, при большой высоте - с ребрами жесткости.

В сборных типовых резервуарах габаритные размеры унифицированы, что позволяет использовать при конструировании покрытий ригели и плиты многоэтажных производственных зданий. Сборные покрытия резервуаров проектируются плитно-балочными с сеткой колонн 6х6 м и безбалочными с сеткой колонн 4х4 м и 6х3 м (рис. 1.14).

В первом варианте покрытий (рис. 1.14 а) сборные плиты укладываются на ригели и соединяются с ними сваркой закладных деталей. Ригели покрытий устанавливаются на колонны и на стенные панели. Во втором варианте (рис. 1.14 б) плиты с ребрами по контуру опираются по углам непосредственно на капители колонн.

Стеновые панели для каждого сборного резервуара принимаются одного типоразмера: длиной равной высоте резервуара и шириной 3 м. Для снижения массы элементов ширину плит можно принимать - 1,5 м.

В типовых сериях прямоугольных резервуаров разработаны стенные панели консольного и балочного типа. Высота панелей принята кратной 600 мм, армирование выполнено двойной арматурой из плоских сварных сеток. Стенные панели заделываются в паз монолитного днища (рис. 1.15). Величина заделки зависит от диаметра вертикальной рабочей арматуры и определяется с учетом обеспечения ее надежной анкеровки.

Угловые участки стен проектируются (рис. 1.16) в виде монолитных вставок или с применением доборных сборных элементов.

Пространственная жесткость резервуаров обеспечивается в продольном направлении за счет системы многопролетных рам, образованных сваркой закладных деталей ригелей с колоннами, а в поперечном - за счет приварки плит покрытия к ригелям и продольным стенам. В результате образуется жесткий пространственный блок из двух горизонтальных дисков (днища и покрытия) и четырех вертикальных диафрагм (стен резервуаров), внутри которого расположены многопролетные рамы.

В прямоугольных открытых резервуарах разбивочные оси совмещаются с геометрическими осями внутренних стен и колонн и отстоят на 140 мм от внутренней вертикальной грани наружных

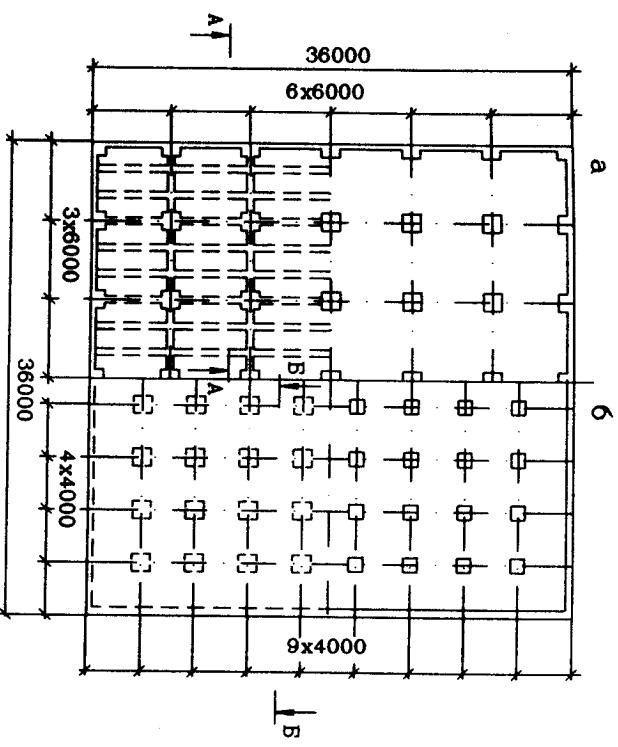
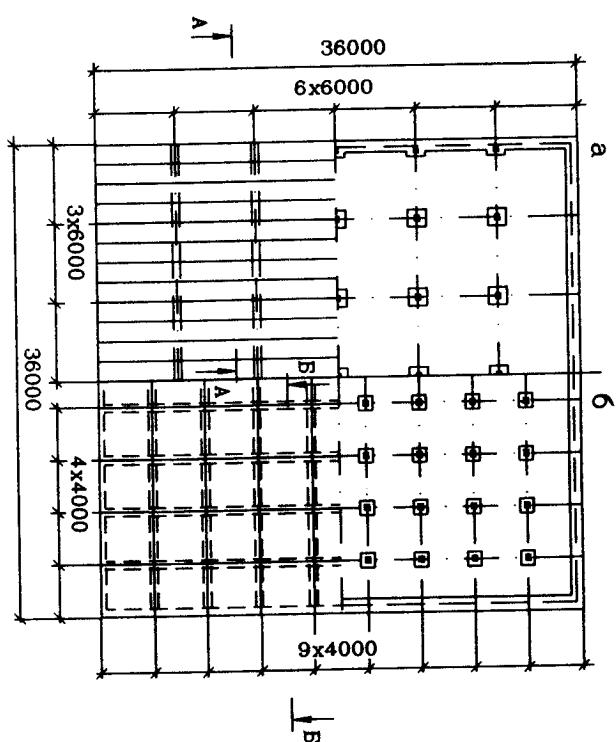
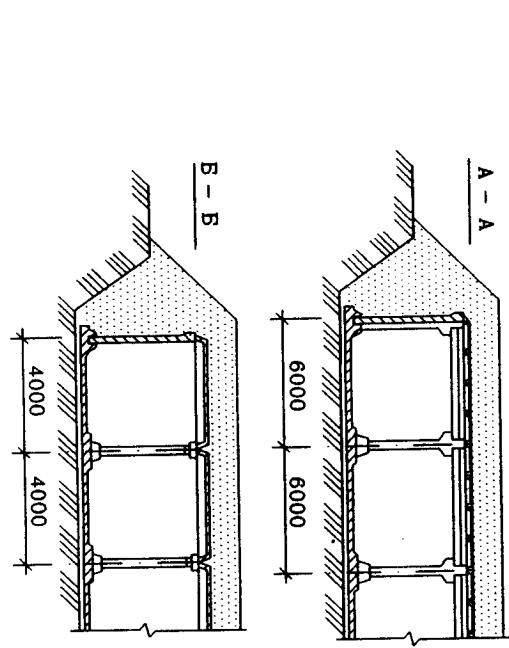
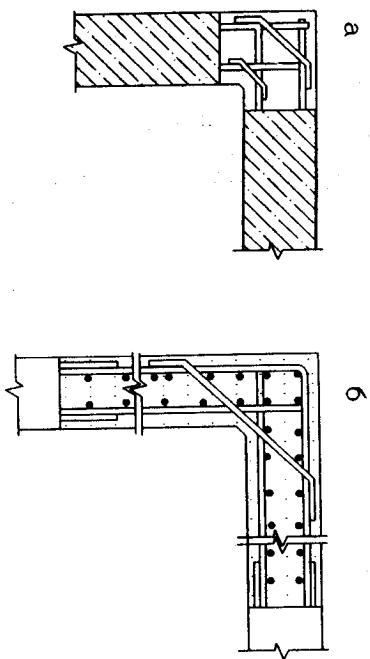


Рис. 1.13. Прямоугольный монолитный резервуар:  
а - план при варианте с ребристым покрытием;  
б - то же с безбалочным покрытием

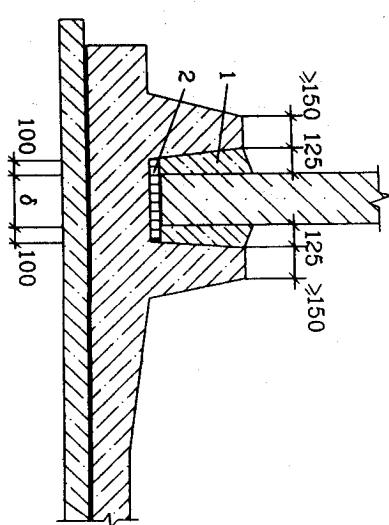
**Рис. 1.14. Прямоугольный сборный резервуар:**  
 а - план при варианте с плитно-балочным покрытием;  
 б - то же с безбалочным покрытием



**Рис. 1.16. Угловые участки стен резервуаров:**  
 а - применение доборных сборных элементов; б - монолитные вставки



**Рис. 1.15. Узел сопряжения стенных панелей с днищем:**  
 1 - бетон замоноличивания; 2 - выравнивающий слой раствора



**Рис. 1.16. Угловые участки стен резервуаров:**  
 а - применение доборных сборных элементов; б - монолитные вставки

стен (рис. 1.17). В закрытых емкостях разбивочные оси также со-вмещаются с геометрическими осями внутренних стен и колонн, а привязка наружных стен осуществляется в зависимости от конструктивного решения покрытий, исходя из надежного опирания элементов покрытий на стены.

В резервуарах без покрытий с балочными стеновыми панелями через каждые 6 м устанавливаются попеченные горизонтальные связи в виде балок - распорок. Узлы соединения распорок со стеновыми панелями рассчитывают на горизонтальную нагрузку, приходящуюся на соответствующую площадь стены.

Для восприятия горизонтальных усилий стенные панели соединяются наверху и в средней части приваркой арматурных коротышек к закладным деталям (рис. 1.18).

В резервуарах большой протяженности через каждые 54 м предусматриваются температурно-усадочные швы, конструкции которых показаны на рис. 1.19.

Конструктивные решения типовых сборных железобетонных прямоугольных резервуаров изображены на рис. 1.20, а их технико-экономические показатели приведены в табл. 1.4.

Сборные конструкции плит иriegелей покрытий, колонн и фундаментов для большей части типовых железобетонных резервуаров принимают по номенклатуре конструкций многоэтажных производственных зданий. Исключением является прямоугольные резервуары большой ёмкости с сеткой колонн 6×3 м. Плиты покрытый в этом случае принимают ребристые с шагом попеченных ребер 1000 мм, с продольными ребрами переменной высоты: 500 мм - в пролете и 250 мм - на опоре (прил. 2).

Для типовых прямоугольных резервуаров разработаны унифицированные конструкции стенных панелей, номенклатура которых приведена в прил. 3.

Маркировка типовых стенных панелей для прямоугольных резервуаров осуществляется буквенными и цифровыми индексами. Первые две буквы обозначают тип конструкции (ПС - панели стенные). Первая цифра характеризует разновидность опалубочных форм (ПС1 - панель с обвязочной балкой, ПС2 - без обвязочной балки), вторая цифра определяет высоту панели в дециметрах. Следующий буквенный индекс обозначает тип панели (Г - балочная, К - консольная). Последние цифровые однозначные индексы (1, 2, 3, 4) обозначают рядовые панели и тип нагрузки, двузначные (11, 12, 13, 14) - соответствующие им панели для угловых участков сооружений. Например, ПС2-42-К1 - панель стенная для прямоугольных сооружений, высотой 4200 мм, консольного типа, для первого типа нагрузки.

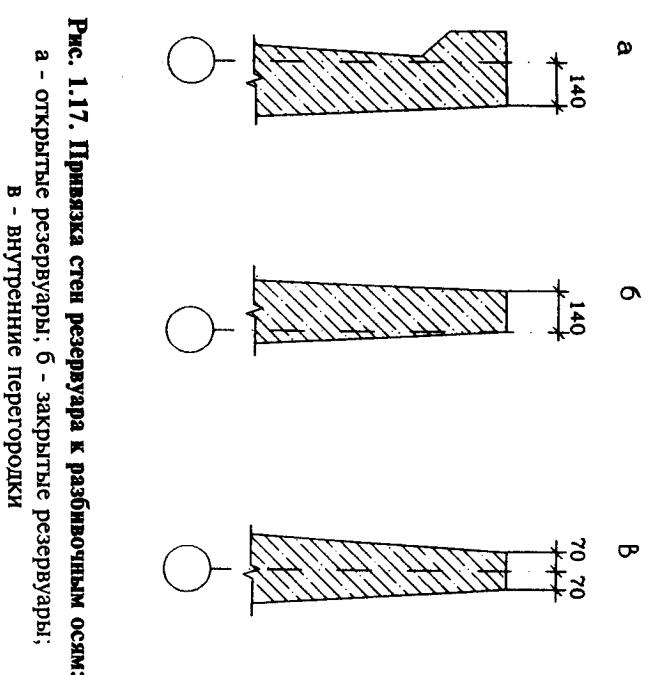


Рис. 1.17. Привязка стен резервуара к разбивочным осям:  
а - открытые резервуары; б - закрытые резервуары;

в - внутренние перегородки

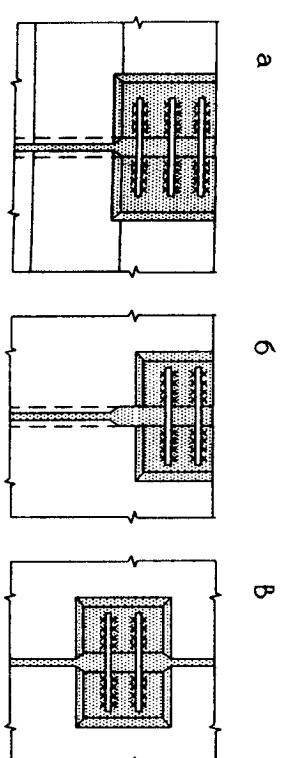
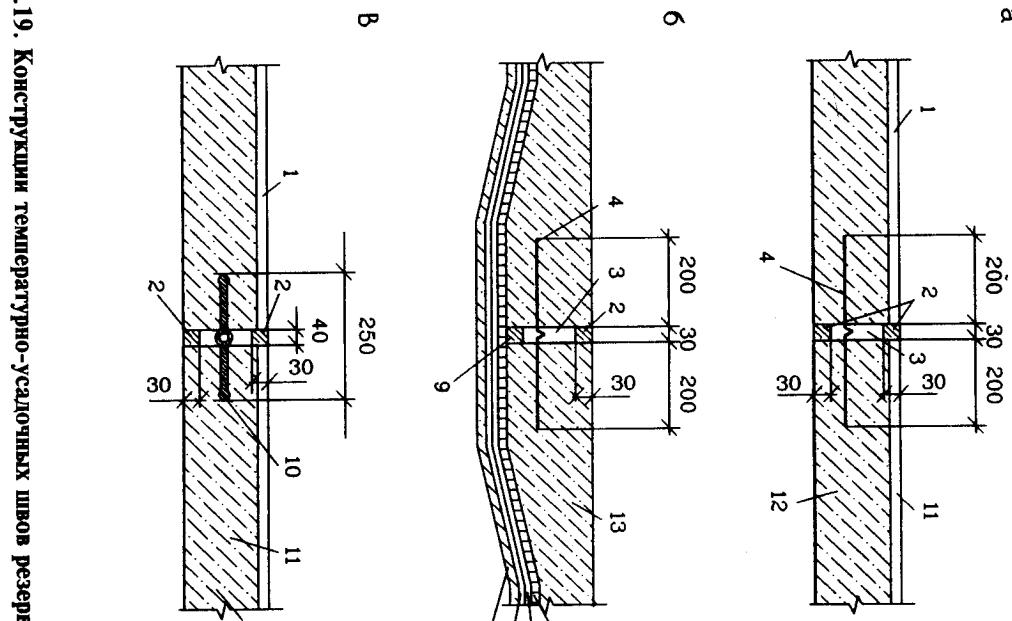


Рис. 1.18. Сопряжение стенных панелей между собой:  
а - стена балочного типа; б - стена консольного типа;  
в - в середине высоты стены

**Рис. 1.19. Конструкции температурно-усадочных швов резервуаров:**  
 а, б - со стальными компенсаторами; в - с резиновой трехкулачковой  
 шпонкой; 1 - торкрет-штукатурка; 2 - зачеканка асбестом; 3 - забивка  
 асбестовой прядью, пропитанной битумом; 4 - компенсатор из листовой  
 нержавеющей стали толщиной 1...2 мм (или из обычной оцинкованной  
 стали); 5 - подготовка; 6 - песок; 7 - рубероид; 8 - бетонная подготовка;  
 9 - асфальтовые плиты; 10 - трехкулачковая резиновая шпонка; 11 -  
 внутренняя грань; 12 - стена; 13 - днище



**Рис. 1.20. Прямоугольные типовые железобетонные резервуары  
 емкостью 12000 ... 20000 м<sup>3</sup>**

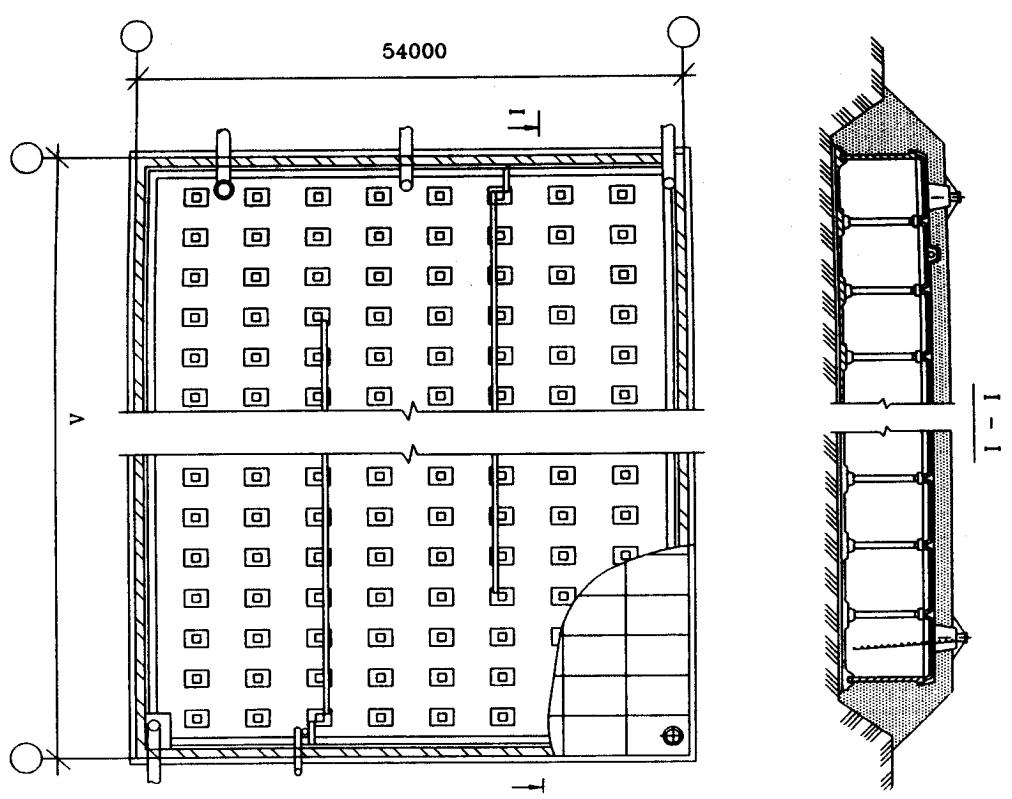


Таблица 1.4

## Основные параметры и технические показатели типовых прямоугольных резервуаров для воды

Номер типового проекта	Емкость резервуара, м <sup>3</sup>	Размеры, м		Сетка колонн, м	Количество колонн, шт.	Расход материалов				
		ширина В	длина L			Бетона и железобетона, м <sup>3</sup>		Цемента, т		
						моно-литного	сборного			
901-4-57.83	50	3	6	-	-	12,60	13,7	7,92		
901-4-58.83	100	6	6	-	-	20,6	19,5	13,3		
901-4-58.83	150	6	9	-	-	28,8	24,8	17,5		
901-4-58.83	200	6	12	-	-	37,7	30,1	21,8		
901-4-58.83	250	6	15	-	-	45,2	35,4	26,1		
901-4-59.83	500	12	12	6×6	1	60,3	51,7	36,3		
901-4-59.83	1000	12	24	6×6	3	107,6	88,6	61,2		
901-4-59.83	1200	12	30	6×6	4	131,3	107,1	73,6		
901-4-60.83	1400	18	18	6×6	4	131,6	123,7	81,5		
901-4-60.83	2400	18	30	6×6	8	204,2	185,0	123,0		
901-4-61.83	2500	24	24	6×6	9	228,3	207,0	135,6		
901-4-76.83	12000	54	48	6×3	105	989,3	610,7	433,55		
901-4-76.83	15000	54	60	6×3	133	1217,3	742,0	531,47		
901-4-76.83	20000	54	78	6×3	175	1559,3	939,4	678,6		

Примечание. Для проектов 901-4-57.83...901-4-59.83 H = 3,79 м; для проектов 901-4-60.83 H = 4,84 м.

При проектировании железобетонных резервуаров особое внимание уделяется их непроницаемости и защите материалов, из которых выполнен резервуар, от вредного воздействия химических продуктов.

В резервуарах, проектируемых для хранения чистой воды, необходимая трещиностойкость и непроницаемость обеспечиваются применением плотных бетонов и предварительно напряженных железобетонных конструкций.

Чистая вода, сырья нефть и темные нефтепродукты практически не оказывают химического воздействия на бетон. Растильные масла и кислоты разрушающие действуют на бетон. В связи с этим при хранении таких видов продуктов в железобетонных резервуарах нужно избегать прямого их контакта с бетоном.

Одним из эффективных способов защиты емкостных сооружений от проницаемости и вредного влияния хранимых продуктов является устройство облицовок или покрытий, обладающих прочностью и достаточной деформативностью, устойчивостью к температурным воздействиям, стойкостью и безвредностью по отношению к хранимому продукту.

За рубежом защитные покрытия строительных конструкций емкостных сооружений выполняют наклейкой листового тиколола (хлопчатобумажной или стеклянной ткани, пропитанной тикололатексом), покраской поверхности составами на основе тикололатекса.

В отечественной практике проектирования резервуаров широко применяются непроницаемые покрытия из пленочного винипластика. Для облицовки внутренних поверхностей резервуаров может использоваться листовая сталь толщиной 1÷4 мм. Стальная облицовка обеспечивает только непроницаемость резервуара и сама должна быть защищена от коррозии. Весьма перспективными являются железобетонные резервуары с использованием геометрических оболочек - вкладышей из резинотканевых, полимерных или других синтетических материалов.

При проектировании резервуаров в условиях агрессивных вод выбор и подбор состава бетона должен производиться в соответствии с требованиями СНИП 2.03.11-85 [7]. Для снижения отрицательного воздействия агрессивных сред на железобетонные конструкции емкостных сооружений применяются бетоны на специальных вяжущих (пластобетоны, армопластобетоны), обладающие высокой антикоррозийной способностью.

Закладные стальные изделия сборных железобетонных конструкций защищают от коррозии слоем алюминия или цинка, наносимого методом металлизации.

## 1.5. ИСПЫТАНИЯ РЕЗЕРВУАРОВ НА НЕПРОНИКАЕМОСТЬ

Гидравлические испытания резервуаров проводят при положительной температуре наружной поверхности стен до устройства гидроизоляции и после завершения всего комплекса строительных работ. К моменту проведения испытаний весь уложенный монолитный железобетон должен иметь проектную прочность.

При проведении гидравлических испытаний руководствуются требованиями СНиП 3.01.04-87 [1] и СНиП 3.05.04-85 [1]. Испытания на прочность и непроницаемость производят путем заполнения его водой до проектной отметки. Первый замер уровня воды производят через 5 суток после наполнения, второй — через сутки после первого.

Резервуар признается пригодным для эксплуатации, если убыль воды за сутки не превышает 3 литров на 1 м<sup>2</sup> смачиваемой поверхности стен и днища. При этом не должно быть струйной утечки воды и увлажнения грунта основания.

Резервуары питьевой воды до устройства гидроизоляции и засыпки грунтом подлежат испытанию на вакум и избыточное давление воздуха интенсивностью 0,0008 МПа в течение 30 мин. Резервуар признается выдержавшим испытание, если давление за 30 мин не снизилось более чем на 0,0002 МПа.

## 1.6. ОБОРУДОВАНИЕ РЕЗЕРВУАРОВ

Резервуары для хранения воды оборудуются:

- подводящим (полающим) трубопроводом;
- отводящим трубопроводом;
- переливным устройством;
- спускным (грязевым) трубопроводом;
- промывочным устройством;
- устройствами для впуска и выпуска воздуха при наполнении и опорожнении резервуара;
- люками-лазами с лестницами.

Подводящий трубопровод при диаметре 100÷400 мм вводится в резервуар через стену и представляет собой вертикальную трубу с водосливной воронкой (рис. 1.21). При диаметре 500÷1400

мм подводящий трубопровод вводится через днище в вертикальную приемную камеру- успокоитель прямоугольного сечения (рис. 1.22).

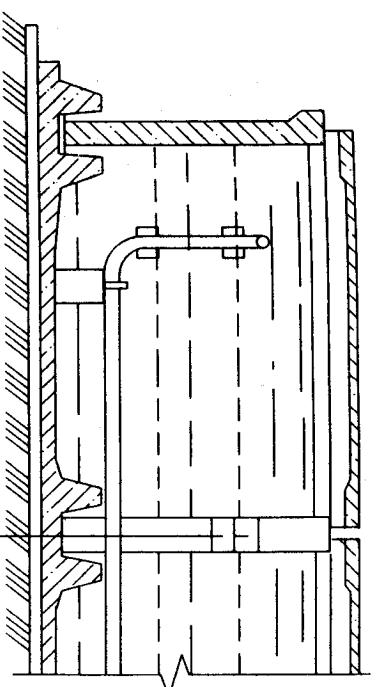


Рис. 1.21. Подводящий трубопровод

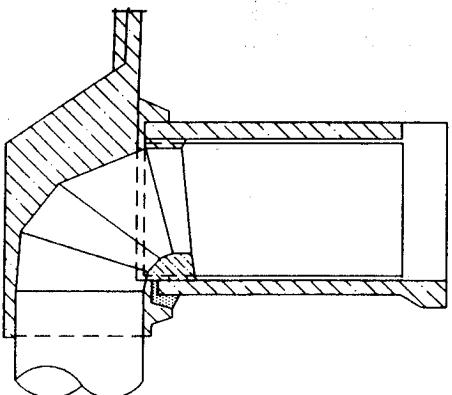


Рис. 1.22. Приемная камера

В резервуарах питьевой воды для обеспечения постоянного режима работы фильтров всех воронки и кромка приемной камеры устанавливается на 200 мм ниже максимального уровня воды. В резервуарах для хранения производственной воды допускается снижение отметки верха воронки до уровня неприкосновенного противопожарного запаса.

Отводящий трубопровод монтируется непосредственно в днище резервуара и представляет собой сварную конструкцию из стальной трубы с наклонным входным участком. Вход в отводящий трубопровод приподнимается над днищем и оборудуется сороудерживающей решеткой из стальных прутьев (рис. 1.23).

Переливное устройство гарантирует безопасность резервуара от переполнения. Для труб диаметром 100÷400 мм переливное устройство изготавливается в виде трубопровода, введенного в резервуар через стену, на конце которого находится водосливная воронка (рис. 1.24). В резервуарах питьевой воды на вертикальной части переливного устройства выполняется гидравлический затвор.

При диаметре 500÷1000 мм переливной трубопровод вводится через днище. Отметка верха переливного устройства – на 100 мм выше максимального уровня воды в резервуаре (рис. 1.25).

Спускной трубопровод диаметром 100÷200 мм располагается под днищем резервуара (рис. 1.26).

Сток грязевых вод к спускному трубопроводу обеспечивается самотеком.

Люки-лазы с лестницами служат для периодического обслуживания и проведения профилактики резервуаров.

## 1.7. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ И КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЕМКОСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

По каждому проектному заданию можно разработать несколько возможных вариантов проектных решений. Для выбора оптимального варианта необходимо произвести их сравнительную оценку.

Критериями такой оценки является одновременное удовлетворение эксплуатационно-технологическим, конструктивным, строительно-технологическим, эстетическим и экономическим требованиям.

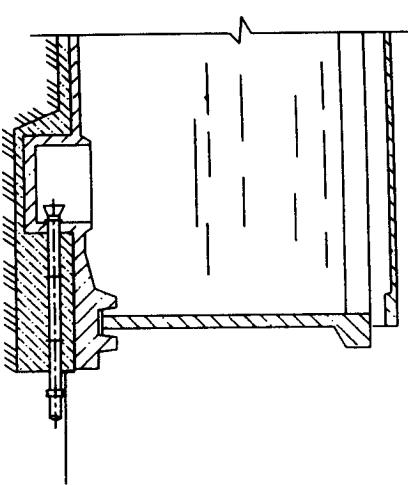


Рис. 1.23. Отводящий трубопровод

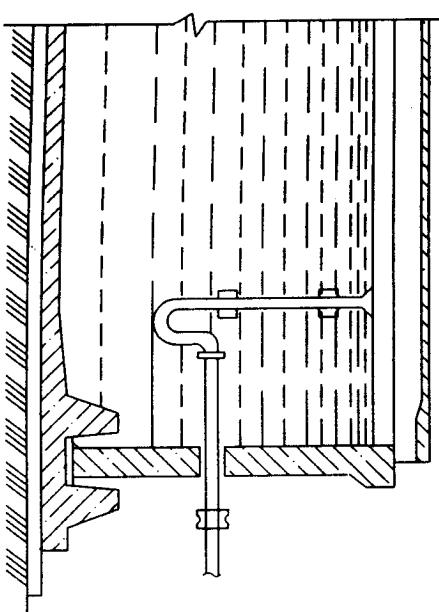


Рис. 1.24. Переливной трубопровод

Выполнение требований эксплуатационно-технологического назначения и обеспечение несущей способности конструкций рассматривается как безусловно необходимое.

На строительно-технологическое решение проектируемых сооружений значительное влияние оказывает материально-техническая база строительной организации, которой поручается строительство.

Эстетические требования предъявляются к сооружениям, возводимым в крупных жилых массивах на поверхности земли. В этом случае архитектурная форма возводимых объектов имеет важное значение.

Важным фактором экономичности сооружений является индустриальность возведения, которая обеспечивается изготавлением унифицированных типовых железобетонных конструкций в заводских условиях с последующей их сборкой на строительной площадке.

Строительство резервуаров из монолитного железобетона более характерно для зарубежной практики. В нашей стране большая часть резервуаров возводится из сборного и сборно-монолитного железобетона. Применение сборных конструкций позволяет снизить трудовые затраты, расход материалов и сократить сроки строительства. В сборных резервуарах расходуется на 15-20% меньше бетона и арматуры.

Приведенные специалистами технико-экономические сравнения показали, что цилиндрические железобетонные резервуары экономичнее прямоугольных по расходу материалов при объеме 2000÷3000 м<sup>3</sup>. При емкости резервуаров 5000÷6000 м<sup>3</sup> более экономичны прямоугольные сооружения.

На технико-экономические показатели емкостных сооружений существенно влияет их высота (глубина). Чем больше высота резервуаров, тем выше затраты на его возведение.

Прямоугольные резервуары при одинаковом объеме с цилиндрическими имеют большую площадь смачиваемой поверхности и требуют больших затрат на специальную обработку стен и днища на водонепроницаемость.

Основные технико-экономические показатели резервуаров на единицу объема: расход бетона (м<sup>3</sup>); расход стали (т); себестоимость (руб.); трудозатраты (чел.-дн.); капитальные вложения (руб./год); приведенные затраты (руб.).

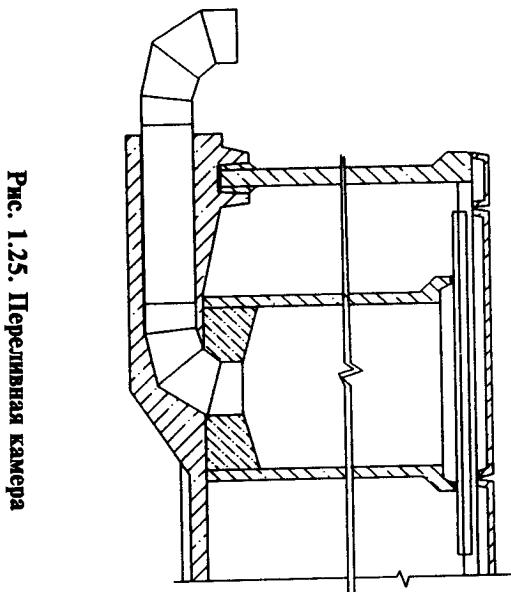
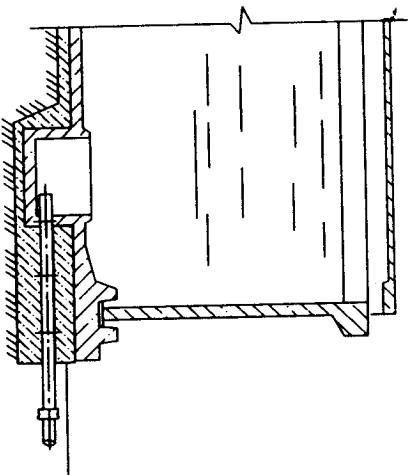


Рис. 1.25. Переливная камера

Рис. 1.26. Спускной трубопровод

## 1.8. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

Напряженно-деформированное состояние несущих элементов емкостных сооружений определяется рядом факторов: конструктивными особенностями (монолитный или сборный вариант), наличием предварительного напряжения и способами его создания, расчетной схемой, конструктивным решением узлов сопряжения несущих элементов и т. д.

При проектировании сооружений для хранения жидкостей сооружений с учетом эксплуатации не допускается появление трещин, статические расчеты несущих элементов можно произвести в упругой стадии работы материала. Расчеты резервуаров обычно выполняются на ЭВМ с использованием метода конечных элементов или метода конечных разностей.

Применение электронно-вычислительной техники дает возможность не только повысить эффективность труда проектировщиков, но и более качественно выполнить анализ вариантов проектных решений инженерного сооружения и выбрать оптимальный.

Емкостные сооружения относятся к пространственным конструктивным системам, при расчете которых необходимо учитывать совместную работу всех несущих элементов. Однако для расположаемых в отапливаемых зданиях или полностью обогреваемых инженерных расчетов несущую систему резервуаров ванных групп, расчет на температурные воздействия можно не расчленять на отдельные элементы (покрытия, стены, днища) проводить и температурные швы не предусматривать, если температура расчет которых выполняют отдельно.

Стены открытых прямоугольных резервуаров с жестким сопряжением в углах пересечений рассчитываются как длинные пластинки переменной жесткости с тремя защемленными и однажды свободным краями. Расчет панелей выполняется по консольной схеме на участках, удаленных от пересечения стен более чем на 2,5 высоты стены.

Стены балочного типа с жестким сопряжением в углах пересечений рассчитываются как длинные пластиинки переменной жесткости с тремя защемленными и одним шарниро-опертой монтажа и эксплуатации. В этом случае учитывается работа горизонтальной обвязки. В этом случае учитывается работа горизонтальной обвязки.

Расчет панелей перегородок в резервуарах производится первоначально с защемлением в пилте днища. Перегородки предотвращения образования или чрезмерного и продолжительного могут выполнять функцию вертикальных диафрагм жесткости, то раскрытия трещин.

В последние годы достигнуты заметные успехи в области совершенствования методов расчета и проектирования инженер-

Круглые в плане резервуары можно рассматривать как цилиндрические оболочки с применением безмоментной теории с учетом краевого эффекта в местах сопряжения стен с днищем.

Плоские днища прямоугольных и круглых в плане резервуаров рассчитываются как плиты на упругом основании, загруженные в местах сопряжения со стенами моментами, поперечными силами и в местах установки колонн локальными нагрузками. Днища рассматриваются при заполненном и не заполненном водой состояниях с учетом полпора грунтовых вод. При наличии грунтовых вод в узлах сопряжения с днищем, расчет на устойчивость выполняется против всплытия.

Сборные железобетонные конструкции резервуаров должны рассчитываться также и на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже.

В процессе эксплуатации железобетонные резервуары подвергаются суточным и сезонным колебаниям температур воздуха, в которые могут вызывать в его конструкциях дополнительные усилия. В связи с этим конструкции всех железобетонных резервуаров рассчитываются на температурные воздействия.

Для емкостных сооружений длиной до 50 м, расположаемых в открытом воздухе, и до 70 м, расположаемых в отапливаемых зданиях или полностью обогреваемых инженерных расчетов несущую систему резервуаров ванных групп, расчет на температурные воздействия можно не проводить и температурные швы не предусматривать, если температура наиболее холодных суток не ниже -40°C, а температура

рассчитывается на температурные воздействия.

Расчет конструкций и оснований резервуаров, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен выполнять требования сейсмических воздействий по СНиП II-7-81 [4].

Конструктивный расчет несущих элементов железобетонных резервуаров выполняется методом предельных состояний для всех работ конструкций: изготовления, транспортировки, монтажа и эксплуатации.

При расчете по первой группе предельных состояний производят подбор сечений несущих конструкций. Расчет резервуаров производится по второй группе предельных состояний, выполняют с целью предотвращения образования или чрезмерного и продолжительного раскрытия трещин.

В последние годы достигнуты заметные успехи в области совершенствования методов расчета и проектирования инженер-

ных сооружений, учитывающих нелинейность деформирования материалов. Широко внедряются системы автоматизированного проектирования конструкций (САПР), предусматривающие автоматическое выполнение проектных работ с вычерчиванием чертежей на графопостроителях, что значительно сокращает трудозатраты и повышает качество работ.

Успешное развитие отечественной науки позволило создать новое поколение программных средств: "ЛИРА", "МИРАЖ", "МОНОМАХ" и др. С помощью программного комплекса "ЛИРА" можно выполнить расчеты инженерных сооружений на статические, температурные, динамические и сейсмические воздействия с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейности и осуществить оформление всей проектной документации - графической, табличной, текстовой информации - и получение твердых копий.

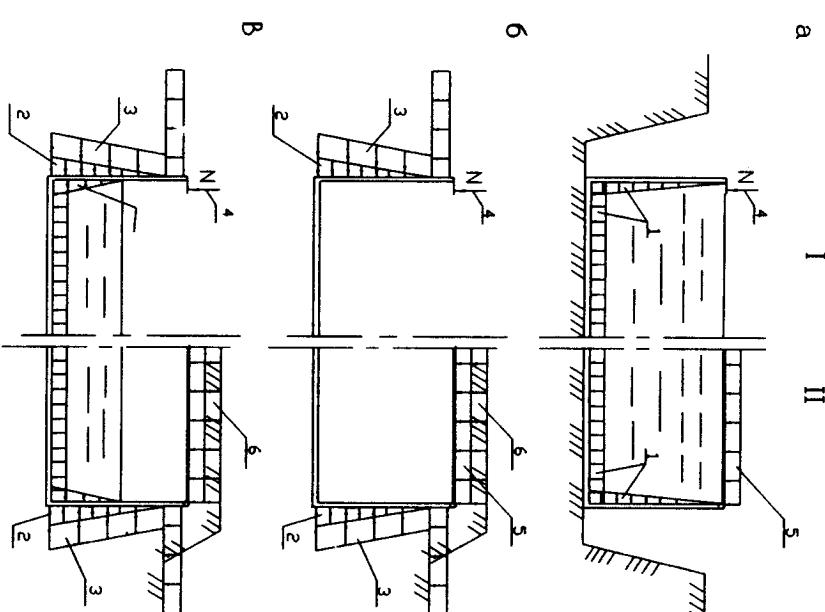
Программное обеспечение комплекса позволяет производить расчеты и конструирование стержневых и гибких железобетонных конструкций по первой и второй группе предельных состояний.

Программный комплекс "МИРАЖ" дает возможность осуществлять расчеты и конструирование плоских и пространственных железобетонных сооружений с учетом статических и сейсмических воздействий.

Программная система "МОНОМАХ" разработана для автоматизированных расчетов железобетонных перекрытий, стен, ригелей, колонн и фундаментов. Данный комплекс программ позволяет рассчитывать конструкции по первой и второй группе предельных состояний, подбирать размеры сечений элементов и диаметры рабочей арматуры.

Расчет резервуаров должен производиться с учетом следующих случаев загружения:

- резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом (гидравлические испытания) (рис. 1.27 а);
  - резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой (стадия возведения) (рис. 1.27 б);
  - резервуар заполнен частично или полностью технологической жидкостью и обсыпан грунтом (стадия эксплуатации) (рис. 1.27 в).
- Резервуары рассчитываются на сочетания нагрузок, применяемые в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 [3].



**Рис. 1.27. Расчетные схемы резервуаров:**

I - открытые резервуары; II - закрытые резервуары; а - резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом (стадия возведения) (рис. 1.27 б);  
 б - резервуар заполнен частично или полностью технологической жидкостью и обсыпан грунтом (стадия эксплуатации) (рис. 1.27 в).

Резервуары рассчитываются на сочетания нагрузок, применяемые в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 [3].

**Покрытия резервуаров** рассчитывают на собственную массу конструкций и грунтовой засыпки (утеплителя); снеговую нагрузку, соответствующую климатическому району строительства; временную нагрузку на поверхность обваловки и вакуум, возникающий при опорожнении закрытых резервуаров.

**Стены резервуаров** рассчитываются на вертикальные нагрузки от покрытия; гидростатическое давление жидкости; активное боковое давление грунтовой засыпки и давление от нагрузки на призме обрушения, температурные воздействия; ветровую нагрузку (для наземных сооружений).

**Днища резервуаров** рассчитываются на давление грунтовых вод и нагрузки от покрытий и давления грунта, передаваемые на днище через внутренние колонны и стеновые панели.

Кроме того, не заполненный водой резервуар проверяют на всплытие при наличии близко расположенных грунтовых вод и сейсмические воздействия, если район сейсмический.

Расчетная нагрузка на стены принимается равной гидростатическому давлению воды, заполненной до верхней отметки стен.

Уровень жидкости в стадии эксплуатации резервуара находится ниже верха стен на 200 мм. Этому уровню соответствует нормативная нагрузка от гидростатического давления, принимаемая в расчетах по второй группе предельных состояний.

При определении нагрузок от активного давления засыпки характеристики грунтов засыпки принимают по характеристикам тех же грунтов в нарушенном состоянии, умножая их на коэффициенты 0,9 для "Ф" (угол внутреннего трения грунтов) и 0,5 для "с" (удельное сцепление грунтов). При этом грунты засыпок должны быть уплотнены при возведении резервуаров до 95% от удельного веса грунта в нарушенном состоянии.

Боковое давление грунта и нагрузки от транспортных средств определяются в соответствии с указаниями СНиП 2.09.03-85 [9].

Расчетные нагрузки при расчете резервуаров на прочность и устойчивость определяют умножением нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  (табл. 1.5).

Коэффициент надежности при действии веса конструкций, применяемый в расчете на устойчивость положения противовеса, когда уменьшение массы ухудшает условия работы конструкций, принимается равным 0,9.

**Таблица 1.5**

Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$
Постоянные: давление грунта обратной засыпки вес грунта засыпки собственный вес конструкции	1,15 1,15 1,1 (0,9)
Временные длительные: давление технологической жидкости давление грунтов вод	1 1,1
Температурные воздействия от технологической жидкости	1,2
Кратковременные: нагрузка на призме обрушения (по фактическим данным, но не менее 10 МПа ( $1 \text{ тс}/\text{м}^2$ )) давление воды при гидравлическом испытании нагрузка на покрытии и обваловке, включая временную и снеговую, но не более 2,5 МПа ( $0,25 \text{ тс}/\text{м}^2$ ) вакуум при опорожнении закрытых емкостей по фактическим данным, но не более 0,1 МПа ( $100 \text{ кгс}/\text{м}^2$ )	1,3 1 1,2 1,1

## 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ

### 2.1. РАСЧЕТ СТЕН РЕЗЕРВУАРОВ

#### 2.1.1. Определение кольцевых усилий и изгибающих моментов в стенке резервуаров

Стены цилиндрических резервуаров испытывают сжимающие усилия от давления грунтов обсыпки и растягивающие от гидростатического давления жидкости.

Определяющим для расчета стен таких резервуаров являются растягивающие усилия, которые вычисляются из условия равновесия полукольца с высотой пояса, равной единице.

$$S_{oi} = \gamma_f \cdot \gamma_b \cdot h_i \cdot r,$$

где  $S_{oi}$  - кольцевое растягивающее усилие, кН;

$\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_b$  - объемная масса воды, кН/м<sup>3</sup>;

$h_i$  - расстояние от поверхности воды до рассматриваемого сечения стены, м;

$r$  - радиус резервуара, м.

Кольцевые растягивающие усилия возрастают по линейному закону пропорционально увеличению гидростатического давления воды (рис. 2.1 а, б, в).

Растягивающие усилия по высоте резервуара определяются в зависимости от типа соединения стенки с дном.

Эпюра кольцевых усилий при жестком сопряжении стен с дном имеет вид кривой (рис. 2.1 а). По высоте резервуара кольцевое усилие изменяется по следующей зависимости:

$$S_i = S_{oi} - p_{max} \cdot r \cdot [\eta_1 + \eta_2 (1 - 1/mH)].$$

Здесь  $S_{oi} = p_{wy} \cdot r = \gamma_b \cdot h_i \cdot r$  - кольцевое усилие в рассматриваемом сечении, кН/м,

$$\text{где } \gamma_b = 10 \text{ кН/м}^3 - \text{объемная масса воды};$$

$h_i$  - расстояние от поверхности воды до рассматриваемого сечения, м;

$r$  - радиус резервуара, равный  $D/2$ , м;

$$p_{max} = \gamma_b H - \text{гидростатическое давление воды у днища резервуара, кН/м}^2;$$

$\eta_1, \eta_2$  - коэффициенты для расчета балок на упругом основании, которые зависят от параметра, характеризующего высоту и жесткость стенки,  $\phi = m \cdot y$  (см. табл. 2.1);

$$m = 1,3\sqrt{r \cdot \delta_{ct}} - \text{характеристика жесткости стенки, м,}$$

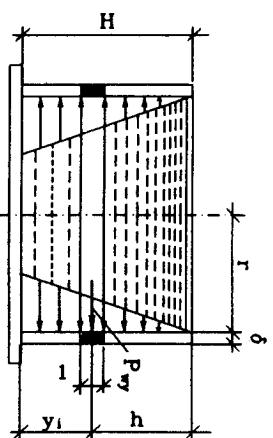
где  $\delta_{ct} = 0,0025 D \cdot H$  - толщина стенки;

$D$  - диаметр резервуара, м;

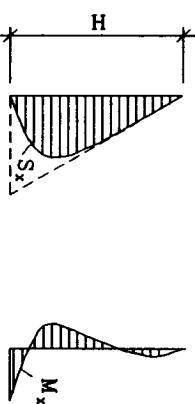
$H$  - высота резервуара, м;

$y$  - расстояние от низа стенки до рассматриваемого сечения, м.

а



б



в

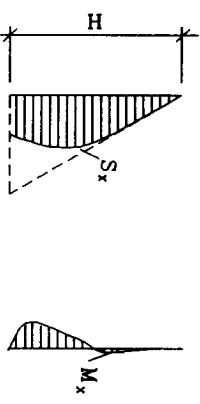


Рис. 2.1. Схемы к расчету стены цилиндрического резервуара:  
а - вертикальный разрез резервуара; б - сопряжение стены с дном  
жесткое; в - то же шарнирное

Таблица 2.1

$\Phi = \pi \cdot y$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\Phi = \pi \cdot y$	$\eta_1$	$\eta_2$
0	1	0	2,0	-0,0564	0,1231
0,1	0,9004	0,0903	2,1	-0,0618	0,1057
0,2	0,8024	0,1627	2,2	-0,0652	0,0896
0,3	0,7078	0,2189	2,3	-0,0668	0,0748
0,4	0,6174	0,2610	2,4	-0,0669	0,0613
0,5	0,5323	0,2908	2,5	-0,0658	0,0491
0,6	0,4530	0,3099	2,6	-0,0636	0,0383
0,7	0,3798	0,3199	2,7	-0,0608	0,0287
0,8	0,3130	0,3223	2,8	-0,0573	0,0204
0,9	0,2528	0,3185	2,9	-0,0535	0,0133
1,0	0,1988	0,3096	3,0	-0,0493	0,0070
1,1	0,1510	0,2967	3,1	-0,0450	0,0119
1,2	0,1092	0,2807	3,5	-0,0283	-0,0106
1,3	0,0729	0,2626	4,0	-0,0120	-0,0139
1,4	0,0419	0,2430	4,5	-0,0024	-0,0109
1,5	0,0158	0,2226	5,0	0,0020	-0,0065
1,6	-0,0059	0,2018	5,5	0,0029	-0,0023
1,7	-0,0236	0,1812	6	0,0024	-0,0007
1,8	-0,0376	0,1610	7	0,0007	-0,0006
1,9	-0,0484	0,1415			

При шарнирном соединении с днищем радиальному перемещению стенки препятствует сила трения

$$Q_{tr} = N \cdot f,$$

где  $N$  - расчетная погонная продольная сила, кН/м;

$f$  - коэффициент трения стенки о днище; при заполнении

шва битумной мастикой  $f = 0,5$ .

В закрытых резервуарах погонная вертикальная нагрузка суммируется от веса стенки, веса покрытия и веса слоя грунта на покрытие с соответствующей грузовой площади.

Кольцевые растягивающие усилия (рис. 2.1 б) определяются по формуле

$$S_i = S_{oi} - 2\pi r Q_{tr} \eta_1,$$

где  $r$ ,  $t$ ;  $\eta_1$  - параметры, определяемые так же, как и для жесткого соединения стенки с днищем.

### Значения коэффициентов $\eta_1$ и $\eta_2$

Сила трения определяется для двух расчетных случаев:  
Случай I - гидравлические испытания (отсутствует обсыпка). При этом расчетная продольная сила равна погонной вертикальной нагрузке от веса стенки (в открытых резервуарах)

$$N = N_1 = \rho H \delta_{st},$$

где  $\rho = 25 \text{ кН}/\text{м}^3$  - объемная масса железобетона;

$H, \delta_{st}$  - высота и толщина стенки соответственно, м.

Случай II - эксплуатационные условия (сооружение обсыпано грунтом). Расчетная продольная сила равна погонной вертикальной нагрузке от веса стенки, а также от веса покрытия (в закрытых резервуарах) и засыпки (в заглубленных резервуарах).

При определении силы трения  $Q_{tr}$  необходимо учитывать условие

$$Q_{tr} \leq p_{max} / 2 \text{ т.}$$

В случае, если  $Q_{tr} > p_{max} / 2 \text{ т.}$ , в расчет принимается

$$Q_{tr} = p_{max} / 2 \text{ т.}$$

Изгибающий момент в вертикальной плоскости стенки от гидростатического давления воды и давления грунта обсыпки определяется в зависимости от соединения стенки с днищем.

При жестком соединении стенки с днищем изгибающий момент по высоте резервуара при действии давления воды вычисляется по формуле

$$M = \frac{\rho}{2\pi t^2} \left[ \left( 1 - \frac{1}{mH} \right) \eta_1 - \eta_2 \right]$$

Максимальный изгибающий момент:

- при действии давления воды (рис. 2.1 а)

$$M = \frac{p_{max}}{2\pi t^2} \left( 1 - \frac{1}{mH} \right)$$

- при действии обсыпки грунта

$$M = \frac{p_{tr}}{2\pi t^2} \left( 1 - \frac{1}{mH} \right)$$

Здесь  $p_{tr}$  - интенсивность горизонтального давления грунта на глубине  $H$  (рис. 2.2),  $p_{tr} = \gamma_p H \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)$ ,

где  $\gamma_p$  - объемная масса грунта,  $\text{kN}/\text{м}^3$ ;  $\phi$  - угол внутреннего трения грунта, град.

Максимальная сила трения возникает на расстоянии

$$y_1 = 0,6\sqrt{t\delta}$$

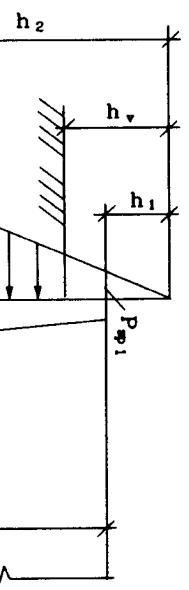


Рис. 2.2. К расчету давления грунта на стенку резервуара

Временная нагрузка на поверхность грунта (от складирования различных материалов и грузов, от гусеничного и колесного автотранспорта)  $y_1 = 30 \text{ кН}/\text{м}^2$  заменяется эквивалентным слоем грунта:

$$h_v = y_1/\gamma_{\text{тр}}.$$

Тогда расстояния, обозначенные на рис. 2.2, равны:

$$h_1 = h_v - 0,5;$$

$$h_2 = H - 0,5 + h_v,$$

где 0,5 - расстояние от верха резервуара до поверхности грунта, м.

Боковое давление грунта по верху стенки

$$\rho_{\text{тр1}} = \gamma_{\text{тр}} h_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2).$$

Боковое давление грунта по низу стенки

$$\rho_{\text{тр2}} = \gamma_{\text{тр}} h_2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2).$$

Изгибающий момент в стенке резервуара с учетом действия временной нагрузки

$$M_{\text{тр}} = \frac{\rho_{\text{тр2}}}{2m^2} \left[ 1 - \frac{1 - \left( \frac{\rho_{\text{тр1}}}{\rho_{\text{тр2}}} \right)}{mH} \right]$$

При шарнирном соединении стеки с днищем изгибающий

момент от действия сил трения  $M = Q_{\text{тр}} \eta_2/m$ ,

где  $\eta_2$  - коэффициент, принимаемый по табл. 2.1.

## 2.1.2. Расчет стен резервуара по первой группе предельных состояний

Площадь сечения кольцевой арматуры на 1 пог. м. определяется из условия прочности растянутого элемента по формуле

$$A_{\text{си}} = \frac{\gamma_f S_i \cdot 1,0 \cdot 10^3}{R_s}$$

где  $\gamma_f = 1,1$  - коэффициент надежности по нагрузке (от воды);  $S_i$  - кольцевое усилие в i-том кольце стенки,  $\text{kН}/\text{м}$ ;

$1,0$  - ширина кольца, м;

$R_s$  - расчетное сопротивление арматуры, МПа (по табл. 22\* [14]).

При подборе кольцевой арматуры по высоте стенки необходимо учитывать следующие конструктивные требования:

- при армировании вразбежку в каждом кольце (на 1м) предусматривать не менее пяти диаметров рабочей арматуры;
- при симметричном армировании в два ряда - не менее 10 диаметров арматуры.

На всю высоту стенки использовать не более трех разных диаметров рабочей арматуры по сортаменту.

Для подбора диаметра по сортаменту используют прил. 4. Площадь сечения **вертикальной** арматуры определяется из условия прочности изгибающегося элемента прямоугольной формы

шириной 1,0 м и высотой попеченного сечения  $h = \delta_{\text{ст}}$

$$A_{\text{си}} = \frac{\gamma_f M \cdot 1,0 \cdot 10^3}{h_0 \eta R_s}$$

где

$$\gamma_f = 1,1;$$

$M$  - максимальный изгибающий момент,  $\text{кН} \cdot \text{м}$ ;

1,0 - ширина стенки, м;

$h_0 = \delta - a$  - рабочая высота попечного сечения стенки;

$a$  - защитный слой бетона;

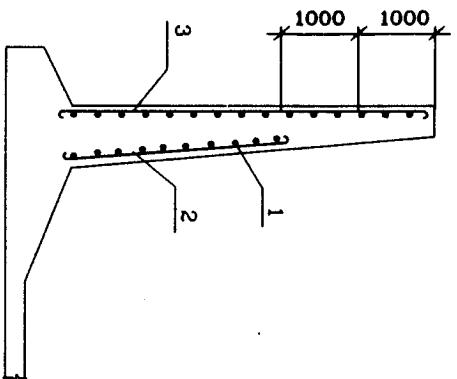
$\eta = 0,9$  - относительная величина плеча внутренней пары сил.

Вертикальная арматура предусматривается у обеих поверх-

Арматура подбирается по усилию  $M$  (от давления воды при отсутствии засыпки грунта) с внутренней стороны резервуара, а по  $M_{tr}$  (от давления грунта при опорожненном резервуаре) - с внешней стороны.

В случае, если требуется незначительное количество арматуры, то она назначается конструктивно - не менее пяти диаметров на 1 пог. м с каждой стороны стенки.

На рис. 2.3 приведена схема армирования стенки.



**Рис. 2.3. Схема армирования цилиндрической стенки резервуара:**

1 - кольцевая арматура; 2 - вертикальная арматура (на момент от давления жидкости); 3 - горизонтальная арматура (на момент от давления грунта)

### 2.1.3. Расчет стен резервуара по второй группе предельных состояний

Конструкция резервуара без предварительного напряжения относится к третьей категории по трещиностойкости.

Расчет по раскрытию трещин производится для наиболее нагруженного кольца стенки как для растянутого элемента по формуле 144 [4]:

$$a_{arc} = \delta_{\varphi_1} \eta \left( \frac{\sigma_s}{E_s} \right) 20 (3,5 - 100 \mu)^{3/4} d$$

где  $\delta$  - коэффициент, принимаемый для растянутых элементов равным 1,2;

$\varphi_1$  - коэффициент, принимаемый при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для кон-

струкций из тяжелого бетона при попарменном водонасыщении и высушивании равным 1,75;

$\eta = 1$  - коэффициент, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля;

$\sigma_s = (S_{max} \cdot 1,0 \cdot 10^3) / A_{st}$  - напряжение в стержнях арматуры, МПа;

$E_s$  - модуль упругости арматуры, МПа (табл. 29 [14]);

$\mu = A_s / (100 \delta_{ct} \cdot 10^2)$  - коэффициент армирования сечения;

$\delta_{ct}$  - толщина стенки, мм;

$d$  - диаметр рабочей продольной арматуры, мм.

При этом должно выполняться условие

$$a_{arc} \leq [a_{arc}],$$

где  $[a_{arc}] = 0,2$  мм - для конструкции III категории трещиностойкости.

## 2.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛЬЦЕВОГО ФУНДАМЕНТА

### 2.2.1. Сбор нагрузок и назначение размеров

Расчет кольцевого фундамента производится приближенным методом. При этом фундамент рассматривается как балка на упругом основании единичной длины.

Кольцевой фундамент воспринимает следующие нагрузки (рис. 2.4):

- временную нагрузку на призме обрушения в пределах обреза фундамента  $N_{wp} = v a_1$ ;
- вес грунта засыпки на обрезах фундамента

$$N_{pr} = \gamma_{pr} (H - 0,5) a_1;$$

$\gamma_{pr}$  - вес жидкости (воды)  $N_b = \gamma_b H a_2$ ;

- вес стены резервуара  $N_{st} = \rho H (\delta_{ct} + 0,1)/2$ .

- вес фундамента  $N_{\Phi} = \rho [a_1(0,2 + \delta_{ct})/2 + \delta_{ct}^2 + a_2(\delta_{ct} + 0,15)/2]$ .

Для определения веса фундамента  $N_{\Phi}$  предварительно из конструктивных требований принимаются минимально допускаемые размеры вылета фундамента  $a_1 = 0,3$  м, западающей части конструктива  $a_2 = 0,7$  м, толщины стенки резервуара  $\delta = \delta_{ct}$  (допуск см. гл. 2.1).

Ширина подошвы фундамента  $a$  (рис. 2.4) определяется из соотношения  $a = \Sigma N/R_o$ , где  $R_o$  - расчетное сопротивление грунта, кПа.

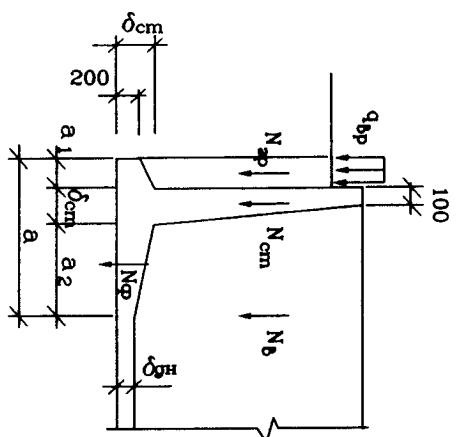


Рис. 2.4. Схема нагружения фундамента

Если из расчета  $a < 1,0$  м, то  $a_1, a_2$  принимаются, что и при расчете веса фундамента. Если  $a > 1,0$  м, то необходимо скорректировать  $a_1$  и  $a_2$ , соответственно их увеличив.

## 2.2.2. Расчет фундамента по первой грани предельных состояний

Для расчета фундамента на пропадывание необходимо принять, что под действием внешних нагрузок стена и фундамент будут изменять свое положение относительно оси  $O$ , проходящей по подошве фундамента (рис. 2.5).

Поперечное сечение стены и фундамента разбивается на простые геометрические фигуры. Определяется расстояние от края фундамента до центра тяжести элемента  $x_i$ ,  $M$ , и площади фигур  $F_i$ ,  $m^2$ :

$$x_1 = a_1/2,$$

$$x_2 = (1/3)a_1, \quad F_2 = (1/2)a_1 \cdot (\delta_{cr} - 0,2),$$

$$x_3 = a_1 + \delta_{cr}/2, \quad F_3 = \delta_{cr} \cdot \delta_{cr},$$

$$x_4 = (1/3)(\delta_{cr}-0,1)+0,1+a_1, \quad F_4 = (1/2) \cdot (\delta_{cr}-0,1) \cdot (H-\delta_{cr}-\delta_{dn}),$$

$$x_5 = a_1 + 0,1/2, \quad F_5 = 0,1 \cdot (H - \delta_{cr}),$$

$$x_6 = (1/2)a_2 + a_1 + \delta_{cr}, \quad F_6 = a_2 \cdot \delta_{dn},$$

$$x_7 = (1/3)a_2 + a_1 + \delta_{cr}, \quad F_7 = (1/2) \cdot (\delta_{cr} - \delta_{dn}) \cdot a_2.$$

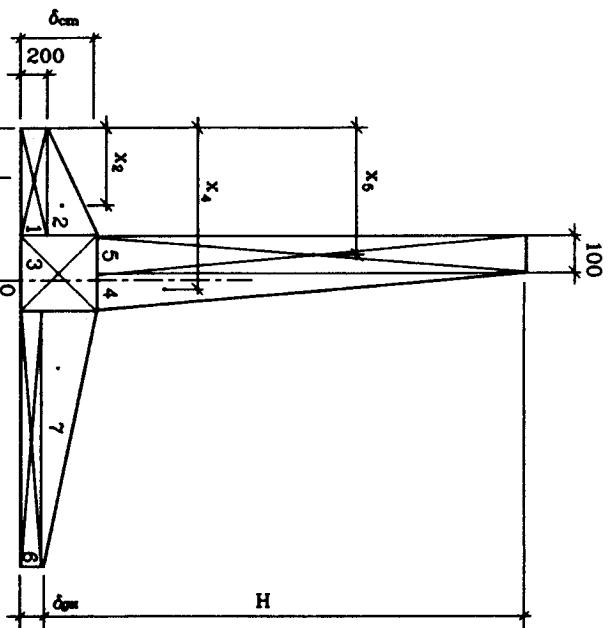


Рис. 2.5. Схема геометрических элементов сечения

Далее рекомендуется определить сумму площадей геометрических фигур  $\Sigma F_i$  и сумму сомножителей  $\Sigma F_i$  на центры тяжести фигур  $x_i$

$$\Sigma F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7;$$

$$\Sigma F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4 + F_5 x_5 + F_6 x_6 + F_7 x_7.$$

Горизонтальная координата оси поворота фундамента относительно оси О

$$x_o = \frac{\Sigma F_i x_i}{\Sigma F_i}$$

Горизонтальная координата центра тяжести сечения стены резервуара

$$x_{ct} = \frac{x_4 F_4 + x_5 F_5}{F_4 + F_5}$$

Горизонтальная координата центра тяжести сечения фундамента

$$x_\Phi = \frac{x_1 F_1 + x_2 F_2 + x_3 F_3 + x_6 F_6 + x_7 F_7}{F_1 + F_2 + F_3 + F_6 + F_7}$$

Фундамент резервуара находится в невыгоднейших состояниях при двух расчетных случаях.

**Случай I** - резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом (рис. 2.6 а).

Давление на грунт под подошвой фундамента

$$P_{max(min)1} = N_1 / F_\Phi \pm M_1 / W_\Phi,$$

где  $N_1 = N_b + N_{ct} + N_\Phi$  - вертикальная нагрузка на фундамент, кН/пог. м;

$$F_\Phi = 1 \cdot a - \text{площадь фундамента на 1 пог. м}, \text{ м}^2;$$

$M_1 = M_b + M_{ct} + M_\Phi = N_b e_b + N_{ct} e_{ct} + N_\Phi e_\Phi$  - момент внешних сил, действующих по подошве фундамента, кН·м/пог. м;

$$e_b = a_1 + \delta_{ct} - a_2 / 2 - x_o - \text{ эксцентрикитет приложения нагрузки}$$

$$N_b, M_b; e_{ct} = x_{ct} - x_o - \text{ эксцентрикитет приложения нагрузки } N_{ct}, M;$$

$$e_\Phi = x_\Phi - x_o - \text{ эксцентрикитет приложения нагрузки } N_\Phi, M;$$

$$W_\Phi = 1 \cdot a^2 / 6 - \text{ момент сопротивления подошвы фундамента, м}^3.$$

**Случай II** - резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой (рис. 2.6 б).

Давление на грунт под подошвой фундамента определяется по формуле

$$P_{max(min)2} = N_2 / F_\Phi \pm M_2 / W_\Phi.$$

где  $N_2 = N_{tr} + N_{ct} + N_\Phi$  - вертикальная нагрузка, кН/пог. м;  $M_2 = M_{tr} + M_{ct} + M_\Phi = N_{tr} e_{tr} + N_{ct} e_{ct} + N_\Phi e_\Phi$  - момент внешних сил кНм/пог. м;

$$e_{tr} = a_1 / 2 - x_o - \text{ эксцентрикитет силы } N_{tr}, M.$$

Остальные обозначения аналогичны I случаю загружения.

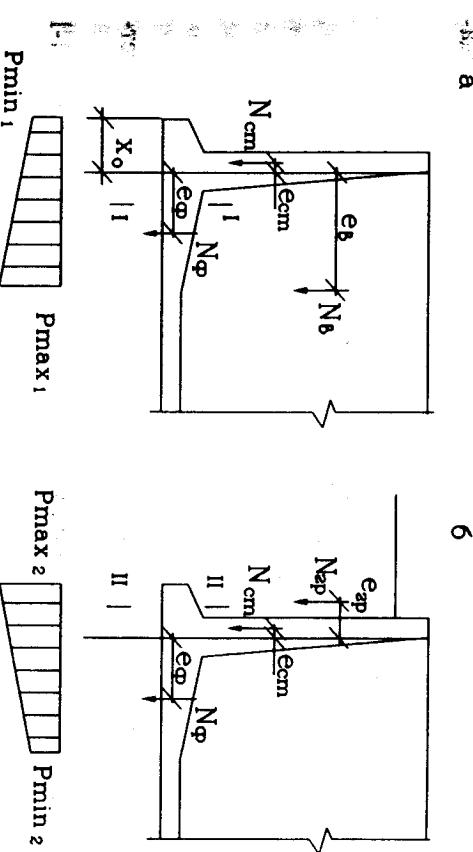


Рис. 2.6. Схема нагружения фундамента:

а - резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом;  
б - резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой

Для двух случаев должны выполняться условия:

$$P_{max} \leq 1,2 R_o,$$

$$P_{max}/P_{min} > 0.$$

Если эти условия не выполняются, то увеличивается ширина подошвы "а".

Опора грунта  $r'$  определяется по тем же формулам, что и  $P_{max(min)1}$ ,  $P_{max(min)2}$ , но с использованием расчетных нагрузок  $N_1$ ,  $M_1$  и  $N_2$ ,  $M_2$ . Для этого при подсчете нагрузок необходимо учесть коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  (см. табл. 1.5)

Для определения полезной высоты фундамента  $h_o$  используется условие на продавливание под стенкой резервуара

$$N_3 - p'(\delta_{cr} + 2 h_o) \leq 10^3 R_{bt} (\delta_{cr} + h_o) h_o,$$

где  $N_3 = N_{sp} \gamma_f + N_{cr} \gamma_f$  - среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания;  
 $p'$  - отпор грунта под фундаментом.

Из вышеприведенного уравнения полезная высота фундамента

$$h_o = \frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

где  $b = 10^3 R_{bt} \delta_{cr} + 2 p'$ ;  
 $a = 10^3 R_{bt}$ ;  
 $c = -N_3 + p' \delta_{cr}$ .

В случае, если по расчету получается  $h_o < \delta_{cr}$ , то принимается  $h_o = \delta_{cr}$ .

Расчетный изгибающий момент от отпора в сечении I-I (рис. 2.6 а)  $M_{I-I} = 0,5 p'_{max} \cdot a_1^2$ .

Расчетный изгибающий момент от отпора в сечении II-II (рис. 2.6 б)

$$M_{II-II} = 0,5 p'_{max} \cdot a_1^2.$$

По наибольшему моменту определяется площадь рабочей арматуры фундамента

$$A_s = \frac{M_{max} \cdot 1 \cdot 10^3}{R_s h_o \cdot 0,9}$$

где  $h_o = (\delta_{cr} - 0,02)$  - полезная высота фундамента.

По сортаменту (прил. 4) назначается диаметр рабочей арматуры; из условия свариваемости (прил. 5) принимается диаметр попечной арматуры. Подобранная арматура (С-1) размещается в нижней части фундамента. Верхняя часть фундамента армируется сеткой С-2 с той же арматурой, что и С-1 (рис. 2.7).

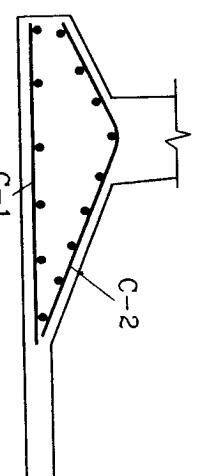


Рис. 2.7. Схема армирования фундамента

## 2.3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ДНИЩА ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА

Плоские днища цилиндрических резервуаров с точки зрения расчетной схемы представляют собой плиту на упругом основании. При достаточно больших размерах диаметра резервуара и существии колонн днище резервуара воспринимает только краевые усилия  $M_o$  и  $Q_o$ , возникающие в месте сопряжения цилиндрической стенки с днищем. Тогда расчет плиты днища с достаточной точностью можно выполнить с помощью теории балки на погруженном основании. Для определения изгибающих моментов  $M_o$  и поперечных сил  $Q_o$  необходимо вырезать в днише двумя сечениями, параллельными диаметру, полосу шириной 1 м.

### 2.3.1. Расчетные усилия в днище

Днище резервуара воспринимает нагрузки, указанные на рис. 2.8.

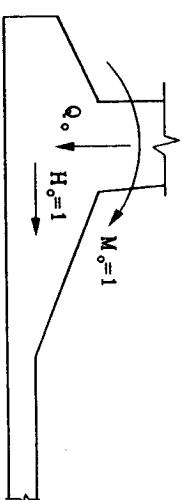


Рис. 2.8. К определению расчетных усилий в днище резервуара:  
 $M_o$  - изгибающий момент,  $Q_o$  - поперечная сила,  $H_o$  - растор

Для использования теории балок на упругом основании определяются характеристики жесткости стены  $s_{st}$  и днища  $s_{dn}$ .

$$S_{cr} = 0,76 \sqrt{\delta_{cr}^r}$$

где  $\delta_{cr}$  - толщина стенки,  $\delta_{cr} = 0,0025 D H$  ( $D, H$  - диаметр и высота резервуара),  $M$ .

$$S_{dh} = \sqrt[4]{4EI / c_z}$$

где  $EI$  - изгибная жесткость полосы плиты шириной, равной единице,  $kN \cdot M$ ;  $c_z$  - коэффициент постели грунта, принимаемый по табл. 2.2,  $kH/M^3$ .

Грунт	Коэффициент постели грунта $c_z \cdot 10^4, kN/m^3$
Крупнообломочный	5 - 10
Песок мелкий	2 - 4
Песок пылеватый	1 - 1,5
Глина твердая	10 - 20
Глинистые грунты пластичные	1 - 4

Таблица 2.2

Отношение толщин стенки и днища  $m_1 = (\delta_{cr}/\delta_{dh})^3$ .

Далее задача решается методом сил. Система уравнений для определения  $M_o$  и  $H_o$  имеет вид

$$(m_1 a_{11}^{dh} + a_{11}^{st})M_o + (m_1 a_{12}^{dh} + a_{12}^{st})H_o + \Delta_{1p} = 0,$$

$$(m_1 a_{21}^{dh} + a_{21}^{st})M_o + (m_1 a_{22}^{dh} + a_{22}^{st})H_o + \Delta_{2p} = 0,$$

где  $a_{11}^{dh}, a_{12}^{dh}, a_{21}^{dh}$  и т.д. - единичные коэффициенты упругой деформации балки (днища) на упругом основании от  $M_o = 1$  и  $H_o = 1$  (действие распора);

$a_{11}^{st}, a_{12}^{st}, a_{21}^{st}$  и т.д. - единичные коэффициенты упругой деформации стенки от  $M_o = 1$  и  $H_o = 1$ ;

$\Delta_{1p}, \Delta_{2p}$  - грузовые члены от действия давления воды  $\Delta_{1p}^b$ ,  $\Delta_{2p}^b$ , грунта  $\Delta_{1p}^{gr}$ ,  $\Delta_{2p}^{gr}$ , веса стенки  $\Delta_{1p}^{st}$ ,  $\Delta_{2p}^{st}$ .

Единичные коэффициенты упругой деформации днища определяются по следующим зависимостям:

$$a_{11}^{dh} = S_{dh}; \quad a_{12}^{dh} = a_{21}^{dh} = S_{dh}^2 / 2; \quad a_{22}^{dh} = S_{dh}^3 / 2$$

Единичные коэффициенты упругой деформации стенки определяются по формулам:

$$a_{11}^{st} = S_{cr}; \quad a_{12}^{st} = a_{21}^{st} = S_{cr}^2 / 2; \quad a_{22}^{st} = S_{cr}^3 / 2$$

Грузовые члены канонических уравнений метода сил:

- от давления воды

$$\Delta_{1p}^b = (\gamma_w \cdot S_{cr}^4) / 4;$$

$$\Delta_{2p}^b = -( \gamma_w \cdot S_{cr}^4 \cdot H) / 4;$$

- от давления грунта

$$\Delta_{1p}^{gr} = -(S_{cr}^4 / 4H) (P_{rp2} - P_{rp1});$$

$$\Delta_{2p}^{gr} = (S_{cr}^4 / 4) P_{rp2},$$

где  $H$  - высота резервуара,  $M$ ;  $P_{rp2}, P_{rp1}$  - давление грунта по низу и верху стенки, определяемое по гл. 2.1.1;

- от веса стенки резервуара

$$\Delta_{1p}^{st} = N \cdot S_{dh} / 2, \quad \Delta_{2p}^{st} = 0,$$

где  $N = \rho H \delta_{cr}$  - погонная поперечная сила по краю днища (в случае, если резервуар закрытый, то учитывается вес покрытия и вес обсыпки грунта).

Таким образом, значения изгибающего момента  $M_o$ , поперечной силы  $Q_o$  и распора  $H_o$  определяются для каждого случая загружения в отдельности из решения системы канонических уравнений: от давления воды  $M_o, H_o, Q_o = 0$ ; от давления грунта  $M_o, H_o, Q_o = 0$ ; от веса стены  $M_o, H_o, Q_o = N = \rho H \delta_{cr}$ .

Затем определяются для каждого загружения в отдельности радиальные моменты

$$M_1 = M_o \eta_1 + (M_o - Q_o S_{dh}) \eta_2 \text{ и}$$

## кольцевые моменты

$$M_2 = (s_{dn}/2x)[M_o\eta_4 + (M_o - s_{dn}Q_o)\eta_3],$$

где  $\eta_1, \eta_2$  - значения гиперболотригонометрических функций, принимаемые по табл. 2.1 в зависимости от текущей координаты  $\Phi$ ;

$\eta_3, \eta_4$  - гиперболотригонометрические функции, равные

$$\eta_3 = \eta_1 + \eta_2; \quad \eta_4 = \eta_1 - \eta_2.$$

Далее выбираются максимальные изгибающие моменты от давления воды  $M_1^b, M_2^b$ ; от давления грунта  $M_1^{gr}, M_2^{gr}$ ; от веса стенки  $M_1^{st}, M_2^{st}$  и рассматриваются два случая загружения резервуара.

**Случай I** - резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом. В этом случае в днище резервуара расчетные усилия будут:

$$M_1 = M_1^b + M_1^{st}; \quad M_2 = M_2^b + M_2^{st}.$$

**Случай II** - резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой. Усилия суммируются следующим образом

$$M_1 = M_1^{gr} + M_1^{st}; \quad M_2 = M_2^{gr} + M_2^{st}.$$

Для дальнейшего расчета рекомендуется выбрать максимальные значения из 2-х случаев загружения и подобрать арматуру.

### 2.3.2. Расчет днища резервуара по первой группе предельных состояний

Площадь радиальной арматуры вычисляется по формуле

$$A_{s1} = M_1/(R_s h_o \cdot 0,9);$$

**кольцевой арматуры**

$$A_{s2} = M_2/(R_s h_o \cdot 0,9).$$

Диаметр арматуры следует подбирать по сортаменту прил.4.

Фрагмент армирования днища приведен на рис. 2.9.

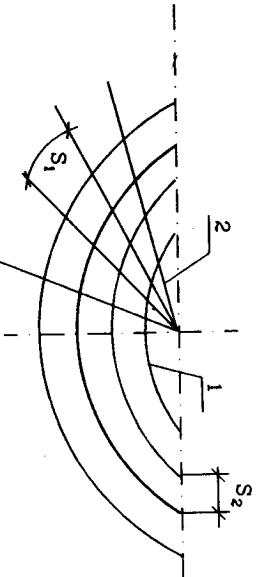


Рис. 2.9. Фрагмент армирования днища резервуара:  
1 - кольцевая арматура; 2 - радиальная арматура

### 2.4. РАСЧЕТ СТЕН РЕЗЕРВУАРА С ПОМОЩЬЮ ПРОГРАММЫ "OST"

В данном пособии предлагается использование программы "OST" для определения внутренних усилий в стенке резервуара от давления воды и грунта. Программный комплекс "OST" разработан в Красноярской государственной архитектурно-строительной академии и предназначен для статического расчета анизотропных ребристых оболочечно-стержневых панелей.

Расчет ведется вариационно-разностным способом в форме метода конечных разностей. В программе используется линейная теория оболочек Кирхгофа-Лява. Для решения используется линейная карточная система координат. Типы возможных оболочек: цилиндр, тор, сфера, плита.

Границные условия - произвольные статические и кинематические как на контуре, так и в области оболочки.

В программе предусматривается разбиение рассматриваемой конструкции на сеточную область и приложение любых статических нагрузок. Параметры структуры сетки, исходная информация для расчета записывается в виде массивов по определенным правилам, где указывается информация о сеточной области, число осей симметрии, параметры структуры сетки, тип рассматриваемой оболочки, геометрические параметры оболочки, физико-геометрические характеристики (модуль упругости, коэффициент Пуассона), нагрузка, граничные условия и признак печати полученных результатов. В частности, параметры структуры сетки, геометрические характеристики оболочки, граничные условия и признак печати полученных результатов. В частности, параметры структуры сетки, геометрические характеристики оболочки, граничные условия и признак печати полученных результатов.

**Массив \$01** - информация о сеточной области. Указывается число узлов сетки по осям X и Y, для заранее разработанной расчетной схемы.

**Массив \$02** - число осей симметрии. В данной версии программы всегда равно 0.

**Массив \$03** - параметры сгущения сетки по осям X и Y. В данной версии программы задаются два целых числа 1, 1.

**Массив \$04** - тип рассматриваемой оболочки. Задается одним целым числом. Для расчета резервуара применимы 2 типа: 1 - цилиндр (если резервуар - цилиндрический); 5 - птига (если резервуар - прямоугольный).

**Массив \$05** - геометрические размеры оболочки. Геометрические размеры оболочки зависят от типа рассматриваемой оболочки:

**цилиндр** -  $\phi_x$  - угол вращения в радианах - RAZ(1); R - радиус вращения - RAZ(2); H - высота цилиндра - RAZ(3);

**птига** -  $H_x$  - длина по оси X;  $H_y$  - длина по оси Y.

**Массив \$06** - физико-геометрические характеристики оболочки. Задаются 4 вещественных числа: 1 - модуль упругости материала  $E_1$ ; 2 - модуль упругости материала  $E_2 = E_1$ ; 3 - коэффициент Пуассона  $\mu$ ; 4 - толщина оболочки (H).

**Массив \$07** - количество ребер на оболочке, параллельных осям X и Y. Так как ребер нет - задаются два 0: KRX - 0; KRY - 0.

**Массив \$08** - количество типов жесткостей ребер вдоль осей X и Y. Задаются KTX - 0; KTY - 0.

**Массив \$09**, **массив \$10**, **массив \$11**, **массив \$12** - информация с расположением ребер вдоль осей X и Y и геометрических характеристиках ребер. Данная информация не заполняется вообще.

**Массив \$13** - равномерное давление на оболочку.

Задаются: признак QX QY QZ

0 0 0 .

**Массив \$14** - количество узлов внутри расчетной области оболочки с заданными нагрузками и перемещениями. Задается одним числом.

**Массив \$15** - величина заданных нагрузок или перемещений во внутренних узлах расчетной области вдоль осей координат (по 6 чисел для каждого узла).

1 - номер узла по оси X (I); 2 - номер узла по оси Y (J); 3 - трехзначное число (NT) - признак задания усилий или перемещений. Для задания усилий признак 0, для перемещений 1. Например, признак 000 означает, что перемещение по оси X нет - 0; задано усилие по оси Y - 0; перемещение по оси Z отсутствует - 0.

**Массив \$16** - количество узлов на контуре оболочки с заданными нагрузками. Задается одним числом.

**Массив \$17** - величины заданных нагрузок или перемещений в контурных узлах расчетной области вдоль осей координат (по 7 чисел для каждого узла).

1 - номер узла по оси X (I); 2 - номер узла по оси Y (J); 3 - пятизначное целое число (NT) - признак задания усилий или перемещений. Для задания усилий признак 0, для перемещений 1. Например, признак 10010 означает, что на контуре задано перемещение по оси X, усилие по оси Y, Z, поворот по оси X.

**Массив \$18** - количество стержней в конструкции и точек оболочки. Не задается (их нет).

**Массив \$21** - количество узлов вне оболочки. Проставляется 0.

**Массив \$23** - признак печати выходных результатов. При задании 1 - выводить на печать; 0 - не выводить.

**Массив \$19**, **Массив \$20** - информация о стержнях вне оболочки. Задаются два нуля.

NP1 - перемещения; NP2 - деформации; NP3 - напряжения; NP4 - усилия.

## 2.5. ПРИМЕР РАСЧЕТА ОТКРЫТОГО МОНОЛИТИЧЕСКОГО ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА

Требуется проектировать монолитный железобетонный цилиндрический резервуар с размерами: диаметр D = 14,6 м; высота H = 5,0 м; емкость - 500 м<sup>3</sup>. Резервуар - открытый (рис. 2.10).

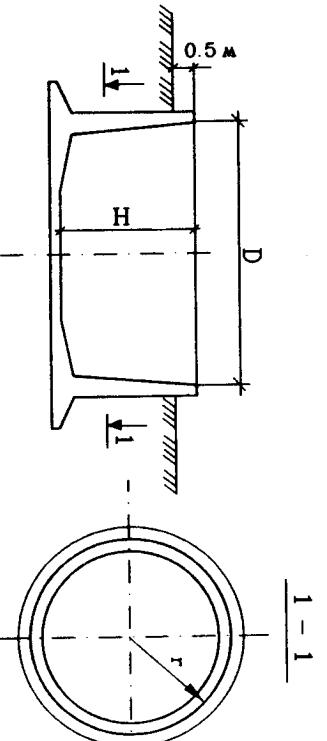


Рис. 2.10. Схематический разрез резервуара

Характеристики грунта: глина твердая; объемная масса грунта  $\gamma_{tr} = 17 \text{ кН}/\text{м}^3$ ; угол внутреннего трения  $\varphi = 35^\circ$ ; расчетное сопротивление грунта  $R_o = 250 \text{ кПа}$ .

Временная нагрузка на призме обрушения  $v = 30 \text{ кН}/\text{м}^2$ . Тип сопряжения стенки с дном - А (жесткое защемление).

**Данные для проектирования.**

Бетон тяжелый класса В15.

Расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие  $R_b = 8,5$  МПа (табл. 13 [14]), расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение  $R_{bt} = 0,75$  МПа, нормативное сопротивление бетона на осевое сжатие  $R_{bt,ser} = 1,15$  МПа (табл. 12 [14]), начальный модуль упругости бетона  $E_b = 23 \cdot 10^3$  МПа (табл. 18 [14]).

Арматура:

- в стенке
  - кольцевая арматура класса А - II,
  - вертикальная арматура класса А - II,
  - расчетное сопротивление арматуры  $R_s = 280$  МПа (см. табл. 22\* [14]),
  - модуль упругости арматуры  $E_s = 21 \cdot 10^4$  МПа (табл. 29\* [14]);
  - в фундаменте
  - рабочая арматура класса А - II,
  - конструктивная арматура класса А - II;
  - в днище
- радиальная арматура класса А - I,
- кольцевая арматура класса А - I,
- расчетное сопротивление арматуры (класс А-І)  $R_s = 225$  МПа (табл. 22\* [14]).

### 2.5.1. Расчет и конструирование стены цилиндрического резервуара

В цилиндрической стенке от гидростатического давления жидкости возникают кольцевые растягивающие усилия (рис. 2.11).

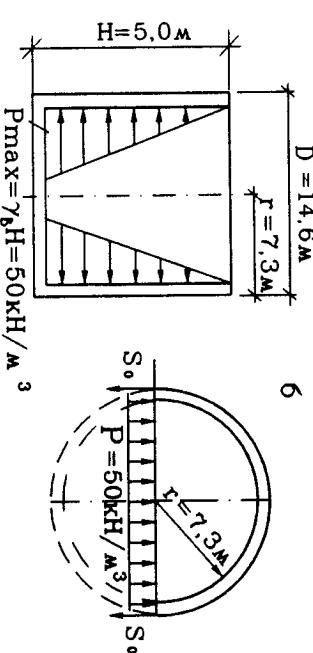


Рис. 2.11. Расчетная схема к определению кольцевых растягивающих усилий в цилиндрической стенке: а - вертикальный разрез резервуара; б - сечение в плане (половина кольца)

На рис. 2.11  $\gamma_b = 10$  кН/м<sup>2</sup> - объемная масса воды.

Величина кольцевых усилий в цилиндрической стенке возрастает пропорционально гидростатическому давлению воды. Для определения кольцевых усилий разобьем высоту H резервуара на зоны (кольца), равные 1,0 м, начиная сверху (рис. 2.12 а). Тогда

$h_1 = 0,5$  м;  $h_2 = 1,5$  м;  $h_3 = 2,5$  м;  $h_4 = 3,5$  м;  $h_5 = 4,5$  м.

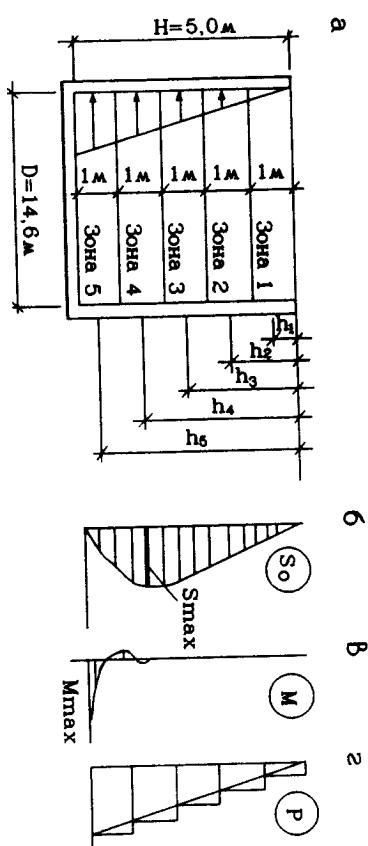


Рис. 2.12. К расчету цилиндрической стены резервуара:

а - разбивка высоты резервуара на зоны; б - эпюра кольцевых усилий  $T$ ; в - эпюра изгибающего момента; г - эпюра гидростатического давления воды

Так как в данном примере предусмотрена жесткая заделка стенки в днище, кольцевые растягивающие усилия определим по следующей зависимости:

$$S_i = S_{oi} - P_{max} r [\eta_1 + \eta_2 (1 - 1/mH)].$$

Алгоритм вычисления кольцевых усилий приведен в табл. 2.3.

При определении  $S_i$  коэффициенты  $\eta_1$  и  $\eta_2$  принимаем по табл. 2.1 в зависимости от текущей координаты  $\varphi_i = m \cdot y_i$ , где  $m$  - характеристика жесткости стенки.

От гидростатического давления воды и давления грунта обсыпки в вертикальной плоскости стены возникают изгибающие моменты.

Максимальный изгибающий момент при действии давления воды

$$M = \frac{P_{max}}{2m^2} \left( 1 - \frac{1}{mH} \right) = \frac{50}{2 \cdot 10^2} \left( 1 - \frac{1}{1,08 \cdot 5} \right) = 17,446 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Распределение момента от давления приведено в табл. 2.3.

Таблица 2.3

**Распределение кольцевых усилий и изгибающего момента по высоте резервуара**

Параметр	Номер зоны				
	1	2	3	4	5
$h_i, \text{м}$	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5
$\gamma_b, \text{kH/m}^3$			10		
$p_i = \gamma_b \cdot h_i, \text{kH/m}^2$	5,0	15	25	35	45
$\Gamma, \text{М}$			7,3		
$S_{oi} = p_i \cdot \Gamma, \text{kH/m}$	36,5	109,5	182,5	255,5	328,5
$y_i, \text{м}$	4,5	3,5	2,5	1,5	0,5
$\delta_{cr} = 0,0025 DH, \text{м}$			0,20		
$m = 1,3 \sqrt{\delta_{cr}}, \text{м}$			1,08		
$\varphi_i = m \cdot y_i$	4,86	3,78	2,70	1,62	0,54
$\eta_1$	0,0008	-0,0177	-0,0608	-0,006	0,5323
$\eta_2$	-0,0080	-0,0137	0,0287	0,2018	0,2908
$\eta_2(1-1/mH)$	-0,0065	-0,0112	0,023	0,1645	0,2370
$\eta_1 + \eta_2(1-1/mH)$	-0,0057	-0,0289	-0,0374	0,1585	0,7693
$p_{max} = \gamma_b \cdot H, \text{kH/m}^2$			50		
$p_{max} \cdot \Gamma, \text{kH/m}$			365		
$p_{max} \cdot [(\eta_1 + \eta_2(1-1/mH))]$	-2,081	-10,548	-13,651	57,853	280,79
$S_i, \text{kH/m}$	38,581	120,048	196,151	197,647	47,71
$M_i, \text{kH/m}$	0,0185	-0,004	-0,838	-3,100	2,748

Расчетная схема цилиндрического резервуара в вертикальной плоскости стенки показана на рис. 2.13.

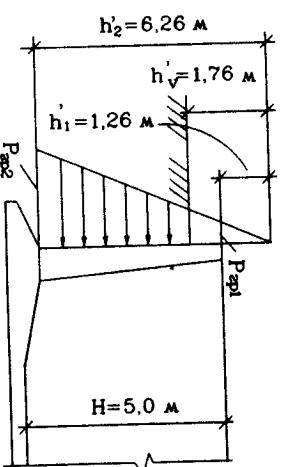
Определим высоту эквивалентного слоя грунта от временной нагрузки на призме обрушения  $v = 30 \text{ kH/m}^2$ :

$$h_v = v/\gamma_p = 30/17 = 1,76 \text{ м.}$$

Вычислим расстояния от уровня грунта до верха стенки  $h'_1$  и  $h'_2$  - от уровня грунта до низа стенки (см. рис. 2.13).

$$h'_1 = h_v - 0,5 = 1,76 - 0,5 = 1,26 \text{ м.}$$

$$h'_2 = H - 0,5 + h_v = 5 - 0,5 + 1,76 = 6,26 \text{ м.}$$



**Рис. 2.13. Расчетная схема цилиндрического резервуара в вертикальной плоскости для определения давления грунта на стенку**

Так как соединение стенки с дном жесткое, то изгибающий момент в стенке резервуара с учетом временной нагрузки определим из зависимости (гл. 2.1.1)

$$M = \frac{0,5 p_{max}}{m^2} \left[ 1 - \frac{1 - (p_{rp1}/p_{rp2})}{mH} \right]$$

Результаты приведены в табл. 2.4.

**Таблица 2.4**

**Значения изгибающих моментов в стенке резервуара**

Параметр	Значение
$h, \text{м}$	1,08
$m^2, \text{м}^2$	1,166
$\Phi^2(45 - \Phi/2)$	0,261
$p_{rp1} = \gamma_p \cdot h'_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \Phi/2)$	5,591
$p_{rp2} = \gamma_p \cdot h'_2 \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \Phi/2)$	27,775
$(1 - p_{rp1}/p_{rp2})/(mH)$	0,798
$M = \frac{0,5 p_{max}}{m^2} \left[ 1 - \frac{1 - (p_{rp1}/p_{rp2})}{mH} \right], \text{kH.m}$	0,147
	10,159

Площадь сечения кольцевой арматуры определим из условия прочности растянутого элемента на 1 пог. м.

$$A_{si} = \frac{\gamma_f S_i \cdot 1,0 \cdot 10^3}{R_s}$$

где  $\gamma_f = 1,1$  - коэффициент надежности по нагрузке (от воды);  
 $S_i$  - кольцевое усилие (табл. 2.3).

Результаты расчета площади сечения кольцевой арматуры представлены в табл. 2.5

Таблица 2.5

Подбор диаметров кольцевой арматуры резервуара				
Номер зоны	Кольцевое усилие $S_i$ , кН/м	Требуемая площадь арматуры, $A_{si}$ , мм <sup>2</sup>	Количество и диаметр арматуры	Назначенная площадь арматуры, мм <sup>2</sup>
1	38,581	152	5 Ø 10 A-II	393
2	120,048	472	5 Ø 12 A-II	565
3	196,151	771	10 Ø 10 A-II	785
4	197,647	777	10 Ø 14 A-II	1539
5	47,71	187	5 Ø 10 A-II	393

Количество и диаметр арматуры назначены в соответствии с прил. 4. При назначении арматуры приняты не более 3 различных диаметров по высоте. Расположение этой арматуры в стенке резервуара показано на рис. 2.14.

Площадь сечения **вертикальной** арматуры определим из условия прочности изгибающего элемента прямоугольной формы шириной 1,0 м и высотой поперечного сечения  $h = \delta_{ct}$ ,

$$A_{si} = \frac{\gamma_f M \cdot 1 \cdot 10^6}{h_0 \eta R_s} = \frac{1,1 \cdot 17,446 \cdot 1,0 \cdot 10^6}{180 \cdot 0,9 \cdot 280} = 385 \text{ мм}^2$$

где  $M = 17,446 \text{ кН} \cdot \text{м}$  - наибольший изгибающий момент, возни- кающий в стенке резервуара;

$h_0 = \delta_{ct} - a = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ м}$  - рабочая высота поперечно-го сечения стеки;

$\eta = 0,9$  - относительная величина плеча внутренней пары усилий.

Назначаем арматуру по сортаменту прил. 4 на 1 пог.м 5 Ø 10 A-II  $A_{si}=393 \text{ мм}^2$  с шагом 200. Вертикальную арматуру размещаем

у обеих поверхностей стенки. На рис. 2.14 приведена схема армирования стенки.

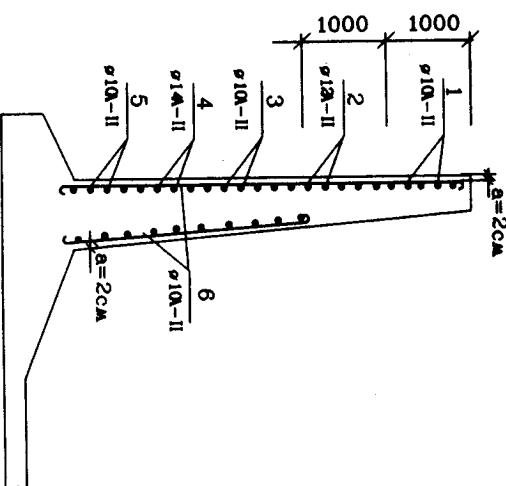


Рис. 2.14. Схема армирования стенки резервуара: а - защитный слой

Конструкция резервуара без предварительного напряжения арматуры относится к третьей категории по трещиностойкости. Расчет стены резервуара по второй группе предельных состояний (по раскрытию трещин) производим для наиболее нагруженного кольца стенки как для растянутого элемента:

$$a_{etc} = \delta \Phi_1 \eta (\sigma_s / E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\mu)^{3/4} d =$$

$$= 1,2 \cdot 1,75 \cdot 1,0 \cdot 128,43 / 21 \cdot 10^4 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0076)^{3/4} 14 = 0,164 \text{ мм}$$

где  $\delta$  - коэффициент, принимаемый для растянутых элементов равным 1,2;

$\Phi_1$  - коэффициент, принимаемый при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона при переменном водонасыщении и высыпывании, равным 1,75;

$\eta = 1$  - коэффициент, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля;

$\sigma_s = (S_{max} \cdot 1,0 \cdot 10^3) / A_{si} = (197,647 \cdot 1,0 \cdot 10^3) / 1539 = 128,43 \text{ МПа}$  - напряжение в стержнях арматуры;

$$\mu = A_s / (100 \delta_{ct} \cdot 10^2) = 1539 / (100 \cdot 20 \cdot 10^2) = 0,0076.$$

Сравним:  $a_{\text{ср}} = 0,164 \text{ мм} < [a_{\text{ср2}}] = 0,2 \text{ мм}$ . Условие удовлетворяется.

### 2.5.2. Расчет и конструирование кольевого фундамента

Расчет кольевого фундамента производим приближенным методом как балки на упругом основании единичной длины. Рачетная схема фундамента показана на рис. 2.15.

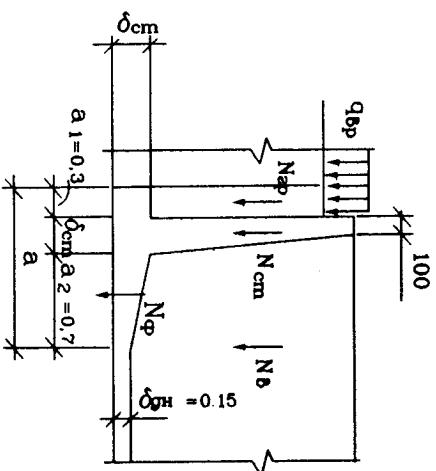


Рис. 2.15. Схема нагружения фундамента

Назначаем предварительно минимально допускаемые размеры фундамента из конструктивных требований: вылет фундамента  $a_1 = 0,3 \text{ м}$ ; западающая часть фундамента  $a_2 = 0,7 \text{ м}$ .

На фундамент действуют нагрузки:

- вертикальная нагрузка на призме обрушения в пределах обреза фундамента

$$N_{\text{вр}} = v a_1 = 30 \cdot 0,3 = 9 \text{ кН}/\text{м};$$

- вес грунта засыпки на обрезах фундамента

$$N_{\text{тр}} = \gamma_{\text{тр}} (H - 0,5) a_1 = 17(5-0,5)0,3 = 22,95 \text{ кН}/\text{м};$$

- вес столба жидкости (воды)

$$N_{\text{в}} = \gamma_{\text{в}} H a_2 = 10 \cdot 5 \cdot 0,7 = 35 \text{ кН}/\text{м};$$

- вес стенки резервуара

$$N_{\text{ср}} = \rho H (\delta_{\text{ср}} + 0,1)/2 = 25 \cdot 5 \cdot (0,20+0,1)/2 = 18,75 \text{ кН}/\text{м};$$

- вес фундамента

$$\begin{aligned} N_{\Phi} &= \rho [a_1 (0,2+\delta_{\text{ср}})/2 + \delta_{\text{ср}}^2 + a_2 (\delta_{\text{ср}} + 0,15)/2] = \\ &= 25[0,3(0,2+0,20)/2 + 0,20^2 + 0,7(0,20+0,15)/2] = 5,56 \text{ кН}/\text{м}. \end{aligned}$$

Суммарная нагрузка на фундамент  
 $\Sigma N = N_{\text{вр}} + N_{\text{тр}} + N_{\text{в}} + N_{\text{ср}} + N_{\Phi} =$   
 $= 9 + 22,95 + 35 + 18,75 + 5,56 = 91,26 \text{ кН}/\text{м}$ .  
 Уточним ширину подошвы фундамента:  
 $a = \Sigma N/R_o = 91,26/250 = 0,365 \text{ м} < 1,0 \text{ м}$ ,  
 $R_o = 250 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление грунта (по заданию).

Принимаем ширину подошвы фундамента

$$a = a_1 + \delta_{\text{ср}} + a_2 = 0,3 + 0,20 + 0,7 = 1,20 \text{ м}.$$

Для расчета фундамента на продавливание принимаем, что под действием внешних нагрузок стена и фундамент будут измечать свое положение относительно оси O, проходящей по подошве фундамента (см. рис. 2.5).

Разобьем поперечное сечение стены и фундамента на геометрические фигуры. В данном примере при сравнении с рис. 2.5 оординаты  $x_2$  и площадь  $F_2$  равны 0, т.к.  $\delta_{\text{ср}} = 200 \text{ мм}$ . Определим расстояние от края фундамента до центра тяжести элемента  $i$  и площади фигур  $F_i$ :

$$\begin{aligned} x_1 &= a_1/2 = 0,3/2 = 0,15 \text{ м}, \\ x_2 &= (1/3)a_{10} = (1/3)0,3 = 0,1 \text{ м}, \\ x_3 &= (1/3)a_1 = 0,3/2 = 0,15 \text{ м}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_1 &= a_1 \cdot 0,2 = 0,3 \cdot 0,2 = 0,06 \text{ м}^2, \\ F_2 &= (1/2)a_1(\delta_{\text{ср}} - 0,2) = \\ &= (1/2)(0,3)(0,20 - 0,2) = 0 \text{ м}^2, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_4 &= (1/3)(\delta_{\text{ср}} - 0,1) + 0,1 + a_1 = \\ &= (1/3)(0,20-0,1)+0,1+0,3=0,43 \text{ м}, \\ F_4 &= (1/2)(\delta_{\text{ср}}-0,1)(H-\delta_{\text{ср}}-\delta_{\text{ди}}) = \\ &= (1/2)(0,20-0,1)(5-0,20-0,15) = \\ &= 0,23 \text{ м}^2, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_5 &= a_1+0,1/2 = 0,3+0,05 = 0,35 \text{ м}, \\ F_5 &= 0,1(H-\delta_{\text{ср}}-\delta_{\text{ди}})=0,1(5-0,20- \\ &-0,15) = 0,47 \text{ м}^2, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_6 &= (1/2)a_2 + a_1 + \delta_{\text{ср}} = \\ &= (1/2)0,7+0,3+0,20 = 0,85 \text{ м}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_7 &= (1/3)a_2 + a_1 + \delta_{\text{ср}} = \\ &= (1/3)0,7+0,3+0,20 = 0,733 \text{ м}, \\ F_7 &= (1/2)(\delta_{\text{ср}} - \delta_{\text{ди}}) a_2 = \\ &= (1/2)(0,20-0,15)0,7=0,018 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Вычислим сумму площадей геометрических фигур  $\Sigma F_i$  и сумму сомножителей  $\Sigma F_i$  на центры тяжести фигур  $x_i$ :

$$\begin{aligned} \Sigma F_i &= 0,06+0,040+0,230+0,470+0,105+0,018=0,923 \text{ м}^2, \\ &+0,105 \cdot 0,85+0,018 \cdot 0,733 = 0,3906 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Горизонтальная координата оси поворота фундамента относительно оси О

$$x_o = \frac{\Sigma F_i x_i}{F_i} = \frac{0,3906}{0,923} = 0,42 \text{ м}$$

Горизонтальная координата центра тяжести сечения стенки резервуара

$$x_{ct} = \frac{x_4 F_4 + x_5 F_5}{F_4 + F_5} = \frac{0,43 \cdot 0,23 + 0,35 \cdot 0,47}{0,230 + 0,470} = \frac{0,263}{0,700} = 0,38 \text{ м}$$

Горизонтальная координата центра тяжести сечения фундамента:

$$x_\Phi = \frac{x_1 F_1 + x_3 F_3 + x_6 F_6 + x_7 F_7}{F_1 + F_3 + F_6 + F_7} = \frac{0,1270}{0,223} = 0,57 \text{ м}$$

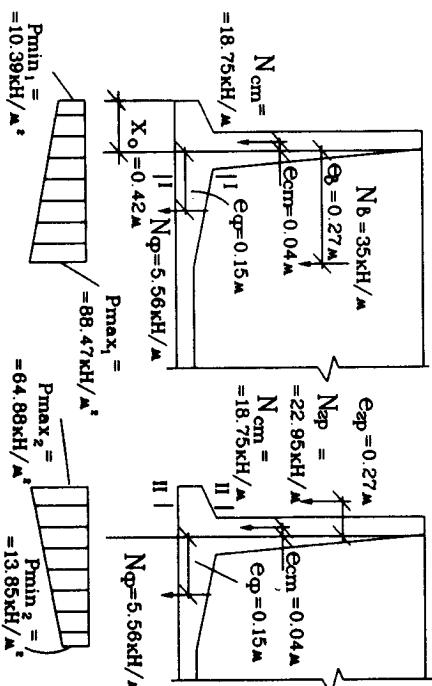
Дальнейший расчет фундамента производим по двум невыгоднейшим состояниям.

**Случай I** - резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом (рис. 2.16 а).

Вертикальная нагрузка на фундамент в этом случае

$$N_1 = N_b + N_{ct} + N_\Phi = 35 + 18,75 + 5,56 = 59,31 \text{ кН/м.}$$

a б



**Рис. 2.16. Схема нагрузки фундамента:**

а - резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом;

б - резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой

Эксцентриситет приложения вертикальных нагрузок:  
 $e_b = a_1 + \delta_{ct} - a_2/2 - x_o = 0,3 + 0,20 - 0,7/2 - 0,42 = -0,27 \text{ м};$   
 $e_{ct} = x_{ct} - x_o = 0,38 - 0,42 = -0,04 \text{ м};$   
 $e_\Phi = x_\Phi - x_o = 0,57 - 0,42 = 0,15 \text{ м.}$

Момент внешних сил, действующих по подошве фундамента,  
 $M_1 = M_b + M_{ct} + M_\Phi = N_b e_b + N_{ct} e_{ct} + N_\Phi e_\Phi =$

$$= 35(-0,27) + 18,75(-0,04) + 5,56 \cdot 0,15 = -9,45 - 0,75 + 0,83 = -9,37 \text{ кНм/м.}$$

Площадь фундамента на 1 пол. м

$$F_\Phi = 1 \text{ а} = 1 \cdot 1,20 = 1,20 \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления подошвы фундамента на 1 пол. м

$$W_\Phi = 1 \text{ а}^2/6 = 1 \cdot 1,20^2/6 = 0,24 \text{ м}^3.$$

Тогда давление на грунт под подошвой фундамента составит

$$p_{max(min)} = N_1/W_\Phi = 59,31/1,20 \pm 9,37/0,24;$$

$$p_{max1} = 49,43 + 39,04 = 88,47 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{min1} = 49,43 - 39,04 = 10,39 \text{ кН/м}^2.$$

**Случай II** - резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой (рис. 2.16 б).

Вертикальная нагрузка на фундамент

$$N_2 = N_{tr} + N_{ct} + N_\Phi = 22,95 + 18,75 + 5,56 = 47,26 \text{ кН/пол. м.}$$

Эксцентриситет приложения нагрузки  $N_{tr}$

$$e_{tr} = a_1/2 - x_o = 0,3/2 - 0,42 = -0,27 \text{ м.}$$

Изгибающий момент по подошве фундамента

$$M_2 = M_{tr} + M_{ct} + M_\Phi = 22,95 \cdot (-0,27) + 18,75(-0,04) + 5,56 \cdot 0,15 = = -6,20 - 0,75 + 0,83 = -6,12 \text{ кНм/пол. м.}$$

Давление на грунт под подошвой фундамента:

$$p_{max(min)} = N_2/W_\Phi = 47,26/1,20 \pm 6,12/0,24 = 39,38 \pm 25,25;$$

$$p_{max1} = 39,38 + 25,25 = 64,88 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{min2} = 39,38 - 25,25 = 13,89 \text{ кН/м}^2.$$

Проверим условия

$$p_{max} \leq 1,2 R_o \quad p_{max}/p_{min} > 0$$

для двух случаев невыгоднейших состояний:

**Случай I**

$$p_{max1} = 88,47 \text{ кН/м}^2 < 1,2 R = \quad p_{max2} = 64,88 \text{ кН/м}^2 < 1,2 R = \\ = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{max1}/p_{min1} = 88,47/10,39 = 8,51 > 0. \quad p_{max2}/p_{min2} = 64,88/13,89 = 4,67 > 0.$$

Условия выполняются.

Определим отпор грунта  $p'$  для 2-х случаев.

### Случай I

Усилия по подошве фундамента вычислим с учетом коэффициентов надежности по нагрузке.

$$N = N_b 1,1 + N_{cr} 1,1 + N_\Phi 1,1 = 1,1(N_b + N_{cr} + N_\Phi) = 1,1 \cdot 59,31 = 65,24 \text{ кН/м.}$$

$$M = 1,1 M_1 = 1,1 \cdot 9,37 = 10,31 \text{ кНм/м.}$$

Тогда отпор грунта составит

$$\begin{aligned} p'_{max(min)1} &= N/F_\Phi \pm M/W_\Phi = 65,24/1,20 \pm 10,31/0,24 = 54,37 \pm 42,96; \\ p'_{max1} &= 97,33 \text{ кН/м}^2; \\ p'_{min1} &= 11,41 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

### Случай II

$$\begin{aligned} N &= N_{tp} 1,15 + N_{cr} 1,1 + N_\Phi 1,1 = 22,95 \cdot 1,15 + 18,75 \cdot 1,1 + 5,56 \cdot 1,1 = \\ &= 53,14 \text{ кН/м.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 1,15 M_{tp} + 1,1(M_{cr} + M_\Phi) = 1,15 \cdot (-6,20) - 1,1(0,75 - 0,83) = \\ &= -7,04 \text{ кНм/м.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p'_{max(min)2} &= N/F_\Phi + M/W_\Phi = 53,14/1,20 \pm 7,04/0,24 = 44,28 \pm 29,08; \\ p'_{max2} &= 44,28 + 29,33 = 73,61 \text{ кН/м}^2; \\ p'_{min2} &= 44,28 - 29,33 = 14,95 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Вычислим полезную высоту фундамента из условия на предавливание под стенкой резервуара:

$$\begin{aligned} h_0 &= -\frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = -\frac{344,66 \pm \sqrt{118791 - 4 \cdot 750(-12,85)}}{2 \cdot 750} = \\ &= -\frac{344,66 \pm 396,44}{1500} = 0,04 \text{ м} \end{aligned}$$

$$\text{где } b = 10^3 R_{bt} \delta_{cr} + 2p' = 10^3 \cdot 0,75 \cdot 0,20 + 2 \cdot 97,33 = 344,66;$$

$$a = 10^3 R_{bt} = 10^3 \cdot 0,75 = 750;$$

$$c = -N_3 + p' \delta_{cr} = -32,32 + 97,33 \cdot 0,20 = -12,85;$$

$$N_3 = N_{bp} \gamma_f + N_{cr} \gamma_f = 9 \cdot 1,3 + 18,75 \cdot 1,1 = 32,32.$$

Принимаем  $h_0 = \delta_{cr} = 0,20 \text{ м}$ , т.к. по расчету  $h_0$  незначительно.

Расчетный изгибающий момент от отпора в сечении I-I (рис. 2.16 а)

$$M_{I-I} = p'_{max1} a_2^2 \cdot 0,5 = 97,33 \cdot 0,72 \cdot 0,5 = 23,85 \text{ кНм/м.}$$

Расчетный изгибающий момент от отпора в сечении II-II (рис. 2.16 б)

$$M_{II-II} = p'_{max2} a_1^2 \cdot 0,5 = 73,61 \cdot 0,32 \cdot 0,5 = 3,31 \text{ кНм/м.}$$

Таким образом, максимальный изгибающий момент от отпора грунта

$$M_{max} = M_{I-I} = 23,85 \text{ кНм/м.}$$

Требуемое армирование определим по максимальному моменту:

$$A_s = \frac{M_{max} \cdot 1 \cdot 10^6}{R_s h_0 0,9} = \frac{23,85 \cdot 1 \cdot 10^6}{280 \cdot 180 \cdot 0,9} = 525 \text{ мм}^2$$

где  $h_0 = (\delta_{cr} - 0,02) = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ м}$  - полезная высота фундамента.

По сортаменту прил. 4 назначим  $5 \varnothing 12 \text{ A-II}$  с  $A_s = 565 \text{ мм}^2$  с шагом  $s = 200 \text{ мм}$ .

Арматуру в другом направлении назначаем из условия свариваемости прил. 5  $5 \varnothing 10 \text{ A-II}$  с шагом  $s = 200 \text{ мм}$ .

В таком случае рекомендуем в нижней зоне фундамента сетку C-1 с диаметрами арматуры:

$$5\varnothing 12 \text{ A-II - 100}$$

$$5\varnothing 10 \text{ A-II - 100}$$

В верхней зоне назначим из конструктивных соображений сетку C-2 с теми же диаметрами арматуры:

$$5\varnothing 12 \text{ A-II - 200}$$

$$5\varnothing 10 \text{ A-II - 200}$$

### 2.5.3 Расчет и конструирование днища резервуара

Вычислим характеристики жесткости стенки и днища резервуара.

$$s_{cr} = 0,76 \sqrt{\delta_{cr} r} = 0,76 \sqrt{0,20 \cdot 7,3} = 0,918 \text{ м}$$

где  $\delta_{cr} = 0,20 \text{ м}$  - уточненная толщина стенки из расчета по трещиностойкости (расчет по второй группе предельных состояний).

$$s_{\text{дн}} = \sqrt[4]{4EI / c_z} = \sqrt[4]{(4 \cdot 6469) / (20 \cdot 10^4)} = 0,600 \text{ м}$$

где  $EI = (23 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,15^3) / 12 = 6469 \text{ кН м}$  - изгибаная жесткость днища резервуара;  
 $c_z = 20 \cdot 10^4 \text{ кН/m}^3$  - коэффициент постели грунта для твердой глины (табл. 2.2).

Отношение толщины стенки и днища

$$m_1 = (\delta_{\text{ст}} / \delta_{\text{дн}})^3 = (0,20 / 0,15)^3 = 2,37.$$

Определим единичные коэффициенты упругой деформации днища:

$$a_{11}^{\text{дн}} = s_{\text{дн}} = 0,600;$$

$$a_{12}^{\text{дн}} = a_{21}^{\text{дн}} = s_{\text{дн}}^2 / 2 = 0,600^2 / 2 = 0,180;$$

$$a_{22}^{\text{дн}} = s_{\text{дн}}^3 / 2 = 0,600^3 / 2 = 0,108.$$

Найдем единичные коэффициенты упругой деформации стенки:

$$a_{11}^{\text{ст}} = s_{\text{ст}} = 0,918;$$

$$a_{12}^{\text{ст}} = a_{21}^{\text{ст}} = s_{\text{ст}}^2 / 2 = 0,918^2 / 2 = 0,421;$$

$$a_{22}^{\text{ст}} = s_{\text{ст}}^3 / 2 = 0,918^3 / 2 = 0,387.$$

Вычислим грузовые члены канонических уравнений метода сил:

- от давления воды

$$\Delta_{1p}^{\text{в}} = (\gamma_b \cdot s_{\text{ст}}^4) / 4 = (10 \cdot 0,918^4) / 4 = 1,775,$$

$$\Delta_{2p}^{\text{в}} = -(\gamma_b \cdot s_{\text{ст}}^4 \cdot H) / 4 = -(10 \cdot 0,918^4 \cdot 5,0) / 4 = -8,877,$$

где  $H = 5,0 \text{ м}$  - высота резервуара;

- от давления грунта

$$\Delta_{1p}^{\text{г}} = -(s_{\text{ст}}^4 / 4H)(p_{\text{тр2}} - p_{\text{тр1}}) = -(0,918^4 / 4 \cdot 5)(27,775 - 5,591) = -0,788,$$

где  $p_{\text{тр2}} = 27,775 \text{ кН/m}$ ,  $p_{\text{тр1}} = 5,591 \text{ кН/m}$  - давление грунта по низу и верху стенки (см. расчет усилий в стенке резервуара),

$$\Delta_{2p}^{\text{г}} = (s_{\text{ст}}^4 / 4)p_{\text{тр2}} = (0,918^4 / 4) \cdot 27,775 = 4,93.$$

- от веса стенки резервуара

$$\Delta_{1p}^{\text{вт}} = N s_{\text{дн}} / 2 = \rho H \delta_{\text{ст}} s_{\text{дн}} / 2 = 25(0,600 / 2) = 7,500,$$

где  $N = \rho H \delta_{\text{ст}} = 25 \cdot 5 \cdot 0,2 = 25,0 \text{ кН}$  - погонная попеченная сила по краю днища от веса цилиндрической стенки,

$$\Delta_{2p}^{\text{вт}} = 0.$$

Составляем систему канонических уравнений от загружений согласно гл. 2.3.1:

от давления воды

$$(2,37 \cdot 0,600 + 0,918) M_o + (2,37 \cdot 0,180 + 0,421) H_o + 1,775 = 0, \\ (2,37 \cdot 0,600 + 0,918) M_o + (2,37 \cdot 0,108 + 0,387) H_o - 8,877 = 0;$$

от давления грунта

$$(2,37 \cdot 0,600 + 0,918) M_o + (2,37 \cdot 0,180 + 0,421) H_o - 0,788 = 0, \\ (2,37 \cdot 0,180 + 0,421) M_o + (2,37 \cdot 0,108 + 0,387) H_o + 4,93 = 0;$$

от веса цилиндрической стенки

$$(2,37 \cdot 0,600 + 0,918) M_o + (2,37 \cdot 0,180 + 0,421) H_o + 7,500 = 0, \\ (2,37 \cdot 0,180 + 0,421) M_o + (2,37 \cdot 0,108 + 0,387) H_o + 0 = 0.$$

Решим системы уравнений с применением теории матриц.

От давления воды

$$2,34 M_o + 0,848 H_o + 1,775 = 0, \\ 0,848 M_o + 0,643 H_o - 8,877 = 0.$$

Запишем систему уравнений в матричной форме:

$$\begin{vmatrix} 2,34 & 0,848 \\ 0,848 & 0,643 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} M_o \\ H_o \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1,775 \\ -8,877 \end{vmatrix}$$

Вычислим:

$$D = \begin{vmatrix} 2,340 & 0,848 \\ 0,848 & 0,643 \end{vmatrix} = 2,340 \cdot 0,643 - 0,848 \cdot 0,848 = \\ = 1,504 - 0,719 = 0,785,$$

$$D_1 = \begin{vmatrix} -1,775 & 0,848 \\ 8,877 & 0,643 \end{vmatrix} = (-1,775) \cdot 0,643 - 8,877 \cdot 0,848 = \\ = -1,141 - 7,527 = -8,668,$$

$$D_2 = \begin{vmatrix} 2,340 & -1,775 \\ 0,848 & 8,877 \end{vmatrix} = 2,340 \cdot 8,877 - (-1,775) \cdot 0,848 = \\ = 20,772 + 1,505 = 22,277.$$

Тогда неизвестные будут равны:

$$M_o = D_1/D = -8,660/0,785 = -11,042,$$

$$H_o = D_2/D = 22,277/0,785 = 28,378.$$

Проверка правильности найденных неизвестных (подставим значения  $M_o$  и  $H_o$  в первое уравнение системы):

$$(-11,042) \cdot 2,340 + 28,378 \cdot 0,848 + 1,775 = 0,001,$$

что достаточно для дальнейших вычислений.

#### От давления грунта

Система уравнений в матричной форме:

$$\begin{vmatrix} 2,340 & 0,848 \\ 0,848 & 0,643 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} M_o \\ H_o \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0,788 \\ -4,930 \end{vmatrix}$$

$$D = \begin{vmatrix} 2,340 & 0,848 \\ 0,848 & 0,643 \end{vmatrix} = 0,785,$$

$$D_1 = \begin{vmatrix} 0,788 & 0,848 \\ -4,930 & 0,643 \end{vmatrix} = 0,785,$$

$$D_2 = \begin{vmatrix} 0,788 & -4,930 \\ -4,930 & 0,643 \end{vmatrix} = 0,785,$$

$$D_2 = \begin{vmatrix} 2,340 & 0,788 \\ 0,848 & -4,930 \end{vmatrix} = 2,340 \cdot (-4,930) - 0,848 \cdot 0,788 = \\ = -11,536 - 0,668 = -12,204.$$

$$M_o = D_1/D = 4,688/0,785 = 5,972,$$

Погрешность вычислений составляет:

$$5,972 \cdot 2,340 + (-15,547) \cdot 0,848 - 0,788 = 0,0020.$$

#### От веса цилиндрической стенки

Система уравнений в матричной форме

$$\begin{vmatrix} 2,340 & 0,848 \\ 0,848 & 0,643 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} M_o \\ H_o \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -7,500 \\ 0 \end{vmatrix}$$

$$D = \begin{vmatrix} 2,340 & 0,848 \\ 0,848 & 0,643 \end{vmatrix} = 0,785,$$

$$D_1 = \begin{vmatrix} -7,500 & 0,848 \\ 0 & 0,643 \end{vmatrix} = (-7,500) \cdot 0,643 - 0 \cdot 0,848 = -4,822,$$

$$D_2 = \begin{vmatrix} 2,340 & -7,500 \\ 0,848 & 0 \end{vmatrix} = 2,340 \cdot 0 - (-7,500) \cdot 0,848 = 6,360.$$

$$M_o = D_1/D = -4,822/0,785 = -6,143,$$

$$H_o = D_2/D = 6,360/0,785 = 8,102.$$

Погрешность вычислений составляет:

$$(-6,143) \cdot 2,340 + 8,102 \cdot 0,848 + 7,500 = -0,004.$$

Таким образом, исходя из выше приведенного расчета значений концевых усилий (см. рис. 2.8) будут равны:

от давления воды  $M_o = -11,042$ ;  $H_o = 28,378$ ;  $Q_o = 0$ ;  
от давления грунта  $M_o = 5,972$ ;  $H_o = -15,547$ ;  $Q_o = 0$ ;  
от веса цилиндрической стенки  $M_o = -6,143$ ;  $H_o = 8,102$ ;  $Q_o = 0$ .

$$= 25,0.$$

Далее определим радиальные моменты в днище

$$M_1 = M_o \eta_1 + (M_o - Q_o S_{dh}) \eta_2$$

и кольцевые моменты

$$M_2 = (S_{dh}/2x)[M_o \eta_4 + (M_o - S_{dh} Q_o) \eta_3].$$

При этом учитываем, что отсчет текущей координаты  $\varphi$  производим от края днища; коэффициенты  $\eta_1$  и  $\eta_2$  определяем по табл. 2.1;  $\eta_3$  и  $\eta_4$  из выражений  $\eta_3 = \eta_1 + \eta_2$ ;  $\eta_4 = \eta_1 - \eta_2$ .

Расчет усилий в днище представим в табличной форме (см. табл. 2.6), из которой выбираем максимальные значения изгибающих моментов.

Радиальные моменты

$$\begin{array}{ll} \text{от давления воды} & M_1^R = -11,042 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ \text{от давления грунта} & M_1^{RP} = 5,972 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ \text{от веса стенки} & M_1^{CT} = 6,143 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{array}$$

Кольцевые моменты

$$\begin{array}{ll} \text{от давления воды} & M_2^R = -0,517 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ \text{от давления грунта} & M_2^{RP} = 0,489 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ \text{от веса стенки} & M_2^{CT} = -0,255 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{array}$$

Таблица 2.6

## Расчетные изгибающие моменты в днище резервуара

x	$\varphi$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$	Радиальные моменты $M_1$ , кН·м			Кольцевые моменты $M_2$ , кН·м		
						от давления воды $M_1^B$ при $M_o = -11,04$	от давления грунта $M_1^{Gr}$ при $M_o = 5,972$	от веса стены $M_1^{ct}$ при $M_o = 6,143$ $Q_o = 25,0$	от давления воды $M_2^B$ при $M_o = -11,04$	от давления грунта $M_2^{Gr}$ при $M_o = 5,972$	от веса стены $M_2^{ct}$ при $M_o = 6,143$ $Q_o = 25,0$
7,3	0,0	1	0	1	1	-11,042	5,972	6,143	-0,453	0,489	-0,111
6,85	0,5	0,5323	0,2408	0,8231	0,2415	-5,878	3,179	1.136	-0,517	0,279	-0,255
6,40	1,0	0,1988	0,3096	0,5083	-0,1108	-2,195	1,187	1,521	-0,206	0,122	-0,244
5,49	2,0	-0,0564	0,1231	0,2384	-0,2068	0,622	-0,337	0,744	-0,019	0,010	0,186
4,59	3,0	-0,0493	0,0070	-0,0423	-0,0563	0,544	-0,294	0,241	0,071	-0,038	0,002
3,68	4,0	-0,012	-0,0139	-0,0258	0,0019	0,133	-0,072	0,197	0,022	-0,011	0,020
2,78	5,0	0,0020	-0,0065	-0,0046	0,0084	0,022	0,012	0,069	-0,004	0,002	0,010
1,87	6,0	0,0024	-0,0007	0,0017	0,0031	0,026	0,014	0,021	-0,008	0,004	0
0,96	7,0	0,0007	0,0006	0,0013	0,0001	0,008	0,004	0,009	-0,005	0	0

Рассматриваем два случая загружения резервуара:

**случай I** – резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом.

Тогда расчетные усилия вычисляются следующим образом:

$$M_1 = M_1^B + M_1^{ct} = -11,042 + 6,143 = -4,899 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = M_2^B + M_2^{ct} = (-0,517) + (-0,255) = -0,772 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

**случай II** – резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой.

В этом случае усилия будут равны:

$$M_1 = M_1^{Gr} + M_1^{ct} = 5,972 + 6,143 = 12,115 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = M_2^{Gr} + M_2^{ct} = 0,489 + (-0,255) = 0,234 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Выбираем для дальнейшего расчета максимальные значения изгибающих моментов:  $M_1 = 12,115 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_2 = -0,772 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Определим площадь радиальной арматуры днища:

$$A_{s1} = M_1 / (R_s h_o 0,9) = (12,115 \cdot 10^6) / (225 \cdot 0,9 \cdot 130) = 460,20 \text{ мм}^2 / \text{м},$$

где  $h_o = \delta_{dn} - 2 \text{ см} = 15 - 2 = 13 \text{ см}$ .

По сортаменту прил. 4 назначим 10  $\varnothing 8$  А-1 с  $A_{s1} = 503 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_1 = 100 \text{ мм}$ .

Вычислим площадь кольцевой арматуры

$$A_{s2} = M_2 / (R_s h_o 0,9) = (0,772 \cdot 10^6) / (225 \cdot 0,9 \cdot 130) = 29,33 \text{ мм}^2 / \text{м}.$$

Значение  $A_{s2}$  незначительно. Тогда принимаем конструктивно  $\varnothing 6$  А-1 с  $A_{s2} = 283 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_2 = 200 \text{ мм}$ .

## 2.5.4. Статический расчет стены цилиндрического резервуара до программы "OST"

Данные для проектирования. Бетон тяжелый класса В15. Начальный модуль упругости бетона  $E_b = 23,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$

(табл. 18 [14]). Коэффициент Пуассона  $\mu = 0,167$ .

Объемная масса воды  $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$ .

Параметры резервуара: диаметр  $D = 14,6 \text{ м}$ , радиус  $r = 7,3 \text{ м}$ , угол вращения (для 1 пог.м)  $\varphi = 0,137 \text{ рад.}$ , высота резервуара  $H = 5,0 \text{ м}$ , толщина стенки  $\delta_{st} = 0,20 \text{ м}$ .

Первоначально составим расчетную схему цилиндрической стенки, выделив 1 пог.м высотой 5 м, толщиной 0,20 м (рис. 2.17 а). Разобъем выделенный элемент стены на сеточную область с Нумерацией точек (рис. 2.17 б). На элемент монолитной стены действует давление воды в резервуаре, распределяемое по высоте в виде треугольной эпоры с  $r_{max} = \gamma H = 10 \cdot 5 = 50 \text{ кН/м}^2$ .

Таблица 2.7

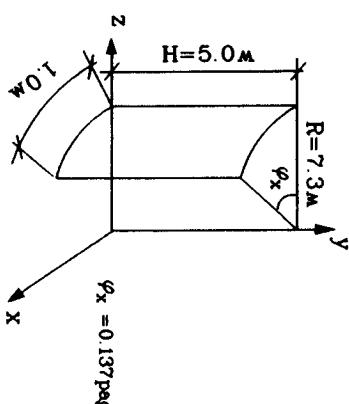
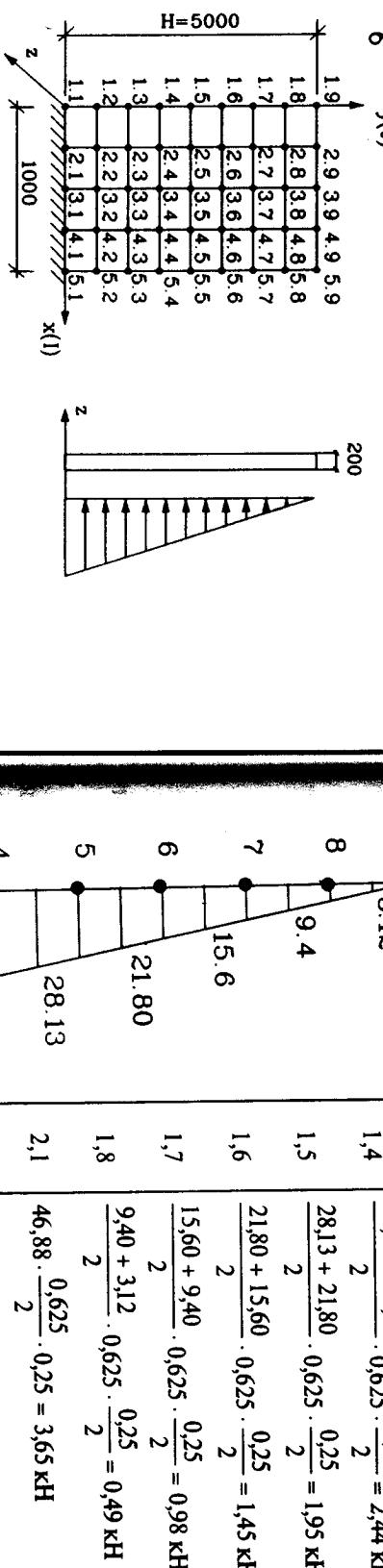
a  


Рис. 2.17. Расчетная схема цилиндрической стены монолитного резервуара: а - характерные геометрические размеры и система координат; б - сеточная область



Приведем данное давление в сосредоточенные силы, приложенные в точки сеточной области (см. табл. 2.7), с учетом грунтовой площади, приходящейся на данную точку.

Исходную информацию для реализации решения по программе "OST" составим в соответствии с рекомендациями гл. 2.4.

На стр. 82-90 приведены исходная информация и результаты решения по программе "OST".

Примечание. Исходная информация задана в кг, см.

Произведем обработку полученных результатов. Кольцевое усилие, возникающее в стенке резервуара, представлено из результатов расчета в виде  $N_1 = S$  (см. рис. 2.18).

Распределение давления по высоте, $kH/m^2$	Точка сети	Сосредоточенные силы в точках Р, кН
1,1		$46,88 \cdot \frac{0,625}{2} \cdot \frac{0,25}{2} = 1,87 \text{ кН}$
1,2		$\frac{40,63 + 46,88}{2} \cdot 0,625 \cdot \frac{0,25}{2} = 3,41 \text{ кН}$
1,3		$\frac{40,63 + 34,37}{2} \cdot 0,625 \cdot \frac{0,25}{2} = 2,93 \text{ кН}$
1,4		$\frac{34,37 + 28,13}{2} \cdot 0,625 \cdot \frac{0,25}{2} = 2,44 \text{ кН}$
1,5		$\frac{28,13 + 21,80}{2} \cdot 0,625 \cdot \frac{0,25}{2} = 1,95 \text{ кН}$
1,6		$\frac{21,80 + 15,60}{2} \cdot 0,625 \cdot \frac{0,25}{2} = 1,45 \text{ кН}$
1,7		$\frac{15,60 + 9,40}{2} \cdot 0,625 \cdot \frac{0,25}{2} = 0,98 \text{ кН}$
1,8		$\frac{9,40 + 3,12}{2} \cdot 0,625 \cdot \frac{0,25}{2} = 0,49 \text{ кН}$
1,9		$46,88 \cdot \frac{0,625}{2} \cdot 0,25 = 3,65 \text{ кН}$
2,0		$\frac{40,63 + 46,88}{2} \cdot 0,625 \cdot 0,25 = 6,82 \text{ кН}$
2,1		$\frac{40,63 + 34,37}{2} \cdot 0,625 \cdot 0,25 = 5,85 \text{ кН}$
2,2		$\frac{34,37 + 28,13}{2} \cdot 0,625 \cdot 0,25 = 4,87 \text{ кН}$
2,3		$\frac{28,13 + 21,80}{2} \cdot 0,625 \cdot 0,25 = 3,89 \text{ кН}$
2,4		$\frac{21,80 + 15,60}{2} \cdot 0,625 \cdot 0,25 = 2,92 \text{ кН}$
2,5		$\frac{15,60 + 9,40}{2} \cdot 0,625 \cdot 0,25 = 1,95 \text{ кН}$
2,6		$\frac{9,40 + 3,12}{2} \cdot 0,625 \cdot 0,25 = 0,97 \text{ кН}$
2,7		
2,8		

Примечание. В остальных точках сеточной области сосредоточенная нагрузка собирается с грузовой площади аналогично вышеприведенному. Исходная информация подробно приведена в массиве \$15.

Максимальное кольцевое усилие, возникающее в цилиндрической стенке,  $N_{1\max} = S_{\max} = 0,208 \cdot 10^3 \text{ кН/см} = 208 \text{ кН/м}$ .

Этот результат имеет хорошую сопоставимость с максимальным кольцевым усилием, полученным из решения примера расчета и конструирования монолитного варианта резервуара (гл. 2.5.1), где  $S_{1\max} = 197 \text{ кН/м}$ .

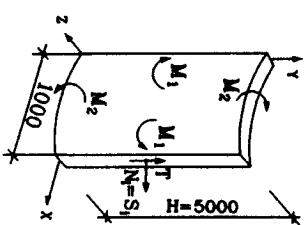


Рис. 2.18. Усилия, возникающие в цилиндрической стенке резервуара

Аналогичная картина наблюдается при сравнении максимального изгибающего момента при действии давления воды  $M_{\max} = 17,45 \text{ кН}\cdot\text{м}$  (гл. 2.5.1) и

$M_{\max} = 21,55 \text{ кН}\cdot\text{м} = 13,47 : 0,625 \text{ кН}\cdot\text{м}$  (по программе "OST", где 0,625 м - шаг сеточной области по высоте цилиндрического резервуара).

Исходя из полученных значений кольцевых усилий  $S$  в цилиндрической стенке резервуара, можно рассчитать армирование стенки.

## СОСТАВ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ

А, СОБСТВЕННО ОБОЛОЧКА :

01. Число узлов сетки МКР по оси X и Y - N1, N2 :

5 9

02. Число осей симметрии - 0, 1 или 2 :

0

03. Соотношение между величинами шагов сетки в центре оболочки и на краю по оси Y и X (LY , LX):

1 1

04. Тип рассчитываемой оболочки :

1

05. Геометрические размеры оболочки (зависят от типа оболочки):

RAZ(1)	RAZ(2)	RAZ(3)	RAZ(4)	RAZ(5)	RAZ(6)
0,137	730,0	500,0	0,0	0,0	0,0

06. Физико-геометрические характеристики оболочки :

E1	E2	UM	HO
2,35E5	2,35E5	0,167	20,0

07. Количество ребер на оболочке, параллельных оси X и оси Y :

KRX	KRY
0	0

08. Количество типов ребер вдоль осей X и Y :

КTX	КTY
0	0

09. Информация о расположении ребер на оболочке вдоль оси X:

J(1)	I1(J1)	I2(J2)	ТИП ЖЕСТ-ТИ
ЛИНИЯ СЕТКИ   НАЧАЛО   КОНЕЦ			

10. Информация о расположении ребер на оболочке вдоль оси Y:

J(1)	I1(J1)	I2(J2)	ТИП ЖЕСТ-ТИ
ЛИНИЯ СЕТКИ   НАЧАЛО   КОНЕЦ			

11. Физико-геометрические характеристики типов ребер по оси X:

E   G   F   Ix   Ik     Z1   Z2
---------------------------------

**§12. Физико-геометрические характеристики типов ребер по оси Y:**

	E		G		F		Ix		Ik		Z1		Z2	
3														
4														
5														
6														
7														
1														
2														
3														
4														
5														
6														
7														
8														
9														
10														
11														
12														
13														
14														
15														
16														
17														
18														
19														
20														
21														
22														
23														
24														
25														
26														
27														
28														
29														
30														
31														
32														
33														
34														
35														
36														
37														
38														
39														
40														
41														
42														
43														
44														
45														
46														
47														
48														
49														
50														
51														
52														
53														
54														
55														
56														
57														
58														
59														
60														
61														
62														
63														
64														
65														
66														
67														
68														
69														
70														
71														
72														
73														
74														
75														
76														
77														
78														
79														
80														
81														
82														
83														
84														
85														
86														
87														
88														
89														
90														
91														
92														
93														
94														
95														
96														
97														
98														
99														
100														
101														
102														
103														
104														
105														
106														
107														
108														
109														
110														
111														
112														
113														
114														
115														
116														
117														
118														
119														
120														
121														
122														
123														
124														
125														
126														
127														
128														
129														
130														
131														
132														
133														
134														
135														
136														
137														
138														
139														
140														
141														
142														
143														
144														
145														
146														
147														
148														
149														
150														
151														
152														
153														
154														
155														

1	7	1010	0,	0,	0,	0,	0,			
5	7	1010	0,	0,	0,	0,	0,			
1	8	1010	0,	0,	0,	0,	0,			
1	8	1010	0,	0,	0,	0,	0,			
5	8	1010	0,	0,	0,	0,	0,			
1	9	1001	0,	0,	0,	0,	0,			
1	9	1010	0,	0,	0,	0,	0,			
2	9	0001	0,	0,	0,	0,	0,			
3	9	0001	0,	0,	0,	0,	0,			
4	9	0001	0,	0,	0,	0,	0,			
5	9	1001	0,	0,	0,	0,	0,			
5	9	1010	0,	0,	0,	0,	0,			
*										
<b>В. СТЕРЖНЕВАЯ КОНСТРУКЦИЯ</b>										
<b>\$18. Количество стержней в конструкции и точек вне оболочки:</b>										
0	0									
<b>\$19. Координаты узлов вне оболочки в декартовой системе координат X, Y, Z в соответствии с порядковыми номерами узлов (начало системы координат в узле сетки MKP I=1, J=1):</b>										
	X		Y		Z					
	I <sub>h</sub>		J <sub>h</sub>		I <sub>k</sub>		J <sub>k</sub>			
							E <sub>f<i>i</i></sub>			
<b>\$20. Адреса начала и конца стержня и жесткость стержня:</b>										
<b>\$21. Количество узлов вне оболочки, в которых приложены внешние нагрузки или закрепления (по умолчанию - ШНО!!!):</b>										
0										
<b>\$22. Нагрузки на стержневую конструкцию в виде узловых сосредоточенных сил Px, Py, Pz в узлах вне оболочки с указанием порядковых номеров узлов :</b>										
	N узла		NTV		Px		Py		Pz	
<b>C. ИНФОРМАЦИЯ О ПЕЧАТИ :</b>										
<b>\$23. Признаки печати выходных результатов (1-печатать, 0-нет) (NP1 - перемещения, NP2 - деформации, NP3 - напряжения NP4 - усилия)</b>										
	NP1		NP2		NP3		NP4			
	1		0		1		1			

В. СТЕРЖНЕВАЯ КОНСТРУКЦИЯ

## §18. Количество стержней в конструкции и точек вне оболочки:

### **§19. Координаты узлов вне оболочки в декартовой системе коор-**

(начало системы координат в узле сетки МКР I=1, J=1);

## \$20. Адреса начала и конца стержня и жесткость стержня:

**§21. Количество узлов вне оболочки, в которых приложены**

○

**§22. Нагрузки на стержневую конструкцию в виде узловых соединений, догоченных сил  $P_x$ ,  $P_y$ ,  $P_z$  в узлах вне оболочки с указанием прописных номеров узлов:**

\* | N узла | NTV | Px | Py | Pz |

С. ИНФОРМАЦИЯ О ПЕЧАТИ ::

**§23. Признаки печати выходных результатов** (1-печатать, 0-нет)  
**(NP1 - перемещения NP2 - лейформации NP3 - напряжения)**

NP4 - усилия

NP1	NP2	NP3	NP4
1	0	1	1

## РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

## РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

\*\*

### Приближенные перемещения U

9 ,0000E+00	-,8103E-09	,4091E-18	,8103E-09	,0000E+00
8 ,0000E+00	-,3212E-08	,5023E-18	,3212E-08	,0000E+00
7 ,0000E+00	-,2391E-08	,1949E-18	,2391E-08	,0000E+00
6 ,0000E+00	,4658E-08	-,4362E-18	-,4658E-08	,0000E+00
5 ,0000E+00	-,2415E-08	,4315E-18	,2415E-08	,0000E+00
4 ,0000E+00	-,3566E-08	,3851E-18	,3566E-08	,0000E+00
3 ,0000E+00	-,3220E-08	-,2806E-18	,3220E-08	,0000E+00
2 ,0000E+00	-,4391E-09	-,2993E-18	,4391E-09	,0000E+00
1 ,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00
	1	2	3	4
				5

### Приближенные перемещения V

9 -,2250E-02	-,2250E-02	-,2250E-02	-,2250E-02	-,2250E-02
8 -,2179E-02	-,2179E-02	-,2179E-02	-,2179E-02	-,2179E-02
7 -,2011E-02	-,2011E-02	-,2011E-02	-,2011E-02	-,2011E-02
6 -,1737E-02	-,1737E-02	-,1737E-02	-,1737E-02	-,1737E-02
5 ,-1359E-02	-,1359E-02	-,1359E-02	-,1359E-02	-,1359E-02
4 ,-9041E-03	-,9041E-03	-,9041E-03	-,9041E-03	-,9041E-03
3 ,-4483E-03	-,4483E-03	-,4483E-03	-,4483E-03	-,4483E-03
2 ,-1167E-03	-,1167E-03	-,1167E-03	-,1167E-03	-,1167E-03
1 ,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00
	1	2	3	4
				5

### Приближенные перемещения W

9 ,1814E-02	,1814E-02	,1814E-02	,1814E-02	,1814E-02
8 ,8190E-02	,8190E-02	,8190E-02	,8190E-02	,8190E-02
7 ,1530E-01	,1530E-01	,1530E-01	,1530E-01	,1530E-01
6 ,2294E-01	,2294E-01	,2294E-01	,2294E-01	,2294E-01
5 ,2995E-01	,2995E-01	,2995E-01	,2995E-01	,2995E-01
4 ,3369E-01	,3369E-01	,3369E-01	,3369E-01	,3369E-01
3 ,3007E-01	,3007E-01	,3007E-01	,3007E-01	,3007E-01
2 ,1632E-01	,1632E-01	,1632E-01	,1632E-01	,1632E-01
1 ,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00	,0000E+00
	1	2	3	4
				5

**Напряжение Sx - нижний слой**

9	,5543E+00	,5547E+00	,5549E+00	,5547E+00	,5543E+00	9	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00
8	,2709E+01	,2711E+01	,2712E+01	,2711E+01	,2709E+01	8	-,4645E+00	-,4650E+00	-,4651E+00	-,4650E+00	-,4645E+00
7	,4978E+01	,4979E+01	,4980E+01	,4979E+01	,4978E+01	7	-,3330E+00	-,3335E+00	-,3337E+00	-,3335E+00	-,3330E+00
6	,7324E+01	,7321E+01	,7320E+01	,7321E+01	,7324E+01	6	,3941E+00	,3952E+00	,3957E+00	,3952E+00	,3941E+00
5	,9310E+01	,9312E+01	,9312E+01	,9312E+01	,9310E+01	5	,2071E+01	,2070E+01	,2070E+01	,2070E+01	,2071E+01
4	,1010E+02	,1010E+02	,1010E+02	,1010E+02	,1010E+02	4	,4661E+01	,4661E+01	,4661E+01	,4661E+01	,4661E+01
3	,8655E+01	,8657E+01	,8657E+01	,8657E+01	,8655E+01	3	,6402E+01	,6401E+01	,6402E+01	,6402E+01	,6402E+01
2	,4994E+01	,4994E+01	,4994E+01	,4994E+01	,4994E+01	2	,1630E+01	,1630E+01	,1630E+01	,1630E+01	,1630E+01
1	,3298E+01	,3298E+01	,3298E+01	,3298E+01	,3298E+01	1	-,2065E+02	-,2065E+02	-,2065E+02	-,2065E+02	-,2065E+02
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5

**Напряжение Sx - верхний слой**

9	,5550E+00	,5546E+00	,5544E+00	,5546E+00	,5550E+00	9	,2130E-03	,1630E-03	-,4059E-14	-,1630E-03	-,2130E-03
8	,2561E+01	,2559E+01	,2558E+01	,2559E+01	,2561E+01	8	,7927E-04	,5806E-04	,1066E-14	-,5806E-04	-,7927E-04
7	,4871E+01	,4870E+01	,4869E+01	,4870E+01	,4871E+01	7	-,3501E-03	-,2714E-03	,1364E-13	,2714E-03	,3501E-03
6	,7448E+01	,7451E+01	,7452E+01	,7451E+01	,7448E+01	6	,1269E-05	,1166E-05	,1096E-13	-,1166E-05	-,1269E-05
5	,9989E+01	,9987E+01	,9987E+01	,9989E+01	,9989E+01	5	,3633E-03	,2827E-03	-,1876E-14	-,2827E-03	-,3633E-03
4	,1163E+02	,1162E+02	,1162E+02	,1162E+02	,1163E+02	4	,2810E-04	,2423E-04	-,6863E-14	-,2423E-04	-,2810E-04
3	,1075E+02	,1075E+02	,1075E+02	,1075E+02	,1075E+02	3	-,1340E-03	-,1053E-03	-,1163E-14	,1053E-03	,1340E-03
2	,5527E+01	,5526E+01	,5526E+01	,5526E+01	,5527E+01	2	-,1393E-03	-,1102E-03	-,7097E-16	,1102E-03	,1393E-03
1	-,3449E+01	-,3449E+01	-,3449E+01	-,3449E+01	-,3449E+01	1	-,3265E-04	-,2844E-04	-,6959E-14	,2844E-04	,3265E-04
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5

**Напряжение Sy - нижний слой**

9	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	9	-,2122E-03	-,1622E-03	,3813E-14	,1622E-03	,2122E-03
8	,4442E+00	,4446E+00	,4448E+00	,4446E+00	,4442E+00	8	-,7806E-04	-,5685E-04	-,7940E-15	,5685E-04	,7806E-04
7	,3184E+00	,3190E+00	,3192E+00	,3190E+00	,3184E+00	7	,3471E-03	,2684E-03	,1148E-13	-,2684E-03	-,3471E-03
6	,3768E+00	,3780E+00	,3784E+00	,3780E+00	,3768E+00	6	,1302E-05	-,1199E-05	-,8362E-14	,1199E-05	,1302E-05
5	,1980E+01	,1980E+01	,1980E+01	,1980E+01	,1980E+01	5	,3607E-03	-,2801E-03	,2679E-14	,2801E-03	,3607E-03
4	-,4458E+01	-,4457E+01	-,4457E+01	-,4458E+01	-,4457E+01	4	-,2891E-04	-,2504E-04	,6665E-14	,2504E-04	-,2891E-04
3	-,6122E+01	-,6122E+01	-,6122E+01	-,6122E+01	-,6122E+01	3	,1335E-03	,1048E-03	,1183E-14	-,1048E-03	-,1335E-03
2	-,1559E+01	-,1559E+01	-,1559E+01	-,1559E+01	-,1559E+01	2	,1388E-03	,1097E-03	-,7097E-16	,1097E-03	-,1388E-03
1	,1975E+02	,1975E+02	,1975E+02	,1975E+02	,1975E+02	1	,3337E-04	,2916E-04	,6296E-14	-,2916E-04	-,3337E-04
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5

**Напряжение Txу - верхний слой**

9	,2130E-03	,1630E-03	-,4059E-14	-,1630E-03	-,2130E-03	9	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00
8	,7927E-04	,5806E-04	,1066E-14	-,5806E-04	-,7927E-04	8	-,7806E-04	-,5685E-04	-,7940E-15	,5685E-04	,7806E-04
7	-,3501E-03	-,2714E-03	,1364E-13	,2714E-03	,3501E-03	7	,3471E-03	,2684E-03	,1148E-13	-,2684E-03	-,3471E-03
6	,1269E-05	,1166E-05	,1096E-13	-,1166E-05	-,1269E-05	6	,1302E-05	-,1199E-05	-,8362E-14	,1199E-05	,1302E-05
5	,3633E-03	,2827E-03	-,1876E-14	-,2827E-03	-,3633E-03	5	,3607E-03	-,2801E-03	,2679E-14	,2801E-03	,3607E-03
4	,2810E-04	,2423E-04	-,6863E-14	-,2423E-04	-,2810E-04	4	-,2891E-04	-,2504E-04	,6665E-14	,2504E-04	-,2891E-04
3	-,1340E-03	-,1053E-03	-,1163E-14	,1053E-03	,1340E-03	3	,1335E-03	,1048E-03	,1183E-14	-,1048E-03	-,1335E-03
2	-,1393E-03	-,1102E-03	-,7097E-16	,1102E-03	,1393E-03	2	,1388E-03	,1097E-03	-,7097E-16	,1097E-03	-,1388E-03
1	-,3265E-04	-,2844E-04	-,6959E-14	,2844E-04	,3265E-04	1	,3337E-04	,2916E-04	,6296E-14	-,2916E-04	-,3337E-04
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5

**Напряжение Sy - верхний слой**

9	-,2122E-03	-,1622E-03	,3813E-14	,1622E-03	,2122E-03	9	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00	-,1763E+00
8	-,7806E-04	-,5685E-04	-,7940E-15	,5685E-04	,7806E-04	8	-,7806E-04	-,5685E-04	-,7940E-15	,5685E-04	,7806E-04
7	,3471E-03	,2684E-03	,1148E-13	-,2684E-03	,3471E-03	7	,3471E-03	,2684E-03	,1148E-13	-,2684E-03	,3471E-03
6	,1302E-05	-,1199E-05	-,8362E-14	,1199E-05	,1302E-05	6	,1302E-05	-,1199E-05	-,8362E-14	,1199E-05	,1302E-05
5	,3607E-03	-,2801E-03	,2679E-14	,2801E-03	,3607E-03	5	,3607E-03	-,2801E-03	,2679E-14	,2801E-03	,3607E-03
4	-,2891E-04	-,2504E-04	,6665E-14	,2504E-04	-,2891E-04	4	-,2891E-04	-,2504E-04	,6665E-14	,2504E-04	-,2891E-04
3	,1335E-03	,1048E-03	,1183E-14	-,1048E-03	,1335E-03	3	,1335E-03	,1048E-03	,1183E-14	-,1048E-03	,1335E-03
2	,1388E-03	,1097E-03	-,7097E-16	,1097E-03	,1388E-03	2	,1388E-03	,1097E-03	-,7097E-16	,1097E-03	,1388E-03
1	,3337E-04	,2916E-04	,6296E-14	-,2916E-04	,3337E-04	1	,3337E-04	,2916E-04	,6296E-14	-,2916E-04	,3337E-04
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5

Усилие N1

	1	2	3	4	5	Момент M1
Усилие N2						
9	-3,526E+01	-3,526E+01	-3,526E+01	-3,526E+01	-3,526E+01	9 ,2379E-01
8	-2,031E+00	-2,032E+00	-2,032E+00	-2,032E+00	-2,031E+00	8 -4,952E+01
7	-1,457E+00	-1,457E+00	-1,457E+00	-1,457E+00	-1,457E+00	7 -3,541E+01
6	,1726E+00	,1727E+00	,1727E+00	,1727E+00	,1726E+00	6 ,4127E+01
5	,9049E+00	,9049E+00	,9049E+00	,9049E+00	,9049E+00	5 ,1930E+03
4	,2037E+01	,2037E+01	,2037E+01	,2037E+01	,2037E+01	4 ,2173E+03
3	,2798E+01	,2798E+01	,2798E+01	,2798E+01	,2798E+01	3 ,1940E+03
2	,7124E+00	,7125E+00	,7125E+00	,7124E+00	,7124E+00	2 ,1052E+03
1	-,9026E+01	-,9026E+01	-,9026E+01	-,9026E+01	-,9026E+01	1 -,1507E+01
Момент M2	1	2	3	4	5	Момент M2
9	-1,130E-12	,1996E-13	-,1196E-12	,4187E-13	-,1029E-13	9 -,7086E-02
8	-,3029E+02	-,3032E+02	-,3033E+02	-,3032E+02	-,3029E+02	8 -,4285E-04
7	-,2171E+02	-,2175E+02	-,2176E+02	-,2175E+02	-,2171E+02	7 -,3941E-04
6	,2570E+02	,2577E+02	,2580E+02	,2577E+02	,2570E+02	6 -,1207E-01
5	,1350E+03	,1350E+03	,1350E+03	,1350E+03	,1350E+03	5 ,8211E-03
4	,3040E+03	,3039E+03	,3039E+03	,3039E+03	,3040E+03	4 -,9502E-03
3	,4175E+03	,4174E+03	,4174E+03	,4174E+03	,4175E+03	3 -,2640E-04
2	,1063E+03	,1063E+03	,1063E+03	,1063E+03	,1063E+03	2 -,2640E-04
1	-,1347E+04	-,1347E+04	-,1347E+04	-,1347E+04	-,1347E+04	1 -,2640E-04
Момент H	1	2	3	4	5	Момент H
9	-,7086E-02	-,5419E-02	,1312E-12	,5419E-02	,7086E-02	9 -,7086E-02
8	-,2622E-02	-,1915E-02	-,3100E-13	,1915E-02	,2622E-02	8 -,2622E-02
7	,1162E-01	,8997E-02	-,4187E-12	,8997E-02	-,1162E-01	7 -,2622E-02
6	-,4285E-04	-,3941E-04	-,3221E-12	,3941E-04	,4285E-04	6 -,4285E-04
5	-,1207E-01	-,9380E-02	,7592E-13	,9380E-02	,1207E-01	5 -,1207E-01
4	-,9502E-03	-,8211E-03	,2255E-12	,8211E-03	,9502E-03	4 -,9502E-03
3	,4457E-02	,3501E-02	,3909E-13	,3501E-02	,4457E-02	3 ,4457E-02
2	,4635E-02	,3664E-02	,5422E-19	,3664E-02	,4635E-02	2 ,4635E-02
1	,1100E-02	,9600E-03	,2209E-12	,9600E-03	,1100E-02	1 ,1100E-02
Конец файла результатов	*	*	*	*	*	Конец файла результатов

Момент M1

	1	2	3	4	5	Момент M1
Усилие S						
9	,7981E-05	,7981E-05	-,2452E-14	-,7981E-05	-,7981E-05	9 ,1109E+02
8	,1206E-04	,1206E-04	,2720E-14	-,1206E-04	-,1206E-04	8 ,5270E+02
7	-,2989E-04	-,2989E-04	,2164E-13	,2989E-04	,2989E-04	7 ,9849E+02
6	-,3361E-06	-,3361E-06	,2601E-13	,3361E-06	,3361E-06	6 ,1477E+03
5	,2640E-04	,2640E-04	,8025E-14	-,2640E-04	-,2640E-04	5 ,1930E+03
4	-,8142E-05	-,8142E-05	,1982E-14	,8142E-05	,8142E-05	4 ,2173E+03
3	-,5136E-05	-,5136E-05	,2054E-15	,5136E-05	,5136E-05	3 ,1940E+03
2	-,4612E-05	-,4612E-05	-,1419E-14	,4612E-05	,4612E-05	2 ,1052E+03
1	,7216E-05	,7216E-05	-,6630E-14	-,7216E-05	-,7216E-05	1 -,1507E+01
Момент M2	1	2	3	4	5	Момент M2
9	-,1130E-12	,1996E-13	-,1196E-12	,4187E-13	-,1029E-13	9 -,7086E-02
8	-,3029E+02	-,3032E+02	-,3033E+02	-,3032E+02	-,3029E+02	8 -,4285E-04
7	-,2171E+02	-,2175E+02	-,2176E+02	-,2175E+02	-,2171E+02	7 -,3941E-04
6	,2570E+02	,2577E+02	,2580E+02	,2577E+02	,2570E+02	6 -,1207E-01
5	,1350E+03	,1350E+03	,1350E+03	,1350E+03	,1350E+03	5 ,8211E-03
4	,3040E+03	,3039E+03	,3039E+03	,3039E+03	,3040E+03	4 -,9502E-03
3	,4175E+03	,4174E+03	,4174E+03	,4174E+03	,4175E+03	3 ,4457E-02
2	,1063E+03	,1063E+03	,1063E+03	,1063E+03	,1063E+03	2 ,4635E-02
1	-,1347E+04	-,1347E+04	-,1347E+04	-,1347E+04	-,1347E+04	1 ,1100E-02
Момент H	1	2	3	4	5	Момент H
9	-,7086E-02	-,5419E-02	,1312E-12	,5419E-02	,7086E-02	9 -,7086E-02
8	-,2622E-02	-,1915E-02	-,3100E-13	,1915E-02	,2622E-02	8 -,2622E-02
7	,1162E-01	,8997E-02	-,4187E-12	,8997E-02	-,1162E-01	7 -,2622E-02
6	-,4285E-04	-,3941E-04	-,3221E-12	,3941E-04	,4285E-04	6 -,4285E-04
5	-,1207E-01	-,9380E-02	,7592E-13	,9380E-02	,1207E-01	5 -,1207E-01
4	-,9502E-03	-,8211E-03	,2255E-12	,8211E-03	,9502E-03	4 -,9502E-03
3	,4457E-02	,3501E-02	,3909E-13	,3501E-02	,4457E-02	3 ,4457E-02
2	,4635E-02	,3664E-02	,5422E-19	,3664E-02	,4635E-02	2 ,4635E-02
1	,1100E-02	,9600E-03	,2209E-12	,9600E-03	,1100E-02	1 ,1100E-02
Конец файла результатов	*	*	*	*	*	Конец файла результатов

### 3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

#### 3.1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОЙ СТЕНОВОЙ ПАНЕЛИ РЕЗЕРВУАРА

##### 3.1.1. Расчетные схемы стеновой панели

Монолитные железобетонные стены без ребер и сборные стены с вертикальными стыками шпоночной формы, в которых горизонтальная арматура не сваривается, рассчитывают по балочной схеме (рис. 3.1 а, б), принимая пролет  $l$  равным расстоянию от покрытия до верхней грани паза днища. Полагают, что в днище стена жестко защемлена, а на уровне покрытия шарнирно оперта. При расчете рассматривается участок стены шириной 100 см.

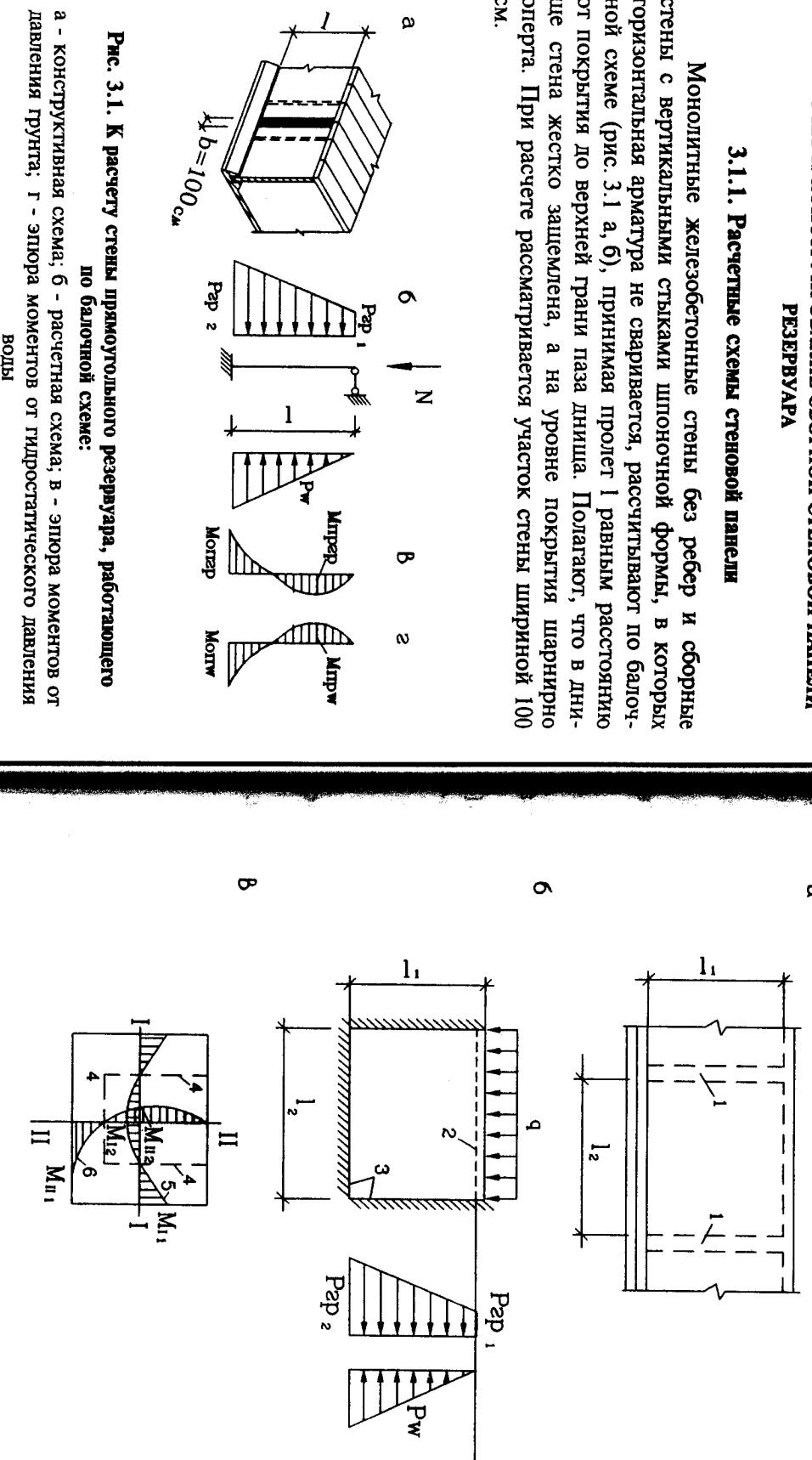


Рис. 3.1. К расчету стены прямоугольного резервуара, работающего по балочной схеме:

а - конструктивная схема; б - расчетная схема; в - эпюра моментов от давления грунта; г - эпюра моментов от гидростатического давления воды

На рис. 3.1 в, г приведены эпюры изгибающих моментов, возникающих в стенах резервуаров от горизонтального давления грунта и гидростатического давления воды.

Монолитные или сборные стены резервуаров, усиленные пиластрами и пристенными колоннами, рассчитывают как плиты, оперты по контуру (рис. 3.2 а, б, в).

По граням пилaster и днища плиты жестко защемлены, а в уровне покрытия - шарнирно оперты.

Рис. 3.2. К расчету стены прямоугольного резервуара как плиты, оперты по контуру:

а - конструктивная схема; б - расчетная схема; в - эпюра моментов: 1 - вертикальные ребра; 2 - шарнирное опирание; 3 - защемление; 4 - линии нулевых моментов; 5 - эпюра изгибающих моментов вдоль пролета  $l_2$ ; 6 - то же вдоль пролета  $l_1$

Требуемую площадь арматуры рассчитывают по наибольшим опорным и пролетным моментам как в пиле прямоугольного сечения с одиночным армированием. Вертикальную нагрузку от покрытия, действующую на стены, можно не учитывать ввиду ее незначительного влияния на конечные результаты. Для определения площади арматуры стеновую панель рассчитывают отдельно от нагрузки изнутри и снаружи резервуара.

В резервуарах сборного варианта применяют сборные железобетонные стеновые панели. Номинальная ширина панелей 3 м.

Стеновые панели воспринимают следующие нагрузки:

- гидростатическое давление воды при отсутствии засыпки грунта  $P_w$ ;
- боковое давление грунта при опорожненном резервуаре  $P_{tr}$ ;
- вертикальную нагрузку от покрытия  $q$ .

Стеновые панели проектируются из тяжелого бетона класса не ниже В20. Армирование производится сетками. Продольная вертикальная арматура - сталь классов А-I, А-III. Поперечная горизонтальная арматура - сталь класса А-I, проволочная класса Вр-I.

Расчетная высота стеновой панели (рис. 3.3)

$$H_{ct} = H_{np} - (h_f/2 - t_1),$$

где  $H_{np}$  - отметка низа плиты покрытия или высота резервуара, мм;

$h_f$  - высота фундамента, мм;

$t_1$  - глубина заделки стеновой панели в фундамент,  $t_1 \geq 50$  мм.

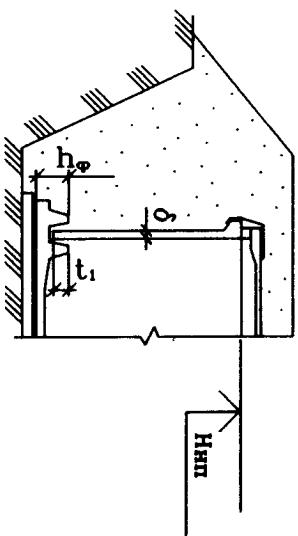


Рис. 3.3. Продольный разрез резервуара

Толщина стен  $\delta$  (рис. 3.3) принимается в расчете постоянной по всей длине в зависимости от высоты резервуара или отметки низа плиты покрытия ( $H_{np}$ ) (табл. 3.1):

Таблица 3.1

#### Выбор толщины стеновой панели

Высота резервуара, м	Толщина стеновой панели $\delta$ , мм
3,6	160 – 180
4,8	200 – 220

Примечание. Назначение толщины стеновой панели можно также производить по прил. 3.

#### 3.1.2. Сбор нагрузок и определение усилий на стеновую панель

При расчете стеновой панели из нее выделяют вертикальную полосу шириной 1 м вместе с действующими нагрузками (рис. 3.4 а).

##### Вертикальная нагрузка от покрытия

$$N = \gamma_n (\Sigma q l_i/2 + 1,0 \cdot H \delta \gamma_f p),$$

где  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению конструкции (сооружение II класса);

$$\Sigma q - суммарная расчетная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> покрытия, кН;$$

$l_i$  - пролет плиты покрытия, м;

$H$  - высота стеновой панели, м;

$\delta$  - толщина стеновой панели, м;

$\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$  (табл. 1.5);

$p$  - объемная масса железобетона, кН/м<sup>3</sup>.

В расчете влияние продольной силы не учитывается. Это даст некоторое увеличение расхода арматуры, но повышает надежность, так как в процессе эксплуатации резервуаров могут быть периоды, когда на перекрытии отсутствует обсыпка грунтом и продольная сила резко уменьшается.

Горизонтальная расчетная нагрузка от давления воды на уровне защемления стены (рис. 3.4 б)

$$P_w = \gamma_f \gamma_b H_{ct} b,$$

где  $\gamma_f = 1$  - коэффициент надежности по нагрузке для жидкостей (табл. 1.5.);

$\gamma_b = 10$  кН/м<sup>3</sup> - объемная масса воды;

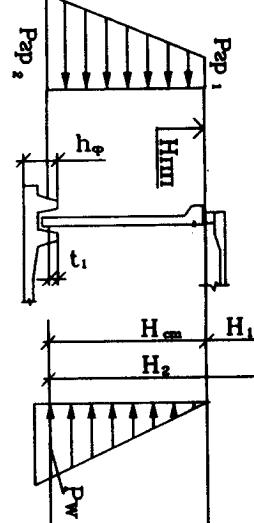
$H_{ct}$  - расчетная высота стеновой панели, м;

$b$  - 1 пог. м длины стены.

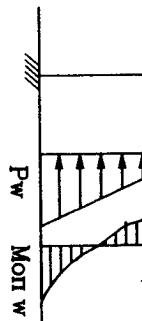
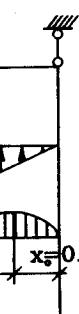
Временная нагрузка на поверхности грунта (рис. 3.4 в) заменяется эквивалентным слоем обсыпки высотой

$$H_{экв} = V / \gamma_{тр},$$

$V = 10 \text{ кН}/\text{м}^2$  - временная нагрузка на поверхность грунта;  $\gamma_{тр}$  - объемная масса грунта обсыпки,  $\text{kN}/\text{м}^3$ .



б



в

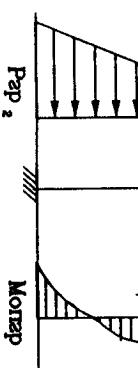
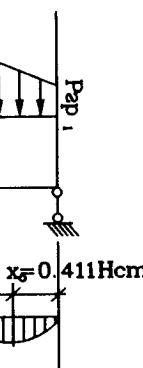


Рис. 3.4. К расчету стены прямогоугольного резервуара:  
а - конструктивная схема; б - расчетная схема и эпюра изгибающих  
моментов от давления воды; в - то же от давления грунта

- Горизонтальная расчетная нагрузка от давления грунта и временной нагрузки на уровне верха стеновой панели (от давления грунта обсыпки)
- $$P_{тр1} = \gamma_f \gamma_{тр} H_1 b \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2),$$
- $$H_1 = H_3 + H_{экв} - \text{сумма высот обсыпки и эквивалентного слоя, } M_i,$$
- $$\phi - \text{угол внутреннего трения обсыпки.}$$
- Горизонтальная нагрузка от давления грунта обсыпки на уровне заделки стеновой панели в днище резервуара
- $$P_{тр2} = \gamma_f \gamma_{тр} H_2 b \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2),$$
- $$H_2 = H_{ст} + H_3 + H_{экв}.$$
- Внутренние расчетные усилия в стеновой панели:
- от давления воды;
  - изгибающий момент на уровне защемления стены
- $$M_{оптв} = - P_w H_{ст}^2 / 15.$$
- Максимальный изгибающий момент в пролете определяется уровнем верха стены на расстоянии  $x_o = 0,447 H_{ст}$ :
- $$M_{прw} = P_w H_{ст}^2 / 33,54.$$
- Поперечная сила на уровне защемления
- $$Q_{оптв} = 2 P_w H_{ст} / 5;$$
- от давления грунта;
  - изгибающий момент на уровне защемления стены
- $$M_{оптг} = - P_{тр1} H_{ст}^2 / 8 - (1/15)(P_{тр2} - P_{тр1})H_{ст}^2.$$
- Максимальный изгибающий момент в пролете от уровня стены на расстоянии  $x_o = 0,411 H_{ст}$

$$M_{\text{пргр}} = \left[ \frac{1}{10} (P_{\text{тр2}} - P_{\text{тр1}}) + \frac{3}{8} P_{\text{тр1}} \right] H_{\text{ст}} x_0 - \frac{P_{\text{тр2}} - P_{\text{тр1}}}{6H_{\text{ст}}} x_0^3 - \frac{P_{\text{тр1}}}{2} x_0^2.$$

Поперечная сила на уровне защемления

$$Q_{\text{опт}} = (5/8) P_{\text{тр1}} H_{\text{ст}} + (2/5)(P_{\text{тр2}} - P_{\text{тр1}}) H_{\text{ст}}.$$

### 3.1.3. Расчет стеновой панели по первой группе предельных состояний

Стеновая панель на прочность по нормальным сечениям рассчитывается как плита с одиночной арматурой. Ширина расчетной полосы  $b=100\text{ см}$ . Рабочая высота сечения  $h_0 = \delta - a$ , где  $\delta$  - толщина стены в зависимости от отметки низа плиты покрытия  $H_{\text{ни}}$  (см. гл. 3.1.1);  $a$  - защитный слой бетона. Расчет прочности стеновой панели по нормальному сечению производится в следующей последовательности.

#### Сечение в уровне защемления

$$1. \alpha_m = \frac{M_{\text{оп}}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2},$$

где  $\alpha_m$  - коэффициент;  $M_{\text{оп}}$  - максимальный изгибающий момент из двух расчетных схем: от давлений грунта и воды,  $\text{kН}\cdot\text{м}$ ;  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона (табл. 13 [14]),  $\text{МПа}$ .

#### 2. Вычисляются коэффициенты

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad \zeta = 1 - 0,5\xi.$$

#### 3. Определяется характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2},$$

где  $\alpha = 0,85$  - для тяжелого бетона.

4. Границочное значение относительной высоты сжатой зоны бетона устанавливается по формуле 25 [14]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} (1 - \frac{\omega}{1,1})},$$

где  $\sigma_{sR} = R_s$  - расчетное сопротивление арматуры,  $\text{МПа}$ ;  $\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}$  - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны,  $\text{МПа}$ .

5. Проверяется соотношение  $\xi$  и  $\xi_R$ :

- а) если  $\xi < \xi_R$ , то продолжается расчет;
- б) если  $\xi > \xi_R$ , то либо увеличиваются размеры сечения плиты, либо изменяется класс бетона или проектируется элемент с двойной арматурой.

#### 6. Площадь рабочей вертикальной арматуры

$$A_{sl} = \frac{M_{\text{оп}}}{R_s \xi h_0}.$$

7. По прил. 4 подбирается диаметр и шаг арматуры.

#### Сечение в пролете

$$1. \alpha_m = \frac{M_{\text{пр}}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2},$$

где  $M_{\text{пр}}$  - максимальный изгибающий момент из двух расчетных схем (рис. 3.4 б, в),  $\text{kН}\cdot\text{м}$ .

Остальные обозначения приведены на стр. 96.

$$2. \text{Вычисляется } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad \zeta = 1 - 0,5\xi.$$

$$3. A_{s2} = \frac{M_{\text{пр}}}{R_s \xi h_0}$$

По прил. 4 назначается диаметр и площадь рабочей арматуры. При этом предусматривается арматура у обеих поверхностей стеки (рис. 3.5). Диаметр поперечной арматуры устанавливается из условия свариваемости (прил. 5).

### 3.1.4. Расчет стеновой панели по второй группе предельных состояний

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента стеновой панели, заключается в проверке прочности стеновой панели из условия отсутствия этих трещин:

$$R_{bi,ser} \geq \frac{Q_{\text{max}}}{\varphi_{b3} b h_0}.$$

Здесь  $R_{b,ser}$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы, МПа (табл. 12 [14]);

$Q_{max}$  - максимальная поперечная сила, действующая в стеновой панели, кН;

$b = 100$  см - расчетная полоса;

$h_0 = \delta - a$  - рабочая высота стеновой панели.

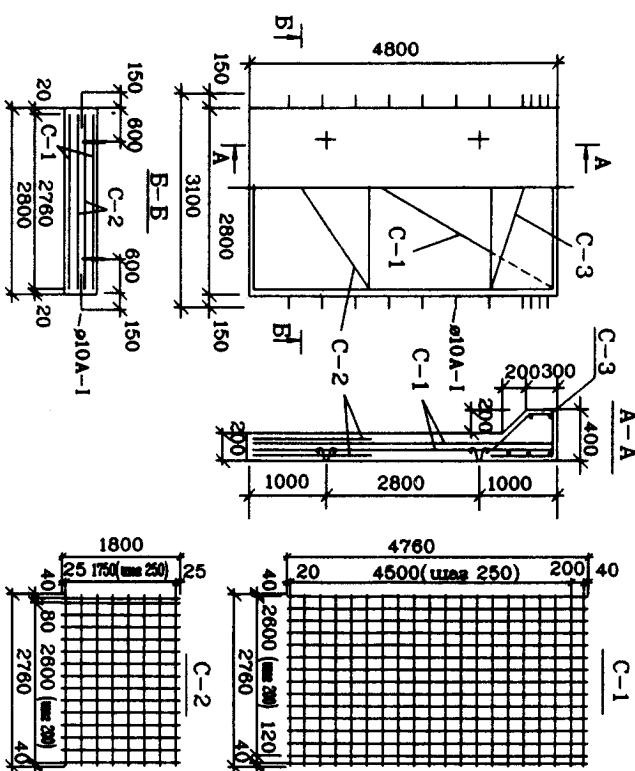


Рис. 3.5. Схема армирования стеновой панели резервуара

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по формуле 144 [14]:

$$a_{scr} = \delta \varphi_1 \eta (\sigma_s / E_s) 20 (3,5 - 100\mu)^{\frac{3}{2}} d,$$

где  $\delta$  - коэффициент, принимаемый для изгибаемых элементов равным 1,0;

$\varphi_1$  - коэффициент, принимаемый при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона при попаременном водонасыщении и высушивании равным 1,75;

где  $a_{scr} \leq [a_{scr2}]$ ,  
 $[a_{scr2}] = 0,2$  мм (табл. 1 [14]) как для конструкции III категории трещиностойкости без использования предварительного напряжения арматуры.

Необходимо выполнение условия  
 $a_{scr} \leq [a_{scr2}],$   
 $[a_{scr2}] = 0,2$  мм (табл. 1 [14]) как для конструкции III категории трещиностойкости без использования предварительного напряжения арматуры.

### 3.1.5. Конструирование стеновой панели

Схема армирования стеновой панели приведена на рис. 3.5.

Стеновая панель армируется по высоте сетками С-1 и С-2.

Верхний участок стены армируют сеткой С-3.

В торцах стеновой панели предусматривают выпуски диаметром не менее 400 мм  $\varnothing 10$  А-1 для осуществления монтажа.

## 3.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ДНИЩА РЕЗЕРВУАРА

### 3.2.1. Общие сведения

Наиболее распространенный тип фундамента, применяемый в резервуарах, - монолитное железобетонное днище с устройством столбников (капителей) и подколонников в местах установки борьбовых колонн. Допускается применение сборных подколонников. Такой тип фундамента рекомендуется рассматривать как фундаментную плиту на упругом основании, загруженную сосредоточенными силами:

- от веса покрытия;
- от обсыпки грунтом;
- от веса воды в резервуаре,

Применимые материалы: бетон класса не ниже В15; арматура класса А-I, А-II.

Расчет и конструирование днища резервуара производят в следующей последовательности: оценка инженерно-геологических условий, расчеты по прочности на прдавливание, по раскрытию трещин, по предельным деформациям основания.

$\eta = 1$ -коэффициент, принимаемый для арматуры А-II, А-III и  $\eta = 1,3$  для А-I;

$\sigma_s = R_s (M^h / M)$  - напряжение в стержнях арматуры, МПа;

$M^h$  - изгибающий момент от нормативной нагрузки;

$E_s$  - модуль упругости арматуры, МПа (табл. 29 [14]);

$\mu = A_s / (100 \delta)$  - коэффициент армирования сечения;

$d$  - диаметр рабочей продольной арматуры, мм.

### 3.2.2. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

При инженерно-геологических изысканиях в зависимости от грунта получают минимальное количество характеристик грунтов.

Допустим:  $\rho$  (плотность грунта);  $\phi$  (влажность);  $e$  (коэффициент пористости). Для полной оценки строительных свойств площадки их недостаточно. Необходимо дополнительно определить по СНиП 2.02.01-83 [8] следующие характеристики:  $\phi$  - угол внутреннего трения, град;  $c$  - удельное сцепление грунта;  $E$  - модуль деформации, МПа;  $R_o$  - расчетное сопротивление грунта, КПа. Значения  $\phi$ ,  $c$ ,  $E$  устанавливают по прил. 6, 7;  $R_o$  - прил. 8, 9. Кроме того, по формулам табл. 3.1 необходимо определить: плотность сухого грунта ( $\rho_d$ ), удельный вес грунта ( $\gamma_{tr}$ ), удельный вес грунта ниже уровня подземных вод ( $\gamma_{sb}$ ), степень влажности ( $s_r$ ), число пластичности ( $I_p$ ), показатель текучести ( $I_L$ ), влажность при полном водонасыщении  $s_r=1$  ( $\omega_{sat}$ ). При этом следует учитывать, что влажность  $\omega$  указана до горизонта подземных вод (отметка  $W_L$ ). Для грунтов ниже указанной отметки принимается степень влажности  $s_r=1$ , что соответствует их полному водонасыщению.

После вычисления вышеуказанных характеристик необходимо в соответствии с ГОСТ 25100-81 по строительной классификации грунтов установить: степень плотности грунта (по коэффициенту пористости грунта); водонасыщенность (по степени влажности  $s_r$ ); вид консистенции пылевато-глинистых грунтов (по показателю текучести  $I_L$ ).

Полное наименование грунтов должно содержать эти параметры.

Кроме того, следует оценить пучинистость грунтов, залегающих ниже днища резервуара. Непучинистыми грунтами являются крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности без пылевато-глинистых включений. Непучинистыми будут также пески мелкие и пылеватые при выполнении условия

$$d'_w \geq d'_l + 2.$$

Здесь  $d'_w$  - глубина расположения уровня подземных вод ниже днища, м;  
 $d'_l$  - расчетная глубина сезонного промерзания грунта под

днищем, вычисляемая по формуле  $d'_l = K_h d'_{fh}$  ;  
 $K_h = 1,2$  - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения для строительного периода;  
 $d'_{fh}$  - нормативная глубина сезонного промерзания грунта под днищем, м.

Таблица 3.1

Формулы для вычисления характеристик грунтов				
Наименование характеристики	Обозначение	Формула	Единица измерения	Диапазон значений
Плотность сухого грунта	$\rho_d$	$\rho_d = \frac{\rho}{1+\phi}$	$\text{t/m}^3$	1,2...1,7
Удельный вес грунта	$\gamma_{tr}$	$\gamma_{tr} = \rho g$	$\text{kH/m}^3$	13...21
Коэффициент пористости	$e$	$e = \frac{(\rho_s - \rho_d)}{\rho_d}$		0,45...1,2
Удельный вес грунта ниже уровня подземных вод	$\gamma_{sb}$	$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1+e}$	$\text{kH/m}^3$	9...11
Степень влажности	$s_r$	$s_r = \frac{(\omega \gamma_s)}{(\epsilon \gamma_w)}$		0...1
Число пластичности	$I_p$	$I_p = \omega_L - \omega_p$		1...30
Показатель текучести	$I_L$	$I_L = \frac{(\omega - \omega_p)}{I_p}$		-0,5...15
Влажность при полном водонасыщении ( $s_r=1$ )	$\omega_{sat}$	$\omega_{sat} = \frac{\epsilon \gamma_w}{\gamma_s}$		0,3...0,5

Примечание:  $g = 10 \text{ m/s}^2$  - ускорение свободного падения.

На основе проведенного анализа рекомендуется сделать полную оценку строительной площадки.

### 3.2.3. Сбор нагрузок на днище резервуара

Расчет днища резервуара производится на нагрузки, определяемые как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке.

Нормативная нагрузка на днище резервуара колонны среднего ряда суммируется.

$$N_{\Phi n} = N_{kn} + G_{kn} + G_{vn} + G_{fn},$$

где  $N_{kn}$  - полная нормативная нагрузка на колонну, включающая нагрузку от покрытия, обсыпки, снеговую нагрузку, кН;

$G_{kn}$  - вес колонны, кН;

$G_{vn} = \gamma_v H a_\phi^2$  - вес воды в резервуаре с двух сторон на подколонник (см. рис. 3.6);

$\gamma_v = 10 \text{ кН/m}^3$  - объемная масса воды;

$H$  - высота резервуара, м;

$a_\phi$  - размер капители, м;

$G_{fn}$  - вес днища, кН.

Под колонну крайнего ряда при сборе нагрузок на днище добавляется нагрузка от веса грунта.

Расчетная нагрузка

$$N_\Phi = N_{\Phi n} \gamma_f,$$

где  $\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке (см. табл. 1.5).

При расчете по первой группе предельных состояний рекомендуется принять осредненное значение коэффициента надежности  $\gamma_f = 1,1 \div 1,2$ .

В расчетной схеме принимается, что нагрузка от воды и от колонны передается центрально приложенной. Схема нагрузок, действующих на фундаментную плиту, приведена на рис. 3.6.

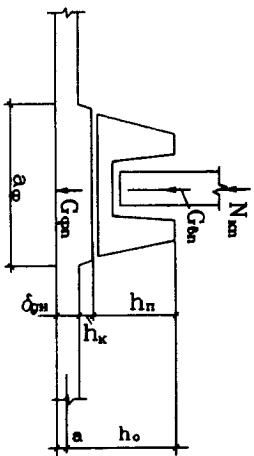


Рис. 3.6. Схема нагрузок на фундамент:

$\delta_{dn}$  - толщина днища;  $h_k$  - высота капители;  $h_n$  - высота полколонника;  $a$  - защитный слой бетона

При сборе нагрузок предварительно назначается вылет капитали из конструктивных требований не менее  $a_v = 1,15$  м. Минимальный размер капители в плане рекомендуется принимать  $2300 \times 2300$  мм,

### 3.2.4. Компоновка и расчет днища резервуара

Для расчета днища резервуара как плиты на упругом основании необходимо вычислить следующие параметры: толщину днища, высоту капители, высоту подколонника.

Эти параметры устанавливаются из условия прочности на продавливание с использованием формулы 107 [14].

Необходимая суммарная рабочая высота сечения фундамента  $h_o$  (см. рис. 3.6) определяется из двух равенств:

$$F = N_\Phi [l - (b_c + 2 h_o^2) / l^2],$$

$$F = 6 \gamma_{b2} R_{bt} 10^3 (b_c + h_o) h_o.$$

Здесь  $F$  - продавливающая сила, кН;

$N_\Phi$  - расчетная нагрузка на фундамент, кН;

$b_c$  - попеченный размер колонны, м;

$l$  - пролет между колоннами, м;

$\gamma_{b2} = 1$  - коэффициент условий работы бетона (табл. 15[14]);  $R_{bt} 10^3$  - расчетное сопротивление бетона, кН/м<sup>2</sup>.

$$\text{Тогда } h_{op} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a},$$

$$\text{где } b = (4 + 6 l^2 \gamma_{b2} R_{bt} \cdot 10^3) b_c; \quad a = 4 + 6 l^2 \gamma_{b2} R_{bt} \cdot 10^3; \\ c = -N_\Phi l^2 + b_c^2.$$

Затем рекомендуется уточнить расчетную высоту  $h_{op}$  с конструктивной высотой  $h_{ok}$ , назначаемой из соблюдения конструктивных требований: толщина днища  $\delta_{dn}$  должна быть не менее 150-160 мм; толщина капители - не менее 140-150 мм, высота подколонника выбирается не менее  $h_n = b_c + 50$ , где 50 мм - защитный слой бетона.

### 3.2.5. Определение внутренних усилий в днище

В данной главе предлагается для определения усилий в днище использовать приближенный метод решения плиты на упругом основании. В частности, расчет плиты на упругом осно-

вании рекомендуется производить в соответствии с данными "Справочника проектировщика" [12] как для бесконечной плиты, загруженной сосредоточенными силами в точках, где расположена колонна. Модель основания при этом характеризуется пропорциональностью реактивного давления и осадок точек плиты.

На рис. 3.7 показана схема распределения расчетных точек линии резервуара.

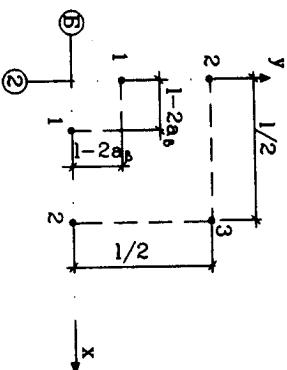


Рис. 3.7. Схема распределения расчетных точек

Цилиндрическая жесткость плиты толщиной  $h = \delta_{\text{н}} + h_k$

$$K = \frac{E_b h^3}{12(1 - \mu^2)},$$

где  $E_b$  - начальный модуль упругости бетона, МПа;

$\mu = 0,2$  - коэффициент Пуассона.

Расчетный параметр  $\eta$  рекомендуется в данном случае определять по формуле

$$\eta = 0,5 (1 - 2a_b) \sqrt[4]{C_z / K},$$

где  $(1 - 2a_b)$  - расчетный параметр плиты между капителями подколонника, м;

$C_z$  - коэффициент постели грунта, принимаемый по табл. 2.2,  $\text{КН}/\text{м}^3$ .

Усилия, возникающие в пиле от сосредоточенной силы, равны:

$$\text{осадка основания } \omega_1 = \frac{\alpha N_{\text{ser}} (1 - 2a_b)^2}{4K},$$

реактивное давление грунта  $\sigma_i = K \omega_i$ ;  
изгибающие моменты  $M_{xi} = \beta_i N_{\text{ser}}$ ,  $M_{yi} = \gamma_i N_{\text{ser}}$ .  
здесь  $N_{\text{ser}} = N_\Phi / \gamma_f$  - давление колонны от нормативной нагрузки при среднем коэффициенте безопасности  $\gamma_f = 1,15$ ;

$N_\Phi = N_k + N_b$ ;  
коэффициенты  $\alpha_i$ ,  $\beta_i$ ,  $\gamma_i$  для точек 1, 2, 3 предлагается определять по табл. 3.2.

Таблица 3.2

Значения  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  для центрального поля бесконечной плиты при сосредоточенной нагрузке

Расчет- ный пара- метр метр	Точка								
	$\alpha \cdot 10^3$	$\beta \cdot 10^3$	$\gamma \cdot 10^3$	1	2	3			
0,8	623	609	603	-116	-29	29	-45	57	29
1,2	133	119	113	-115	-29	27	-44	56	28
1,6	50	36	31	-113	-27	25	-42	53	25
2,0	26	14	9	-108	-23	21	-39	49	24
2,4	17	6	2,2	-101	-19	17	-33	43	23

После определения усилий производится подбор арматуры в соответствии с гл. 3.2.6.

### 3.2.6. Расчет линии резервуара по первой группе предельных состояний

Данный расчет рекомендуется выполнять в виде определения площади сечения арматуры из условия прочности по нормальному сечению

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{R_s \eta h_0},$$

где  $M_{\text{ser}}$  - максимальный изгибающий момент в рассматриваемых точках,  $\text{КН}\cdot\text{м}$ ;  
 $\eta$  - коэффициент, принимаемый равным 0,9 (оптимальное значение);  
 $R_s$  - расчетное сопротивление арматуры, МПа.

При этом необходимо рассмотреть: точку 1 (нижняя сетка С-1). Предлагаемый вариант армирования приведен на рис. 3.8.

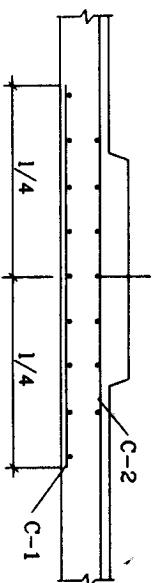


Рис. 3.8. Фрагмент армирования днища резервуара

### 3.2.7. Расчет днища резервуара по второй группе предельных состояний

Целью расчета днища резервуара по второй группе предельных состояний является ограничение перемещений, при которых гарантируется нормальная эксплуатация резервуара. Расчет оснований по деформациям должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания.

Для расчета по деформациям рекомендуется сопоставить прогнозируемую осадку днища с предельной величиной, регламентируемой нормами СНиП 2.02.01-83 [8]:

$$s \leq s_u$$

$s$  - средняя осадка днища резервуара, см;

$s_u$  - предельная величина осадки днища резервуара, устанавливаемая по СНиП 2.02.01-83.

Определение средней осадки рекомендуется производить на основе схемы линейно-деформируемого полупространства или линейно-деформируемого слоя (при  $E > 10$  МПа). Методика такого расчета приведена в [11].

При сборе нагрузок на днище резервуара при расчете под деформациям коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1.

При этом учитываются следующие нагрузки:

- от веса колонн и покрытия;
- от веса ригелей;
- от веса воды;
- от веса днища резервуара;
- от веса стеновых панелей.

Среднее давление на основание определяется по формуле  

$$p = G/A,$$

где  
 $G$  - суммарная нагрузка от всего резервуара;  
 $A$  - площадь резервуара.

Для определения расчетного сопротивления грунта основания предварительно определяется толщина зоны, в пределах которой производится осреднение прочностных характеристик грунта.

$$z_m = z_0 + 0,1 b,$$

$$\text{дл} \quad z_0 = b/2 \text{ при ширине днища } b < 10 \text{ м};$$

$$z_0 = 4 \text{ м при } b \geq 10 \text{ м};$$

$$b - \text{ширина днища резервуара, м.}$$

Осреднение прочностных характеристик грунта неоднородного по глубине устанавливается по формуле

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i},$$

где  
 $x_i$  - значение характеристики  $i$ -го инженерно-геологического элемента;  
 $h_i$  - толщина элемента.

К осредняемым характеристикам относятся угол внутреннего трения грунта  $\phi$ , сцепление  $c$ , удельный вес  $\gamma_{tr}$ .

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M b \bar{y} k_z + M_q d_1 y + M_c \bar{c}],$$

где  
 $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  - осредненные коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 43 [11];  
 $k$  - коэффициент, принимаемый равным 1, если прочностные характеристики ( $c$  и  $\phi$ ) определены в результате испытаний, и равным 1,1, если  $c$  и  $\phi$  приняты по таблицам СНиП 2.02.01-83;  
 $M, M_q, M_c$  - коэффициенты, устанавливаемые по табл. 44 [11];  
 $k_z$  - коэффициент, принимаемый равным:  $k_z = 1$ , если  $b < 10$  м,  
 $k_z = z_0/b + 2$  при  $b \geq 10$  м (здесь  $z_0 = 8$  м);  
 $b$  - ширина днища резервуара, м;  
 $\bar{y}$  - осредненное значение удельного веса грунта, кН/м<sup>3</sup>;  
- от веса стенных панелей.

у - удельный вес грунта под подошвой фундаментной плиты,  
 $kN/m^3$ ;

$d_1$  - глубина заложения днища резервуара, м;  
 $\frac{c}{c}$  - осредненное значение сцепления грунта.

При этом должно удовлетворяться условие  $R > p$ .

В случае, если на глубине  $z$  от подошвы днища находится слой меньшей прочности, то необходимо, чтобы обеспечивалось условие (п. 2.204 [11])

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z,$$

где  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zq}$  - вертикальное напряжение в грунте на глубине  $z$  от подошвы днища дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа;

$R_z$  - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине  $z$  для условного фундамента.

Ширина условного фундамента вычисляется по формуле

$$b_z = \sqrt[3]{(pb^2) / \sigma_{zp}},$$

где  $p$  - среднее давление под подошвой;

$\sigma_{zp} = \alpha p$  - напряжение от внешней нагрузки;

$\alpha$  - коэффициент, принимаемый по табл. 55 [11].

Напряжение от собственного веса грунта вычисляется по формуле  $\sigma_{zq} = \gamma_{pr} (d_1 + z)$ .

В соответствии с п. 2.220 [11] толщина линейно-деформируемого слоя определяется следующим образом:

$$H = (H_o + \psi b) k_p,$$

где  $H_o = 9$  м,  $\psi = 0,15$  м - для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами;  
 $H_o = 6$  м,  $\psi = 0,1$  м - для оснований, сложенных песчаными грунтами;  
 $k_p = 0,8$  - при среднем давлении под подошвой днища  $p = 100$  кПа;  
 $k_p = 1,2$  - при  $p = 500$  кПа (при промежуточных значениях по интерполяции).

Тогда средняя осадка днища резервуара

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i+1}}{E_i},$$

где  $k_c$  - коэффициент, принимаемый по табл. 57 [11] в зависимости от  $\xi = 2 H/b$ ;

$k_m$  - коэффициент, принимаемый по табл. 58 [11] в зависимости от  $b$  и  $E$ ;

$k_i$  - коэффициент, принимаемый по табл. 59 [11] в зависимости от  $\eta = 1/b$  и  $\varphi_i = 2 z_i/b$ .

Далее должно выполняться условие  $s \leq s_u$ .

В случае, если под резервуаром залегают грунты с модулем деформации  $E < 10$  МПа, необходимо использовать схему линейно-деформируемого полупространства.

В данном пособии этот случай не рассматривается (см. СНиП 2.02.01-83).

### 3.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ РЕЗЕРВУАРА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММЫ "ЛИРА"

В данном пособии предлагается применение программы "ЛИРА" для статического расчета стенки и фундаментной плиты резервуара.

Вычислительный комплекс "ЛИРА" разработан Киевским НИИАСС для прочностного расчета плоских и пространственных стержневых систем, плит, балок-стенок, оболочек, а также комбинированных систем: стержней и плит на упругом основании, ребристых пластин, рамно-связевых каркасов и т.п.

"ЛИРА" реализует метод конечных элементов и позволяет выполнить расчет на статические (силовые и деформационные) и динамические (сейсмика, пульсация ветра, удар, гармонические колебания) воздействия; выбирает расчетные сочетания усилий; производит унификацию элементов; подбирает арматуру по прочности и трещиностойкости для железобетонных элементов.

Для решения рассматриваемой задачи объект разбивается на конечные элементы, выбирается расчетная схема, составляется исходная информация, записываются данные об элементах, о жесткостных характеристиках, координатах, связях, типах и величинах нагрузок, расчетных сочетаниях усилий, заполняются сведения об армировании. В частности, заполняются следующие документы:

**документ 0 "ЗАГЛАВНЫЙ"** - шифр задачи, признак системы, управление печатью, дробление элементов, организация унификации сечений, подбор арматуры;

**документ 1 "ЭЛЕМЕНТЫ"** - номер конечного элемента, тип жесткости, номера узлов для каждого элемента;

**документ 2 "ШАРНИРЫ"** - номер элемента, номер узла и степени свободы, по направлению которой снимается связь;

**документ 3 "ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ"** - набор жесткостных характеристик для каждого типа жесткости рассматриваемого элемента; **документ 4 "КООРДИНАТЫ"** - координаты каждого узла;

**документ 5 "СВЯЗИ"** - номера узлов и степени свободы, по направлению которых наложены связи;

**документ 6 "ТИПЫ НАГРУЗОК"** - номера узлов или элементов, направление и тип нагрузки, номер загружения;

**документ 7 "ВЕЛИЧИНЫ НАГРУЗОК"** - величины, характеризующие нагрузку;

**документ 8 "РАСЧЕТНЫЕ СОЧЕТАНИЯ УСИЛИЙ"** - характеристики каждого загружения, необходимые для вычисления расчетных сочетаний усилий;

**документ 9 "АРМИРОВАНИЕ ПО ПРОЧНОСТИ"** - характеристики элементов, необходимые для подбора арматуры по прочности;

**документ 10 "АРМИРОВАНИЕ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ"** - характеристики элементов, необходимые для подбора арматуры по трещиностойкости.

Довольно большой набор конечных элементов, предусмотренный в программе "ЛИРА", позволяет создавать расчетные схемы, с достаточной точностью описывавшие работу сооружений, и получать картину напряженно-деформированного состояния, близкую к реальной.

Из библиотеки конечных элементов "ЛИРА" для расчета стенки и днища резервуара выбираются два типа конечных элементов: 11 - для стенки и 13 - для днища резервуара.

В гл. 3.4.3 приведен пример использования программы "ЛИРА" для получения напряженно-деформированного состояния стенной панели и днища резервуара, вычисления усилий и для определения армирования стенки и днища резервуара.

### 3.4. ПРИМЕР РАСЧЕТА ЗАГЛУБЛЕННОГО СБОРНОГО ПРЯМОУГОЛЬНОГО РЕЗЕРВУАРА

Требуется запроектировать сборный железобетонный прямоугольный резервуар с размерами в плане  $36 \times 36$  м, с сеткой блонн  $1 \times b_k = 6 \times 6$  м.

Ширина резервуара  $B = 36$  м. Длина резервуара  $A = 36$  м. Высота резервуара  $H = 4,8$  м. Емкость резервуара -  $1000 \text{ м}^3$ .

Покрытие балочное, состоящее из ребристых плит, опи-вающихся на ригель. Ригели опираются на колонны (рис. 3.9). Резервуар - полземный: высота засыпки  $h = 1,0$  м, объемная масса грунта  $\gamma_{\text{тр}} = 17 \text{ кН}/\text{м}^3$ , угол внутреннего трения  $\phi = 30^\circ$ . Район строительства - г. Красноярск.

#### 3.4.1. Расчет и конструирование стенной панели резервуара

**Данные для проектирования:**

Бетон тяжелый класса B20.

Расчетное сопротивление на осевое сжатие  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$  (табл. 13 [14]). Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы  $R_{b,ser} = 1,4 \text{ МПа}$  (табл. 12 [14]).

Арматура класса A - III.

Расчетное сопротивление растяжению рабочей продольной арматуры  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (табл. 22\* [14]). Модуль упругости арматуры  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$  (табл. 29\* [14]).

Грунт (обсыпка):

$\gamma = 17 \text{ кН}/\text{м}^3$  - объемная масса грунта обсыпки;

$\phi = 30^\circ$  - угол внутреннего трения, град;

$H_3 = 1,0 \text{ м}$  - высота обсыпки грунта и резервуара.

Расчет и конструирование стенной панели производим согласно гл. 3.1. На рис. 3.10 приведен попеченный разрез резервуара с данными для проектирования.

Высота стенной панели

$$H_{\text{ст}} = H_{\text{ни}} - (h_{\phi}/2 - t_1) = 4800 - (750/2 - 50) = 4475 \text{ мм} = 4,48 \text{ м},$$

где  $h_{\phi} = 750$  - высота фундамента;  
 $t_1 = 50 \text{ мм}$  - глубина заделки стенной панели в фундамент (см. рис. 3.10).

Назначим толщину стенной панели в соответствии с табл. 3.1:

$$\delta = 200 \text{ мм.}$$

Выделим для расчета вертикальную полосу шириной 1 м.  
Вертикальная нагрузка от покрытия  $N$  в расчете не учитывается, что дает некоторое увеличение расхода арматуры с повышением надежности.

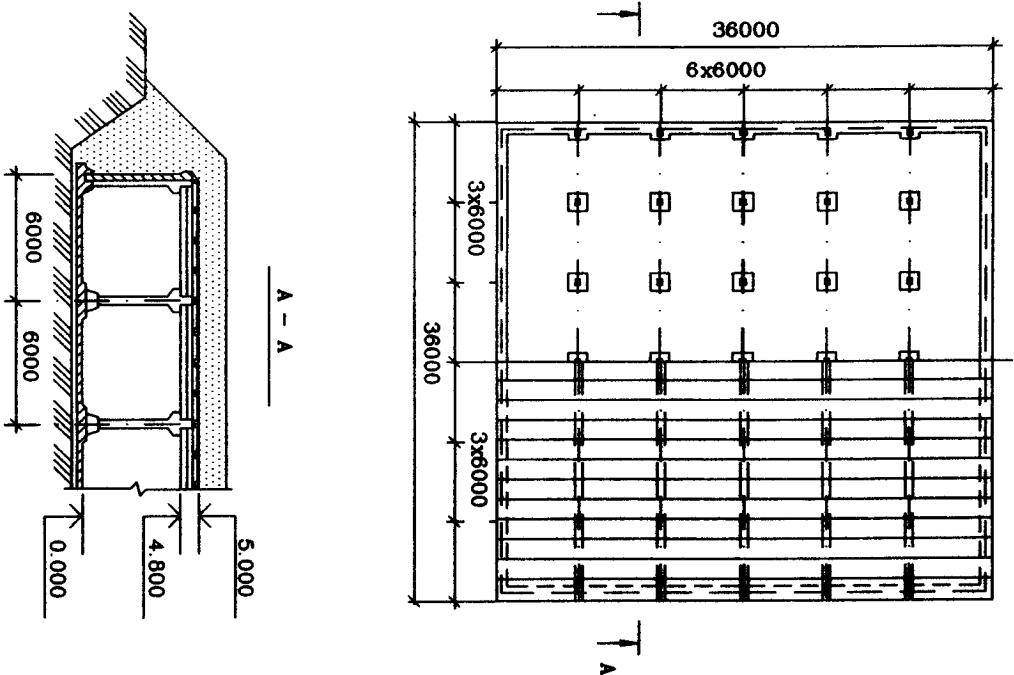


Рис. 3.9. Поперечный разрез резервуара

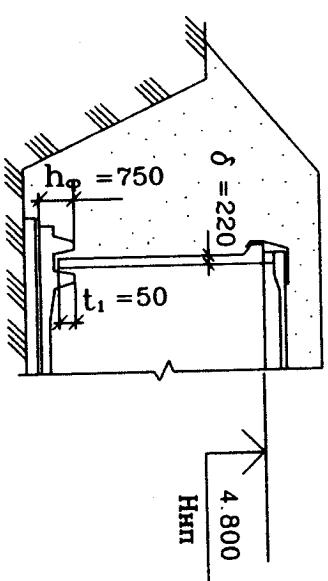


Рис. 3.10. Фрагмент поперечного разреза резервуара

#### Нагрузки на стеновую панель

Горизонтальная расчетная нагрузка от давления воды на уровне защемления стены (рис. 3.4. б)

$$p_w = \gamma_f \gamma_b H_{ct} b = 1 \cdot 10 \cdot 4,48 \cdot 1 = 44,8 \text{ kH/m},$$

где  $\gamma_f = 1$  - коэффициент надежности по нагрузке для жидкостей (табл. 1.5);

$\gamma_b = 10 \text{ kH/m}^3$  - объемная масса воды;  
 $H_{ct} = 4,48 \text{ м}$  - расчетная высота стеновой панели;

$b = 1 \text{ пог.м}$  длины стены.

Определим высоту эквивалентного слоя обсыпки:

$$H_{экв} = V / \gamma_{тр} = 10 / 17 = 0,588 \text{ м},$$

где  $V = 10 \text{ кН/m}^2$  - временная нагрузка на поверхность грунта;  
 $\gamma_{тр} = 17 \text{ кН/m}^3$  - объемная масса грунта обсыпки.

Горизонтальная расчетная нагрузка от давления грунта и временной нагрузки на уровне верха стеновой панели (от давления грунта обсыпки)

$$p_{тр1} = \gamma_f \gamma_{тр} H_1 b \operatorname{tg}^2(45^\circ - \Phi/2) = \\ = 1,15 \cdot 17 \cdot 1,588 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg}^2(45 - 30^\circ/2) = 10,34 \text{ кН/m},$$

где  $\gamma_f = 1,15$  - коэффициент надежности по нагрузке для насыпных грунтов (табл. 1 [2]);  
 $H_1 = H_3 + H_{экв} = 1,0 + 0,588 = 1,588$  - сумма высот обсыпки и эквивалентного слоя;

$H_3 = 1,0$  м (см. данные для проектирования);  
 $\phi = 30^\circ$  - угол внутреннего трения обсыпки (см. данные для проектирования).

Горизонтальная нагрузка от давления грунта обсыпки на уровне заделки стеновой панели в днище резервуара

$$P_{\text{пр}2} = \gamma_f \gamma_{\text{пр}} H_2 b \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = \\ = 1,15 \cdot 17,6 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 39,51 \text{ кН/м},$$

где  $H_2 = H_{\text{ст}} + H_3 + H_{\text{экв}} = 4,48 + 1,0 + 0,588 = 6,07$  м.

Определим внутренние расчетные усилия в стеновой панели от давления воды:

изгибающий момент на уровне защемления стены

$$M_{\text{опш}} = - p_w H_{\text{ст}}^2 / 15 = - 44,8 \cdot 4,48^2 / 15 = - 59,94 \text{ кН м/м};$$

максимальный изгибающий момент в пролете от уровня верха стены на расстоянии  $x_o = 0,447$   $H_{\text{ст}} = 2,0$  м

$$M_{\text{прш}} = p_w H_{\text{ст}}^2 / 33,54 = 44,8 \cdot 4,48^2 / 33,54 = 26,81 \text{ кНм/м};$$

поперечная сила на уровне защемления

$$Q_{\text{опш}} = 2 p_w H_{\text{ст}} / 5 = 2 \cdot 44,8 \cdot 4,48 / 5 = 80,28 \text{ кН/м}.$$

Вычислим внутренние расчетные усилия от давления грунта: изгибающий момент на уровне защемления стены

$$M_{\text{опр}} = - P_{\text{пр}1} H_{\text{ст}}^2 / 8 - (1/15)(P_{\text{пр}2} - P_{\text{пр}1})H_{\text{ст}}^2 = \\ = - 10,34 \cdot 4,48^2 / 8 - (1/15)(39,51 - 10,34)4,48^2 = - 64,97 \text{ кН м/м};$$

максимальный изгибающий момент в пролете от уровня верха стены на расстоянии  $x_o = 0,411$   $H_{\text{ст}} = 0,411 \cdot 4,48 = 1,84$  м

$$M_{\text{прр}} = \left[ \frac{1}{10}(P_{\text{пр}2} - P_{\text{пр}1}) + \frac{3}{8}P_{\text{пр}1} \right] H_{\text{ст}} x_o - \frac{P_{\text{пр}2} - P_{\text{пр}1}}{6H_{\text{ст}}} x_o^3 - \frac{P_{\text{пр}1}}{2} x_o^2 = \\ = [(1/10)(39,51 - 10,34) + (3/8)10,34] \cdot 4,48 \cdot 1,84 - \frac{39,51 - 10,34}{6 \cdot 4,48} 1,84^3 -$$

$$-\frac{10,34}{2} 1,84^2 = 31,79 \text{ кНм/м};$$

поперечная сила на уровне защемления

$$Q_{\text{опр}} = (5/8) P_{\text{пр}1} H_{\text{ст}} + (2/5)(P_{\text{пр}2} - P_{\text{пр}1}) H_{\text{ст}} = \\ = (5/8)10,34 \cdot 4,48 + (2/5)(39,51 - 10,34)4,48 = 81,22 \text{ кН/м}.$$

На рис. 3.4 представлена схема прямоугольного резервуара со всеми параметрами, расчетными схемами и эпюрами изгибающих моментов.

#### Расчет прочности стеновой панели по первой группе предельных состояний

Стеновую панель на прочность по нормальным сечениям рассчитываем как плиту с одиночной арматурой с шириной расчетной полосы  $b=1000$  мм.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = \delta - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм},$$

где  $\delta = 200$  мм - толщина стеновой панели;  
 $a = 30$  мм - защитный слой бетона.

В расчете по прочности из двух расчетных схем принимаем большее значение изгибающего момента.

$$M_{\text{опр}} = 64,97 \text{ кНм/м};$$

$$M_{\text{прш}} = 31,79 \text{ кНм/м} (\text{см. вышеуказанный расчет}).$$

Рассмотрим сечение в уровне защемления.

Определим:

$$1. \alpha_m = \frac{M_{\text{оп}}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{64,97 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 170^2} = 0,195.$$

$$2. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,195} = 0,219,$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,219 = 0,891.$$

3. Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758,$$

где  $\alpha = 0,85$  - для тяжелого бетона.

4. Границное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \left( 1 - \frac{0,758}{1,1} \right)} = 0,59,$$

где  $\sigma_{sr} = R_s = 365$  МПа - расчетное сопротивление арматуры класса А-III;

$\sigma_{sc,u} = 400$  МПа - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны.

5. Тогда  $\xi = 0,219 < \xi_R = 0,59$ .

6. Площадь рабочей вертикальной арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{on}}{R_s \zeta h_0} = \frac{64,97 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,891 \cdot 170} = 1175,15 \text{ мм}^2,$$

где  $\zeta = 0,891$ , коэффициент, принимаемый в зависимости от  $\phi$  = 0,289.

7. По прил. 4 назначим диаметр и шаг арматуры: 10 Ø 12 A-III с  $A_{s1} = 1313 \text{ мм}^2$  и шагом  $s_1 = 100 \text{ мм}$  (с обеих сторон стеновой панели).

**Сечение в пролете:**

$$1. \alpha_m = \frac{M_{np}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{31,79 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 170^2} = 0,095.$$

$$2. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,095} = 0,100,$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 0,95.$$

$$3. \xi = 0,10 < \xi_R = 0,59.$$

4. Площадь рабочей вертикальной арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{np}}{R_s \zeta h_0} = \frac{31,79 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,950 \cdot 170} = 539,29 \text{ мм}^2.$$

5. По прил. 4 подбираем диаметр и шаг арматуры:

10 Ø 10 A-III с  $A_{s2} = 785 \text{ мм}^2$  и шагом  $s_2 = 200 \text{ мм}$  (с обеих сторон стенной панели).

Отдельные стержни арматуры Ø 10 A-III объединим в сварные сетки попечной арматурой Ø 6 A-I (из условия свариваемости (прил. 5) с шагом  $s_2 = 250 \text{ мм}$  (см. рис. 3.5)).

#### Расчет прочности стенной панели по второй группе предельных состояний

Проверим прочность стенной панели из условия отсутствия наклонных трещин в сечениях стенной панели:

$$R_{bt,ser}, \quad \frac{Q_{max}}{\Phi_{b3} b h_0} = \frac{81,22 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1000 \cdot 170} = 0,562 \text{ МПа.}$$

для  $R_{bt,ser} = 140 \text{ МПа}$  (табл. 12 [1]);

$Q_{max} = 81,22 \text{ кН/м}$  - максимальная поперечная сила;

$\Phi_{b3} = 0,85$  - бетон тяжелый (табл. 15 [14]);

$R_{bt,ser} = 1,40 \text{ МПа} > 0,562 \text{ МПа}$ ,

Условие выполняется, следовательно, класс бетона удовлетворяет условию прочности по трециностойкости.

Определим ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента:  $\delta$

$$a_{cr} = \delta \phi \eta (\sigma_s / E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\mu)^{\sqrt[3]{d}} = 1,0 \cdot 1,75 \cdot 1,0 \cdot (317/20 \cdot 10^4) \cdot 20 \cdot (3,5 \cdot 100 \cdot 0,0066)^{\sqrt[3]{12}} = 0,36 \text{ мм},$$

$\delta = 1,0$  - коэффициент для изгибаемых элементов;  
 $\phi = 1,75$  - коэффициент, учитывающий продолжительное действие постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона при попеременном водонасыщении и высушивании;

$\eta = 1$  - при применении стержневой арматуры;

$\sigma_s = R_s (M_n / M) = 365(64,97 / 1,15 \cdot 64,97) = 317 \text{ МПа};$

$\mu = A_s / (100 \delta) = 13,13 / (100 \cdot 20) = 0,0066$  - коэффициент армирования сечения.

Сравним  $a_{cr} = 0,36 \text{ мм}$  с  $[a_{cr2}] = 0,2 \text{ мм}$ ,

$$a_{cr} = 0,36 \text{ мм} > [a_{cr2}] = 0,2 \text{ мм}.$$

Условие по раскрытию трещин не выполняется, необходимо увеличить площадь арматуры. На основе выполненного расчета на ч. 3.5 приведена схема армирования стенной панели.

Сетка С-2: вертикальная продольная арматура - 10 Ø 12A-III

$$A_{s1} = 1313 \text{ мм}^2; \text{ длина сетки равна } 1/3 H_{cr}.$$

Сетка С-1: вертикальная арматура - 10 Ø 10 A-III  $A_{s2} = 85 \text{ мм}^2$ .

Сетка С-3: устанавливается конструктивно, Ø не менее 10 мм.

#### 3.4.2. Расчет и конструирование днища резервуара

**Данные для проектирования** - инженерно-геологические условияплощадки представлены в табл. 3.3 и на рис. 3.11.

Оценку инженерно-геологических условий площадки проводим в соответствии с разд. 3.2.2 и Пособием по проектированию оснований зданий и сооружений [11].

Таблица 3.3

## Расчетные характеристики грунтов площадки

Номер слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	Физические характеристики									Механические характеристики					
			плотность, т/м <sup>3</sup>			e	влажность			удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	S <sub>r</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>L</sub>	φ, град	c, кПа	E, МПа	R <sub>o</sub> , кПа
			ρ	ρ <sub>s</sub>	ρ <sub>d</sub>		ω	ω <sub>p</sub>	ω <sub>L</sub>								
1	NL Песок пылеватый	3,0	1,65				0,15										
2	Песок крупный	4,0				0,68	0,18										
3	Песок мелкий	3,8				0,70	0,20										
4	Суглинок	10				0,70	0,16	0,11	0,22								

Примечание. NL - отметка природного рельефа; ρ - плотность грунта; ρ<sub>s</sub> - плотность частиц грунта; ρ<sub>d</sub> - плотность грунта в сухом состоянии; e - коэффициент пористости; ω - влажность природная; ω<sub>p</sub> - влажность на границе пластичности; ω<sub>L</sub> - влажность на границе текучести; γ - удельный вес; γ<sub>sb</sub> - удельный вес с учетом взвешивающего действия воды; S<sub>r</sub> - степень влажности; I<sub>p</sub> - число пластичности; I<sub>L</sub> - показатель текучести; φ - угол внутреннего трения; c - удельное сцепление; E - модуль деформации; R<sub>o</sub> - расчетное сопротивление грунта

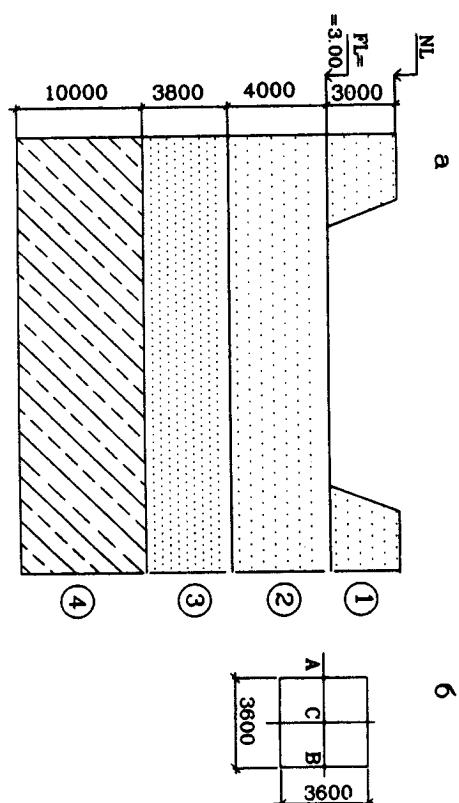


Рис. 3.11. Данные для проектирования днища резервуара:  
а - геологический разрез; б - план днища резервуара

### Слой 1 - песок пылеватый.

Согласно табл. 3.3 мощность слоя составляет 3 м, плотность грунта  $\rho = 1,65 \text{ т/м}^3$ , влажность грунта  $\omega = 0,15$ . Вычислим плотность сухого грунта

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega} = \frac{1,65}{1 + 0,15} = 1,43 \text{ т/м}^3.$$

Коэффициент пористости по формуле табл. 3.1

$$e = (\rho_s - \rho_d)/\rho_d = (2,66 - 1,43)/1,43 = 0,86,$$

где  $\rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3$  - плотность частиц грунта для песка (см. табл. 9 [11]).

Определим удельный вес грунта:

$$\gamma = \rho g = 1,65 \cdot 10 = 16,5 \text{ кН/м}^3,$$

где  $g = 10 \text{ м/с}^2$  - ускорение свободного падения

По табл. 10 [11] по коэффициенту пористости грунта установим: при  $e = 0,86$  песок пылеватый, рыхлый.

Найдем степень влажности:

$$s_r = (\omega \rho_s) / (\epsilon \rho_w) = (0,15 \cdot 2,66) / (0,86 \cdot 1) = 0,46,$$

где  $\rho_w = 1 \text{ т/м}^3$  - плотность воды.

По табл. 7 [11] по степени влажности  $s_r = 0,46$  находим:

песок пылеватый, маловлажный.

По табл. 26 [11] при коэффициенте пористости  $e = 0,86$  удельное сцепление  $c = 2,0 \text{ кПа}$ , угол внутреннего трения  $\phi = 26^\circ$ , модуль деформации  $E = 11 \text{ МПа}$ . По табл. 46 [11] расчетное сопротивление грунта  $R_o = 250 \text{ МПа}$ .

Тогда окончательно устанавливаем: грунт - песок пылеватый, рыхкий, малоожажный, может служить естественным основанием.

В данном случае толщина слоя составляет 2,0 м, а резервуар загублен на 3,0 м.

**Слой 2 - песок крупный.**

Согласно табл. 3.3 мощность слоя составляет 4,0 м, коэффициент пористости  $e = 0,68$ , влажность грунта  $\omega = 0,18$ .

По табл. 10 [11] по коэффициенту пористости грунта устанавливаем: при  $e = 0,68$  песок крупный, средней плотности.

Плотность сухого грунта

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} = \frac{2,66}{1+0,68} = 1,58.$$

Плотность грунта  $\rho = \rho_d (1+\omega) = 1,58(1+0,18) = 1,86$ .

Удельный вес  $\gamma = \rho g = 1,86 \cdot 10 = 18,6 \text{ кН/м}^3$ .

Вычислим степень влажности:

$$s_r = (\omega \rho_s) / (\epsilon \rho_w) = (0,18 \cdot 2,66) / (0,68 \cdot 1) = 0,704,$$

где  $\rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3$  - плотность частиц грунта;  $\rho_w = 1 \text{ т/м}^3$  - плотность воды.

По табл. 7 [11] по степени влажности  $s_r = 0,704$  определим:

песок крупный, средней плотности, влажный.

По табл. 26 [11] при коэффициенте пористости  $e = 0,68$  удельное сцепление  $c = 1,0 \text{ кПа}$ , угол внутреннего трения  $\phi = 35^\circ$ , модуль деформации  $E = 30 \text{ МПа}$ . По табл. 46 [11] расчетное сопротивление грунта  $R_o = 500 \text{ МПа}$ .

Окончательно принимаем: грунт - песок крупный, средней плотности, влажный, может служить естественным основанием.

**Слой 3 - песок мелкий.**

Согласно табл. 3.3 мощность слоя составляет 3,8 м, коэффициент пористости  $e = 0,7$ , влажность грунта  $\omega = 0,2$ .

По табл. 10 [11] по коэффициенту пористости грунта при  $e = 0,7$  устанавливаем: песок мелкий, средней плотности.

Плотность сухого грунта

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} = \frac{2,66}{1+0,7} = 1,56.$$

Плотность грунта  $\rho = \rho_d (1+\omega) = 1,56(1+0,2) = 1,87$ .

Удельный вес  $\gamma = \rho g = 1,87 \cdot 10 = 18,7 \text{ кН/м}^3$ .

Степень влажности  $s_r = (\omega \rho_s) / (\epsilon \rho_w) = (0,2 \cdot 2,66) / (0,7 \cdot 1) = 0,76$ .

По табл. 7 [11] по степени влажности  $s_r = 0,76$  определим:

песок мелкий, средней плотности, влажный.

По табл. 26 [11] при коэффициенте пористости  $e = 0,7$  удельное сцепление  $c = 1,0 \text{ кПа}$ , угол внутреннего трения  $\phi = 30^\circ$ , модуль деформации  $E = 24 \text{ МПа}$ . По табл. 46 [11] расчетное сопротивление грунта  $R_o = 200 \text{ МПа}$ .

Таким образом, грунт - песок мелкий, средней плотности, влажный, может служить естественным основанием.

**Слой 4 - суглинок.**

Согласно табл. 3.3 мощность слоя составляет 10,0 м, коэффициент пористости  $e = 0,7$ , влажность природная  $\omega = 0,16$ , влажность на границе пластичности  $\omega_p = 0,11$ , влажность на границе текучести  $\omega_L = 0,22$ . Вычислим число пластичности:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0,22 - 0,11 = 0,1.$$

По табл. 11 [11] установим: при  $I_p = 0,1$  грунт - суглинок.

Определим показатель текучести:

$$I_p = (\omega - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p) = (0,16 - 0,11) / (0,22 - 0,11) = 0,05 / 0,1 = 0,5.$$

По табл. 13 [11] при  $I_p = 0,5$  в данном примере суглинок тупластичный.

Плотность частиц грунта для суглинка  $\rho_s = 2,71 \text{ т/м}^3$  (см. табл. 9 [11]).

Тогда плотность сухого грунта

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} = \frac{2,71}{1+0,7} = 1,59.$$

Плотность грунта  $\rho = \rho_d (1+\omega) = 1,59(1+0,16) = 1,84$ .

Удельный вес  $\gamma = \rho g = 1,84 \cdot 10 = 18,4 \text{ кН/м}^3$ .

Степень влажности  $s_r = (\omega_p)/(\omega_w) = (0,16 \cdot 2,71)/(0,7 \cdot 1) = 0,619$ .

По табл. 7 [11] по степени влажности  $s_r = 0,619$  установим, что суглинок влажный.

По табл. 27 [11] при  $I_L = 0,5$ ,  $e = 0,7$  найдем удельное сцепление  $c = 36 \text{ кПа}$ , угол внутреннего трения  $\phi = 23^\circ$ , модуль деформации  $E = 24 \text{ МПа}$  (табл. 28 [11]). По табл. 48 [11] расчетное сопротивление грунта  $R_o = 200 \text{ МПа}$ .

Слой 4 - суглинок тугопластичный, влажный. Данный грунт может служить естественным основанием.

Итак, грунт имеет слоистое напластование. Каждый из слоев может служить естественным основанием.

После оценки инженерно-геологических условий табл. 3.3 дополняется полученным характеристиками (см. табл. 3.4).

В данном примере не рассмотрена оценка пучинопасности грунтов, так как пески средней крутизны и крупные являются непучинистыми.

Для сбора нагрузок рассмотрим фрагмент днища резервуара под колонну среднего ряда (рис. 3.12).

По конструктивным требованиям назначим минимальный вылет подколонника  $a_b = 1150 \text{ мм}$ .

Полная нагрузка на колонну

$$N_k = q_0 \omega + q_{c,v,p} + q_{c,v,k} = 939,24 + 37,62 + 20,06 = 996,92 \text{ кН},$$

где  $q_0 \omega = 939,24 \text{ кН}$  - нагрузка от покрытия, засыпки, снеговая нагрузка;

$q_{c,v,p} = 37,62 \text{ кН}$  - собственный вес ригеля;

$q_{c,v,k} = 20,06 \text{ кН}$  - собственный вес колонны.

Собственный вес днища резервуара под колонной

$$G = 0,3 \cdot 2,3 \cdot 2,3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 41,46 \text{ кН}.$$

Тогда на фундамент действует нагрузка

$$N_\Phi = 996,92 + 41,46 = 1038,38 \text{ кН}.$$

Из условия прочности на прдавливание производим расчет параметров днища ( гл. 3.2.4).

Таблица 3.4

#### Расчетные характеристики грунтов площадки

Номер слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	Физические характеристики									Механические характеристики						
			плотность, т/м <sup>3</sup>			e	влажность			удельный вес, кН/м <sup>3</sup>		$S_r$	$I_L$	$I_p$	$\phi, \text{град}$	$c, \text{кПа}$	$E, \text{МПа}$	$R_o, \text{кПа}$
			$\rho$	$\rho_s$	$\rho_d$		$\omega$	$\omega_p$	$\omega_L$	$\gamma$	$\gamma_{sb}$							
1	Песок пылеватый, рыхлый, маловлажный	3,0	1,65	2,66	1,43	0,86	0,15	-	-	16,5	-	0,46	-	-	26	2,0	11	250
2	Песок крупный, средней плотности, влажный	4,0	1,86	2,66	1,58	0,68	0,18	-	-	18,6	-	0,70	-	-	35	1,0	30	500
3	Песок мелкий, средней плотности, влажный	3,8	1,87	2,66	1,56	0,70	0,2	-	-	18,7	-	0,76	-	-	30	1,0	24	200
4	Суглинок тугопластичный, влажный	10	1,84	2,71	1,59	0,70	0,16	0,11	0,22	18,4	-	0,62	0,10	0,5	23	36	24	200



Результаты расчета  $\sigma_i$ ,  $M_{xi}$ ,  $M_{yi}$  представим в табличной форме (табл. 3.5).

Таблица 3.5

**Расчетные усилия в фундаментной плите**

Наименование усилий	Параметры расчета					
	Точка 1	Точка 2	Точка 3	коэффициент усиления	коэффициент усиления	коэффициент усиления
осадка $\omega_1 = 57,31\alpha_i$ , мм	0,050	2,87	0,036	2,06	0,031	1,78
давление $\sigma_i = 0,03\omega_i$ , мм		0,09		0,06		0,05
изгибающие моменты, $kNm/m$						
$M_{xi} = 902,61\beta_i$	-0,113	-101,99	-0,027	-24,37	0,025	22,57
$M_{yi} = 902,61\gamma_i$	-0,042	-37,91	0,053	-37,91	0,025	22,57

Абсолютная осадка  $\omega_1 = 2,87 \text{ мм} < \omega_{min} = 80 \text{ мм}$ .  
Относительная разница осадок

$$i = \frac{2(\omega_1 - \omega_2)}{1 - a} = \frac{2(2,87 - 2,06)}{3700} = 0,0004$$

не превышает предельного значения (0,002).

**Отклонение максимального реактивного давления**

$$\sigma_i/R_o = 0,09/0,5 = 0,18.$$

Приближенная проверка величин изгибающих моментов как для плиты шириной 1 м, рассчитываемой по балочной схеме при

$$\sigma_m = 0,025 \text{ МПа} = 25 \text{ кН/м}^2,$$

$$M_{min} = -(\sigma_m l^2)/12 = -(25 \cdot 6^2)/12 = -75 \text{ кНм/м},$$

$$M_{max} = (\sigma_m l^2)/24 = (25 \cdot 6^2)/24 = 37,5 \text{ кНм/м},$$

примерно соответствует определенному выше  $M_{xi} = -101,99 \text{ кНм/м}$ ,  $M_{yi} = 22,57 \text{ кНм/м}$ .

Расчет днища по первому предельному состоянию выполним в соответствии с гл. 3.2.6 в виде определения площади сечения арматуры

$$A_s = \frac{M_{ser}}{R_s \eta h_0} = \frac{101,99 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,9 \cdot 265} = 1171 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по прил. 4 10 Ø14 A-III с  $A_s = 1539 \text{ мм}^2$  с шагом 100 мм.

В другом направлении принимаем для  $M_{y2} = 37,91 \text{ кНм/м}$  Верхнюю сетку С-2 подбираем по максимальному моменту по выбранным диаметром Ø10 A-III получается равной 785 мм<sup>2</sup>. Фрагмент армирования фундаментной плиты приведен на рис. 3.8.

Расчет днища резервуара по деформациям производим в соответствии с гл. 3.2.7. Он заключается в определении осадки днища резервуара. Инженерно-геологический разрез показан на рис. 3.11 а.

Расчетные постоянные нагрузки на основание от собственного веса всего сооружения, включая днище резервуара (см. рис. 3.12):

- от веса колонн  $35 \cdot 20,28 = 709,8 \text{ кН}$  (35 - количество колонн на весь резервуар);
- от покрытия  $36 \cdot 36 \cdot 26,09 = 33812,64 \text{ кН}$  ( $36 \times 36$  - грузовая площадь резервуара);
- от веса ригелей  $30 \cdot 37,62 = 1128,6 \text{ кН}$  (30 - количество ригелей);
- от веса воды  $1,1 \cdot 10 \cdot 4,8 \cdot 36 \cdot 36 = 68429 \text{ кН}$  ( $10 \text{ кН/м}^3$  - объемная масса воды,  $4,8 \text{ м}$  - высота резервуара);
- от веса днища резервуара  $1,1 \cdot 36 \cdot 36 \cdot 25 \cdot 0,15 = 5346 \text{ кН}$  ( $25 \text{ кН/м}^3$  - объемная масса железобетона,  $0,15 \text{ м}$  - средняя толщина днища);
- от веса стеновых панелей  $1,1 \cdot 48 \cdot 4,8 \cdot 3,0 \cdot 0,2 \cdot 25 = 3802 \text{ кН}$  ( $48$  - количество стеновых панелей на резервуар,  $4,8 \text{ м}$  - высота панели,  $3,0 \text{ м}$  - ширина панели,  $0,2 \text{ м}$  - толщина стенной панели).

Таким образом, суммарная нагрузка на основание  $G = 709,8 + 33812,64 + 1128,6 + 68429 + 5346 + 3802 = 113228,04 \text{ кН} = 113,3 \text{ МН}$ .

Среднее давление на основание

$$P = G/A = (113,3 \cdot 10^3)/(36 \cdot 36) = 87,42 \text{ кПа.}$$

Вычислим толщину зоны, в пределах которой необходимо производить осреднение прочностных характеристик грунта:

$$z_m = z_o + 0,1 b = 4,0 + 0,1 \cdot 36 = 7,6 \text{ м},$$

где  $z_o = 4 \text{ м}$ , так как  $b > 10 \text{ м}$ .

В данном случае производим осреднение по слоям 2 и 3, общая толщина этих слоев составит 7,6 м.

Осредненные характеристики будут равны:

$$\bar{\varphi} = \frac{\varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3}{Z_m} = \frac{35 \cdot 4,0 + 30 \cdot 3,6}{7,6} = 33^\circ,$$

$$\bar{c} = \frac{c_2 h_2 + c_3 h_3}{Z_m} = 1,0 \text{ кПа},$$

$$\bar{\gamma} = \frac{18,6 \cdot 4,0 + 18,7 \cdot 3,6}{7,6} = 18,65 \text{ кН / м}^3.$$

По табл. 44 [11] при  $\varphi = 33^\circ$   $M = 1,44$ ;  $M_q = 6,76$ ;  $M_c = 8,88$ .

По табл. 43 [11]:

для слоя 2 коэффициенты  $\gamma_{c1} = 1,4$ ;  $\gamma_{c2} = 1,2$  (при  $L/H = 36/4,8 = 7,6$ ;  $L, H$  - длина и высота резервуара);

для слоя 3  $\gamma_{c1} = 1,3$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$ .

Произведем осреднение этих характеристик.

$$\gamma_{c1} = (1,4 \cdot 4 + 1,3 \cdot 3,6) / 7,6 = 1,35;$$

$$\gamma_{c2} = (1,2 \cdot 4 + 1,1 \cdot 3,6) / 7,6 = 1,15.$$

Вычислим коэффициент  $k_z$ ,

$$k_z = z_o / b + 0,2 = 8/36 + 0,2 = 0,42,$$

где  $z_o = 8 \text{ м}$ , так как  $b > 10 \text{ м}$ ;

$b = 36 \text{ м}$  - ширина днища резервуара.

Расчетное сопротивление грунта основания определим по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (Mb\bar{\gamma}k_z + M_q d_1 \gamma + M_c \bar{c}).$$

Коэффициент  $k = 1,1$  (так как прочностные характеристики определены по таблицам),  $d_1 = 3,0 \text{ м}$  - глубина заложения фундаментной плиты от уровня планировки (см. рис. 3.11 а).

Тогда

$$R = \frac{1,35 \cdot 1,15}{1,1} (1,44 \cdot 36 \cdot 18,65 \cdot 0,42 + 6,76 \cdot 3 \cdot 18,7 + 8,88 \cdot 1) = 1120,8 \text{ кПа} > p = 87,42 \text{ кПа.}$$

В соответствии с п. 2.204 [11] проверяем давление на кро-  
ло слоя 3 пониженной прочности, расположенного на глубине  $z = 4,0 \text{ м}$  от подошвы днища резервуара.  
По табл. 55 [11] при  $\eta=1/b=36/36=1$  и  $\zeta=2z/b=(2 \cdot 4)/36=0,222$  пределим  $\alpha = 0,97$ .  
Вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z = 4,0 \text{ м}$  со-  
ставляют:

от внешней нагрузки

$$\sigma_{zp} = \alpha p = 0,97 \cdot 87,42 = 84,79 \text{ кПа};$$

от собственного веса грунта

$$\sigma_{zq} = \gamma_p (d_1 + z) = 18,7(3+4) = 130,9 \text{ кПа.}$$

Суммарное вертикальное напряжение

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zq} = 87,79 + 130,9 = 218,69 \text{ кПа},$$

Определим ширину условного днища резервуара на кровле слоя 3.

$$b_2 = \sqrt{(pb^2) / \sigma_{zp}} = \sqrt{(87,42 \cdot 36^2) / 84,79} = 36,55 \text{ м.}$$

По табл. 44 [11] при  $\varphi = 30^\circ$   $M = 1,15$ ;  $M_q = 5,59$ ;  $M_c = 7,95$ .

По табл. 43 [11] коэффициенты  $\gamma_{c1} = 1,3$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$ .

Тогда расчетное сопротивление

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} (1,15 \cdot 36 \cdot 18,7 \cdot 0,42 + 5,59 \cdot 7 \cdot 18,6 + 7,95 \cdot 1) = 1379,19 \text{ кПа} > \sigma_z = 218,69 \text{ кПа},$$

т.е. условие удовлетворяется.

Так как ширина днища резервуара  $b > 10 \text{ м}$ , основание сло-  
жено грунтами с модулем деформации  $E > 10 \text{ МПа}$ , в соответствии  
с п. 2.174 [11] для расчета оснований используем расчетную схему  
линейно-деформируемого слоя.

Толщину линейно-деформируемого слоя  $H$  определим по п. 2.220 [11].

Так как давление  $p = 87,42 \text{ кПа}$ , коэффициент  $k_p$  равен 0,8.

$$H = (H_o + \psi_b)k_p = (6+0,1 \cdot 36)0,8 = 7,68 \text{ м},$$

где  $H_o = 6 \text{ м}$ ;

$\psi_b = 0,1 \text{ м}$  (так как основание сложено песчаным грунтом).

Для определения средней осадки плиты предварительно на-  
ходим коэффициенты  $k_c$ ,  $k_m$ ,  $k_i$ .

По табл. 57 [11] при

$$\zeta' = 2 H/b = (2 \cdot 7,68)/36 = 0,43 \text{ коэффициент } k_c = 1,5.$$

По табл. 58 [11] при  $E > 10$  МПа  $k_m = 1,5$ .

Коэффициенты  $k_i$  определим по табл. 59 [11] при  $\eta = 1/b = 36/36 = 1$ , выполнив интерполяцию в зависимости от значений  $\zeta_i = 2 z_i/b$ .

В табл. 3.6 приведены результаты вычислений, принимая, что значения  $z_i$  и соответствующие  $\zeta_i$  и  $k_i$  относятся к вертикальм, проходящим через центр фундаментной плиты (точка С) и середину западной и восточной сторон плиты (точки А и В), (см. рис. 3.11 б).

**К расчету коэффициентов  $k_i$**

Номер слоя грунта	Точка	$z_i, \text{ м}$	$\zeta_i = 2z_i/b$	$k_i$
1	A			
	B	4,0	0,22	0,05
	C			
2	A			
	B	7,6	0,42	0,105
	C			

Средняя осадка фундаментной плиты

$$S = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i+1}}{E_i} = \frac{87,42 \cdot 36 \cdot 1,5}{1,5} \left[ \frac{0,05}{30} + \frac{0,105 - 0,05}{24} \right] =$$

$$= 12,25 \text{ см},$$

где  $p = 87,42$  МПа - среднее давление под подошвой плиты;

$b = 36 \text{ м}$  - ширина плиты;

$E$  - модуль деформации слоя (для двух слоев  $E$  равен 24 и 30 МПа).

Сравним среднюю осадку с предельным значением  $s_u = 40 \text{ см}$  (табл. 72 [11]).

В данном случае  $S = 12,05 \text{ см} < s_u = 40 \text{ см}$ .

Следовательно, осадка, возникающая от действия нагрузок на резервуар, меньше допускаемой.

### 3.4.3. Расчет резервуара по программе "ЛИРА"

**Данные для проектирования стальной панели резервуара** приведены в гл. 3.4.1. При этом выбраны следующие параметры стальной панели: высота - 4,8 м, ширина - 3,0 м, толщина - 0,20 м.

Схема нагрузок, действующих на стальной панель резервуара показана на рис. 3.13 а. На рис. 3.13 б, 3.16 б представлены расчетные схемы стальной панели с различными граничными условиями. Расчетные схемы получены в результате разбиения стальной панели на прямоугольные конечные элементы КЭ11 размером  $0,6 \times 0,5 \text{ м}$  (48 конечных элементов, узлов - 63).

Для выполнения расчетов стальной панели по программе "ЛИРА" подготовлена исходная информация согласно гл. 3.3. В ее включены следующие сведения:

- документ 0 "ЗАГЛАВНЫЙ" (0/1, панель - шифр задачи / ; 3 - признак системы / 9; 1: 1 - 48 - организация расчета и арифметирования по прочности / 10; 1: 1 - 48 - организация расчета и формирования по трещиностойкости /);

- документ 1 "ЭЛЕМЕНТЫ" (1/1 1 1 2 8 9/...) - номер конечного элемента по библиотеке "ЛИРА", тип жесткости - 1, номер узлов конечных элементов и так далее до 63 узла;

- документ 2 "ШАРНИРЫ" не заполняется, так как в самой конструкции шарниры не предусматриваются;

- документ 3 "ЖЕСТКОСТИ ХАРАКТЕРИСТИКИ" (3/1 7Е5 0,2 0,2/) - тип жесткости - 1; модуль деформации бетона - 7Е5; коэффициент Пуассона - 0,2; толщина стенки - 0,2 м;

- документ 4 "КООРДИНАТЫ" (4/- номер документа; далее порядок возрастания номеров узлов стальной панели записаны координаты (в м) по осям X, Y, Z/);

- документ 5 "СВЯЗИ" (5/- номер документа; затем занесены узлы с наложением связей по осям X, Y, Z/);

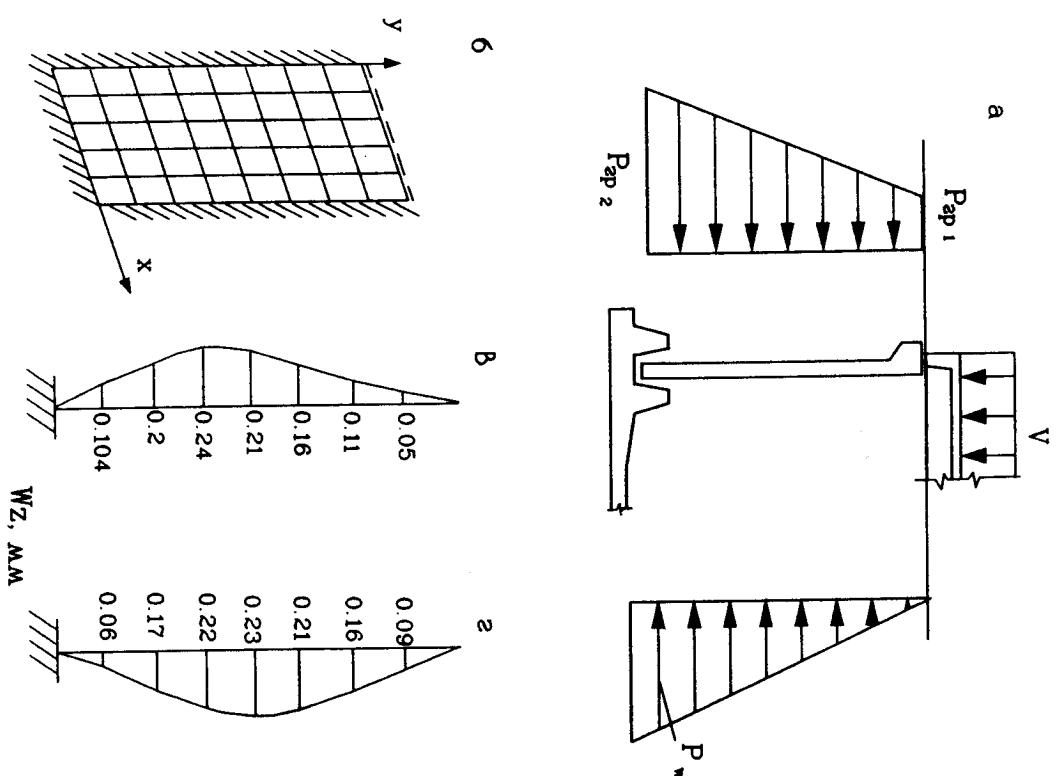
- документ 6 "ТИПЫ НАГРУЗОК" (6/1 6 3 1 1 /.../- номер элемента - 1; тип нагрузки - 6 (равномерно распределенная); направление нагрузки - 3 (по оси Z); величина действующей нагрузки, указанная в строке документа 7 - 1; номер схемы загружения, которому принадлежит данная нагрузка - 1/ информацией, казанной по всей расчетной схеме/);

- документ 7 "ВЕЛИЧИНЫ НАГРУЗОК" (7/1 3,93 1/.../- ординарный номер строки - 1; величина нагрузки - 3,93 т/м, количество загружений - 1;

- документ 8 "РАСЧЕТНЫЕ СОЧЕТАНИЯ УСИЛИЙ" (8/0 0 0 0 0 1,0 1,0 /.../- нагрузка постоянная - 0; нагрузка неодниничная кратковременная - 0; нагрузка, не являющаяся знакопеременной - 0; последующие четыре графы заполняются нулями, так как нагрузка не является взаимоисключающей и не согласуется с торможению; средний коэффициент надежности по нагрузке - 0; длительность действия нагрузки - 1,0; в первое сочетание анная нагрузка входит с коэффициентом - 1,0;

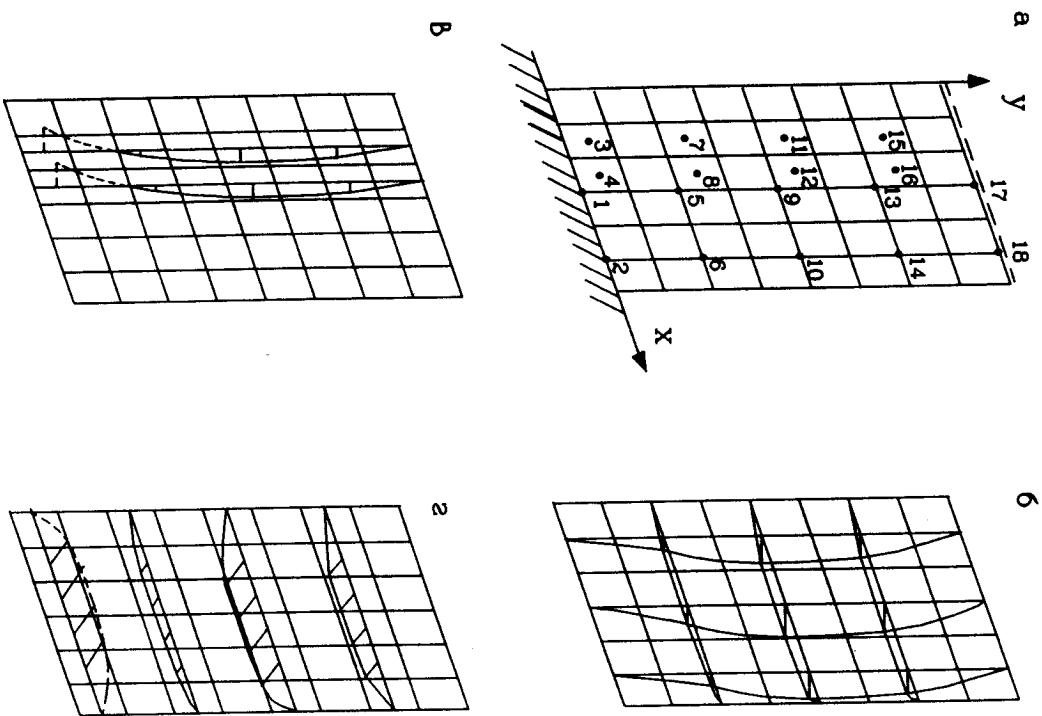
**Рис. 3.13. К расчету стековой панели по программе "ЛИРА".**

а - схема нагрузок, действующих на стековую панель;  
 б - расчетная схема панели; в - эпюра перемещений от давления воды;  
 г - эпюра перемещений от давления грунта

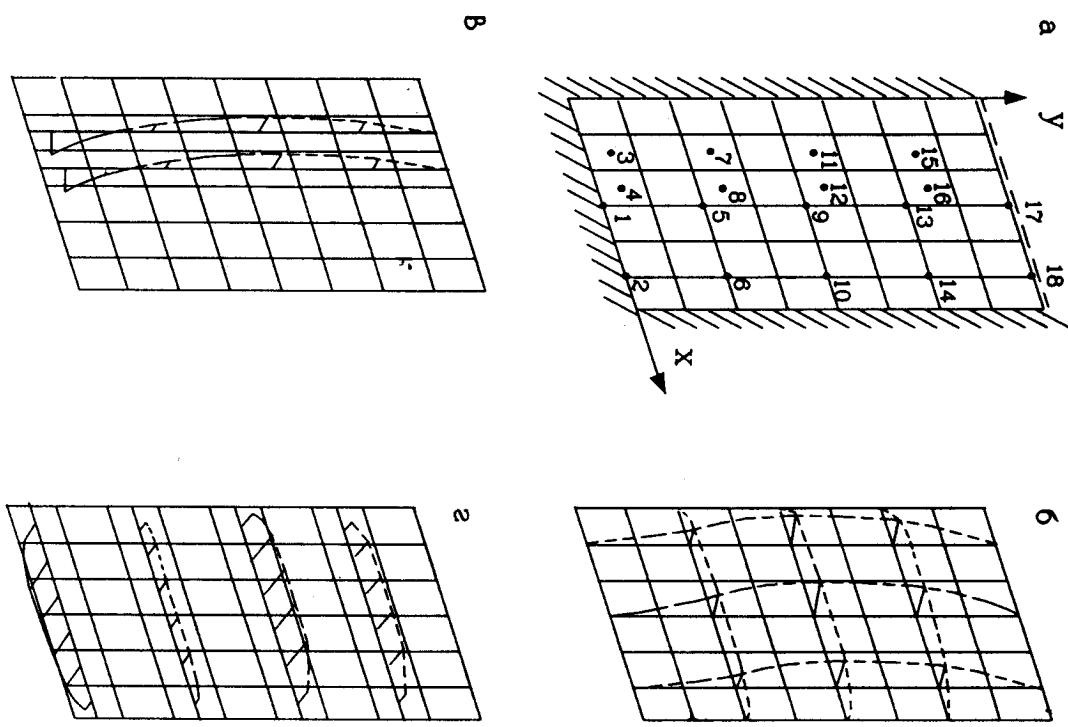


**Рис. 3.14. Напряженно-деформированное состояние стековой панели резервуара от давления грунта:**

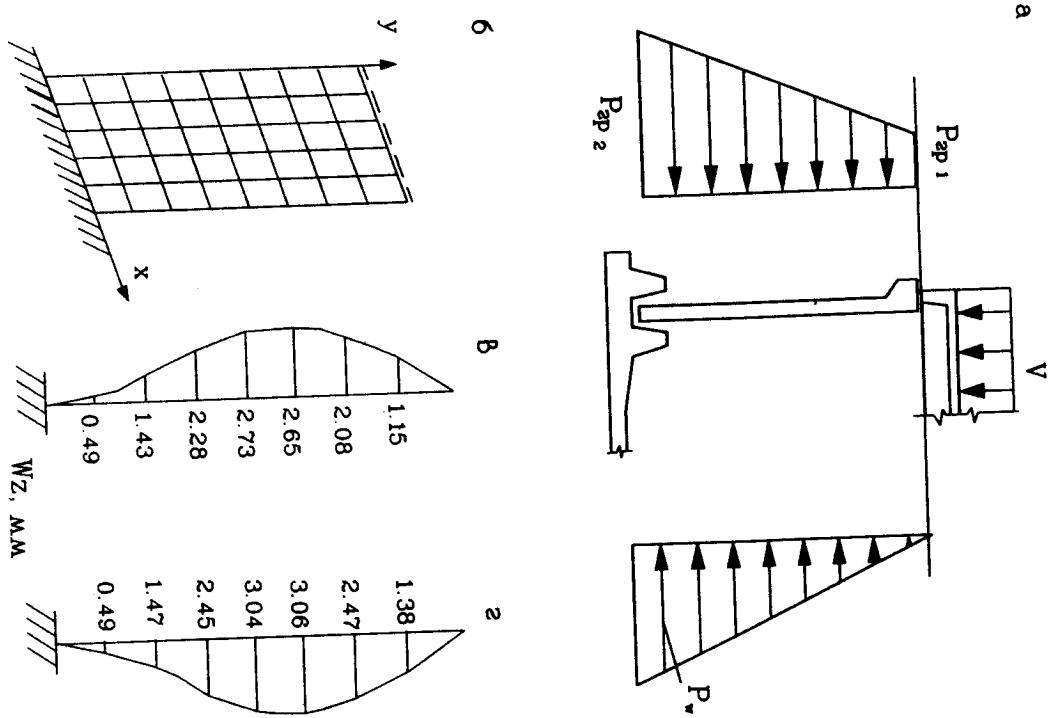
а - расчетная схема; б - эпюра перемещений; в - эпюра изгибающих моментов  $M_x$ ; г - эпюра изгибающих моментов  $M_y$



**Рис. 3.15. Напряженно-деформированное состояние стеновой панели резервуара от давления воды:**  
 а - расчетная схема; б - эпюра перемещений; в - эпюра изгибающих моментов  $M_x$ ; г - эпюра изгибающих моментов  $M_y$



**Рис. 3.16. К расчету стеновой панели по программе "ЛИРА":**  
 а - схема нагрузок, действующих на стеновую панель;  
 б - расчетная схема панели; в - эпюра перемещений от давления воды;  
 г - эпюра перемещений от давления грунта



- документ 9 "АРМИРОВАНИЕ ПО ПРОЧНОСТИ" (9/модель армирования - 41, класс бетона по прочности на сжатие - 20, тип бетона - тяжелый - 0, классы продольной и поперечной арматуры А-III и А-I, расстояние от центра тяжести рабочей арматуры см - 4, расчетные длины элементов - 4,8 м и 3,0 м, коэффициент условий естественного твердения бетона - 1, коэффициент условий работы, учитывающий длительность действия нагрузки - 1, коэффициент условий работы бетона - 1, коэффициент условий работы продольной и поперечной арматуры - 1).

- документ 10 "АРМИРОВАНИЕ ПО ТРЕШИНОСТИ" (10/3 0,3 0,2 12 6 4 2 /) - категория трещиностойкости - "ОСТИ" (10/3 0,3 0,2 12 6 4 2 /) - категории трещиностойкости - 3, допустимая ширина непротиводействующего раскрытия трещин - 0,2 мм; диаметры стержней продольной и поперечной арматуры в миллиметрах 12 и 6; расстояние до центра тяжести крайнего стержня стержней продольной арматуры в сантиметрах - 4; влажность окружающей среды (повышенная) - 2.

Подготовленная информация заносится в программу и производится расчет.

Результаты расчета выводятся в виде числовых таблиц перемещений, напряжений, изгибающих моментов и расчетных данных по величинам площади арматуры для конкретных элементов. В данном примере результаты расчетов приведены на рис. 3.13 - 3.18 в виде эпюр перемещений и изгибающих моментов и в табл. 3.7 - в виде числовых значений по перемещениям, изгибющим моментам по осям х и у.

Анализ эпюр изгибающих моментов (рис. 3.14 в, г - 3.15 в, г) и числовые значения показали, что решение методом конечных элементов с использованием программы "ЛИРА" аналогично решению гл. 3.4.1.

Максимальный изгибающий момент по высоте стеновой панели от двух загружений составил:

- от давления грунта  $M_{\text{пр}} = 32,10 \text{ кН} \cdot \text{м};$
- от давления воды  $M_{\text{пр}} = 27,20 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Данный результат соответствует полученным ранее (см. стр. 113)  $M_{\text{пр}} = 31,79 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{\text{пр}} = 26,81 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Аналогичные результаты получены и при расчете по армированию стеновой панели: рабочая арматура - Ø 10 А-III, поперечная - Ø 6 А-I (см. рис. 3.5).

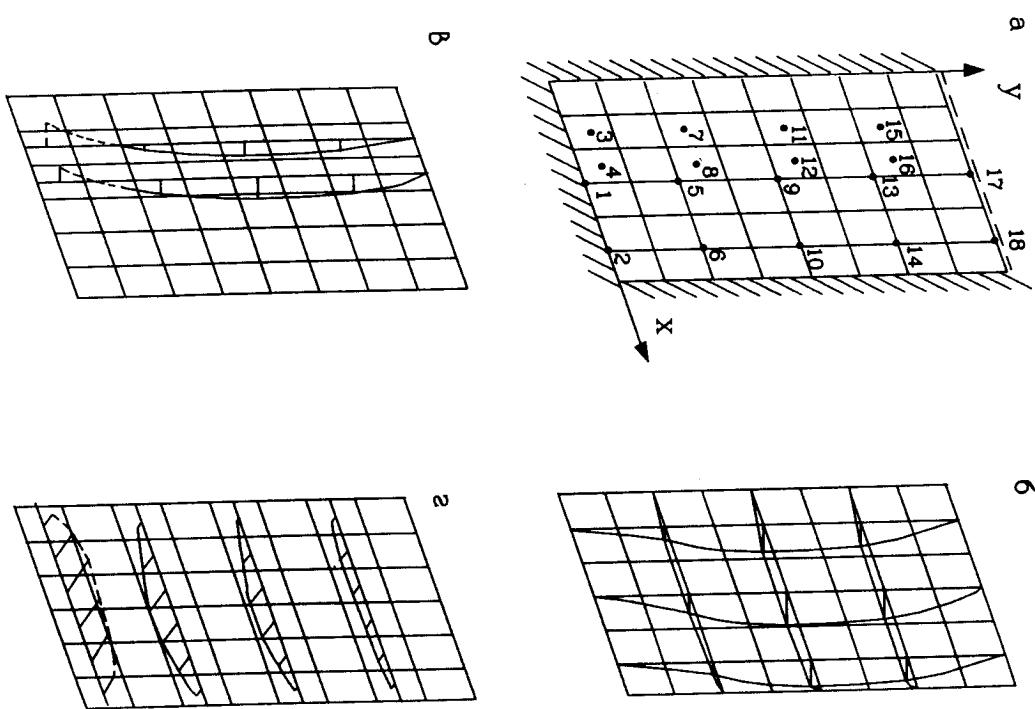


Рис. 3.17. Напряженно-деформированное состояние стенной панели резервуара от давления грунта:

а - расчетная схема панели; б - эпюра перемещений; в - эпюра изгибающих моментов  $M_x$ ; г - эпюра изгибающих моментов  $M_y$

Таблица 3.7

Прогибы и изгибающие моменты в стенной панели

Номер точки	Расчетные значения					
	От давления грунта	От давления воды	Перемещения, мм	$M_y$ , ТМ	$M_x$ , ТМ	$M_y$ , ТМ
границные условия (рис. 3.15)						
1	0	-	-	0	-	-
2	0	-	-	0	-	-
3	-	-0,87	-4,38	-	0,85	-4,27
4	-	-0,89	-4,43	-	0,87	-4,33
5	1,47	-	-	1,45	-	-
6	1,44	-	-	1,43	-	-
7	-	0,24	1,21	-	0,29	1,47
8	-	0,3	1,25	-	0,24	1,43
9	3,04	-	-	2,74	-	-
10	3,01	-	-	2,73	-	-
11	-	0,67	3,21	-	0,51	2,72
12	-	0,65	3,21	-	0,53	2,72
13	2,47	-	-	2,09	-	-
14	2,46	-	-	2,08	-	-
15	-	0,44	2,15	-	0,30	1,55
16	-	0,44	2,15	-	0,31	1,55
17	0	-	-	0	-	-
18	0	-	-	0	-	-

границные условия (рис. 3.17)

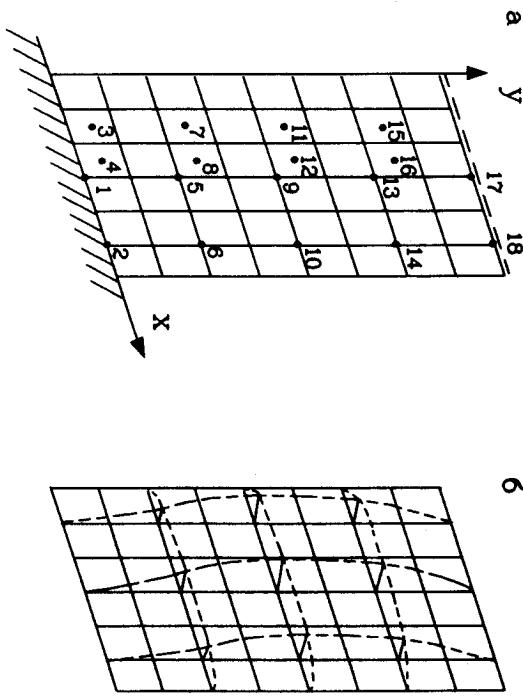
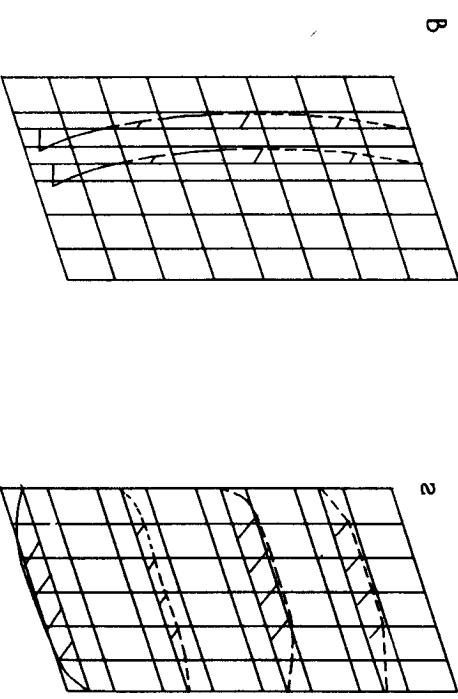


Рис. 3.18. Напряженно-деформированное состояние стенной панели

а - расчетная схема панели; б - эпюра перемещений; в - эпюра изгибающих моментов  $M_x$ ; г - эпюра изгибающих моментов  $M_y$

*Продолжение таблицы 3.7*

11	-	0,20	0,11	-	0,15	0,06
12	-	0,67	0,25	-	0,56	0,17
13	0,16	-	-	0,11	-	-
14	0,05	-	-	0,03	-	-
15	-	0,12	0,9	-	0,05	0
16	-	0,38	0,18	-	0,23	0,03
17	0	-	-	0	-	-
18	0	-	-	0	-	-

Примечание. Значения  $M_y$  и  $M_x$  по программе "Лира" вычисляются в центре конечного элемента

**Данные для проектирования днища резервуара** приведены в гл. 3.4.2.

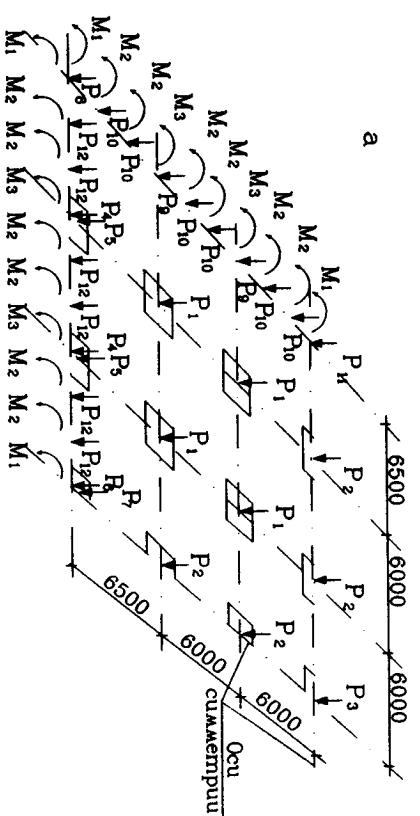
При этом для расчета по программе "ЛИРА" принят размер днища в плане  $18 \times 18$  м (рассмотрена четверть днища резервуара).

На рис. 3.19 представлена схема нагрузок, действующих на днище резервуара, где  $P_1$  - нагрузка от веса колонны, покрытия, ригеля и веса фундаментов;  $P_2 = 1/2P_1$ ;  $P_3 = 1/4P_1$ ;  $P_4$  - нагрузка от веса колонны, покрытия, ригеля, деленная пополам;  $P_5$  - нагрузка от веса стальной панели;  $P_6$  - четверть нагрузки от веса колонны, покрытия и ригеля;  $P_7$  - нагрузка от половины веса стальной панели;  $P_8$ ,  $P_{11}$  - нагрузки от веса стальной панели и веса покрытия;  $P_9$ ,  $P_{10}$  - нагрузка от веса стальной панели и покрытия;  $P_{12}$  - нагрузка от веса стальной панели;  $q_1$  - равномерно распределенная нагрузка от веса днища резервуара;  $q_2$  - равномерно распределенная нагрузка от днища резервуара по краю;  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_3$  - изгибающие моменты от давления грунта и воды, действующие на днище резервуара.

Численные значения нагрузок приведены в табл. 3.8 для двух вариантов загружения: от давления воды и грунта.

Таким образом, плоское днище прямоугольного резервуара с точки зрения расчетной схемы представляет собой плиту на упругом основании, загруженную в месте сопряжения со стенками краевыми моментами и нагрузками, передаваемыми от веса колонн, ригелей и покрытий, а в местах опирания колонн - местными локальными нагрузками от веса колонн, ригелей, покрытия. Расчетная схема днища резервуара получена разбиением на прямоугольные конечные элементы КЭ13 размерами  $1,65 \times 1,65$  м и  $1,5 \times 1,5$  м. Конечный элемент КЭ13, согласно библиотеке программы "ЛИРА", представляет плиту на упругом основании.

Результаты расчета от двух вариантов загружений представлены на рис. 3.20 - 3.22 в виде эпюры прогибов и изгибающих моментов  $M_x$  и  $M_y$ . При этом для получения результатов расчета выполнение документов исходных данных проводилось в соответствии с рекомендацией гл. 3.3.



б

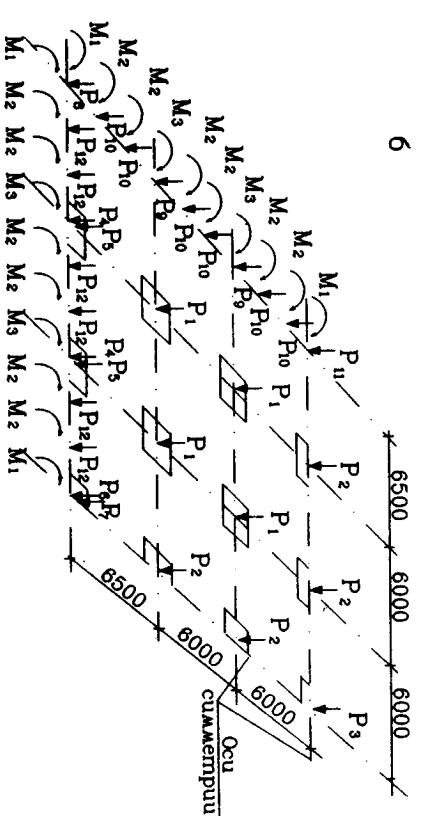


Рис. 3.19. Схема нагрузок на днище резервуара:

а - резервуар заполнен водой и не обсыпан грунтом;  
б - резервуар обсыпан грунтом и не заполнен водой

Таблица 3.8

## Нагрузки на днище резервуара

Вид нагрузки	Расчетные нагрузки	
	От давления воды	От давления грунта
P <sub>1</sub>	30	104
P <sub>2</sub>	15	52
P <sub>3</sub>	7,5	26
P <sub>4</sub>	13,1	50
P <sub>5</sub>	5,77	5,77
P <sub>6</sub>	6,6	25
P <sub>7</sub>	2,88	2,88
P <sub>8</sub>	4,85	8,88
P <sub>9</sub>	9,7	23,77
P <sub>10</sub>	4,85	8,88
P <sub>11</sub>	7,67	19,0
P <sub>12</sub>	4,51	4,51
q <sub>1</sub>	5,2	0,4
q <sub>2</sub>	5,43	0,63
M <sub>1</sub>	1,63	-0,56
M <sub>2</sub>	2,63	-0,91
M <sub>3</sub>	3,27	-1,13

Примечание. Величины нагрузок представлены в размерностях t, t/m<sup>2</sup>, tm

В исходную информацию включены сведения, представленные в документах "0" - "10". Основные правила заполнения этих документов показаны в примере расчета стенной панели по программе "ЛИРА" (см. расчет выше). При заполнении документа 3 "ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ" учтены особенности конечного элемента КЭ13; введены модуль упругости бетона днища резервуара, коэффициент Пуассона, толщина днища, коэффициент упругого основания на сжатие, коэффициент упругого основания на сдвиг.

Анализ результатов расчета по программе "ЛИРА" показал, что по эпюрам прогибов (рис. 3.20) днище резервуара перемещается равномерно. Эта картина характерна для двух случаев загружения. По краям днища резервуара наблюдается увеличение прогибов до 3 м. Характер эпюр изгибающих моментов (рис. 3.21 - 3.22) отражает общую тенденцию: местные изги-

вающие возникают на участках, примыкающих к стенной панели край днища резервуара) и в местах установки колонн. В этих местах предусматривается армирование исходя из расчета, в стальной части арматуру ставят конструктивно. Эта закономерность получена в результатах по программе "ЛИРА" в разделе армирования.

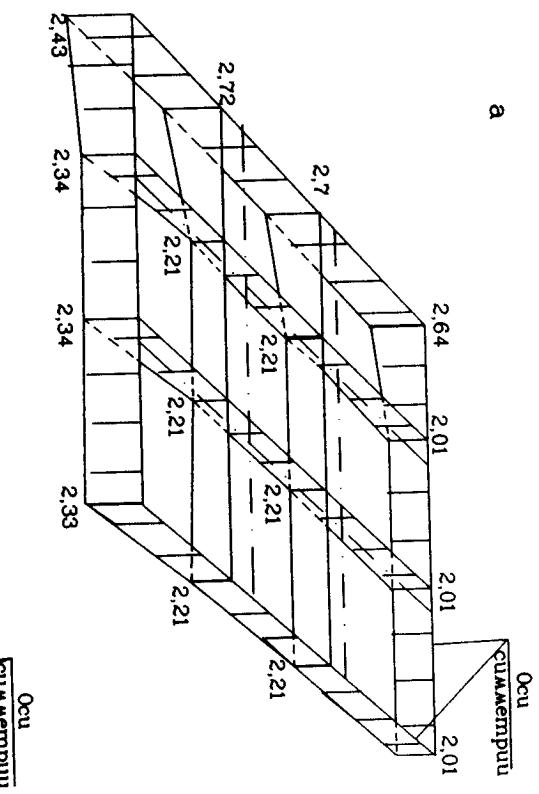


Рис. 3.20. Эпюры прогибов днища резервуара:  
а - резервуар заполнен водой и не обсыпан грунтом;  
б - резервуар обсыпан грунтом и не заполнен водой

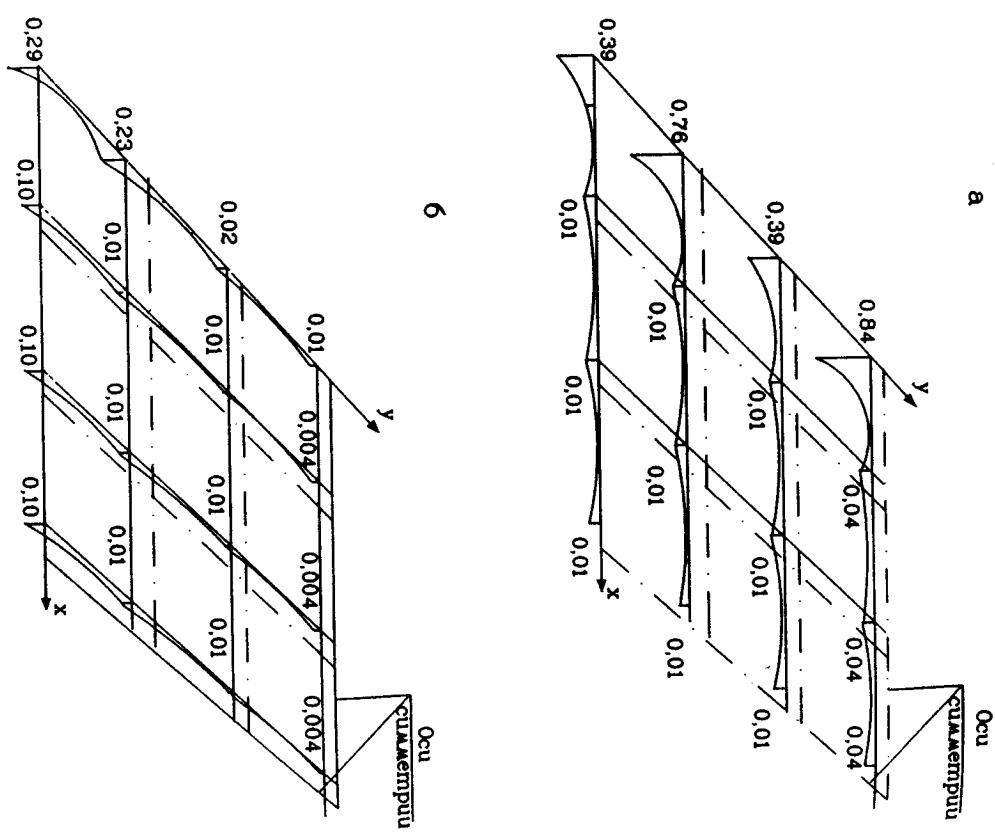


Рис. 3.21. Эпюры изгибающих моментов в днище резервура

#### **от давления воды:**

$$a - Mx; b - My$$

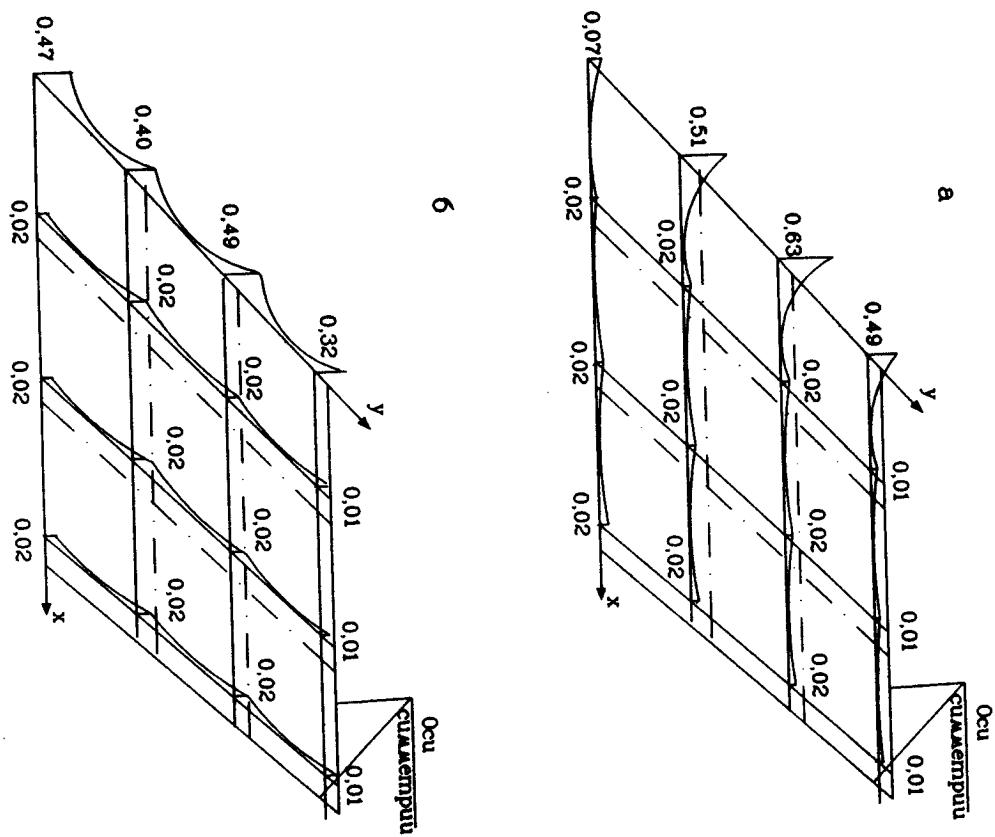


Рис. 3.22. Эпюры изгибающих моментов в днище резервуара

ОГЛАВЛЕНИЕ

$$a = Mx; b = My$$

Приложение 1

**Сортамент и технические характеристики стенных панелей  
для цилиндрических емкостей**

Эскиз панели	Марка панели	Масса панели, т	Размеры панели R, B, δ, мм	Расход бетона, м <sup>3</sup>
	ПСЦ1-30-1	1,4	R=3000, B=1575, δ=120	0,55
	ПСЦ1-36-2	1,7	R=3000, B=1570, δ=120	0,66
	ПСЦ1-42-1	1,9	R=3000, B=1570, δ=120	0,77
	ПСЦ1-48-1	2,2	R=3000, B=1570, δ=120	0,89
	ПСЦ2-30-1	1,7	R=3000, B=1570, δ=120	0,69
	ПСЦ2-30-1а	1,8	R=3000, B=1570, δ=120	0,73
	ПСЦ2-36-1	2	R=3000, B=1570, δ=120	0,81
	ПСЦ2-36-1а	2,1	R=3000, B=1570, δ=120	0,84
	ПСЦ2-48-2	2,7	R=3000, B=1570, δ=120	1,09
	ПСЦ2-60-1	3,4	R=3000, B=1570, δ=120	1,36
	ПСЦ3-30-1	2,4	R=3000, B=1570, δ <sub>1</sub> =160 δ <sub>2</sub> =180	0,96
	ПСЦ3-36-1	2,8	R=3000, B=1570, δ <sub>1</sub> =160 δ <sub>2</sub> =180	1,13
	ПСЦ3-42-1	4,1	R=3000, B=1570, δ <sub>1</sub> =160 δ <sub>2</sub> =180	1,63
	ПСЦ3-48-2	4,7	R=3000, B=1570, δ <sub>1</sub> =160 δ <sub>2</sub> =180	1,86
	ПСЦ3-54-1	5,2	R=3000, B=1570, δ <sub>1</sub> =160 δ <sub>2</sub> =180	2,08

Приложение 2

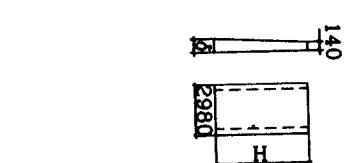
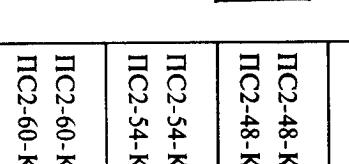
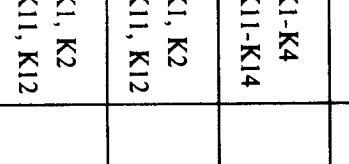
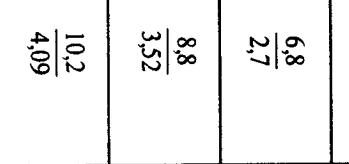
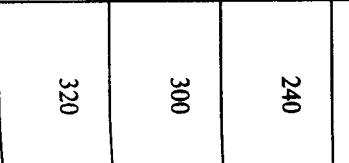
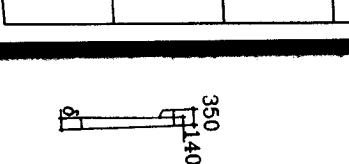
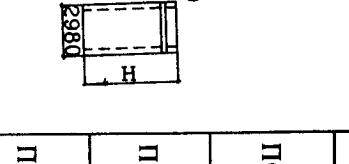
**Номенклатура шпилок покрытия резервуаров по серии 3.900-3**

Схема	Марка	Расход		Масса, т
		бетона, м <sup>3</sup>	стали, кг	
	1ПР-1	1,83	242,66	4,58
	1ПР-2		264,28	
	1ПР-3		298,43	
	1ПР-4		330,62	
	2ПР-1	1,87	252,34	4,68
	2ПР-2		273,96	
	2ПР-3		298,11	
	2ПР-4		340,37	
	3ПР-1	1,70	223,91	4,25
	3ПР-2		237,67	
	3ПР-3		252,97	
	3ПР-4		277,70	
	4ПР-1	1,77	243,27	4,40
	4ПР-2		257,03	
	4ПР-3		272,33	
	4ПР-4		297,06	
	4ПР-1-а	1,74	255,55	4,35
	4ПР-2-а		271,31	
	4ПР-3-а		286,61	
	4ПР-4-а		311,34	

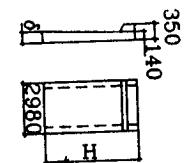
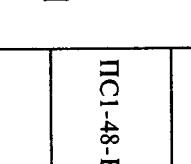
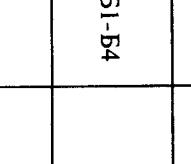
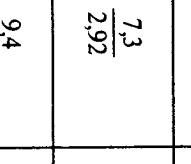
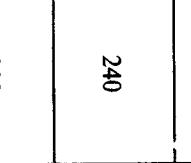
Приложение 3

Продолжение приложения 3

**Сортамент и технические характеристики стенных консольных панелей для прямоугольных емкостей**

Эскиз панели	Марка панели	Масса панели, т Расход бетона, м <sup>3</sup>	Толщина панели δ, мм
	ПС2-24-К1 ПС2-24-К2 ПС2-24-К11 ПС2-24-К12	$\frac{2,5}{1}$	140
	ПС2-30-К1-К4 ПС2-30-К11-К14	$\frac{3,1}{1,25}$	140
	ПС2-36-К1-К4 ПС2-36-К11-К14	$\frac{4,3}{1,71}$	180
	ПС2-42-К1-К4 ПС2-42-К11-К14	$\frac{5,8}{2,31}$	230
	ПС2-48-К1-К4 ПС2-48-К11-К14	$\frac{6,8}{2,7}$	240
	ПС2-54-К1, К2 ПС2-54-К11, К12	$\frac{8,8}{3,52}$	300
	ПС2-60-К1, К2 ПС2-60-К11, К12	$\frac{10,2}{4,09}$	320

Примечание. Панели с индексами К11, К12, К13, К14 предназначены для применения на угловых участках стен.

Эскиз панели	Марка панели	Масса панели, т Расход бетона, м <sup>3</sup>	Толщина панели δ, мм
	ПС1-24-Б1, Б2	$\frac{2,8}{1,1}$	140
	ПС1-30-Б1, Б2	$\frac{3,4}{1,35}$	140
	ПС2-36-Б3, Б4	$\frac{4,3}{1,71}$	180
	ПС1-42-Б1, Б2	$\frac{6,3}{2,53}$	230
	ПС1-48-Б1-Б4	$\frac{7,3}{2,92}$	240
	ПС1-54-Б1, Б2	$\frac{9,4}{3,74}$	300
	ПС1-60-Б1, Б2	$\frac{10,8}{4,31}$	320

Примечание. Панели марки ПС2-36 и ПС2-48 разработаны для стен прямоугольных резервуаров, в которых применяются плиты, обеспечивающие развязку панелей из плоскости стен.

Приложение 4

## Расчетные шкалы предельных сечений и масса звукового

Согласно Европейской стратегии по устойчивому развитию и парижским соглашениям

**Сориатен горячекатаной стальной арматурой периодической профиля, обыкновенной и высокопрочной проволоки**

Диаметр, мм	Расчетные площади полперечного сечения, см <sup>2</sup> , при числе стержней							Масса, кг/м	
	1	2	3	4	5	6	8		
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,57	0,71	0,052
4	0,126	0,25	0,38	0,5	0,63	0,76	1,01	1,26	0,092
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,57	1,96	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	2,26	2,83	0,222
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	4,02	5,03	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	9,28	7,85	0,617
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	9,05	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	12,31	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	16,08	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	20,36	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	25,14	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	30,41	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	39,27	49,99	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	49,26	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	64,34	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	81,44	101,8	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	100,48	125,6	9,87

Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов							Сортамент проволоки	
	A-II	A-III	A-IV	A-I-IVC	A-V	A-I-V	A-VI	Bp-I	B-II Bp-II
3	-	-	-	-	-	-	-	x	x
4	-	-	-	-	-	-	-	x	x
5	-	-	-	-	-	-	-	x	x
6	-	x	-	-	-	-	-	-	x
8	-	x	-	-	-	-	-	-	x
10	x	x	x	x	x	x	x	-	-
12	x	x	x	x	x	x	x	-	-
14	x	x	x	x	x	x	x	-	-
16	x	x	x	x	x	x	x	-	-
18	x	x	x	x	x	x	x	-	-
20	x	x	x	x	x	x	x	-	-
22	x	x	x	x	x	x	x	-	-
25	x	x	-	x	x	x	-	-	-
28	x	x	-	x	x	x	-	x	-
32	x	x	-	-	x	-	-	-	-
36	x	x	-	-	-	-	-	-	-
40	x	x	-	-	-	-	-	-	-

Приложение 5

**Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавляемых с помощью контактной точечной сварки**

Диаметр стержней одно-го направления, мм	3	6	8÷12	14÷16	18÷20	22	25÷32	40
Наименьший допусти-мый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	4	5	6	8	10
Наименьшее допусти-мое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	100	100	150	200
То же продольных стержней при двухряд-ном их расположении в каркасе, мм	-	30	30÷40	40	40÷50	50	50÷70	80

Приложение 6

**Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , кПа, угла внутреннего трения  $\phi_n$ , град., и модуля деформации  $E$ , МПа, песчаных грунтов четвертичных отложений**

Вид грунтов	Характе-ристика	Коэффициент пористости $e$			
		$c_n$	$\phi_n$	$E$	
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	$c_n$ $\phi_n$ $E$	2 43 50	1 40 40	- 38 30	- -
Средней крупности	$c_n$ $\phi_n$ $E$	3 40 50	2 1 40	35 - 30	- -
Мелкие	$c_n$ $\phi_n$ $E$	6 38 48	4 36 38	2 32 28	- 28 18
Пылеватые	$c_n$ $\phi_n$ $E$	8 36 39	6 34 28	4 30 18	2 26 11

Приложение 7

**Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , кПа, и угла внутреннего трения  $\phi_n$ , град., пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений**

Грунты	Характеристика	Пределы нормативных значений показателя текучести $I_L$ (включительно)				Характеристика	Коэффициент пористости $e$					
		0,45	0,55	0,65	0,75		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95
Супеси.	До 0,25	$c_n$ $\phi_n$	21 30	17 29	15 27	13 24	- -	- -	- -	- -	- -	
	Более 0,25 до 0,75	$c_n$ $\phi_n$	19 28	15 26	13 24	11 21	9 18	- -	- -	- -	- -	
	До 0,25	$c_n$ $\phi_n$	47 26	37 25	31 24	25 23	22 22	19 20	- -	- -	- -	
	Более 0,25 до 0,5	$c_n$ $\phi_n$	39 24	34 23	28 22	23 21	18 19	15 17	- -	- -	- -	
	Более 0,5 до 0,75	$c_n$ $\phi_n$	- -	- -	25 19	20 18	16 16	14 14	- -	- -	- -	
	Более 0,75	$c_n$ $\phi_n$	- -	- -	- -	19 18	18 16	16 14	- -	- -	- -	
Суглинки	До 0,25	$c_n$ $\phi_n$	- -	81 21	68 20	54 19	47 18	41 16	36 14	36 32	36 37	
	Более 0,25 до 0,5	$c_n$ $\phi_n$	- -	- -	57 18	50 17	43 16	41 14	37 11	37 29	37 33	
	Более 0,5 до 0,75	$c_n$ $\phi_n$	- -	- -	45 15	41 14	36 12	33 10	33 7	33 7	33 7	

## Приложение 8

### **Расчетные сопротивления $R_o$ песчаных грунтов**

Пески	Значение $R_o$ , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные Средней крупности	600 500	500 400
Мелкие: маловлажные влажные и насыщенные водой	400	300
Пылеватые: маловлажные влажные насыщенные водой	300 200 150	200 150 100

### Приложение 9

### **Расчетные сопротивления $R_o$ пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов**

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости $e$	Значение $R_o$ , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5 0,7	300 250	300 200
Суглинки	0,5 0,7 1,0	300 250 200	250 180 100
Глины	0,5 0,6 0,8 1,1	600 500 300 250	400 300 200 100

### **БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК**

1. СНиП 3.05.04-85 . Наружные сети и сооружения водоснабжения и канализации. - М.: ЦИП Госстроя СССР, 1991. - 48 с.
2. СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. - М.: Стройиздат, 1985. - 136 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. - М.: ЦИП Госстроя СССР, 1987. - 38 с.
4. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. - М.: Стройиздат, 1982. - 48 с.
5. Справочник проектировщика инженерных сооружений/ В.Ш.Козлов, В.Д.Альшин, А.И.Аптекман и др.; Под ред. Д.А.Коршунова.- Киев: Будивельник, 1988. - 352 с.
6. Справочник проектировщика. Канализация населенных мест и промышленных предприятий/ Н.И.Лихачев, И.И.Ларин, С.А.Хаскин и др.; Под общ. ред. В.Н.Самохина.- 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат. 1981. - 639 с.
7. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. - М.: ЦИП Госстроя СССР, 1985. - 11 с.
8. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1985. - 40 с.
9. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий. - М.: ЦИП Госстроя СССР, 1985. - 56 с.
10. Байкоф В.Н., Сигалов Э.Э. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. - 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. - 767 с.
11. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП им. Герсеванова. - М.: Стройиздат, 1986. - 415с.
12. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно - теоретический. Книга 2/ Под ред. А.А. Уманского. Изд. 2-е, перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 1973. - 416 с.
13. Абрамов Н.Н. Водоснабжение.- М.: Стройиздат, 1982. - 440с.
14. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1989. - 77 с.
15. СНиП 3.01.04-87. Приемка в эксплуатацию законченных строительством объектов. Основные положения. - М.: ЦИП Госстроя СССР, 1987. - 60 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие .....	92
Введение .....	98
1. Проектирование железобетонных резервуаров .....	3
1.1. Классификация и конструктивные решения железобетонных резервуаров .....	4
1.2. Конструкции цилиндрических резервуаров .....	5
1.3. Конструкции прямоугольных резервуаров .....	12
1.4. Защита резервуаров от проницаемости и коррозии материалов .....	18
1.5. Испытания резервуаров на проницаемость .....	29
1.6. Оборудование резервуаров .....	30
1.7. Технико-экономическая оценка объемно-планировочных и конструктивных решений емкостных сооружений .....	32
1.8. Расчет железобетонных резервуаров .....	36
2. Расчет и конструирование цилиндрических резервуаров .....	41
2.1. Расчет стен резервуаров .....	41
2.1.1. Определение кольцевых усилий и изгибающих моментов в стенке резервуаров .....	41
2.1.2. Расчет стен резервуара по первой группе предельных состояний .....	47
2.1.3. Расчет стен резервуара по второй группе предельных состояний .....	48
2.2. Расчет и конструирование кольевого фундамента .....	49
2.2.1. Сбор нагрузок и назначение размеров .....	49
2.2.2. Расчет фундамента по первой группе предельных состояний .....	50
2.3. Расчет и конструирование днища цилиндрического резервуара .....	55
2.3.1. Расчетные усилия в днище .....	55
2.3.2. Расчет днища резервуара по первой группе предельных состояний .....	58
2.4. Расчет стен резервуара с помощью программы "OST" .....	59
2.5. Пример расчета открытого монолитного цилиндрического резервуара .....	61
2.5.1. Расчет и конструирование стенки цилиндрического резервуара .....	62
2.5.2. Расчет и конструирование кольевого фундамента .....	68
2.5.3. Расчет и конструирование днища резервуара .....	73
2.5.4. Статический расчет стенки цилиндрического резервуара по программе "OST" .....	79
3. Расчет и конструирование прямоугольных резервуаров .....	92
3.1. Расчет и конструирование сборной стенной панели резервуара .....	92
3.1.1. Расчетные схемы стенной панели .....	92
3.1.2. Сбор нагрузок и определение усилий на стиковую панель .....	95
3.1.3. Расчет стенной панели по первой группе предельных состояний .....	98
3.1.4. Расчет стенной панели по второй группе предельных состояний .....	99
3.1.5. Конструирование стенной панели .....	101
3.2. Расчет и конструирование днища резервуара .....	101
3.2.1. Общие сведения .....	101
3.2.2. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки .....	102
3.2.3. Сбор нагрузок на днище резервуара .....	103
3.2.4. Компоновка и расчет днища резервуара .....	105
3.2.5. Определение внутренних усилий в днище .....	105
3.2.6. Расчет днища резервуара по первой группе предельных состояний .....	107
3.2.7. Расчет днища резервуара по второй группе предельных состояний .....	108
3.3. Расчет элементов резервуара с использованием программы "ПИРА" .....	111
3.4. Пример расчета заполненного сборного прямоугольного резервуара .....	113
3.4.1. Расчет и конструирование стенной панели резервуара .....	113
3.4.2. Расчет и конструирование днища резервуара .....	119
3.4.3. Расчет резервуара по программе "ПИРА" .....	132
Приложения .....	148
Библиографический список .....	157

**Учебное издание**

**Яров Вячеслав Алексеевич  
Медведева Ольга Петровна**

**Проектирование железобетонных  
резервуаров**

Ответственный редактор *Л.Ф. Калинник*  
Технический редактор *В.Ю. Алексеев*  
Компьютерный набор

Лицензия ЛР № 030504 от 09.03.93  
Сдано в набор 20.02.97. Подписано к печати 05.97. Формат 60×90/16. Бумага тип.  
№ 2. Гарнитура таймс. Печать офсетная. Усл.печл. 10,0. Заказ № 143.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)  
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26

Опечатано в типографии ЦНИИ "Электроника".  
117415, г. Москва, проспект Вернадского, 39.