

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(КазГАСУ)

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

РАСЧЕТ СПЕЦИАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Методические указания
к практическим занятиям по дисциплине
“Строительные конструкции”

Для студентов по направлению подготовки 08.03.01 "Строительство"
Профиль (направленность): «Водоснабжение и водоотведение»

КАЗАНЬ 2015 г.

Составитель: К.А. Фабричная,
УДК 624.012

Расчет специальных сооружений. Методические указания к практическим занятиям по дисциплине “Строительные конструкции” для студентов по направлению подготовки 08.03.01 “Строительство” (Водоснабжение и водоотведение)/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составитель К.А. Фабричная. Казань, 2015. – 69 с.

Методические указания содержат рекомендации и численные примеры по расчёту подземных труб и цилиндрических резервуаров из ж/б. Методические указания предназначены для выполнения практических занятий по дисциплине “Строительные конструкции”, а также могут быть использованы при выполнении дипломных проектов. В приложении в табличной форме приведены необходимые для расчётов справочные данные в соответствии с требованиями норм проектирования.

Рассмотрена и утверждена на заседании кафедры железобетонных и каменных конструкций КГАСУ (протокол № ____ от “__” _____ 2015г.)

Илл. 27; табл. 15.

©Фабричная К.А., 2015.

© Казанский государственный
архитектурно-строительный университет, 2015

ВВЕДЕНИЕ

К специальным сооружениям относятся трубопроводы, резервуары и др. конструкции [5]. Эти сооружения имеют специфику в конструктивном решении, определении нагрузок и расчете. Рассматриваются вопросы проектирования конструкции подземных трубопроводов, цилиндрических и прямоугольных резервуаров из сборного и монолитного железобетона.

Железобетонные трубопроводы обычно заглублены в грунт и предназначены для пропуска ливневых и талых вод, подачи и отвода жидкости. Чаще проектируются сборными с кольцевым рабочим армированием. При небольшой протяженности работ могут выполняться как монолитные конструкции. По внутреннему давлению жидкости различают безнапорные и напорные (давление от 0,06 МПа) трубопроводы.

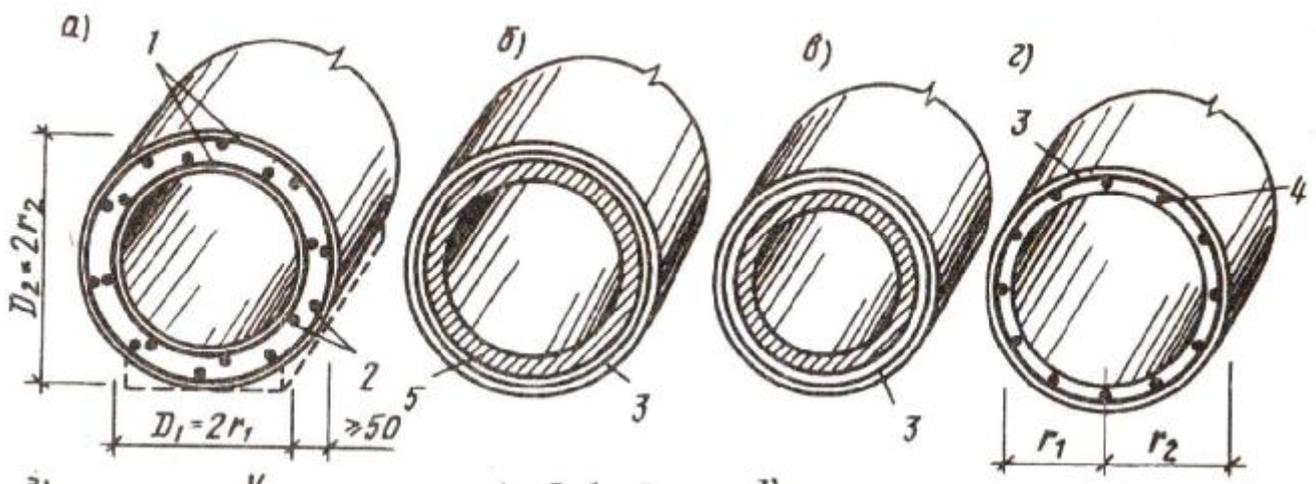


Рис А. Конструктивные схемы безнапорных (а) и напорных (б-г) труб [5]

- 1 – кольцевая арматура, 2,4 – продольная арматура,
3 – металлический сердечник, 5 – железобетонный сердечник.

Безнапорные трубы имеют длину 3...5 м, внутренний диаметр (D_1) от 0,3 до 3 м, с толщиной стенок $\delta=0,1D_1$ не менее 50 мм. Для изготовления используют бетон не ниже В25 и сетки из арматуры классов В500, А240, А400, диаметром от 4 до 10 мм. Трубы малого диаметра армируют одной сеткой, расположенной на расстоянии 0,4..0,5 δ от внутренней поверхности трубы. Трубы большого диаметра армируют двумя сетками, расположенными у внутренней и наружной поверхности соответственно.

Напорные трубопроводы проектируют из бетона класса не менее В40 с армированием напрягаемой арматурой - продольной, диаметром 5 мм класса В500 и

спиральной, диаметром 4...8 мм класса Вр 1300. Они могут выполняться в железобетонном или стальном сердечнике, с необжатом или обжатым защитным слоем.

Возможно два варианта опирания трубы, которые влияют на расчетную схему и возникающие в трубе усилия:

- 1) опирание в точке на уплотненное дно котлована;
- 2) опирание на грунт засыпки.

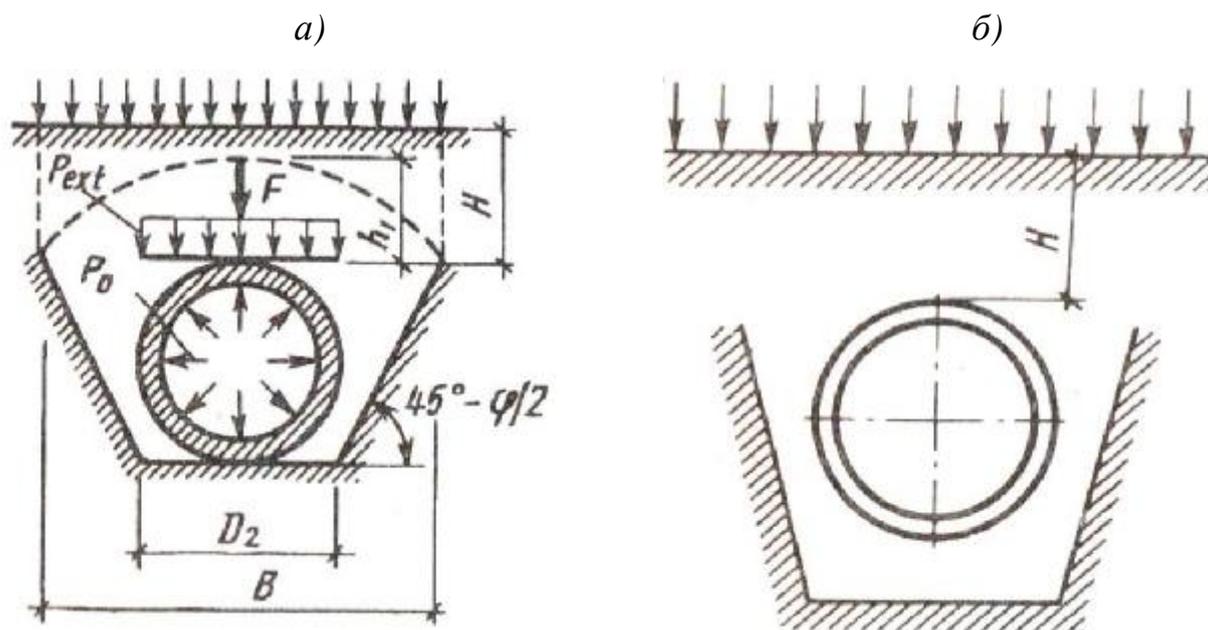


Рис Б. Схемы опирания труб- на дно котлована (а) и на насыпной грунт (б) [5]

Железобетонные резервуары используют для хранения воды, нефтепродуктов, технических жидкостей, в качестве элементов очистных сооружений. По форме плана различают круглые и прямоугольные резервуары. По положению в пространстве - подземные и наземные. По технологии изготовления сборные и монолитные. По конструктивному решению - открытые и закрытые [1].

Цилиндрические (круглые в плане) резервуары используются для приема, хранения, выдачи нефтепродуктов и воды, а также других жидкостей, в различных климатических условиях. В зависимости от расположения они могут быть напорными (активными) и безнапорными (пассивными), т.е. работающими за счет перекачки жидкости насосами.

Цилиндрические резервуары применяются и в качестве очистных сооружений: фильтры, отстойники, осветлители, аэротенки, флотаторы и др. (рис В)

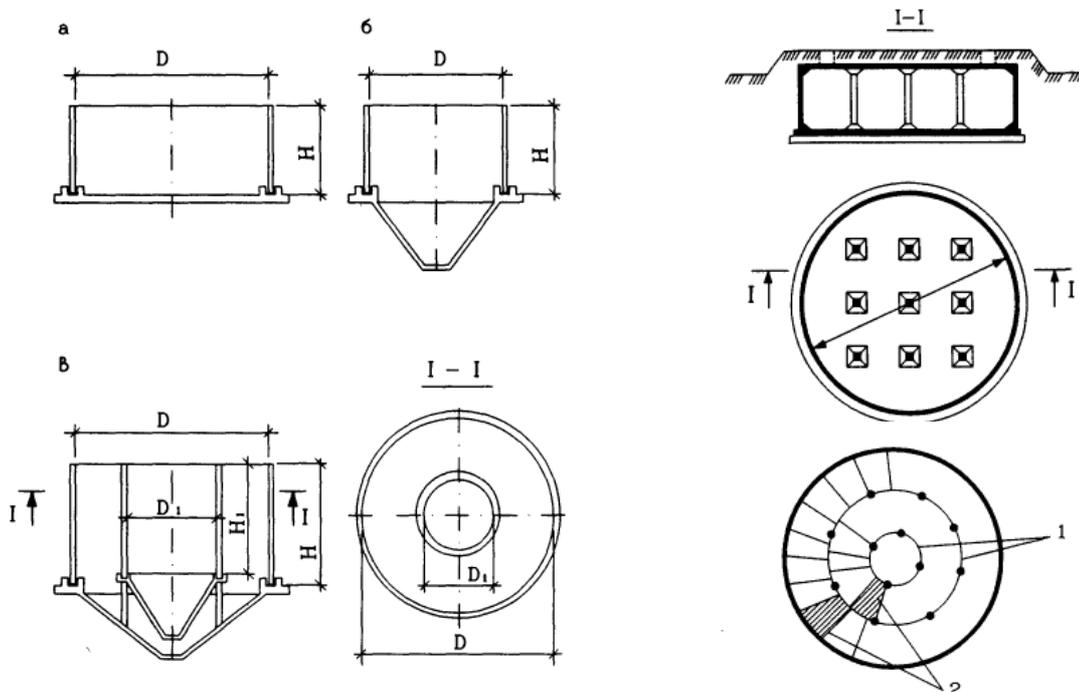


Рис В. Конструктивные схемы цилиндрических очистных [1]
 сооружений: а - флотаторы, б - двухъярусные отстойники, в – осветители-
 перегнватели, г- монолитный цилиндрический резервуар
 с безбалочным покрытием, д- схема сборного покрытия цилиндрического резервуа-
 ра (1 – кольцевые балки, 2 – трапециевидные плиты с ребрами по периметру)

Конструкция зависит от внутренней высоты и глубины заложения. С увеличением высоты возрастает давление жидкости на стенки, а с увеличением глубины – давление грунта на стенки.

Цилиндрические резервуары проектируются из монолитного (при малой емкости и единичном исполнении) и сборного железобетона (при массовом строительстве).

Покрытия круглых в плане резервуаров могут быть пространственные, плоские или комбинированные. Оболочки из монолитного железобетона наиболее экономичны для конструкций покрытий резервуаров, но трудоемки из-за возведения опалубки.

Чаще всего монолитные цилиндрические резервуары проектируют с колоннами с капителями, гладкими стенами, плоским днищем и безбалочными перекрытиями (для обеспечения вентилирования пространства).

Покрытие сборных цилиндрических резервуаров выполняется из плоских или ребристых трапециевидных плит, которые укладываются по кольцевым бал-

кам, опирающимся на колонны. Сборные фундаменты колонн устраиваются либо поверх монолитного днища, либо предусматриваются в его конструкции. Стены таких резервуаров представляют собой сборные панели длиной, равной высоте резервуара, и шириной, кратной числу π . Это объясняется оптимальной раскладкой целого числа рядовых плит и отсутствием дополнительных доборных элементов.

Сопряжение стеновых панелей с дном может проектироваться:

- 1) жестким, исключая перемещение стенки и воздействие крутящего момента (рис Д, а);
- 2) подвижным, допускающим эти воздействия (рис Д, б).

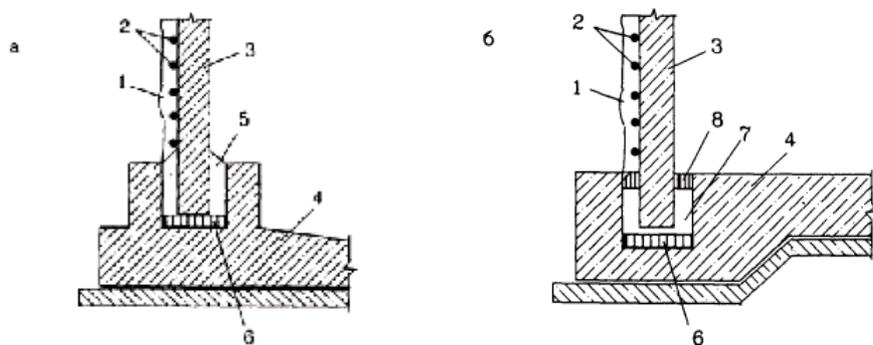


Рис В. Узел сопряжения стеновых панелей с дном [1]

а – жесткое сопряжение, б – подвижное (шарнирное);

1 – слой торкрет-бетона; 2- кольцевая напрягаемая арматура; 3 – стеновая панель; 4- днище; 5- бетон со щебнем мелких фракций; 6 – выравнивающий слой раствора; 7 – битумная мастика; 8 – асбестоцементный раствор

При проектировании сооружения диаметром до 9 м внутренняя поверхность панелей принимается криволинейной, более 9 м – криволинейной с внешней поверхностью и плоской внутренней. Для обеспечения трещиностойкости при $d > 9$ м необходимо устройство предварительного напряжения, при меньших диаметрах потребности для выполнения данных работ нет. Предварительное обжатие выполняется навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки или установкой колец из стержневой арматуры с последующим их натяжением, но только после замоноличивания вертикальных стыков панелей. Для защиты арматуры от образования ржавчины ее покрывают несколькими слоями торкретбетона, так, чтобы обеспечивалась толщина защитного слоя не менее 25-35 мм. Первый слой наносится сразу после натяжения арматуры, а последующие при наполнении резервуа-

ра жидкостью, что предупреждает образование трещин в торкретбетоне при последующих наполнениях. Внутренняя поверхность стенки также подвергается торкретированию, тем самым происходит дополнительное обжатию и антикоррозионная защита.

Прямоугольные резервуары обычно применяют при вместимости свыше 6000м³. типовые проекты предусматривают вместимостью от 100 до 20000 куб.м. при размерах в плане от 6 до 66 м, высоте стенки от 2.6 до 4.8 метра. По способу изготовления могут быть монолитными и сборными. Покрытие выполняют балочное и безбалочное, возможно открытое исполнение. Днище плоское, чаще всего монолитное.

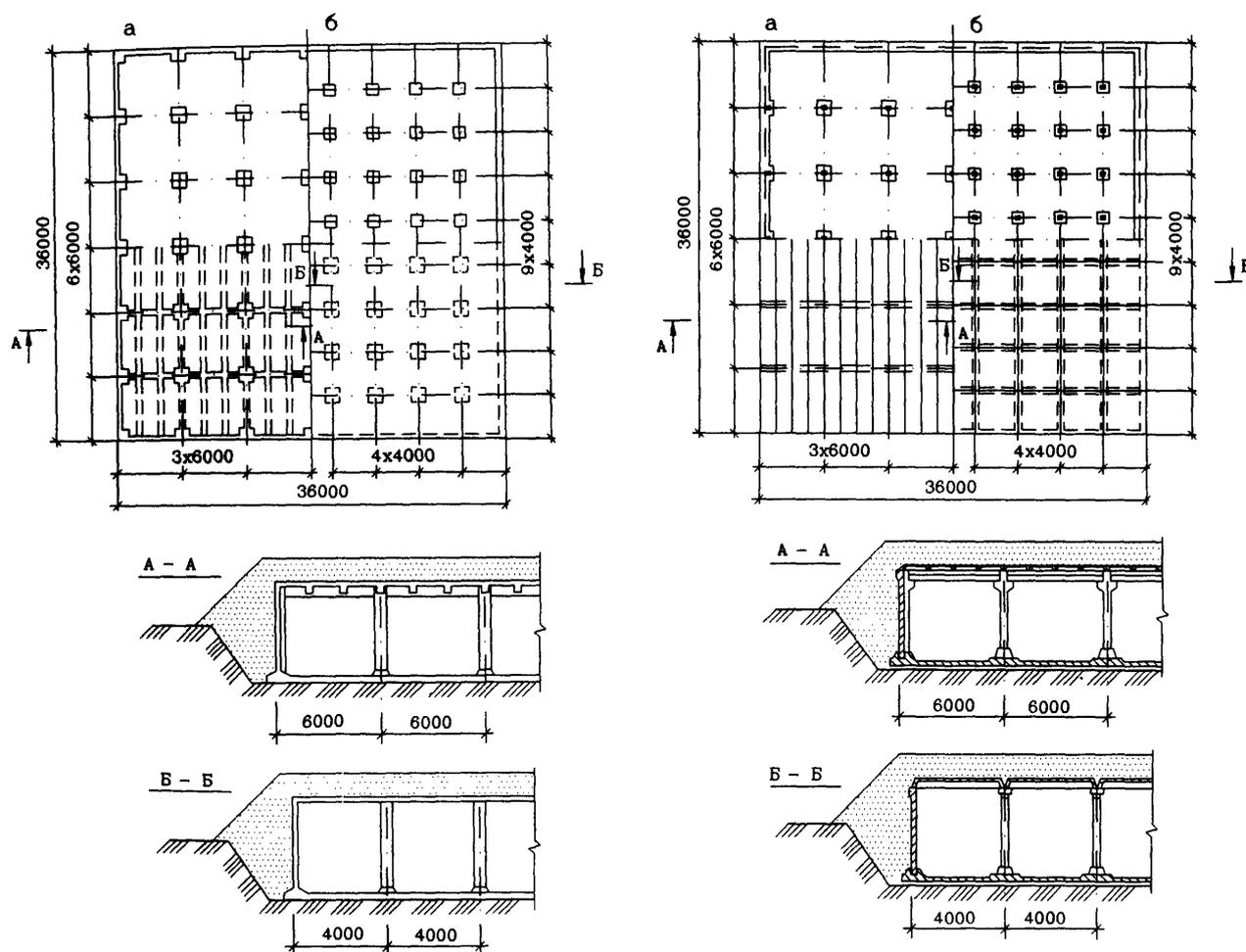


Рис Д. Прямоугольные монолитный (слева) и сборный (справа) резервуары с балочным и безбалочным перекрытием соответственно[1].

Сетки колонн, сборных квадратного сечения, в многопролетных резервуарах принимаются 6х6 или 4х4 метра, для использования типовых ригелей и плит покрытия, рис.Е. Стеновые сборные панели для каждого резервуара принимают одного типоразмера: длиной равной высоте резервуара (с учетом заделки в фунда-

мент) и шириной 3 м (для уменьшения веса допускается принимать ширину 1.5 м). Их устанавливают в паз днища, закрепляют в проектном положении, зазоры заполняют бетоном, рис Ж. Панели стен могут выполняться одинаковой толщины по высоте или с уширением к фундаменту, консольного (без опирания покрытия) или балочного (с опиранием покрытия) типа.

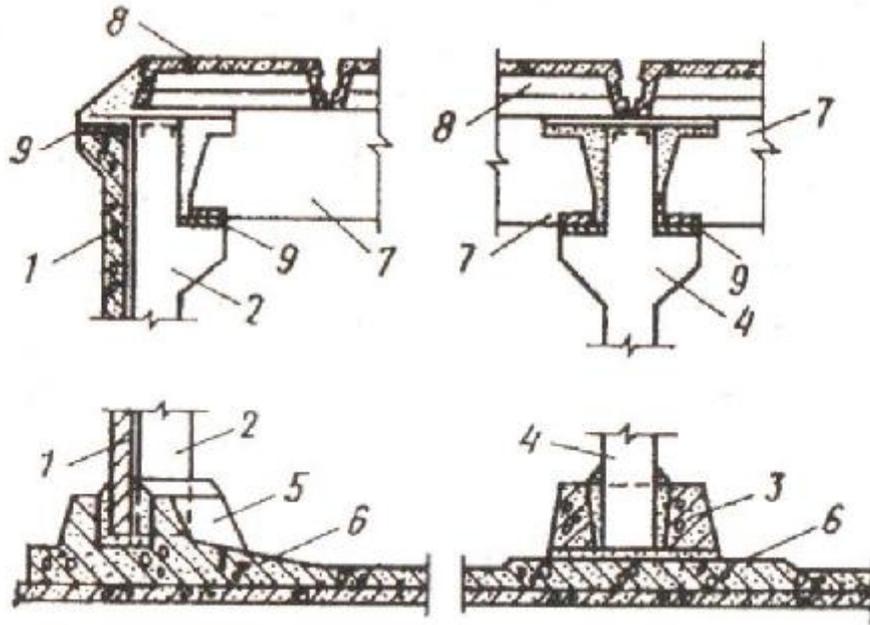


Рис Е. Узлы соединения основных конструкций сборного железобетонного прямоугольного резервуара (балочная схема) [5] :

1 – стеновые панели; 2 – крайняя колонна; 3 – фундаментный блок; 4– средняя(промежуточная) колонна; 5 – фундамент крайней колонны (прилив в днище); 6 – монолитное днище; 7 – балка покрытия; 8 – плита; 9 – закладные детали.

Стык панелей (рис Ж) прямоугольной формы принимают шириной 200 мм, шпоночной формы-300 мм. Угловые участки стен обязательно монолитные. Монолитные стены высотой до 4 м проектируют гладкими, более 4 м -с ребрами жесткости

Для обеспечения водонепроницаемости в резервуарах с обычным армированием бетон необходимо тщательно уплотнять (особенно в углах), рекомендуется торкретирование внутренней поверхности стен одним или двумя слоями цементного раствора (состав 1:2) на водонепроницаемом расширяющемся или безусадочном цементе.

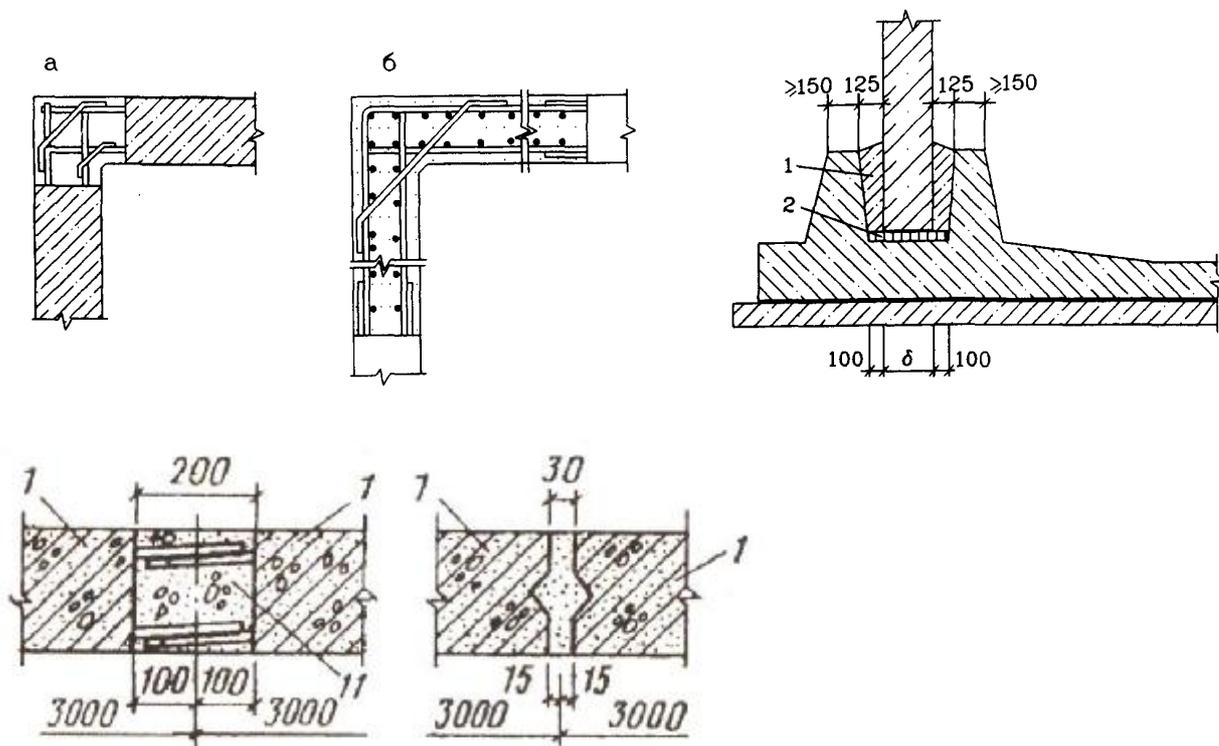


Рис Ж. Узлы заделки стеновых панелей: решение углов (а,б); стык панелей по длине стены – прямоугольный (в) и шпоночного (г) типа; заделка панелей в фундаменте (д).

Принципы расчетов ж/б резервуаров. Емкостные сооружения относятся к пространственным конструктивным системам, при расчете которых необходимо учитывать совместную работу всех элементов. Такие расчеты можно выполнить с помощью расчетных программных комплексов, реализующих метод конечных элементов, например Лира-САПР. Должны рассматриваться следующие варианты загрузений (для подземных и обвалованных резервуаров):

- 1) резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом (гидростатические испытания);
- 2) резервуар обсыпан грунтом, но не заполнен водой (стадия возведения);
- 3) резервуар частично или полностью заполнен жидкостью и обсыпан грунтом (стадия эксплуатации).

Однако для упрощения инженерных расчетов несущую систему резервуаров разделяют на отдельные элементы-покрытия, стены, днища - расчет которых производится отдельно. Основные учитываемые нагрузки и коэффициенты надежности к ним приведены в табл. (Приложение 4).

Сборные конструкции резервуаров должны быть рассчитаны на усилия, возникающие при их изготовлении, транспортировке и монтаже [3].

Суточные и сезонные колебания температур окружающей среды, изменение температуры жидкости могут вызывать дополнительные усилия, поэтому конструкции рассчитываются с учетом температурных воздействий. Эти расчеты допускается не выполнять (температурные швы не предусматривать) если температура наиболее холодных суток не ниже -40°C , температура жидкости в емкости не более $+40^{\circ}\text{C}$, а длина емкостного сооружения не превышает:

- 50 метров, при расположении на открытом воздухе или в не отапливаемом помещении;

- 70 метров, при подземном расположении (обвалован) или в отапливаемом помещении.

При наличии грунтовых вод вблизи резервуаров выполняется расчет на устойчивость против всплытия (с пониженными коэффициентами надежности по нагрузке).

Конструктивные расчеты выполняются по методу предельных состояний [3]. При расчете по 1 группе производится подбор сечений несущих конструкций, по второй группе подобранные сечения проверяются с целью предотвращения трещинообразования или чрезмерного и продолжительного раскрытия трещин. При назначении характеристик бетона и толщины защитных слоев, допустимой ширины раскрытия трещин необходимо учитывать агрессивность хранимой или транспортируемой жидкости и грунтов (грунтовых вод) площадки, для конструкций очистных сооружений так же учитывается агрессивность твердых осадков [4].

ТЕМА 1 РАСЧЁТ БЕЗНАПОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ТРУБЫ.

Расчет трубопровода уложенного под землей производят по прочности и трещиностойкости на невыгодное сочетание нагрузок от: собственного веса трубы, давления грунта, давления жидкости. Исходные данные приведены в табл.2.

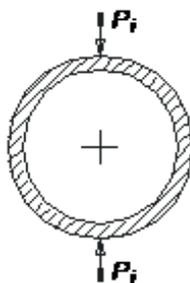


Рис 1.1. Расчетная схема трубы

Расчётной и нормативной нагрузкой является усилие, состоящее из двух приведённых линейных нагрузок P_i (на 1 пог. м), эквивалентных вышеперечисленным вертикальным нагрузкам (рис. 1.1).

Расчёт выполняется по первой и второй группам предельных состояний.

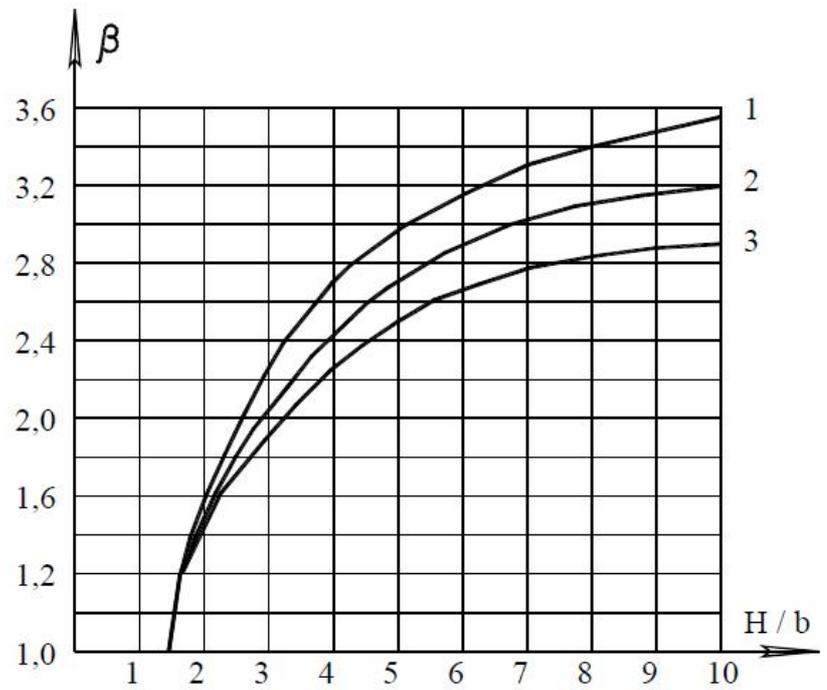
Исходные данные для расчета (таблица 1.2):

- Внутренний диаметр трубы, $D - 500$ мм,
- Толщина стенки трубы, $\delta_{cm} - 70$ мм,
- Плотность грунта, $\gamma_{gp} - 17$ кН/м³,
- Глубина заложения трубы, $H - 3.6$ м
- Класс бетона В20, $R_b=11.5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1.35$ МПа,
- Класс арматуры В500, $R_s=415$ МПа, $R_{sn}=500$ МПа
- Плотность материала трубы 25 кН/м³
- Плотность воды 10 кН/м³

Шаг 1 Определение нагрузок и усилий, действующих в трубе.

Подсчёт нагрузок на 1 пог. м трубы производим по нижеприведенным формулам и оформляем в табличной форме (табл. 1.1).

1.1. Давление грунта зависит от способа укладки труб, вида и свойства грунтов. Приведённая величина нормативной вертикальной линейной нагрузки P_{gp} может быть подсчитана по формуле:



1 - $\rho_{гр} = 15 \text{ кН/м}^3$, 2 - $\rho_{гр} = 17 \text{ кН/м}^3$, 3 - $\rho_{гр} = 19 \text{ кН/м}^3$,

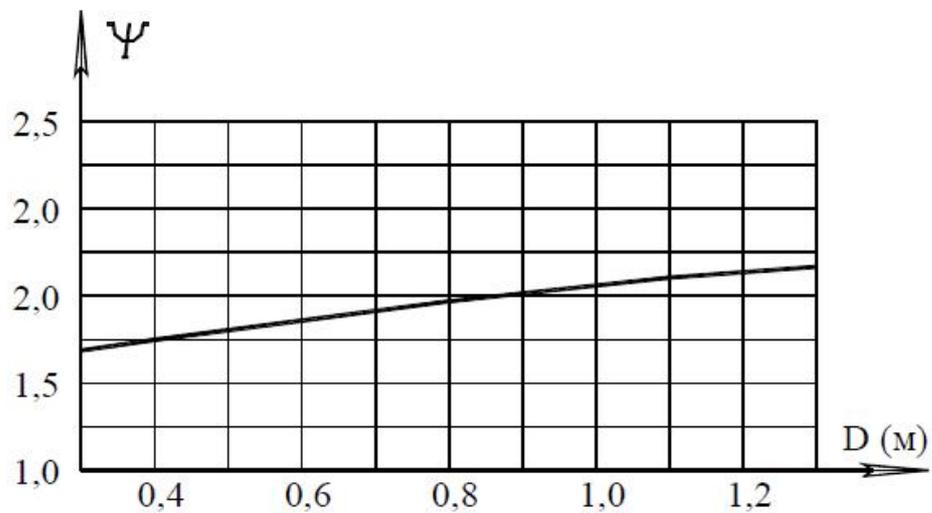


Рис 1.2. Графики для определения коэффициентов ψ и β

$$P_{сп} = \frac{b \gamma_{гр} b^2}{y}, \text{ кН/м} \quad (1.1)$$

где b – ширина траншеи в м на уровне верха трубы, $b = d + 1$ (м);

$\gamma_{гр}$ – плотность грунта, кН/м^3 ;

β и Ψ – коэффициенты, определяемые по графикам, рис. 1.2

$$P_{сп} = \frac{1.85 * 17 * 1.5^2}{1.8} = 39.31, \text{ кН/м}$$

1.2. **Нагрузку от собственного веса трубы** (приведённую величину нормативной вертикальной нагрузки) определяют по формуле:

$$P_c = \frac{\rho (d + d_{cm} / 2) r_c d_{cm}}{y}, \text{ кН/м} \quad (1.2)$$

где d_{cm} – толщина стенки трубы, м;

ρ_c – плотность материала трубы, кН/м³,

для железобетонных труб принимается $\rho_c = 25$ кН/м³;

Ψ – коэффициент, определяемый по графику, рис. 1.2

$$P_c = \frac{3,14(0,5+0,07/2)25*0,07}{1,8} = 1,63, \text{ кН/м}$$

1.3. **Нагрузку от веса жидкости** (приведённую величину нормативной вертикальной нагрузки) в трубе определяют по формуле:

$$P_e = \frac{\rho_e d^2}{4y} r_e, \text{ кН/м} \quad (1.3)$$

где ρ_e – плотность жидкости, кН/м³.

$$P_e = \frac{3,14 * 0,5^2}{4 * 1,8} * 10 = 1,09, \text{ кН/м}$$

1.4 Значения P_{zp} , P_c , P_e заносят в третий столбик таблицы, и с учетом коэффициентов надежности по нагрузке определяют расчетные значения нагрузок (пятый столбик). Полученные значения нормативных и расчетных нагрузок суммируют для определения полных значений нормативных и расчетных нагрузок (см. табл. 1.1).

Таблица 1.1 Нагрузка на трубу, кН/м

№ п/п	Наименование нагрузок	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надёжности по нагрузке [2]	Расчётная нагрузка, кН/м
1	2	3	4	5
1	Давление грунта (P_{zp})	39.31	1,2	47.17
2	Собственный вес трубы (P_c)	1,63	1.1	1,79
3	Вес жидкости в трубе (P_e)	1,09	1.1	1,20
	Итого	$P_n=42.03$	-	$P_p=50,16$

1.5 Найдем величину изгибающих моментов от нормативных и расчётных нагрузок по формулам:

$$M^H = 0,318 P_{np}^H \frac{d + d_{cm} / 2}{2}, \quad (1.4)$$

$$M^H = 0,318 * 42,03 \frac{0,5 + 0,07 / 2}{2} = 3,58, \text{ кНм}$$

$$M^P = 0,318 P_{np}^P \frac{d + d_{cm} / 2}{2}, \quad (1.5)$$

$$M^P = 0,318 * 50,16 * \frac{0,5 + 0,07 / 2}{2} = 4,27, \text{ кНм}$$

Шаг 2. Расчёт по первой группе предельных состояний.

Расчёт по первой группе предельных состояний производится как для элементов прямоугольного профиля [3].

1.6 Вычисляется значение α_m при $b = 1$ м и $h = 0,55 \times \delta_{cm}$ по формуле [6]:

$$\alpha_m = \frac{M^P}{R_b \cdot b \times (0,55 \cdot d_{cm})^2} = \frac{4,27 * 10^6}{11,5 * 1000 * (0,55 * 70)^2} = 0,25, \quad (1.6)$$

где R_b – расчётное сопротивление бетона на сжатие, определяется по табл. 1 Приложения 1.

В расчете должно быть соблюдено условие (т.к. толщина стенки позволяет разместить арматуру только в 1 ряд): $\alpha_m = 0,25 \leq \alpha_R = 0,502$, где α_R принимают по табл.3 Приложения 1. Если условие не выполняется необходимо изменить параметры сечения-класс бетона и (или) толщину стенки (при этом уточнить значение момента-пересчитать с п.1.2).

1.7 Определим относительную высоту сжатой зоны сечения:

$$x = \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right) = \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,25}\right) = 0,29 \quad (1.7)$$

1.8 Необходимую площадь одиночной кольцевой арматуры (рекомендуется арматура класса В500) вычисляем из условия:

$$A_s = \frac{R_b b (0,55 d_{cm}) x}{R_s} = \frac{11,5 * 1000 * 1 * 0,55 * 70 * 0,29}{415} = 310 \text{ мм}^2, \quad (1.8)$$

где R_s – расчётное сопротивление арматуры на растяжение, определяется по таблице 2 Приложения 1.

1.9 По сортаменту арматуры (табл. 1 Приложения 2) число стержней и их шаг, так чтобы фактическая площадь $A_s^{факт}$ была больше требуемой, а число стержней принимают от 4 до 20 (на метр ширины трубы).

Возможные варианты армирования:

- 1) 16Æ5 с шагом $1000/16=62,5\approx 60$ мм и $A_s^{факт}=313,6$ мм²
- 2) 11Æ6 с шагом $1000/11=90,9\approx 90$ мм и $A_s^{факт}=311,3$ мм².
- 3) 7Æ8 с шагом $1000/7=142,85\approx 140$ мм и $A_s^{факт}=352,0$ мм².
- 4) 4Æ10 с шагом $1000/4=250$ мм и $A_s^{факт}=314,0$ мм².

Для наиболее экономичного решения принимаем 2 вариант армирования.

Проверим достаточность защитного слоя бетона:

со стороны внутренней поверхности трубы:

$$0,45 \delta_{cm} - 0,5d_s = 0,45 \cdot 70 - 0,5 \cdot 6 = 28,5 \text{ мм, что более } 20 \text{ мм (п.1 табл.Ж.4 [4])}$$

со стороны наружной поверхности трубы:

$$0,55 \delta_{cm} - 0,5d_s = 0,45 \cdot 70 - 0,5 \cdot 6 = 35,5 \text{ мм, что более } 20 \text{ мм (п.1 табл.Ж.4 [4]).}$$

В качестве гидроизоляционных мероприятий предусмотрено устройство обмазочной гидроизоляции и использование марок бетона по водонепроницаемости W4 [4], среда эксплуатации определена как слабоагрессивная. Защитный слой бетона обеспечен.

1.10 Процент армирования конструкции

$$m = \frac{A_s^{факт}}{b(0,55d_{cm})} * 100\% = \frac{311,3}{1000 * 0,55 * 70} * 100\% = 0,81\% \quad (1.9)$$

Шаг 3. Расчёт по второй группе предельных состояний.

1.11 Расчёт по образованию трещин (при $\mu < 1\%$) производится по формуле

$$M^n \leq \frac{b \times d_{cm}}{3,5} R_{bt,ser} = \frac{1000 \times 70}{3,5} * 1,35, \quad (1.10)$$

где $R_{bt,ser}$ – расчётное сопротивление бетона на растяжение для расчёта по второй группе предельных состояний, определяется по таблице 5 Приложения 1.

$$3,58 \text{ кНм} < 27000 \text{ Нмм} = 0,27 \text{ кНм},$$

Т.к. условие (1.10) не выполняется, то трещины образуются и необходимо выполнить расчёт по ширине раскрытия трещин. Труба рассчитывается по 3 категории трещиностойкости.

Для конструкций с требованиями 1 категории трещиностойкости обязательно должно удовлетворяться условие:

$$M^p \leq \frac{b \times d_{cm}}{3,5} R_{br}. \quad (1.11)$$

При его невыполнении необходимо изменить сечение (увеличить класс бетона и толщину стенки).

1.12 Определим напряжение в арматуре

$$s_s = \frac{M_n \times A_s}{M^p A_s^{факт}} R_s = \frac{3,58 * 10^6 * 310}{4,27 * 10^6 * 311,3} * 500 = 417,45 \text{ МПа}. \quad (1.12)$$

1.13 Ширину раскрытия трещин a_{crc} следует определять по формуле:

$$a_{crc} = 1,2 \frac{s_s}{E_s} 20 \cdot (3,5 - m) \sqrt[3]{d_s} = 1,2 \frac{417,45}{180000} 20(3,5 - 0,81) \sqrt[3]{6} = 0,27 \text{ мм}, \quad (1.13)$$

где E_s – модуль упругости арматуры (см. табл. 6 приложения 1);

μ – коэффициент армирования

1.14 Проверим трещиностойкость из условия:

$$a_{crc} = 0,27 \text{ мм}, \leq a_{crc.ult} = 0,25 \text{ мм}. \quad (1.14)$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc.ult}$ определена с учетом агрессивности среды (п.1 табл.Ж.4 [4]).

1.15 Т.к. условие (11) не выполняется, то необходимо увеличить площадь арматуры принимаем 3 вариант и повторяем расчеты (пп. 1.9,1.12-1.14).

$$m = \frac{A_s^{факт}}{b(0,55d_{cm})} * 100\% = \frac{352,0}{1000 * 0,55 * 70} * 100\% = 0,914\%$$

$$s_s = \frac{M_n \times A_s}{M^p A_s^{факт}} R_s = \frac{3,58 * 10^6 * 310}{4,27 * 10^6 * 352} * 500 = 369,18 \text{ МПа}.$$

$$a_{crc} = 1,2 \frac{s_s}{E_s} 20 \cdot (3,5 - m) \sqrt[3]{d_s} = 1,2 \frac{369,18}{180000} 20(3,5 - 0,914) \sqrt[3]{8} = 0,25 \text{ мм}.$$

$$a_{crc} = 0,25 \text{ мм} \cong a_{crc.ult} = 0,25 \text{ мм}.$$

Трещиностойкость трубы обеспечена.

Таблица 1.2. Исходные данные для расчёта железобетонной трубы

№№ вариантов задач	Внутренний диаметр трубы D , мм	Толщина стенки трубы $\delta_{ст}$, мм	Плотность грунта $\gamma_{гр}$, кН/м ³	Глубина заложения трубы H , м	Класс бетона
1	2	3	4	5	6
1	500	60	15	3	В 20
2	600	65	16	4	В 20
3	700	70	17	7	В 30
4	800	75	15	5	В 30
5	900	80	18	6	В 40
6	500	85	19	7	В 40
7	600	90	15	3	В 35
8	700	60	16	4	В 25
9	800	65	17	3	В 25
10	900	70	18	5	В 35
11	500	75	19	6	В 20
12	600	80	15	7	В 20
13	700	85	16	3	В 40
14	800	90	17	4	В 40
15	900	60	18	5	В 30
16	500	65	14	6	В 30
17	600	70	19	5	В 25
18	700	75	15	7	В 25
19	800	80	16	3	В 20
20	900	85	17	4	В 40

ТЕМА 2. Расчёт рабочей кольцевой предварительно-напряжённой арматуры стенки (сборный вариант) цилиндрического резервуара

Определить диаметр и шаг рабочей кольцевой предварительно напряженной арматуры при следующих данных:

- а) стенка цилиндрического резервуара выполнена из сборных железобетонных панелей, соединённых с дном путём установки их в паз на битумной мастике;
- б) бетон тяжёлый классов по прочности на сжатие В15 ... В50, марок по водонепроницаемости W4 ... W8 и по морозостойкости F100 ... F150;
- в) остальные данные для расчёта – в таблице 2.2 в соответствии с заданным вариантом задачи.

Резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом. Предварительное обжатие выполняется навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки (канатов) с ее механическим преднапряжением.

Расчёт выполняется по первой и второй группам предельных состояний. Категория трещиностойкости принята первая -недопустимо появление трещин при действии расчетных нагрузок.

Исходные данные для расчета (таблица 2.3):

- Диаметр резервуара - 24,3 м,
- Высота стенки резервуара - 3,6 м,
- Класс бетона В35,
- Класс арматуры К1500.

Шаг 1. Определим геометрические характеристики расчетной схемы

2.1 Стенку резервуара разбиваем по высоте (начиная с дна) на зоны, равные 1,0 м. В нашем случае получилось четыре зоны, рис 2.1,а.

2.2 Определим x_i – глубину до центра тяжести рассматриваемого сечения, как расстояние от низа стенки до половины высоты каждой зоны, рис 2.1,б:

$$x_1 = 3,6 - 0,6/2 = 3,3 \text{ м};$$

$$x_2 = 3,6 - (0,6 + 1,0/2) = 2,5 \text{ м};$$

$$x_3 = 3,6 - (1,6 + 1,0/2) = 1,5 \text{ м};$$

$$x_4 = 3,6 - (2,6 + 1,0/2) = 0,5 \text{ м}.$$

2.3 Определим нормативное давление воды в каждой зоне из условия:

$$p_e = H(1 - x_i/H) * \rho_e \quad (2.1)$$

где H – высота стенки резервуара; ρ_e – удельный вес воды, равный $9,81 \text{ кН/м}^3$

$$p_{e1} = 3,6(1-3,3/3,6)*9,81 = 2,94 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{e2} = 3,6(1-2,5/3,6)*9,81 = 10,79 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{e3} = 3,6(1-1,5/3,6)*9,81 = 20,6 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{e4} = 3,6(1-0,5/3,6)*9,81 = 30,41 \text{ кН/м}^2$$

Максимальное давление воды на уровне низа стенки получим из условия:

$$p_{max} = H * \rho_e = 3,6 * 9,81 = 35,32 \text{ кН/м}^2$$

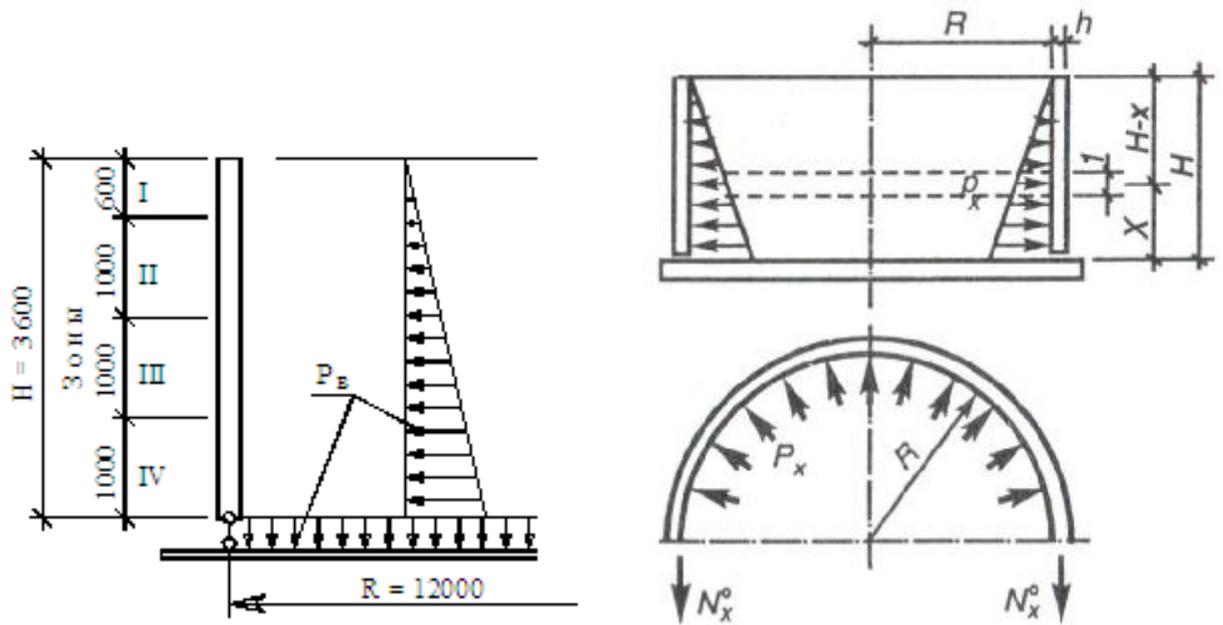


Рис.2.1 Разбиение стенки на зоны (а); расчетная схема резервуара (б).

Шаг 2. Определим условия предварительного обжатия стенок.

2.4 Назначим величину предварительного напряжения арматуры, согласно указаний [3] не более, МПа:

$$s_{sp,o} = 0,8 * R_{s,ser} = 0,8 * 1500 = 1200 \text{ МПа}, \quad (2.2)$$

где $R_{s,ser}$ - расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний второй группы.

2.5 Проверим условие не превышения нулевых напряжений в бетоне :

$$\sigma_{sp} + p < R_{s,ser}. \quad (2.3)$$

$$1200 + 60 = 1260 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 1500 \text{ МПа}$$

При механическом способе натяжения

$$p = 0,05 * \sigma_{sp} = 0,05 * 1200 = 60 \text{ МПа}$$

2.6 Начальное контролируемое напряжение кольцевой арматуры при натяжении на бетон с учётом всех потерь и коэффициента точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 0,9$, примем приблизительно равным:

$$\sigma_{con,2} = 0,7 * \sigma_{sp} = 0,7 * 1200 = 840 \text{ МПа.} \quad (2.4)$$

2.7 Минимальную величину сжимающих напряжений, необходимую для обеспечения плотности стыка σ_{02} примем по зонам стенки, см рис.2,2 а равной:

1 зона менее 0,5 МПа; 2 зона 0,5 МПа; 3 зона 0,8 МПа; 4 зона 0,5 МПа.

Шаг 3. Определим усилия, возникающие в стенке резервуара (результаты в табл.2.1).

2.8 Определим кольцевые растягивающие силы от гидравлического давления воды для каждой зоны по формуле, кН/м:

$$N_{0x,i} = \gamma_f * \rho_w * R, \quad (2.5)$$

где N_i – расчётная кольцевая сила в заданной зоне; ρ_w – удельный вес воды, равный $9,81 \text{ кН/м}^3$; R – радиус резервуара; γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке, для воды примем 1,1.

2.9 Зададимся предварительной толщиной стенки резервуара из условия:

$$d_{cm} \approx 0,5 * r * H = 0,5 * 12,15 * 3,6 = 0,2187 \text{ м} \approx 220 \text{ мм} \quad (2.6)$$

Определим характеристику жесткости стенки:

$$S = 0,76 \sqrt{r * d_{cm}} = 0,76 \sqrt{12,15 * 0,22} = 1,24 \quad (2.7)$$

2.10 Определим коэффициенты η_1 и η_2 по высоте стенки для ее расчета как балки на упругом основании (табл.1 Приложение 3) при:

$$\varphi = x_i / s \quad (2.8)$$

2.11 Т.к. соединение панелей со стенкой принято подвижное, то радиальным перемещениям стенки препятствуют силы трения, действующие в основании стенки:

$$Q_{mp} = N * f = 1,1 * 3,6 * 0,22 * 1,0 * 25 * 0,5 = 10,89 \text{ кН} \quad (2.9)$$

где N – нормальная сила от собственного веса стенки шириной 1 метр; f – коэффициент трения, принимаемый 0,5.

Проверим условие : $Q_{mp} \leq p_{max} * s / 2$, т.к. $10,89 \leq 35,32 * 1,24 / 2 = 21,94$, корректировку значения силы трения не выполняем.

2.12 Определим кольцевое растягивающее усилие от давления воды в каждом сечении на высоте x от днища, с учетом заделки фундамента из условия:

$$N_{x,i} = N_{0x,i} - \frac{2 * R}{S} * Q_{тр} * h_{1i} \quad (2.10)$$

2.13 Определим значение изгибающего момента в каждом сечении на высоте x от днища, с учетом заделки фундамента из условия:

$$M_{x,i} = S * Q_{\text{тр}} * h_{2i} \quad (2.11)$$

2.14 Максимальный момент, находящийся от днища на расстоянии $x = 0,6\sqrt{r * d_{\text{cm}}} = 0,6\sqrt{12,15 * 0,22} = 1,2\text{ м}$ определим из условия:

$$M_{x,i} = S * Q_{\text{тр}} * h_{2x} = 1,24 * 10,89 * 0,3223 = 4,36 \text{ кНм} \quad (2.12)$$

Таблица 2.1 Значения усилий в стенке от гидростатического давления

Зоны по высоте	Кольцевые растягивающие усилия в стенке $N_{0x,i}$ кН	Расчетные коэффициенты			Кольцевые растягивающие усилия в стенке с учетом заделки в фундамент $N_{x,i}$ кН
		φ	η_1	η_2	
1	385,86	2,65	-0.061	0.0287	398.81
2	1414,81	2.01	-0.056	0.1231	1426.83
3	2701,0	1.21	0.1092	0.2807	2677.75
4	3987,1	0.4	0.62	0.2548	3855.16

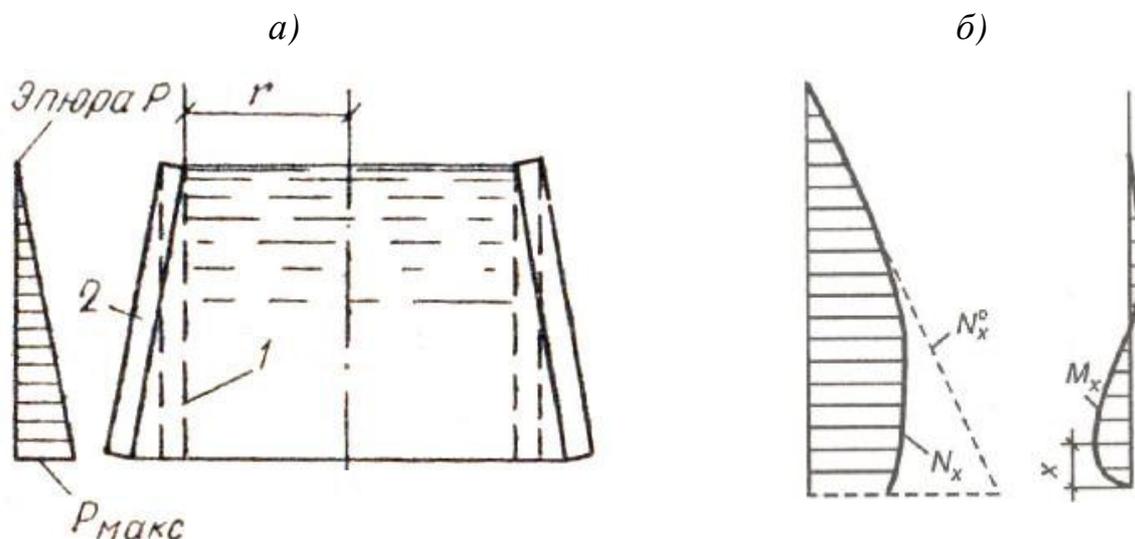


Рис. 2.2 Деформации стенки от действия гидростатического давления(а), распределение продольных усилий и изгибающего момента с учетом податливой заделки стенки в фундамент (б).

1- исходное положение стенки, 2-деформированное состояние.

Шаг 4. Определим усилия, возникающие в стенке резервуара и требуемую площадь кольцевой, предварительно-напряженной арматуры.

2.15 Расчёт кольцевой арматуры для каждой зоны стенки резервуара, выполним по формуле:

$$A_{Si} = \frac{N_{x,i} + s_{02,i} d b}{s_{con,2}}, \quad (2.11)$$

где δ – толщина стенки резервуара, рекомендуется принять не менее типового значения, рис. 2.3; b – расчётная высота сечения (зоны), принимаемая равной 1000 мм. Результаты расчета оформим в виде табл.2.1

Таблица 2.2 Значения кольцевых растягивающих усилий в стенке от гидростатического давления

Зоны по высоте	Расчетное значение усилий N_{xi} , кН	Требуемая площадь арматуры $A_{Sp.i.мм^2}$	Фактическая площадь арматуры $A_{Spф.i.мм^2}$	Количество, диаметр и шаг стержней	Процент армирования $\mu = A_{\phi} / A_{S\phi i} * 100\%$
1	398.81	605,72	600	7 ϕ 12,9 140 мм	0,29%
2	1426.83	1829,55	1900,0	19 ϕ 12,9 50 мм	0,86%
3	2677.75	3318,75	3400,0	17 ϕ 18 55 мм	1,54%
4	3855.16	4720,43	4800,0	25 ϕ 18 40 мм	2,18%

2.16 По полученным величинам A_{Si} и табл. 3 Приложения 2 определяем необходимое количество (n) и шаг (s) кольцевой предварительно-напряжённой арматуры по зонам, рис. 2.2. Учитываем конструктивные требования - минимальный шаг арматуры 40 мм, максимальный - 250мм. Количество разных диаметров по высоте - не более 3-х. Начнем подбор с наиболее нагруженной зоны, результаты заносим в таблицу 2.1.

Канат К1500 изготавливается диаметром от 6 до 18 мм, с учетом этого:

4 зона: определим требуемый диаметр каната с учетом минимального шага (по площади): $\geq \frac{4720,43}{25} \approx 188,82 \text{ мм}^2$, тогда примем $\phi 18$, число стержней

$n_{s4} = \frac{A_{s4}}{200} = \frac{4684,72}{200} = 23,42 \approx 24$ штуки, тогда $A_{S4факт} = 200 * 24 = 5000$ мм², а шаг стержней: $1000/25 = 40$ мм;

3 зона: определим требуемый диаметр каната с учетом минимального шага (по площади): $\geq \frac{3318,75}{25} \approx 132,75$ мм², можно принять $\varnothing 15,9$ тогда

$n_{s3} = \frac{A_{s3}}{150} = \frac{3318,75}{150} = 22,12 \approx 23$ штуки, тогда $A_{S3факт} = 150 * 23 = 3450$ мм², а шаг стержней: $1000/23 \approx 40$ мм или $\varnothing 18$, тогда число стержней

$n_{s3} = \frac{A_{s3}}{200} = \frac{3318,75}{200} = 16,59 \approx 17$ штук, тогда $A_{S3факт} = 200 * 17 = 3400$ мм², а шаг стержней: $1000/17 = 58,82 \approx 55$ мм. Примем второй вариант как более экономичный;

2 зона: определим требуемый диаметр каната с учетом минимального шага (по площади): $\geq \frac{1829,55}{25} \approx 71,18$ мм². Рассмотрим три варианта:

1) $\varnothing 12,9$ тогда $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{100} = \frac{1829,55}{100} = 18,29 \approx 19$ штук, тогда $A_{S2факт} = 100 * 19 = 1900$ мм², а шаг стержней: $1000/19 \approx 50$ мм;

2) $\varnothing 15,9$ тогда $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{150} = \frac{1829,55}{150} = 12,19 \approx 13$ штук, тогда $A_{S2факт} = 150 * 13 = 1950$ мм², а шаг стержней: $1000/12 \approx 80$ мм

3) $\varnothing 18$, тогда число стержней $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{200} = \frac{1829,55}{200} = 9,15 \approx 10$ штук, тогда $A_{S3факт} = 200 * 10 = 2000$ мм², а шаг стержней: $1000/10 = 100$ мм.

Примем первый вариант как более экономичный.

1 зона: $\varnothing 12,9$, число канатов $n_{s1} = \frac{A_{s1}}{100} = \frac{605,72}{100} = 6,06 \approx 7$, тогда шаг стержней: $600/7 \approx 140$ мм, что менее максимального значения, а $A_{S1факт} = 100 * 7 = 700$ мм².

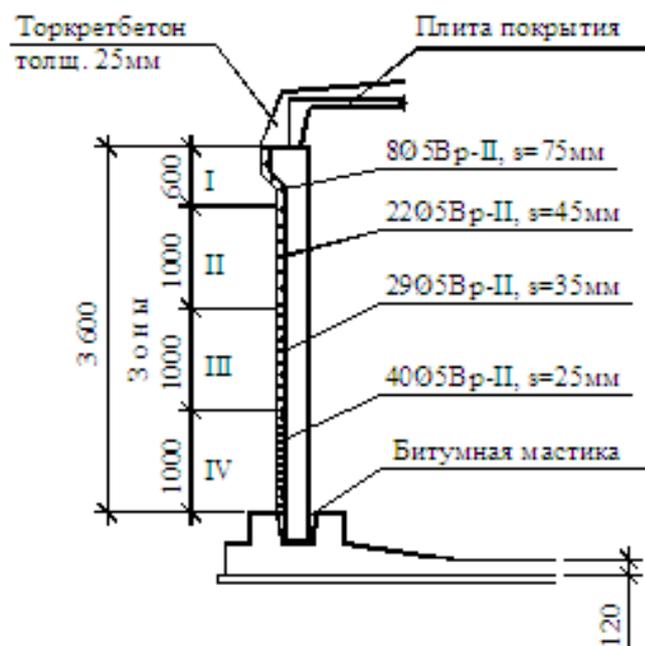


Рис. 2.2 Распределение продольных усилий и изгибающего момента с учетом податливой заделки стенки в фундамент (а), размещение арматуры по зонам (б).

2.17 Так как подбор арматуры производился из условия (2.11), то прочность стенки резервуара на растяжение в кольцевом направлении будет обеспечена во всех зонах.

Общий вид сборной стеновой панели и варианты конструктивных решений типовых панелей ПСЦ показаны на рис. 2.3.

Вертикальная арматура сеток стеновых панелей принимается из расчёта на изгиб панели стенки от монтажных нагрузок, а горизонтальная – конструктивно. При диаметре резервуара более 9-ти метров стеновые панели проектируются с криволинейной наружной поверхностью и плоской внутренней. Обжатие выполняется навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки (канатов) с ее механическим преднапряжением только после замоноличивания стыков между панелями и набором ими передаточной прочности бетона.

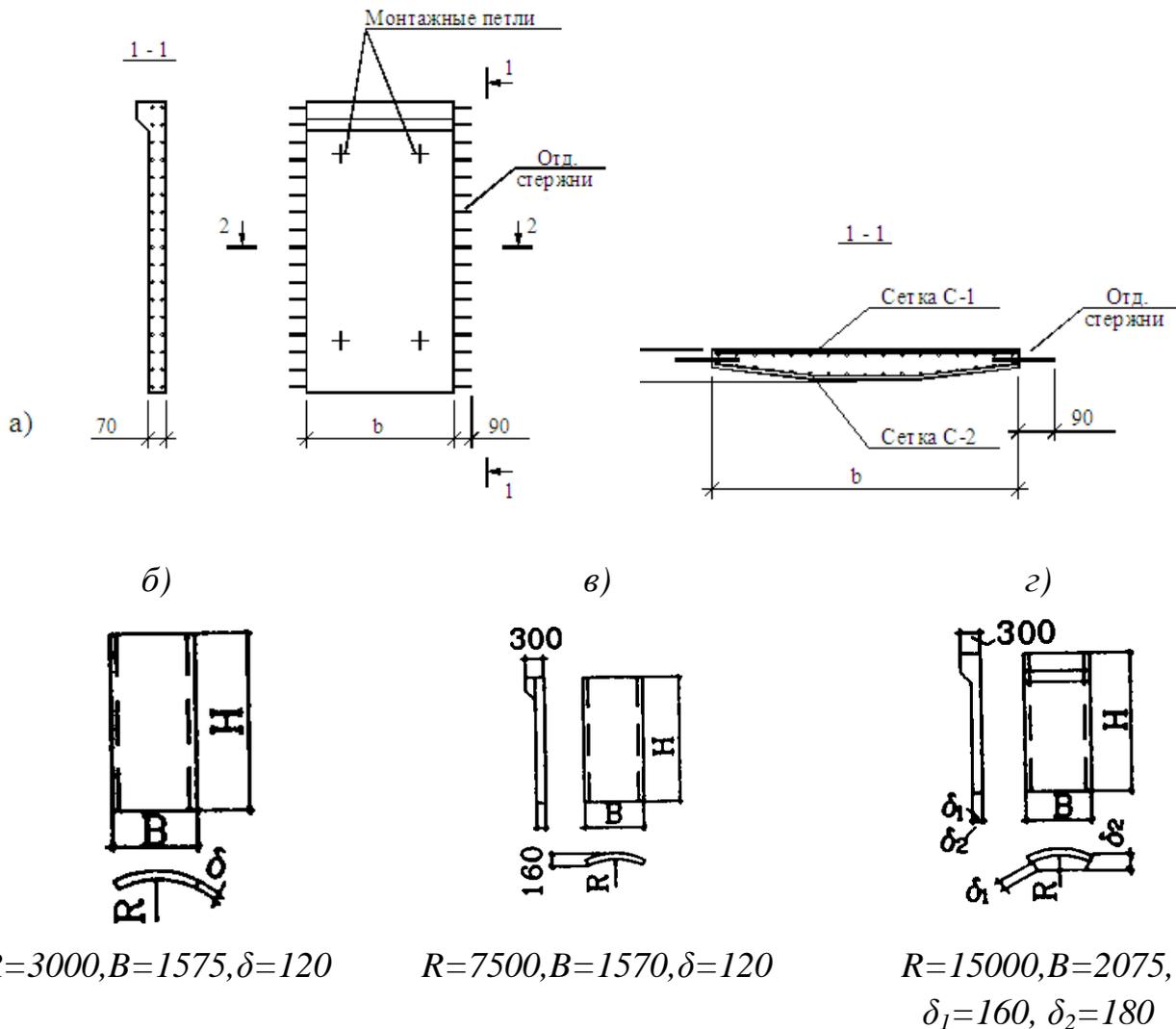


Рис. 2.3. Стеновая панель цилиндрического резервуара (а – общий вид и армирование); варианты решений типовых панелей ПСЦ (б-г).

Шаг 3. Проверим трещиностойкость самого нагруженного сечения с учетом принятой площади кольцевой предварительно-напряжённой арматуры.

Стенки должны быть рассчитаны на образование трещин от воздействия расчетного кольцевого усилия $N_{xi\text{ из}}$ условия, что оно меньше усилия кольцевого обжата, которое определяют как:

$$P = \gamma_{sp} A_{sp} s_{sp(2)} \quad (2.12)$$

где $\gamma_{sp} = 0,9$ – коэффициент точности натяжения арматуры, $s_{sp(2)}$ – напряжение в арматуре с учетом всех потерь.

Если процент армирования сечения менее 0,25%, то значения $s_{sp(2)}$ и $A_{Sp\phi}$ следует дополнительно проверить на то, чтобы напряжения в стенке были сжимающими со значением не менее 0,5 МПа в нижней зоне стенки и не менее 0,8 МПа на

1/3 высоты при гидростатическом давлении слоя воды, равного полной высоте стены ёмкости из условия:

$$s_{bp,2i} = \frac{g_{sp} P_i - N_i}{A_{red}} \geq 0,5(0,8)МПа, . \quad (2.12)$$

Так как полученные проценты армирования превышают 0,25% достаточно выполнить проверку условия (2.12) для наиболее напряженной зоны - 4 зона с максимальным кольцевым усилием $N_{xi,max} = N_4 = 3855.16 \text{ кН/м}$, соответствующая площадь кольцевой арматуры $A_{S4факт} = 4800 \text{ мм}^2$.

Уточним соответствие класса бетона по заданию классу напрягаемой арматуры по таблице 8 Приложения 1: при классе арматуры К1500 требуется класс бетона не менее В30, следовательно необходимости увеличивать класс бетона по заданию нет.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения - до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать:

первые потери - от релаксации предварительных напряжений в арматуре, температурного перепада при термической обработке конструкций, деформации анкеров и деформации формы (упоров);

вторые потери - от усадки и ползучести бетона.

Определим потери предварительного напряжения согласно указаний СП [3].

2.18 Потери от релаксации напряжений арматуры при механическом способе натяжения определяем по формуле (9.3)[3]:

$$\Delta s_{sp1} = \left(0,22 \frac{s_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) s_{sp} = \left(0,22 * \frac{1200}{1500} - 0,1\right) * 1200 = 91,2МПа \quad (2.6)$$

При отрицательных значениях принимают $\Delta s_{sp1} = 0$.

2.19 Потери от температурного перепада принимаем равными (п.9.1.4)[3]:

$$\Delta s_{sp2} = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25МПа , \quad (2.7)$$

При естественном твердении бетона $\Delta s_{sp2} = 0$. Примем 0.

2.20 Потери от деформации стальной формы (п.9.1.5)[3] принимаем равными $\Delta S_{sp3} = 30 \text{ МПа}$ т.к. отсутствуют данные о конструкции формы и технологии изготовления.

2.21 Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, вычисляем по формуле (9.7)[3]:

$$\Delta S_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.8)$$

где $\Delta l = 2 \text{ мм}$ - смещение стержня в зажимах анкеров или деформация анкеров, принятое при отсутствии данных $\Delta l = 2 \text{ мм}$;

l - расстояние между наружными гранями упоров, ширина стеновой панели со швом (мм), принимается кратно числу π в пределах $1,5 \div 3,2 \text{ м}$.

$$\Delta S_{sp4} = \frac{2}{2075} * 195000 = 187,95 \text{ МПа}$$

2.22 Сумма первых потерь будет равна:

$$\Delta S_{sp(1)} = \Delta S_{sp1} + \Delta S_{sp2} + \Delta S_{sp3} + \Delta S_{sp4} = 76,3 + 0 + 30 + 187,95 = 309,518 \text{ МПа} \quad (2.9)$$

2.23 Потери от усадки бетона определяем по формуле (9.8)[3]:

$$\Delta S_{sp5} = e_{b,sh} * E_s = 0,0002 * 195000 = 39 \text{ МПа} \quad (2.10)$$

где $e_{b,sh}$ деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0,0002 - для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 для бетона класса В40,

0,0003 для бетона классов В45 и выше.

2.24 Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона (вычисляются в уровне центра тяжести напрягаемой арматуры и в уровне крайнего сжатого волокна бетона) принимаем по упрощенной формуле равными:

$$\Delta S_{sp6} = \frac{0,8 * j_{b,cr} * a * s_{bp}}{R_{bp}} \quad (2.11)$$

где - передаточная прочность бетона $R_{bp} = 0,5 * V$ (МПа) = $0,5 * 35 = 17,5 \geq 15$ МПа, в соответствии с требованием п.6.1.6 [3], принимаем 17,5 МПа;

- напряжения в бетоне в уровне центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры (или в уровне крайнего сжатого бетонного волокна), определяется по формуле:

$$s_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = \frac{4276071,3}{179217,4} = 17,30 \text{ МПа} \leq R_{bp}, \quad (2.12)$$

- усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = A_{sp} (s_{sp} - \Delta s_{sp(1)}) = 4800 * (1200 - 309,52) = 4276071,3 \text{ Н} = 4276,07 \text{ кН},$$

- площадь поперечного сечения бетона $A_b = \delta \times b = 220 * 1000 = 220000 \text{ мм}^2$;

- коэффициент приведения арматуры к бетону $a = \frac{E_s}{E_b} = 195000 / 34500 = 5,65$;

- площадь приведенного сечения: $A_{red} = A_b + \alpha A_s = 220000 + 5,65 * 4800 = 247130,4 \text{ мм}^2$

- коэффициент ползучести бетона $\phi_{b,cr}$, принимаемый по табл.7 (Приложение 1)

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0,8 * 1,5 * 5,65 * 17,3}{17,5} = 4,29 \text{ МПа}$$

2.25 Полная величина потерь составит:

$$\Delta s_{sp(2)} = \Delta s_{sp(1)} + \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6} = 309,15 + 39 + 4,29 = 352,45 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа} . \quad (2.14)$$

2.26 Напряжение в арматуре с учетом всех потерь равно:

$$s_{sp(2)} = s_{sp} - \Delta s_{sp(2)} = 1200 - 354,7 = 847,55 \text{ МПа} \quad (2.15)$$

2.27 Усилие предварительного кольцевого обжатия бетона с учетом полных потерь напряжений составит:

$$P = g_{sp} A_{sp} s_{sp(2)} = 0,9 * 4800 * 847,55 = 3661434,3 \text{ Н} = 3661,43 \text{ кН} \geq 3855,16 \text{ кН}$$

Так как условие не выполняется - трещиностойкость стенки не обеспечена и необходимо увеличить площадь армирования в этой зоне и повторить расчет, пп.2.24-2.27.

2.28. Примем арматуру 26 $\emptyset 18$, тогда $A_{S3факт} = 200 * 26 = 5200 \text{ мм}^2$, а шаг стержней: $1000 / 26 \approx 35 \text{ мм}$.

$$P_{(1)} = A_{sp} (s_{sp} - \Delta s_{sp(1)}) = 5200 * (1200 - 309,52) = 4632410,6 \text{ Н} = 4632,4 \text{ кН},$$

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 220000 + 5,65 * 5200 = 249391,3 \text{ мм}^2$$

$$s_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = \frac{4632410,6}{249391,3} = 18,57 \text{ МПа} \leq R_{bp} = 17,5, \text{ условие не выполняется, при клас-}$$

се бетона В35 напряжения в бетоне превышают передаточную прочность, необходимо увеличить класс бетона.

2.29 После изменения класса бетона на В40 получим:

$$R_{bp} = 0,5 \times B \text{ (МПа)} = 0,5 * 40 = 20 \geq 15, \text{ примем } 20 \text{ МПа.}$$

$$a = \frac{E_s}{E_b} = 195000 / 36000 = 5,42;$$

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 160000 + 5,42 * 5200 = 248166,7 \text{ мм}^2$$

$$s_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = \frac{4632410,6}{248166,7} = 18,66 \text{ МПа} \leq R_{bp},$$

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0,8 * 1,4 * 5,42 * 18,66}{20} = 3,85 \text{ МПа}$$

2.30 Уточним величину пятой потери с учетом изменения класса бетона:

$$\Delta s_{sp5} = e_{b,sh} * E_s = 0,00025 * 195000 = 48,75 \text{ МПа}$$

2.31 Полные потери составят:

$$\Delta s_{sp(2)} = \Delta s_{sp(1)} + \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6} = 309,15 + 48,75 + 6,06 = 361,75 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

2.32 Величина преднапряжения арматуры с учетом всех потерь:

$$s_{sp(2)} = s_{sp} - \Delta s_{sp(2)} = 1200 - 361,75 = 838,24 \text{ МПа}$$

2.33 Величина усилия предварительного обжатия с учетом всех потерь:

$$P = g_{sp} A_{sp} s_{sp(2)} = 0,9 * 5200 * 838,24 = 3922984,7 \text{ Н} = 3922,98 \text{ кН} \geq 3855,16 \text{ кН}$$

Условие выполняется - трещиностойкость наиболее напряженной зоны стенки обеспечена при классе бетона В40 и армировании 4 зоны из 26 $\emptyset 18$ К1500, установленных с шагом 35 мм.

Отметим что разница площадей требуемой и подобранной с учетом трещиностойкости арматуры составила порядка 10,16 %, что можно учитывать при назначении площади фактической арматуры зоны при расчете по 1 группе предельных состояний (применить g_{sp} к значению $s_{con,2}$). Так же для подобных площадей арматуры потребовалось увеличение класса бетона на 2 по сравнению с рекомендуемыми табл.8 Приложения 1.

Таблица 3 Исходные данные для расчёта стенки (сборного) цилиндрического железобетонного резервуара

№№ вариантов задач	Диаметр резервуара, м	Высота резервуара, м	Класс бетона	Класс арматуры
1	2	3	4	5
1	9,28	2,4	В 15	Вр-1500
2	10,3	3,0	В 20	Вр-1400
3	12,3	3,6	В 20	Вр-1400
4	18,3	4,2	В 20	Вр-1300
5	15,3	4,8	В 15	Вр-1500
6	9,28	5,4	В 15	К-1400
7	6,6	6,0	В 40	К-1500
8	21,3	2,4	В 25	Вр-1400
9	18,3	3,0	В 25	Вр-1300
10	15,3	3,6	В 25	К-1400
11	12,3	4,2	В 20	К-1500
12	10,3	4,8	В 20	Вр-1200
13	9,28	5,4	В 20	Вр-1200
14	6,6	6,0	В 30	Вр-1300
15	24,3	2,4	В 35	К-1400
16	18,3	3,0	В 35	К-1400
17	12,3	3,6	В 40	К-1400
18	10,3	4,2	В 45	К-1400
19	9,28	4,8	В 45	К-1500
20	6,6	5,4	В 40	К-1500

ТЕМА 3. РАСЧЕТ СТЕНКИ МОНОЛИТНОГО ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА

Определить диаметр и шаг рабочей кольцевой арматуры при следующих данных (рис 3.1):

- а) стенка цилиндрического резервуара выполнена из монолитного железобетона с жестким защемлением в фундамент;
- б) Резервуар заполнен водой, и обсыпан грунтом.
- б) бетон тяжёлый классов по прочности на сжатие В20 ... В40, марок по водонепроницаемости W4 ... W8 и по морозостойкости F100 ... F150;
- в) остальные данные для расчёта – в таблице 4 в соответствии с заданным вариантом задачи.

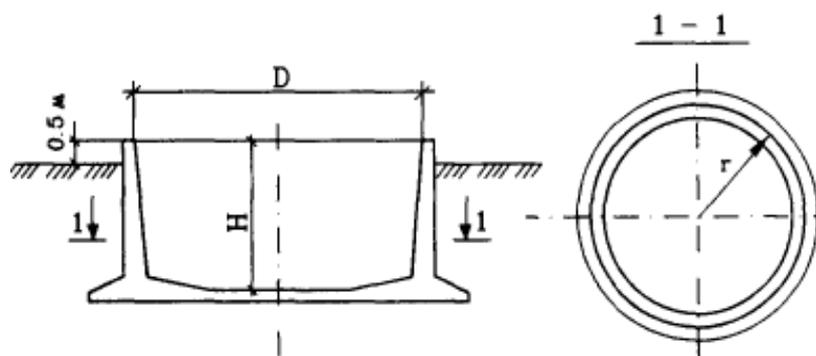


Рис 3.1. Схематический разрез резервуара

Расчёт выполняется по первой и второй группам предельных состояний.

Стены таких резервуаров испытывают сжимающие усилия от давления грунтов обсыпки и растягивающие – от гидростатического давления жидкости. Вертикальная арматура в стенке предусматривается у обеих поверхностей. Арматура подбирается по усилию M (от давления воды при отсутствии засыпки грунта) с внутренней стороны резервуара, а по $M_{гр}$ (от давления грунта при опорожненном резервуаре) – с внешней стороны. В случае, если требуется незначительное количество арматуры, то она назначается конструктивно – не менее 5 диаметров на 1 п.м. с каждой стороны стенки. Горизонтальная арматура устанавливается конструктивно.

Расчет по раскрытию трещин производится для наиболее нагруженного кольца стенки как для растянутого элемента.

Исходные данные для расчета (таблица 4):

- Диаметр резервуара, 14,0 м,
- Высота стенки резервуара, 5,4 м,
- Класс бетона В25, $R_b=14.5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1.55$ МПа, $E_b=30000$ МПа
- Класс арматуры А500, $R_s=435$ МПа, $R_{sn}=500$ МПа. $E_s=200000$ МПа
- Плотность грунта, γ_{gp} - 17 кН/м³.

Шаг 1. Определим геометрические характеристики расчетной схемы

3.1 . Толщину стенки примем по рекомендациям[6], представленным в виде

рис. 3.2 : при высоте 5.4 м- δ_{cm} - 300 мм.

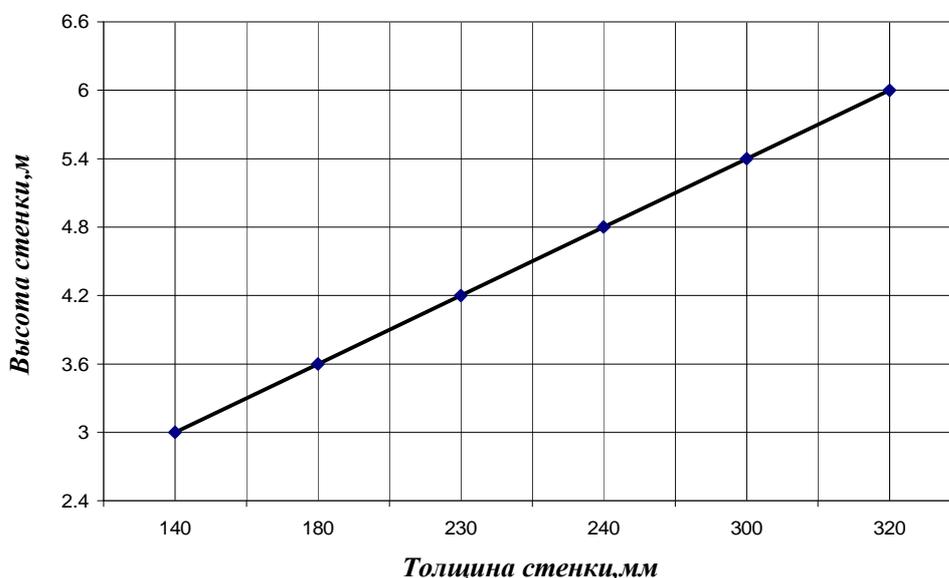


Рис.3.2 Определение предварительного значения толщины (δ_{ct}) стенки резервуара.

3.2 Стенку резервуара разбиваем по высоте (начиная с днища) на зоны, равные 1,0 м. В нашем случае получилось шесть зон.

3.3 Определим h_i -высоту до рассматриваемого сечения, как расстояние от уровня верха воды до нижней точки рассматриваемой зоны (уровень воды примем на 200 мм ниже верха резервуара, тогда:

$h_1=0,2$ м; $h_2=0,2+1=1,2$ м; $h_3=0,2+1*2=2,2$ м; $h_4=0,4+1*3=3,2$ м, $h_5=0,4+1*4=4,2$ м, $h_6=0,4+5*3=5,2$ м.

3.4 Определим y_i – глубину до рассматриваемого сечения, как расстояние от низа стенки до рассматриваемой зоны:

$y_1=5,0$ м; $y_2=4,0$ м; $y_3=3,0$ м; $y_4=2,0$ м, $y_5=1,0$ м.

3.5 Определим характеристику жесткости стенки:

$$m = 1,3\sqrt{r * d_{cm}} = 1,3\sqrt{7,0 * 0,3} = 1,88м \quad (3.1)$$

3.6 Определим коэффициенты по высоте стенки для ее расчета как балки на упругом основании (табл.1 Приложение 3) при:

$$\varphi = m * y_i \quad (3.2)$$

$$\varphi_1 = 1,88 * 5 = 9,4, \quad \eta_1 = 0,0007 \quad \eta_2 = -0,0006$$

$$\varphi_2 = 1,88 * 4 = 7,52, \quad \eta_1 = 0,0007 \quad \eta_2 = -0,0006$$

$$\varphi_3 = 1,88 * 3 = 5,64, \quad \eta_1 = 0,0029 \quad \eta_2 = -0,0025$$

$$\varphi_4 = 1,88 * 2 = 3,76, \quad \eta_1 = -0,03665 \quad \eta_2 = -0,01225$$

$$\varphi_5 = 1,88 * 1 = 1,88, \quad \eta_1 = -0,0484 \quad \eta_2 = 0,1415$$

$$\varphi_6 = 1,88 * 0 = 0, \quad \eta_1 = 1 \quad \eta_2 = 0$$

3.7 Определим кольцевое растягивающее усилие от давления воды в каждом сечении из условия (2.1):

$$N_1 = \gamma_f * \rho_e * h_1 * R = 1,1 * 9,81 * 0,2 * 14 = 30,21 кН,$$

$$N_2 = \gamma_f * \rho_e * h_2 * R = 1,1 * 9,81 * 1,2 * 14 = 181,28 кН,$$

$$N_3 = \gamma_f * \rho_e * h_3 * R = 1,1 * 9,81 * 2,2 * 14 = 332,36 кН,$$

$$N_4 = \gamma_f * \rho_e * h_4 * R = 1,1 * 9,81 * 3,2 * 14 = 483,43 кН,$$

$$N_5 = \gamma_f * \rho_e * h_5 * R = 1,1 * 9,81 * 4,2 * 14 = 634,5 кН,$$

$$N_6 = \gamma_f * \rho_e * h_6 * R = 1,1 * 9,81 * 5,2 * 14 = 785,58 кН.$$

3.8 Определим максимальное давление воды из условия:

$$p_{e, max} = \gamma_e * H * \gamma_f = 9,81 * 5,2 * 1,1 = 56,11 кН/м^2 \quad (3.3)$$

3.9 Определим кольцевые усилия с учетом давления грунта, которые по высоте резервуара кольцевое усилие изменяется по следующей зависимости:

$$S_i = N_i - p_{e, max} * R * [h_{1i} + h_{2i} * (1 - \frac{1}{m * H})] \quad (3.4)$$

$$S_1 = 30,21 - 56,11 * 7,0 * [0,0007 - 0,0006 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 30,147 кН$$

$$S_2 = 181,28 - 56,11 * 7,0 * [0,0007 - 0,0006 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 181,217,$$

$$S_3 = 332,36 - 56,11 * 7,0 * [0,0029 - 0,0025 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 332,106$$

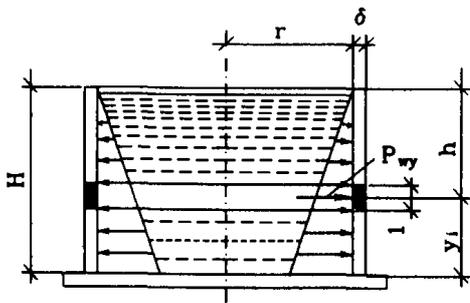
$$S_4 = 483,43 - 56,11 * 7,0 * [-0,03665 - 0,01225 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 502,163$$

$$S_5 = 634,5 - 56,11 * 7,0 * [-0,0484 - 0,1415 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 603,406$$

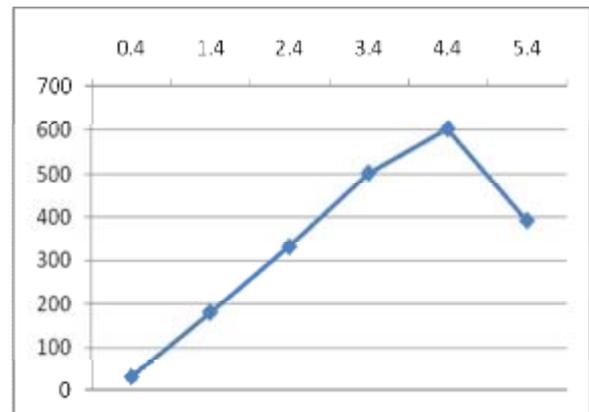
$$S_6 = 785,58 - 56,11 * 7,0 * [1 - 0 * (1 - \frac{1}{1,88 * 5,4})] = 392,787$$

Эпюра кольцевых усилий при жестком сопряжении стен с дном имеет вид кривой.

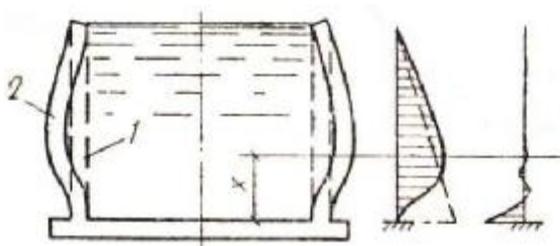
а)



в)



б)



г)

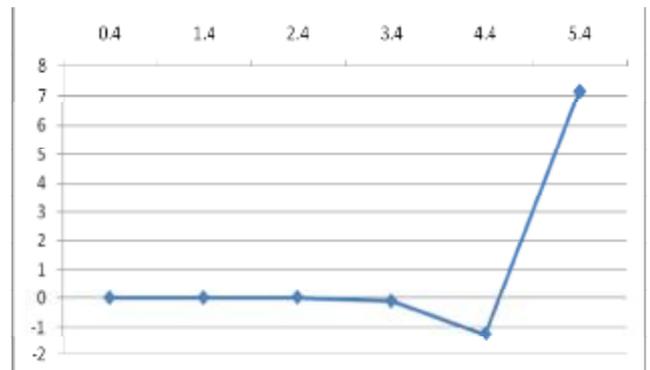


Рис.3.3 К определению кольцевых усилий и момента от давления воды на стенку резервуара.

3.10 Определим изгибающий момент по высоте стены от действия давления воды, он вычисляется по формуле:

$$M = \frac{p * y_i}{2m^2} [(1 - \frac{1}{m * H}) * h_{1i} - h_{2i}] , \quad (3.4)$$

$$M_1 = \frac{9,81 * 0,4}{2 * 1,88^2} [(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4}) * 0,0007 - (-0,0006)] = 0,00075 \text{кНм} ,$$

$$M_2 = \frac{9,81 * 1,4}{2 * 1,88^2} [(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4}) * 0,0007 - (-0,0006)] = 0,00263 \text{кНм} ,$$

$$M_3 = \frac{9,81 * 2,4}{2 * 1,88^2} [(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4}) * 0,0029 - (-0,0025)] = 0,0187 \text{кНм} ,$$

$$M_4 = \frac{9,81 * 3,4}{2 * 1,88^2} \left[\left(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4} \right) * 0,03665 - (-0,01225) \right] = -0,109 \text{кНм} ,$$

$$M_5 = \frac{9,81 * 4,4}{2 * 1,88^2} \left[\left(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4} \right) * -0,0484 - 0,1415 \right] = -1,243 \text{кНм} ,$$

Максимальный изгибающий момент от действия воды

$$M_e^{max} = \frac{P_{e,max}}{2m^2} \left(1 - \frac{1}{m * H} \right) = \frac{56,11}{2 * 1,88^2} \left(1 - \frac{1}{1,88 * 5,4} \right) = 7,156 \text{кНм}, \quad (3.5)$$

3.11 Определим боковое давление грунта из условия:

$$p_{zp} = \gamma_{gp} * h_i * \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (3.6)$$

- где γ_{gp} - плотность грунта, h_i глубина слоя, угол внутреннего трения можно принять как $\varphi=38^\circ$ (предварительное значение согласно таблицы 1.17 Сорочан Е.А. «Основания, фундаменты и подземные сооружения», окончательные значения определяются в лабораторных и полевых условиях).

Временная нагрузка на поверхность грунта (от складирования различных материалов и грузов, от гусеничного и колесного автотранспорта) $v_1=30\text{кН/м}^2$ заменяется эквивалентным слоем грунта $h_v = v_1 / \gamma_{gp} = 1,765\text{м}$, тогда расчетные высоты для определения давления принимаются как (рис.:

$$h_1 = h_v - 0,5 = v / \gamma_{gp} - 0,5 = 1,765 - 0,5 = 1,26\text{м}; \quad (3.7)$$

$$h_2 = H - 0,5 + h_v = 5,4 - 0,5 + 1,765 = 6,66; \quad (3.8)$$

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

Боковые давления грунта по верху и низу стенки:

$$p_{gp1} = \gamma_{gp} * h_1 * \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 17 * 1,26 * \text{tg}^2(45 - 38/2) = 5,1 \text{кН/м}^2$$

$$p_{gp2} = \gamma_{gp} * h_2 * \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 17 * 6,66 * \text{tg}^2(45 - 38/2) = 26,95 \text{кН/м}^2$$

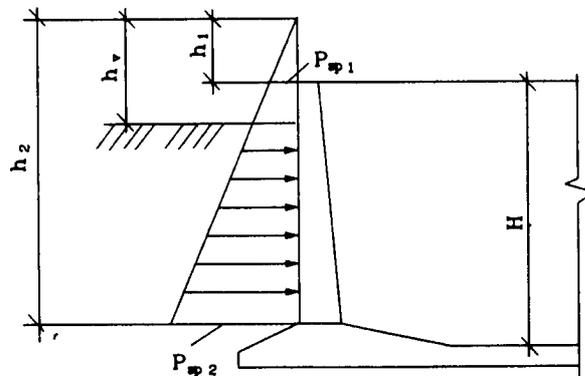


Рис.3.4 К определению давления грунта на стенку резервуара

Максимальный изгибающий момент от действия грунта и временной нагрузки:

$$M_{ep}^{max} = \frac{p_{e,max}}{2m^2} \left[1 - \frac{1 - (p_{ep1} / p_{ep2})}{m * H} \right] = \frac{56,11}{2 * 1,88^2} \left[1 - \frac{1 - (5,1 / 26,95)}{1,88 * 5,4} \right] = 7,30 \text{ кНм}, \quad (3.9)$$

Шаг 2. Расчет стен резервуара по первой группе предельных состояний

3.12 Площадь сечения требуемой *кольцевой* арматуры на 1 п.м. определяется из условия прочности растянутого элемента по формуле:

$$A_{si} = \frac{S_i}{R_s} \quad (3.10)$$

$$A_{s1} = \frac{30147}{435} = 69,30 \text{ мм}^2, A_{s2} = \frac{181217}{435} = 416,59 \text{ мм}^2, A_{s3} = \frac{332360}{435} = 763,46 \text{ мм}^2,$$

$$A_{s4} = \frac{502163}{435} = 1154,4 \text{ мм}^2, A_{s5} = \frac{603406}{435} = 1387,14 \text{ мм}^2, A_{s6} = \frac{392787}{435} = 902,96 \text{ мм}^2.$$

3.13 Количество, диаметр и шаг стержней по зонам подберем с учетом конструктивных требований:

- при армировании вразбежку в каждом кольце (на 1 м) предусматривать не менее пяти стержней рабочей арматуры;
- при симметричном армировании в два ряда – не менее 10 стержней арматуры.
- на всю высоту стенки использовать не более трех разных диаметров рабочей арматуры по сортаменту.

Наименьший из возможных диаметров арматуры определяется условием площади стержня $\geq \frac{A_{si}}{20}$

1 зона: число канатов принимаем с учетом максимально допустимого шага: $400/200 \approx 2$ принимаем 3 стержня $\varnothing 6$ с шагом 200 мм, тогда $A_{S1\text{факт}} = 84,9 \text{ мм}^2$;

2 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{416,59}{20} \approx 20,82 \text{ мм}^2$, тогда примем $\varnothing 6$,

число стержней $n_{s2} = \frac{A_{s2}}{28,3} = \frac{416,59}{28,3} = 14,72 \approx 15 \text{ штук}$, тогда $A_{S2\text{факт}} = 28,3 * 12 = 424,5 \text{ мм}^2$, а шаг стержней: $1000/15 = 66,66 \approx 65 \text{ мм}$;

3 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{763,46}{20} \approx 38,17 \text{ мм}^2$, тогда примем $\varnothing 8$,

число стержней $n_{s3} = \frac{A_{s3}}{50,3} = \frac{763,46}{50,3} = 15,17 \approx 16 \text{ штук}$, тогда $A_{S3\text{факт}} = 50,3 * 16 = 804,8$

мм², а шаг стержней: $1000/14=71,43 \approx 70$ мм; альтернативный вариант $\varnothing 10$, число стержней $n_{s3} = \frac{A_{s2}}{78,5} = \frac{763,46}{78,5} = 9,72 \approx 10$ штук, тогда $A_{S3\text{факт}}=78,5*10=785$ мм², а шаг стержней: $1000/10=100$ мм, примем этот вариант как более экономичный.

4 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{1154,4}{20} \approx 57,72$ мм², тогда примем $\varnothing 10$,

число стержней $n_{s3} = \frac{A_{s2}}{78,5} = \frac{1154,74}{78,5} = 14,7 \approx 15$ штук, тогда

$A_{S4\text{факт}}=78,5*15=1177,5$ мм², а шаг стержней: $1000/15=66,66 \approx 65$ мм;

5 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{1387,14}{20} \approx 69,36$ мм², тогда примем $\varnothing 10$,

число стержней $n_{s5} = \frac{A_{s5}}{78,5} = \frac{1387,14}{78,5} = 17,67 \approx 18$ штук, тогда $A_{S5\text{факт}}=78,5*18=1413$

мм², а шаг стержней: $1000/17=58,88 \approx 55$ мм;

6 зона: минимальная площадь стержня $\geq \frac{902,96}{20} \approx 45,14$ мм², тогда примем $\varnothing 10$,

число стержней $n_{s5} = \frac{A_{s6}}{78,5} = \frac{902,96}{78,5} = 11,5 \approx 12$ штук, тогда $A_{S5\text{факт}}=78,5*12=936,0$ мм²,

а шаг стержней: $1000/12=83,33 \approx 80$ мм.

3.14 Требуемая площадь сечения вертикальной арматуры определяется из условия прочности изгибаемого элемента прямоугольной формы шириной 1,0 м и высотой поперечного сечения $h = \delta_{cm}$. Примем защитный слой 40 мм, тогда рабочая высота сечения стенки $h_0 = 300 - 50 = 250$ см.

Определим требуемую площадь вертикальной арматуры на внутренней поверхности стенки из условий расчета п/у сечения [6]:

$$a_m = \frac{M_e^{\max}}{R_b b h_0^2} = \frac{7,156 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1000 \cdot 250^2} = 0,0079$$

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0079}) = 0,0079,$$

$$A_{s6} = \frac{R_b b h_0 x}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 1000 \cdot 250 \cdot 0,0079}{435} = 66,03 \text{ мм}^2.$$

Определим требуемую площадь вертикальной арматуры на наружной поверхности стенки из условий расчета п/у сечения [6]:

$$a_m = \frac{M_{ep}^{\max}}{R_b b h_0^2} = \frac{7,3 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1000 \cdot 250^2} = 0,008$$

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,008}) = 0,008,$$

$$A_{sн} = \frac{R_b b h_o x}{R_s} = \frac{14,5 * 1000 * 250 * 0,008}{435} = 66,86 \text{ мм}^2.$$

3.15 Количество, диаметр и шаг стержней вертикальной арматуры для обеих поверхностей подберем с учетом конструктивных требований (п.3.11): минимальный диаметр арматуры $\varnothing 6$ мм, количество стержней 5 с шагом 200 мм, тогда $A_{Sв,факт} = 28,3 * 5 = 141,5 \text{ мм}^2$, что более требуемой.

Шаг.3. Расчет стен резервуара по второй группе предельных состояний:

Расчет по раскрытию трещин как для растянутого элемента производится для 5 зоны (по максимальному кольцевому усилию).

3.16 Определим процент армирования сечения:

$$\mu = A_s / (1000 * \delta_{ст}) * 100\% = 1413 / (1000 * 300) * 100\% = 0,471$$

3.17 Определим напряжение в кольцевой арматуре:

$$\sigma_s = (S_{max} * 1,0 * 10^3) / A_{s6} = (548,55 * 1000) / 1413 = 388,22 \text{ МПа}$$

3.18 Определим ширину раскрытия трещин от действия растягивающих усилий для 6 зоны:

$$\begin{aligned} a_{crc} &= j_1 * j_2 * j_3 * \frac{S_s}{E_s} * 20 * (3,5 - m) * \sqrt[3]{d} = \\ &= 1,75 * 0,5 * 1,2 * \frac{388,22}{200000} * 20 * (3,5 - 0,471) * \sqrt[3]{10} = 0,266 \text{ мм} \end{aligned} \quad (3.11)$$

где

φ_1 – коэффициент, принимаемый при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона при переменном водонасыщении и высушивании равным 1,75;

$\varphi_2 = 0,5$ – коэффициент, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля;

φ_3 – коэффициент, принимаемый для растянутых элементов равным 1,2.

3,19 Проверим трещиностойкость из условия:

$$a_{crc} = 0,266 \text{ мм} \neq a_{crc,ult} = 0,25 \text{ мм}, \quad (1.14)$$

где ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult}$ определена с учетом агрессивности среды (п.1 табл.Ж.4 [4]) - слабоагрессивная среда, бетон W4, категория

трещиностойкости -3. Условие не выполняется. требуется увеличить площадь арматуры и повторить расчет пп.3,16-3,19.

3.20. Примем площадь арматуры $A_{S6\text{макс}}=78,5*20=1570 \text{ мм}^2$, тогда

$$\mu = A_s / (1000 * \delta_{ст}) * 100\% = 1570 / (1000 * 300) * 100\% = 0.523$$

$$\sigma_s = (S_{\text{max}} * 1,0 * 10^3) / A_{s6} = (548,55 * 1000) / 1570 = 349,39 \text{ МПа}$$

$$a_{\text{crc}} = 1,75 * 0,5 * 1,2 \frac{349,39}{200000} * 20 * (3,5 - 0,523) * \sqrt[3]{10} = 0,235 \text{ мм}$$

$$a_{\text{crc}} = 0,235 \text{ мм} \leq a_{\text{crc.ult}} = 0,25 \text{ мм}.$$

Трещиностойкость стенки резервуара обеспечена

Шаг.4. Конструирование стен резервуара

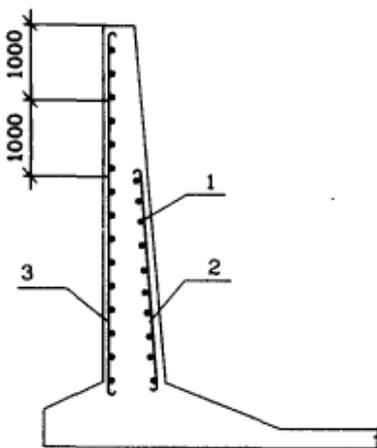


Рис. 3.5. Схема армирования цилиндрической стенки резервуара:

- 1- Кольцевая арматура, 2- вертикальная арматура (на момент от давления жидкости), 3- вертикальная арматура (на момент от давления грунта).

Таблица 4. Исходные данные для расчета стенки монолитного железобетонного резервуара

№№ вариан- тов задач	Внутренний диаметр d , м	Плотность грунта за- сыпки $\gamma_{сп}$, кН/м ³	Высота стенки H , м	Класс арматуры	Класс бетона
1	2	4	5	5	6
1	9,0	15	3,0	A300	B 25
2	10,0	16	3,6	A400	B 25
3	11,0	17	4,2	A500	B 30
4	12,0	15	4,8	A300	B 30
5	13,0	18	5,4	A400	B 40
6	14,0	19	6,0	A500	B 40
7	15,0	15	3,0	A300	B 35
8	16,0	16	3,6	A400	B 25
9	9,0	17	4,2	A500	B 25
10	10,0	18	4,8	A300	B 35
11	11,0	19	5,4	A400	B 25
12	12,0	15	6,0	A500	B 25
13	13,0	16	3	A300	B 40
14	14,0	17	3,6	A400	B 40
15	15,0	18	4,2	A500	B 30
16	16,0	14	4,8	A300	B 30
17	9,0	19	5,4	A400	B 25
18	10,0	15	6,0	A500	B 25
19	11,0	16	3	A300	B 25
20	12,0	17	3,6	A400	B 40

Тема 4. Расчет сборных элементов конструкций прямоугольного резервуара (РЧВ)

Разработать конструкции подземного прямоугольного железобетонного резервуара малого объема для хранения воды:

1. расчет и конструирование плиты покрытия с предварительно напряженной арматурой;
2. расчет и конструирование сборной железобетонной панели стенки резервуара.

Размеры прямоугольных резервуаров из сборных элементов в плане принимаются обычно кратными 3 м (допускается кратно 1,5 м для небольших резервуаров), а по высоте кратными 0,6 м [4].

Схема расположения элементов конструкций резервуара показана на рис. 1.1. Длина плит покрытия (l_1), высота стеновой панели (H) и толщина засыпки (δ_1) указываются в задании (табл.1.1). Длина резервуара принимается равной его двойной ширине.

Плиты покрытий, выполняются предварительно напряжёнными, ребристыми, с ребрами вниз, с номинальной шириной 1,5 м (до 9 м длины)

Исходные данные для расчета (таблица 5):

- Пролет плиты покрытия, 9 м,
- Высота стенки резервуара, 4,8 м,
- Класс бетона В35, $R_b = 19,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$
- Класс напрягаемой арматуры А800, $R_s = 695 \text{ МПа}$, $R_{s \text{ ser}} = 800 \text{ МПа}$,
 $E_s = 200000 \text{ МПа}$.
- Толщина грунтовой засыпки - 0,5 м
- Плотность грунта, γ_{gp} - 15 кН/м³.
- Район по весу снегового покрова -4.

Длина плит покрытия (l_1) по заданию – 9 метров, тогда длина резервуара составляет 18 метров. Плиты покрытий, выполняются предварительно напряжёнными, ребристыми с ребрами вниз с номинальной шириной 3,0 м. Ширина стеновых панелей принимается 1,5 или 3 метра в зависимости от компоновки плана.

Уровень земли принимается на половине высоты стеновой панели. Уровень воды – на 15 см ниже верха стеновой панели.

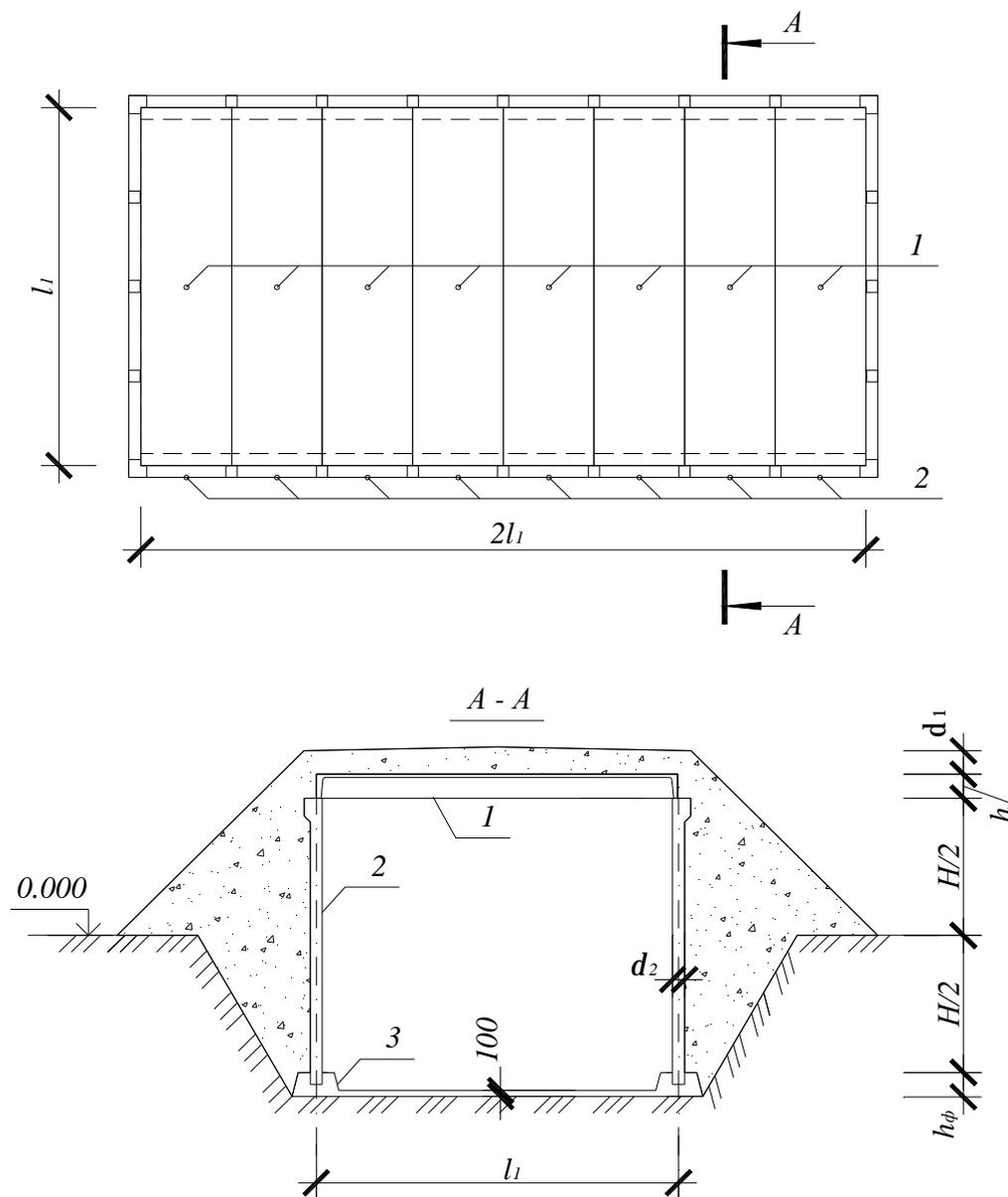


Рис. 4.1. Основные геометрические параметры резервуара.
1 - плита покрытия; 2 - стеновая панель; 3 – фундамент.

4.1 Расчет плиты покрытия резервуара

Шаг 1. Назначение геометрических размеров плиты (Приложение 4).

4.1 Высота h и ширина продольного ребра b_p плиты принимаются в зависимости от ее пролета l_1 , в пределах:

$h - 1/15 \div 1/20 \times l_1$, (рис. А),

$b_p - 6 \div 10$ см (рис. А).

Толщина полки плиты назначается в зависимости от снегового района строительства и ширины плиты в пределах:

$h_f' - 3 \div 5,5$ см для плит шириной 1,5 м,

4,5 \div 5,5 см для плит шириной 3 м.

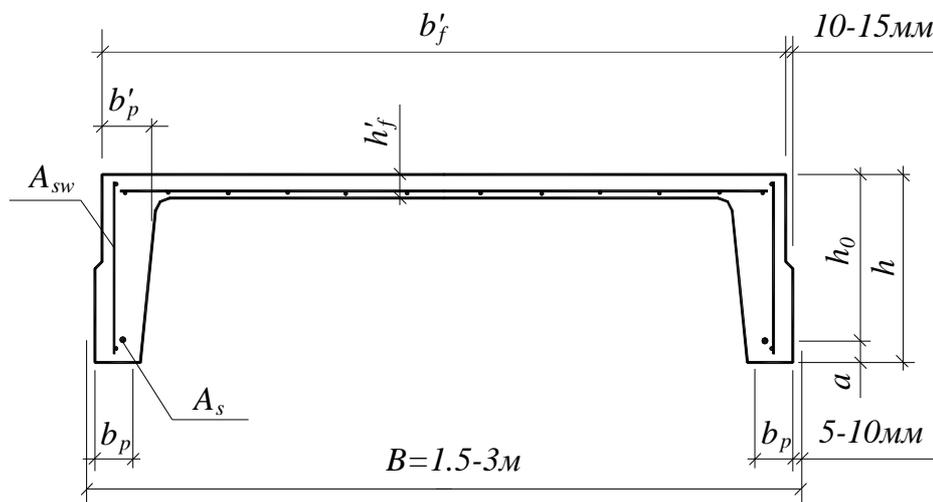


Рис. 4.2. Геометрические параметры плиты

Используя рис. А высоту продольного ребра плиты примем $h = 450$ мм, ширину ребра снизу $b_p = 80$ мм, толщину полки плиты $h_f' = 50$ мм. Предварительная толщина стенки резервуара - $\delta = 240$ мм определена по рис. 3.2.

4.2 Вычислим ширину ребра сверху зная, что уклон ребра составляет 1:10, тогда $b_p' = (h - h_f')/10 + b_p - 15 = (450 - 50)/10 + 80 - 15 = 105$ мм. Т.к. размер должен быть кратен 5 мм, то примем $b_p' = 105$ мм.

4.3 Расчетный пролет плиты определяется с учетом опирания на стенку резервуара по формуле:

$$l_0 = l_1 - 2 \cdot 0,5 \cdot b_p = 9000 - 2 \times 0,5 \times 80 = 8920 \text{ мм.} \quad (4.1)$$

Шаг 2. Определение действующих нагрузок

Для расчета по несущей способности определяется величина расчетной нагрузки, которая равна произведению нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке.

При определении нормативных и расчетных значений нагрузок необходимо руководствоваться указаниями СП “Нагрузки и воздействия” [2].

4.4 Постоянная нормативная нагрузка, действующая на покрытие резервуара, складывается из нагрузки от засыпки грунта, гидроизоляции и собственной массы железобетонных плит. Толщина засыпки и объемная масса грунта приводятся в задании.

Нагрузка от собственной массы плит покрытия принимается по каталогам типовых проектов - справочников в зависимости от выбранного типа плит покрытия при приведённой толщине 80÷100 мм или по вычисленной массе плиты:

$$P = (V_n + V_p + V_{mp}) \times \rho = (1.327 + 0.666 + 0.208) \times 25 = 55.025 \text{ кН} \quad (4.2)$$

где V_n , V_p , V_{mp} – объем бетона соответственно полки, продольных и торцевых ребер, ρ – плотность железобетона, принимаемая равной 25 кН/м^3 .

$$V_n = h'_f \times L_1 \times b'_f = 0.05 \times 9 \times 2.95 = 1.327 \text{ м}^3 \quad (4.3)$$

$$V_p = 2 \times [(b'_p + b_p) / 2] \times L_1 \times (h - h'_f) = 2 \times (0.105 + 0.80) / 2 \times 9 \times (0.45 - 0.05) = 0.666 \text{ м}^3 \quad (4.4)$$

$$V_{mp} = 2 \times (B - 2 \times (b'_p + b_p) / 2) \times (b'_p + b_p) / 2 \times (h - h'_f) = \\ = 2 \times [3.0 - 2 \times (0.105 + 0.80) / 2] \times (0.105 + 0.80) / 2 \times (0.45 - 0.05) = 0.208 \text{ м}^3, \quad (4.5)$$

где b'_p , b_p , h , h'_f - принятые геометрические параметры плиты (рис.4.2).

Нормативная нагрузка на 1 м^2 плиты от собственного веса:

$$g^n = \frac{P}{A} = \frac{P}{l_1 \times B} = \frac{55.025}{9 \times 3} = 2.038 \text{ кН / м}^2. \quad (4.6)$$

4.5 Временная нормативная нагрузка состоит из снеговой нагрузки или нагрузки от технологического оборудования.

Величина снеговой нагрузки определяется в зависимости от района строительства по весу снегового покрова, принимается по СП [2] или табл. 2 Приложения 3.

Перевод нормативных значений нагрузок в расчетные производится умножением на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , определяемый по [2].

4.6 Подсчет нагрузок на 1 м^2 покрытия производится в табличной форме (табл.5).

Таблица 5. Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 покрытия.

№ № п/п	Вид нагрузки	Норма- тивная в кН/м^2 , q^H	Коэфф. надежнос- ти γ^f	Расчетная в кН/м^2 , q^P
1.	<u>Постоянные:</u> - сборные железобетонные плиты покрытия - цементная стяжка $\delta \times \rho$ $\delta = 2,5 \text{ см. } \rho = 18 \text{ кН/м}^3$ - гидроизоляционный ковер - засыпка грунта на покрытие $\delta_1 \times \rho = 0,5 \times 15$ кН/м^3	2,038 0,45 0,15 7,5	1,1 1,3 1,3 1,15	2,242 0,585 0,195 8,625
	Итого	10,138		11,647
2.	<u>Временные:</u> - от снега	2,0	1,4	2,8
3.	<u>Полная</u>	12,138		14,447

Шаг 3. Определение усилий для расчета по 1 группе п.с.

4.7 Расчётная нагрузка на 1 погонный метр длины при ширине плиты B определяется по формуле:

$$q = q^P \cdot B = 14,447 \times 3,0 = 43,34 \text{ кН/м}, \quad (4.7)$$

где q^P – расчетная нагрузка на 1 м^2 перекрытия (табл.5);

B – ширина плиты (см. рис. 4.2).

4.8 Усилия от расчётных нагрузок (изгибающие моменты и поперечные силы) определяются как для свободно опертой балки на двух опорах (рис.4.3) по

формулам: $M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{43,34 \times 8,92^2}{8} = 419,125 \text{ кНм};$

$$Q = \frac{q \times l_0}{2} = \frac{43,34 \times 8,92}{2} = 187,95 \text{ кН}. \quad (4.8)$$

Расчетную схему плиты и эпюры усилий от расчётных нагрузок см. на рис. 2.2.

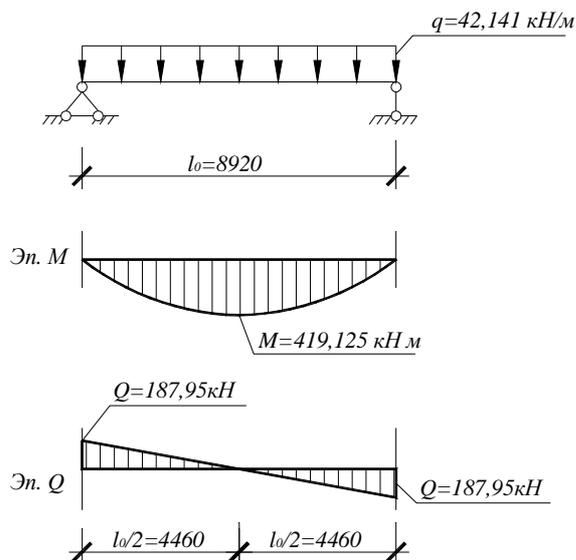


Рис. 4.3. Расчетная схема для ребра плиты

Шаг 4 .Назначение прочностных характеристик бетона и арматуры.

Ребристую предварительно напряжённую плиту армируют стержневой предварительно - напряженной арматурой класса в соответствии с заданием. Способ напряжения арматуры – механический. Бетон тяжёлый. Класс бетона принимается по заданию, и уточняется в соответствии с классом напрягаемой арматуры по табл.8 Приложения 1. Расчётные значения прочностных характеристик бетона - R_b, R_{bt} и арматуры – $R_s, R_{s,ser}, R_{sw}$ принимаем по таблицам СП [3], или Приложения 2.

4.9 Уточним соответствие класса бетона по заданию классу напрягаемой арматуры по таблице 1 Приложения 2: при классе арматуры А800 требуется класс бетона не менее В20, следовательно увеличивать класс бетона по заданию не надо.

Для сварных сеток полки и каркасов ребер плиты используется арматура класса В500, по таблице 2 Приложения 1 принимаем: $R_s = 415 \text{ МПа}, R_{sw} = 300 \text{ МПа}$.

Шаг 5. Определения параметров приведенного сечения плиты.

Расчетное сечение плиты (приведенное) – тавровое с полкой в сжатой зоне, геометрические размеры приведенного сечения см. рис.4.4. Напрягаемая арматура располагается в растянутой зоне сечения.

4.10 Расстояние до центра тяжести пакета растянутой арматуры от нижней грани элемента - a – примем 50 мм.

$$\text{Рабочая высота сечения: } h_o = h - a = 450 - 50 = 400 \text{ мм.} \quad (4.9)$$

4.11 Приведенная ширина продольных ребер плиты:

$$b = 2 [(b'_p + b_p) / 2] = 2 [(105 + 80) / 2] = 185 \text{ мм.} \quad (4.10)$$

4.12 Расчетная ширина полки $b_{f,p}'$ согласно нормам [3] принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета плиты и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h_f' \geq 0,1 \times h$ – половины расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами, и $h_f' < 0,1 \times h - 6 \times h_f'$.

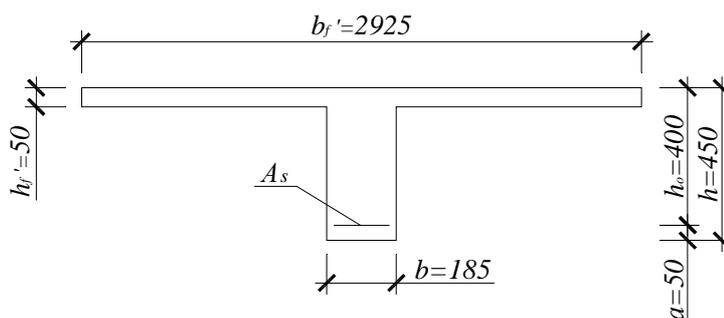


Рис.4.4 Приведенное сечение плиты

Проверим расчетную ширину полки $b_{f,p}'$, согласно [3], из условий, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более:

а) $1/6$ пролета плиты $(2950-185)/2 < 9000/6$

$$1382,5 < 1500, \text{ выполняется};$$

б) при наличии поперечных ребер или при $h_f' \geq 0,1 \times h$ – половины расстояния в свету между продольными ребрами;

$$(2950-185)/2 < (2950-2 \times 105)$$

$$1382,5 < 1370, \text{ не выполняется},$$

следовательно окончательно принимаем $b_{f,p}' = 1370 \times 2 + 185 = 2925$ мм.

4.13 Проверим сечение плиты из условия обеспечения прочности наклонной полосы бетона между трещинами:

$$Q_{max} = 187,95 \text{ кН} \leq 0,3 j_{b,1} R_b b h_0 = 0,3 * 0,78 * 22 * 185 * 400 = 380952 \text{ Н} = 380,9 \text{ (4.11)}$$

где $j_{b,1} = 1 - 0,01 \times R_b = 1 - 0,01 \times 22 = 0,78$.

Условие выполняется, следовательно можем продолжить расчет плиты, при невыполнении необходимо изменить класс бетона или геометрические размеры сечения.

Шаг 6. Определение площади предварительно напряженной арматуры в ребре плиты.

Расчет проводится для таврового сечения (приведенного).

4.14 Согласно [3], величину предварительного напряжения арматуры назначаем из условия не более:

$$s_{sp,o} = 0.8 \times R_{s,ser} \text{ или } s_{sp,o} = 0.9 \times R_{s,ser} \quad (4.12)$$

для канатной и стержневой арматуры соответственно, где $R_{s,ser}$ - расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний второй группы, определяемое по табл. 4 Приложения 1. Примем:

$$s_{sp,o} = 0,9R_{s,ser} = 0,9 \times 800 = 720 \text{ МПа}$$

4.15 При расчете плиты по прочности учитываем благоприятное влияние предварительного напряжения с учетом возможных отклонений предварительного напряжения:

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \sigma_{sp,o} = 0,9 \times 720 = 648 \text{ МПа.} \quad (4.13)$$

4.16 Определим расчетный случай таврового сечения, для чего определим момент, воспринимаемый полкой плиты по формуле [6]:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b'_f h'_f (h_o - 0,5 h_f) = 19,5 \times (1000) \times 2,925 \times 0,050 \times (0,4 - 0,5 \times 0,050) = \\ &= 1069,45 \text{ кН}\cdot\text{м} \end{aligned} \quad (4.14)$$

Т.к. $M_f = 1069,45 \text{ кН}\cdot\text{м} \geq M = 419,125 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то нейтральная ось находится в полке (первый случай расчета), в обратном случае - сжатая зона в ребре (2 случай).

4.17 Определение площади рабочей арматуры 1 случай расчета:

Согласно [3] сечение считаем как прямоугольное, шириной $b = b'_f = 2925 \text{ мм}$.

Вычисляем значение a_m :

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{419,125}{19,5 \times (1000) \times 2,925 \times 0,4^2} = 0,046 \quad (4.15)$$

Определим величину ξ :

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,0471 \text{ .} \quad (4.16)$$

Значение $x_R = 0,52$ определим по табл. 9 Приложения 1, в зависимости от соотношения $\frac{s_{sp}}{R_s} = \frac{720}{695} = 1,0359$, выполнив интерполяцию.

$$a_R = x_R (1 - 0,5x_R) = 0,42(1 - 0,5 \times 0,52) = 0,31 \text{ .} \quad (4.17)$$

Определим, требуется ли сжатая ненапрягаемая арматура по расчету, проверив условие: $a_m = 0,046 < a_R = 0,31$. Условие выполняется - сжатая ненапрягаемая арматура по расчету не требуется.

Площадь требуемого сечения напрягаемой арматуры ($мм^2$) в растянутой зоне определим по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 x}{g_{s3} R_s} = \frac{19,5 \times 2925 \times 400 \times 0,047}{1,1 \times 648} = 1133,0 \quad (4.18)$$

g_{s3} - коэффициент условий работы напрягаемой арматуры, при $x \leq x_R$

$$g_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{x}{x_R} = 1,25 - 0,25 \frac{0,046}{0,52} = 1,227 \geq 1,1$$

Т.к. условие не выполняется, то примем $g_{s3} = 1,1$.

2 случай.

Площадь сечения растянутой арматуры определяется согласно [3] или согласно блок-схеме 3.1 [6].

Значение a_m вычисляется по формуле:

$$a_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b b h_0^2}. \quad (4.19)$$

Затем определяем по формуле (1.16) величину x и площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне по формуле:

$$A_s = \frac{[x b h_0 + (b'_f - b) h'_f] R_b}{g_{s3} R_s}. \quad (4.20)$$

4.18 По полученной площади A_s из сортамента арматуры, Приложение 2 в зависимости от ее класса подбирается количество стержней (канатов), устанавливаемых в нижней растянутой зоне ребра плиты. Число стержней принимаем четное, причем в каждом ребре должно быть не более 3-х стержней (канатов не более 6), проволочную арматуру можно расположить пучками с учетом требований СП[3].

Принимаем 4 \emptyset 22 А800 с $A_{s \text{ факт}} = 1520,0 \text{ мм}^2$ для двух продольных ребер плиты (по табл. 1 Приложения 2).

Шаг 7. Расчёт прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси.

4.19. Определим длину проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента из условия:

$$c = 3h_o = 3 \times 0,4 = 1,2 \text{ м} \quad (4.21)$$

4.20 Определим поперечную силу в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры:

$$Q = Q_{\max} - qc = 187,95 - 42,14 \times 1,2 = 137,382 \text{ кН} . \quad (4.22)$$

4.21 Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

$$Q_b = Q_{b,\min} = 0,5 j_n R_{bt} b h_o = 0,5 \times 1,47 \times 1,3 \times 185 \times 400 = 70700 \text{ Н} = 70,7 \text{ кН} . \quad (4.23)$$

Коэффициент j_n учитывающий влияние продольных сил, определяется как:

$$j_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b b h} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b b h} \right)^2 = 1 + 1,6 \times \frac{689}{19,5 \times 185 \times 450} - 1,16 \times \left(\frac{689}{19,5 \times 185 \times 450} \right)^2 = 1 + 0,679 - 0,209 = 1,47 \quad (4.25)$$

где: $P = 0,7 A_{sp} s_{sp} = 0,7 \times 1520 \times 648 = 689000 \text{ Н} = 689,0 \text{ кН}$ - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне.

4.22 Проверку прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси производим из условия:

$$Q \leq Q_b \quad (4.24)$$

При соблюдении условия $Q < Q_b$ поперечная арматура устанавливается без расчета, конструктивно согласно [3] с шагом $\frac{3}{4} h_o$, но не более 500 мм. Если условие не удовлетворяется, то арматура (хомуты) устанавливается по расчету.

Так как условие $Q = 137,382 \text{ кН} < Q_b = 70,7 \text{ кН}$ не выполняется, то поперечная арматура устанавливается по расчету.

4.23 Вычислим усилие, не менее которого необходимо воспринимать поперечными стержнями на единицу длины плиты по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{2c} = \frac{66,68}{2 \times 1,2} = 27,78 \text{ кН / м}, \quad (1.25)$$

Здесь $Q_{sw} \geq Q - Q_b$ усилие, воспринимаемое поперечное арматурой.

4.24 Далее найдем требуемую площадь стержня поперечной арматуры по формуле:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \times s}{n \times R_{sw}} = \frac{27,78 \times 200}{2 \times 300} = 9,26 \text{ мм}^2, \quad (1.26)$$

где n – число срезов (количество стержней в поперечном сечении плиты),

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры срезу, определяемое по табл. 2 Приложения 1;

s - шаг поперечных стержней, согласно [3] принимается не более $0,5 h_0$, и не более 300 мм.

4.25 Примем $\varnothing 4$ В500 с площадью стержня $12,6\text{мм}^2$, с шагом на приопорных участках длиной $(1/4) \cdot l_0 = 2230\text{мм}$ $s_1 = h_0 / 2 = 400 / 2 = 200\text{ мм}$, а в средней части пролёта, с шагом $s_2 = (3/4) \cdot h_0 = (3/4) \times 400 = 300\text{ см} < 500\text{ см}$.

Шаг 8 Расчет полки плиты на местный изгиб:

При расчете верхней полки на местный изгиб она рассматривается как частично защемленная балочная плита шириной 1 м, с высотой, равной толщине полки, рис. 4.5.

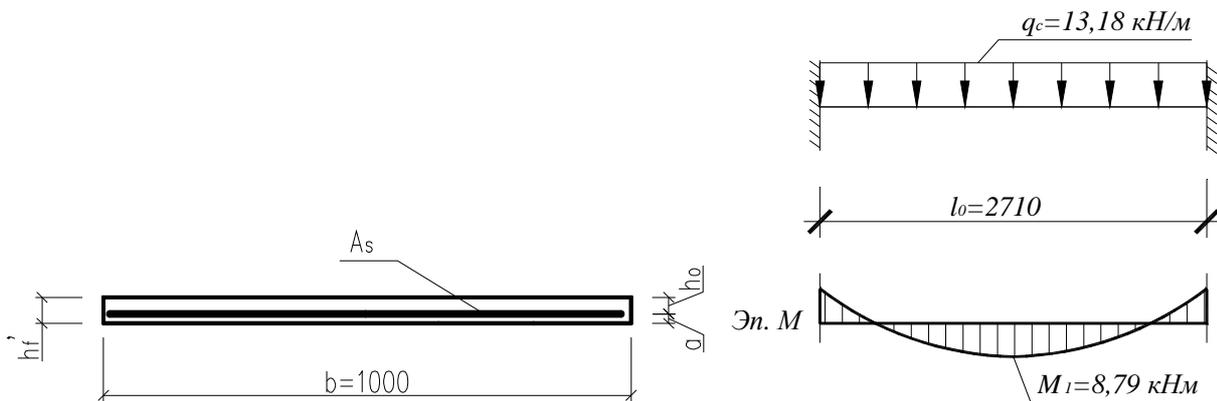


Рис. 4.5. Приведенное сечение полки плиты, расчетная схема и эпюра момента

4.26 Расчетную нагрузку на 1 п. м. полки плиты определим по формуле:

$$q_c = q_{полн.}^p - q_{пл.}^p + h'_f \times b \times r \times \gamma_f = 14,047 - 2,242 + 0,05 \times 1 \times 25 \times 1,1 = 13,18 \text{ кН/м} \quad (1.27)$$

4.27 Расчетный пролет $l_0 = b'_f - 2 \times b'_p = 2,95 - 2 \times 0,105 = 2,71\text{ м}$ – расстояние в свету между поперечными ребрами.

4.28 Расчетное значение момента в пролете в балочной плите может быть определено по формуле:

$$M_1 = \frac{q_c l_0^2}{11} = \frac{13,18 \times 2,71^2}{11} = 8,79 \text{ кН / м}, \quad (1.28)$$

4.29 По моменту как для элемента прямоугольного профиля подбирается арматура сетки, устанавливаемая в полке панели, т.е. находится α_m по формуле (4.15), определяется ξ по формуле (4.16) и площадь арматуры по формуле (4.18), где вместо коэффициента g_{s3} берется коэффициент $g_s = 1$. Расстояние до центра растянутой арматуры от нижней грани элемента – a , с учетом требуемого защитного слоя бетона - предварительно принимается 15 мм. Рабочая высота сечения полки $h_0 = 50 - 15 = 35\text{ мм}$. Ширина сечения $b = 1000\text{ мм}$.

$$a_m = \frac{8,79 * 10^6}{19,5 * 1000 * 35^2} = 0,368$$

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,368}) = 0,486 .$$

Определим, требуется ли сжатая арматура по расчету, проверив условие:

$$a_m = 0,368 < a_R = 0,376.$$

Т.к. условие выполняется, то определим площадь сечения арматуры, если нет необходимо увеличить толщину полки или изменить класс бетона, так как установка сжатой и растянутой арматуры (сетка в 2 ряда) конструктивно невозможна.

$$A_s = \frac{19,5 * 1000 * 35 * 0,486}{415} = 799,26 \text{ мм}^2$$

4.30 Подбор арматуры. Т.к. установка с учетом конструктивных требований установка более 20 стержней невозможна, узнаем необходимую минимальную площадь одного стержня: $799,26/20 = 39,96 \text{ мм}^2$, т.е. $\varnothing \geq 8 \text{ мм}$.

Принимаем $799,26/50,3 = 15,88 \approx 16$ стержней $\varnothing 8 \text{ В}500$, с площадью $A_s = 804,8 \text{ мм}^2$, что больше требуемой. Устанавливаем стержни с шагом $1000/16 = 62,5 \approx 60 \text{ мм}$.

Шаг 9 Конструирование плиты

Сборная плита армируется сварными сетками и каркасами, которые обеспечивают форму изделия и прочность полки плиты на изгиб и ребра на срез. Предварительно напряженная арматура с обычной не соединяется. Для удобства монтажа предусматриваются монтажные петли и закладные детали (опорные) для соединения со стеновой панелью (рис. 4.6,4.7).

Спецификация на плиту ПЛ 1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
		Арматурные изделия Плоский каркас К-1	2	17,13 кг
		С 1	1	211,865 кг
		С-2	12	33,744 кг
		Закладные детали		
		МП-1	4	
		Зд 1	4	
1	ГОСТ 5781-82*	Отдельные стержни #22 А80С L 8980	4	107,185 кг
		Материалы:		
		Бетон кл. В16, W4		1,94 м ³

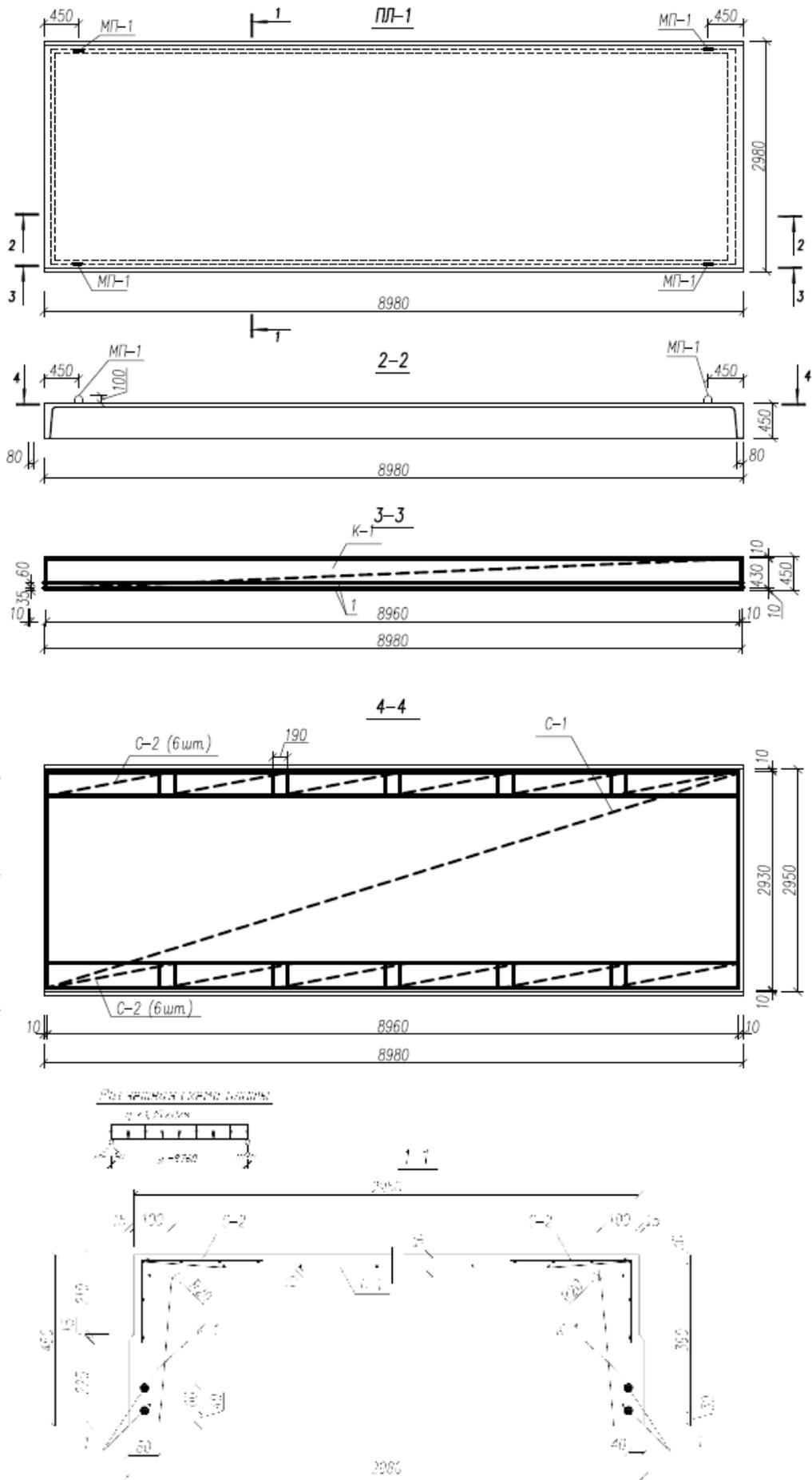
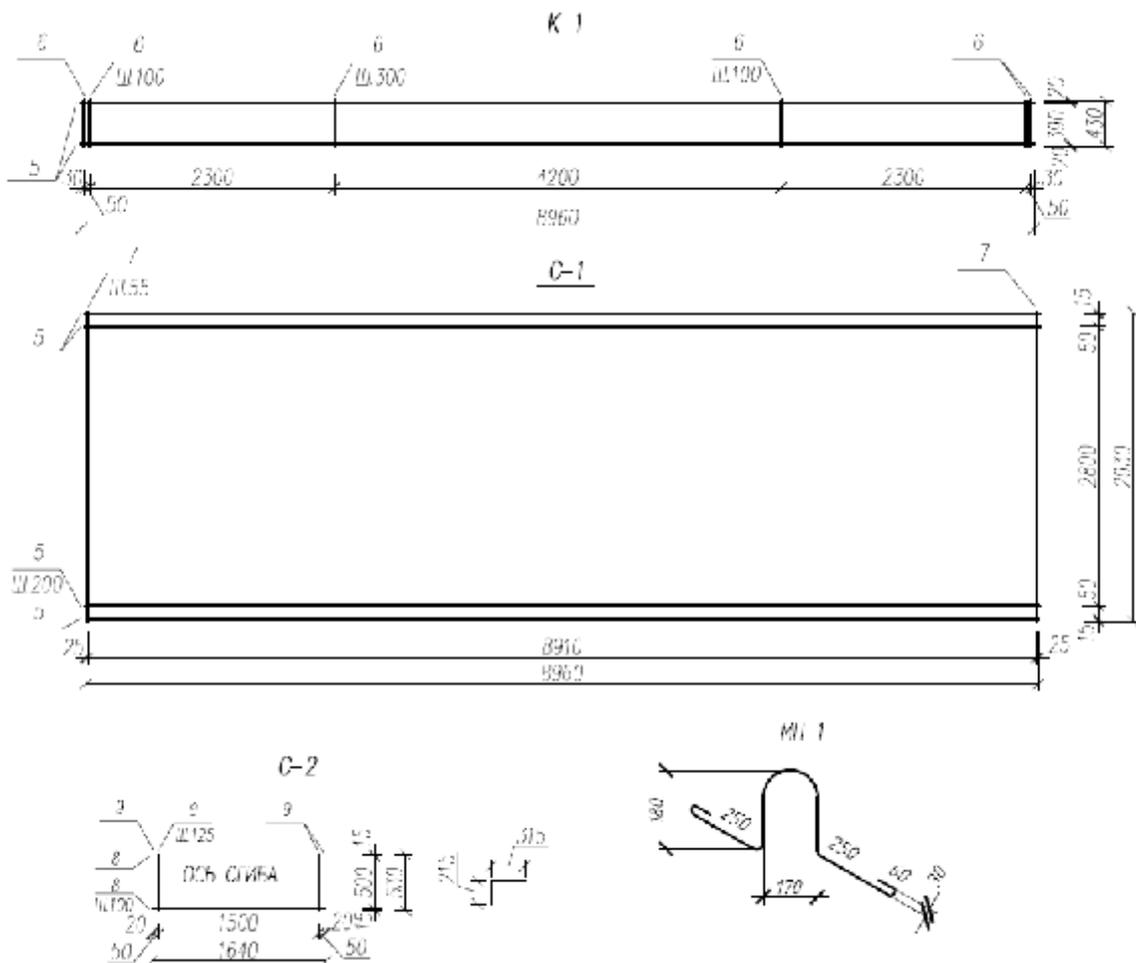


Рис.4.6 Общий вид и армирование ребристой плиты



Спецификация арматурных изделий

Поз	Поз	Наименование	Кол.	Масса дет., кг	Масса изд., кг
К 1	5	∅5 В500	1-8960	1,29	8,565
	6	∅6 А400	1-430	0,065	
С-1	5	∅5 В500	1-8960	1,29	211,855
	7	∅8 А400	1-2950	1,165	
С 2	8	∅5 В500	1-1640	0,236	2,562
	9	∅5 В500	1-530	0,076	

Рис.4.7 Арматурные изделия для ребристой плиты

4.2 . Расчет стенки резервуара

Стенка рассчитывается на изгиб от давления грунта и воды отдельно по однопролетной балочной схеме с защемлением в днище и шарнирным опиранием в уровне покрытия (рис.4.8 а, б). При незаполненном резервуаре стенка подвержена давлению грунта снаружи, при гидравлическом испытании – давлению воды изнутри при отсутствии грунта снаружи. Расчетная схема давления от воды

принимается треугольной, от давления земли – трапециoidalной. Вертикальная нагрузка на стенку от покрытия незначительна, поэтому в расчете ее не учитывают. Класс тяжелого бетона для стеновых панелей принимается не менее В20, рабочая арматура класса А400. Для расчета принимается вертикальная полоса шириной 1м.

Шаг 1. Определение давления от грунта и воды на стенку резервуара

4.31 Расчетная нагрузка от давления воды на уровне заделки в днище определяется по формуле (3.3): $p_e = \gamma_f \times r \times H = 1,1 * 9,81 * 4,8 = 52,8 \text{ кН/м}^2$,

4.32 Расчетная нагрузка от давления грунта на уровне верха стеновой панели $p_{ep,1}$ и заделки в днище $p_{ep,2}$ определяется из зависимостей:

$$\begin{aligned} p_{ep,1} &= \gamma_f \times r_{ep} (h + d_1) \times \text{tg}^2(45^\circ - j / 2) = 1,15 * 15 (0,45 + 0,5) 0,336 = 5,5; \\ p_{ep,2} &= \gamma_f \times r_{ep} (h + d_1 + H) \times \text{tg}^2(45^\circ - j / 2) = 1,15 * 15 (0,45 + 0,5 + 4,8) 0,336 = 33,327 \end{aligned} \quad (1.29)$$

Где: $\gamma_f = 1,15$ - коэффициент надежности по нагрузке для насыпных грунтов;

h – строительная высота покрытия резервуара;

d_1 - толщина засыпки;

j - угол внутреннего трения, $j \approx 30^\circ$.

Шаг 2. Определение усилий в стенке от давления грунта и воды

4.33 Изгибающие моменты от давления воды на уровне заделки стенки $M_{ов}$ и максимальный в пролете $M_{не}$ на расстоянии $x_o = 0,447 \times H = 0,447 \times 4,8 = 2,146$ м от верха стенки подсчитываются по формулам:

$$M_{ов} = -\frac{p_e H^2}{15} = -\frac{52,8 \times 4,8^2}{15} = -81,1 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (1.30)$$

$$M_{не} = \frac{p_e H^2}{33,54} = \frac{52,8 \times 4,8^2}{33,54} = 36,27 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (1.31)$$

4.34 Изгибающие моменты от давления грунта на уровне заделки стенки $M_{озр}$ и максимальный в пролете $M_{нзр}$ на расстоянии $x_o = 0,411 \times H = 0,411 \times 4,8 = 1,973$ м от верха стенки подсчитываются по формулам:

$$M_{озр} = \frac{-(p_{ep,2} - p_{ep,1}) H^2}{15} - \frac{p_{ep,1} H^2}{8} - \frac{(33,327 - 5,5) 4,8^2}{15} - \frac{5,5 \times 4,8^2}{8} = -58,58 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (1.32)$$

$$M_{нзр} = \left[\frac{(p_{ep,2} - p_{ep,1})}{10} + \frac{3 \times p_{ep,1}}{8} \right] \times H \times x_o - \frac{(p_{ep,2} - p_{ep,1})}{6 \times H} \times x_o^3 - \frac{3 \times p_{ep,1}}{2} \times x_o^2 = \quad (1.33)$$

$$= \left[\frac{(33,327 - 5,5)}{10} + \frac{3 \times 5,5}{8} \right] \times 4,8 \times 1,973 - \frac{(33,327 - 5,5)}{6 \times 4,8} \times 1,973^3 - \frac{3 \times 5,5}{2} \times 1,973^2 = 6,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

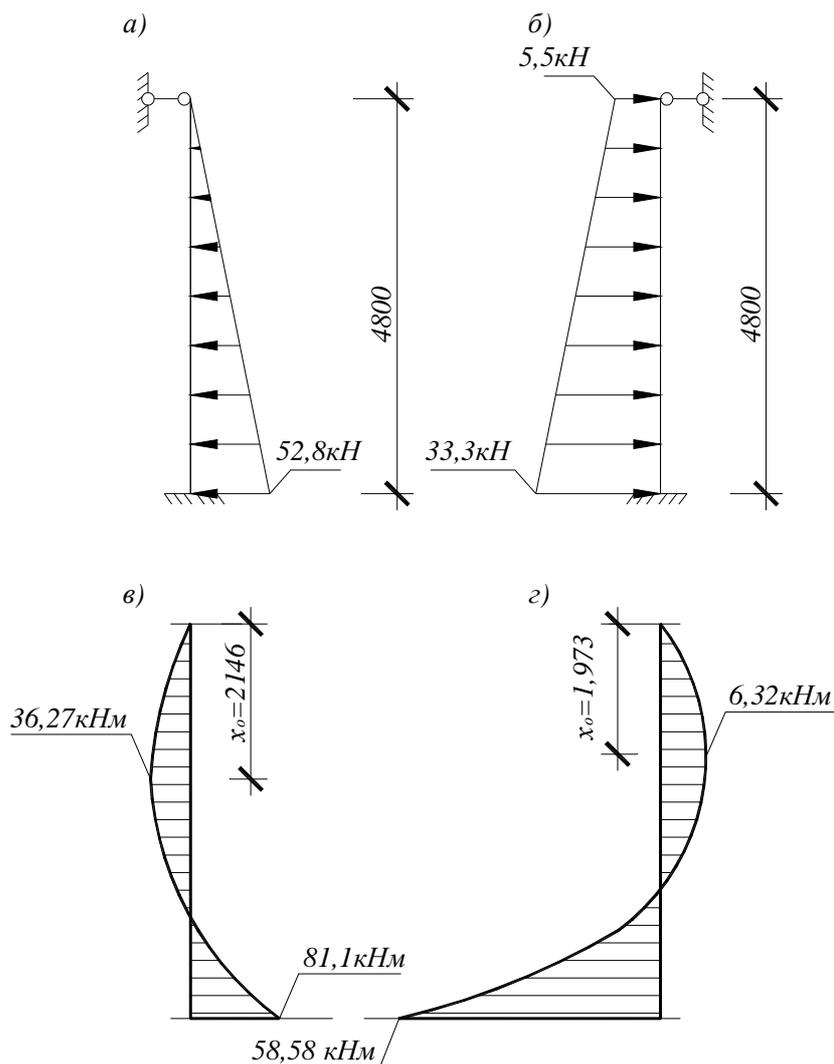


Рис.4.8 Расчетные схемы и эпюры моментов в стенке резервуара:

- а) Расчетная схема давления от воды на стенку резервуара;
- б) Расчетная схема давления грунта на стенку резервуара;
- в) Эпюра моментов от давления воды;
- г) Эпюра моментов от давления грунта.

Шаг 3. Определение геометрии стеновой панели.

4.35 По максимальному из полученных опорных моментов ($M_{ов}$ или $M_{огр}$) определяется рабочая высота поперечного сечения стенки резервуара:

$$h_o = 2,5 \sqrt{\frac{M}{R_b b}}, = 2,5 \sqrt{\frac{81,1 \times 10^6}{11,5 \cdot \times 1000}} = 210 \text{ мм} \quad (1.34)$$

Тогда $h = h_0 + a_s = 21,0 + 2,5 = 23,5 \approx 24$ см, где a_s – расстояние от растянутой грани до центра тяжести арматуры, принимается с учетом требований по защите от коррозии.

Принимаем толщину стенки $h = 24$ см, тогда $h_0 = 24 - 2,5 = 21,5$ см. Рекомендованы значения толщины близкие к зависимости предлагаемой на рис. 3.2

4.36 Для обеспечения жесткой заделки в днище, к исходной высоте панели добавим не менее 1,5 толщины стенки и тогда общая высота стеновой панели составит 5,2 м.

Шаг 4. Определение площади требуемой рабочей арматуры.

4.37 Для всех четырех моментов подбирается площадь вертикальной арматуры стенки резервуара как для элементов прямоугольного профиля при заданной высоте h_0 , то есть вычисляется значение a_m , x и A_s по формулам (4.15), (4.16) и (4.18) соответственно, результаты можно оформить в виде таблицы 6.

Таблица 6 Определение площади необходимой вертикальной арматуры, мм²

Вид нагрузки и зона	$a_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$	$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m})$	$A_s = \frac{R_b b h_0 x}{R_s}$
<u>От давления воды:</u>			
на уровне заделки панели в днище	0,152	0,165	1149,0
в пролете	0,068	0,070	487
<u>От давления грунта:</u>			
на уровне заделки панели в днище	0,11	0,116	807
в пролете	0,012	0,012	83

Шаг 4. Определение площади рабочей арматуры

4.38 Арматура на действие усилий от давления воды и грунта в пролете (основные сетки):

- от давления грунта устанавливаем сетку на внутренней поверхности стенки арматура 5 \emptyset 6 А400, шаг 200 мм, $A_{s,факт} = 141$ мм²;

- от давления воды устанавливаем сетку на наружной поверхности стенки арматура 5 \emptyset 12 А400, шаг 200 мм, $A_{s,факт} = 565$ мм²

4.40 Арматура на действие опорных моментов (дополнительная сетка) подбирается площадью, равной разности площадей расчётной (см. табл.6) на уровне заделки от давления воды (или грунта) и фактической основной сетки от давления грунта (или воды):

-на внутренней поверхности стены $807 - 565 = 242 \text{ мм}^2$, чему соответствует арматура 9 $\varnothing 6$ A400, шаг 110 мм, $A_{s,факт} = 254 \text{ см}^2$;

-на наружной поверхности стены $1149 - 141 = 1008 \text{ мм}^2$, чему соответствует арматура 9 $\varnothing 12$ A400 шаг 110 мм, $A_{s,факт} = 1018 \text{ мм}^2$.

4.41 Горизонтальные стержни $\varnothing 6$ A400 ставим конструктивно с шагом 250 мм.

Шаг 5. Конструирование стенки.

Пример конструирования сборной стеновой панели показан на рис.4.9. Армирование выполняется двойными сетками, располагаемыми на внутренней и наружной поверхностях стенки: основными и дополнительными. Основную сетку устанавливаем на всю высоту, а дополнительную - на высоту $0,4 \times H = 0,4 \times 5,2 = 2,08$ м от низа панели (см. рис. 4.9). Верхний участок (опорный для плит), армируют отдельной сеткой. В торцах панели для ее монтажа с другими элементами стенки предусматривают выпуски длиной не менее 400 мм (с учетом заделки) из арматуры $\varnothing 10$ A240, с шагом 500 мм по высоте панели. Для удобства монтажа предусматриваются монтажные петли и закладные детали (опорные) для соединения с плитой покрытия.

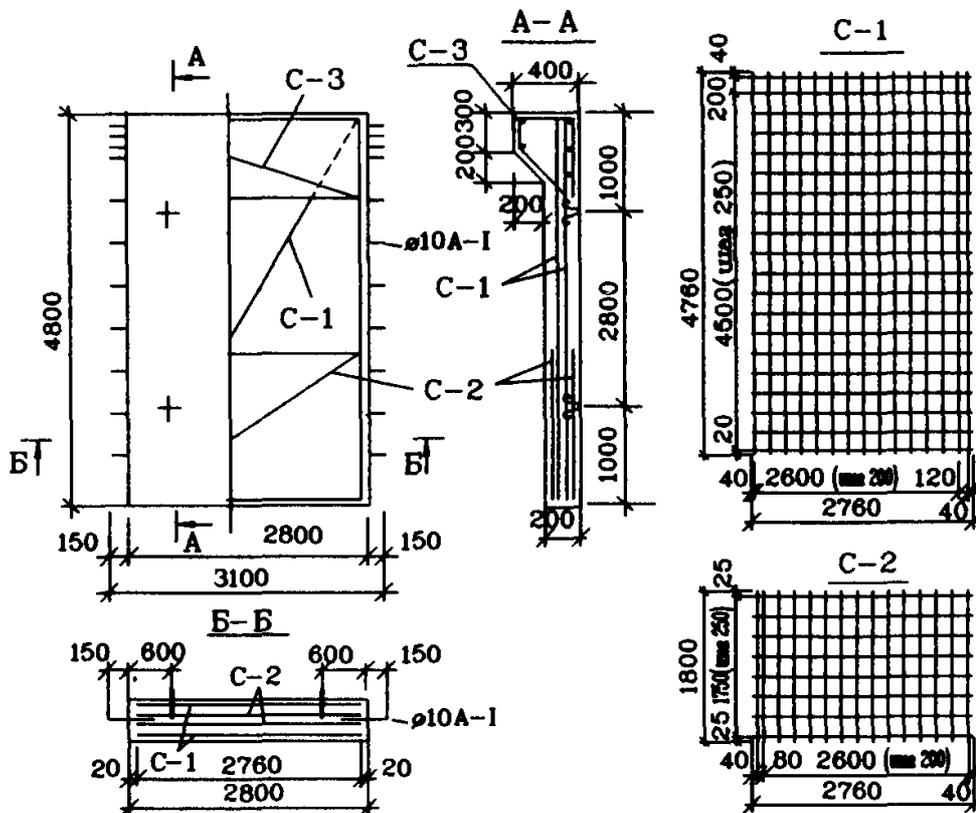


Рис.4.9 Конструирование сборной стеновой панели.

Таблица 7 Исходные данные для проектирования плиты и стенки
прямоугольного резервуара

№№ вари- антов задач	Пролет плиты, м	Плотность грунта за- сыпки $\gamma_{гр}$, кН/м ³	Толщина засыпки, м	Снего- вой рай- он	Высота стенки H , м	Класс напрягае- мой арматуры	Класс бетона
1	2	4			5	5	6
1	9,0	15	0,3	1	3,0	A540	B 25
2	10,5	16	0,4	2	3,6	A600	B 25
3	12,0	17	0,5	3	4,2	A800	B 30
4	6,0	15	0,6	4	4,8	A1000	B 30
5	7,5	18	0,7	5	5,4	Bp1400	B 40
6	9,0	19	0,8	6	6,0	Bp1300	B 40
7	10,5	15	0,9	1	3,0	Bp1200	B 35
8	12,0	16	1,0	2	3,6	Bp1500	B 25
9	6,0	17	1,2	3	4,2	K1400	B 25
10	7,5	18	1,1	4	4,8	K1500	B 35
11	9,0	19	1,0	5	5,4	Bp1500	B 25
12	10,5	15	0,9	6	6,0	K1400	B 25
13	12,0	16	0,8	1	3	K1500	B 40
14	6,0	17	0,7	2	3,6	A540	B 40
15	7,5	18	0,6	3	4,2	A600	B 30
16	9,0	14	0,5	4	4,8	A800	B 30
17	10,5	19	0,4	5	5,4	A1000	B 25
18	12,0	15	0,3	6	6,0	Bp1400	B 25
19	6,0	16	0,9	1	3	A540	B 25
20	7,5	17	1,0	2	3,6	A600	B 40

Список литературы

1. Проектирование железобетонных резервуаров/ В.А. Яров, О.П. Медведева: Учебник для вузов - М.: Изд-во АСВ, 1997. – 160 с.
2. СП 20.13330.2011 (СНиП 2.01.07-85*) Нагрузки и воздействия. Госстрой России.- М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 44 с.
3. СП 63.13330.2012. (СНиП 52-01-2003) Бетонные и железобетонные конструкции. основные положения. «НИИЖБ» Госстроя России. 2013.
4. СНиП 2.03.11-85*Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция
5. Железобетонные и каменные конструкции /В. М Бондаренко, Р.О. Бакиров и др.– 2-е изд.– М.: Высш. шк., 2008. – 436 с.
6. Соколов Б.С. Никитин Г.П. Седов А.Н. Примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций по СП 52-101-2003. Учебное пособие. – Казань: КГА-СУ, 2009г. – 96с.
7. Бойков В.Н., Стронгин С.Г. Строительные конструкции: Учебник для вузов.-2-е изд., перераб. - М.: Стройиздат,1980.-364с., ил.

Таблица 1

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы.

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа при классе бетона по прочности на сжатие							
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
Сжатие осевое, R_b	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5
Растяжение осевое, R_{bt}	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60

Таблица 2

Расчетные значения сопротивления ненапрягаемой арматуры
для предельных состояний первой группы

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию, R_{sc}
	продольной, R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), R_{sw}	
A240	210	170	210
A400	350	280	350
A500	435	300	435
B500	435	300	415

Таблица 3

Значения коэффициентов ξ_R и α_R в зависимости от класса продольной арматуры

Класс арматуры	A240	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,390	0,372	0,376

Таблица 4

Расчетные значения сопротивления напрягаемой арматуры растяжению

Арматура классов	Номинальный диаметр, мм	Предельные состояния первой группы, МПа	Предельные состояния второй группы, МПа
A600	10-40	520	600
A800	10-32	695	800
A1000	10-32	870	1000
Vp500	3,4,5	415	500
Vp1200	8	1050	1200
Vp1300	7	1130	1300
Vp1400	4; 5; 6	1215	1400
Vp1500	3	1300	1500
Vp1600	3,4,5	1390	1600
K1400(K-7)	15	1215	1400
K1500 (K-7)	6-18	1300	1500
K1600 (K-19)	6; 9; 11,12, 15	1390	1600
K1700 (K-19)	6; 9	1475	1700

Таблица 5

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы.

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ МПа при классе бетона по прочности на сжатие							
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45
Сжатие осевое $R_{b,n}$ $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0
Растяжение $R_{bt,n}$ $R_{bt,ser}$	0,85	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25

Таблица 6

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^3$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Значение модуля упругости арматуры всех видов, кроме канатной, принимается равным $E_s = 200000$ МПа, а для канатной арматуры - $E_s = 195000$ МПа (1800000 кгс/см²).

Таблица 7

Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
выше 75 (повышенная)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75 (нормальная)	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
ниже 40 (пониженная)	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Таблица 8

Минимальные классы бетона, в котором может быть расположена напрягаемая арматура без анкеров

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Арматура классов: A540-A800	B20
A1000	B30
Арматура классов: Bp1200, Bp1300	B30
Bp1400, Bp1500	B20
K1400, K1500, K1600, K1700	B30

Таблица 9

Значения ζ_R для различных классов напрягаемой арматуры

σ_{sp}/R_s	Значения ζ_R при растянутой арматуре классов					
	A540	A600	A800	A1000	Bp1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,65	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,57	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,42	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,39	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,36	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,33	0,30

Сортамент арматуры

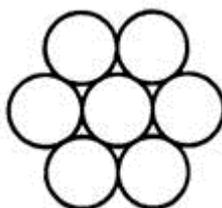
Номин. диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теор. масса 1м длины армат., кг	Диаметр арматуры классов	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240, A400, A500	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	-

Примечания:

1. Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

**Сортамент канатной арматуры (КАНАТЫ СТАЛЬНЫЕ АРМАТУРНЫЕ СЕ-
МИПРОВОЛОЧНЫЕ СТАБИЛИЗИРОВАННЫЕ ГОСТ Р53772-2010)**

Номинальный диаметр каната d , мм	Предельное отклонение от номинального диаметра каната *, %	Номинальная площадь поперечного сечения каната F_H , мм ²	Номинальная масса одного погонного метра каната M , г/м	Предельное отклонение массы одного погонного метра от номинальной массы, %
Канаты из круглой проволоки и проволоки периодического профиля - типы К7 и К7Т				
6,9	+0,3	29,0	226,5	±2
9,0		50,0	390,5	
9,3		52,0	406,1	
9,6	-0,15	55,0	429,6	
11,0		71,8	660,9	
12,5		93,0	726,3	
12,7	+0,4	98,7	775,0	
12,9		100,0	781,0	
15,2		139,0	1086,0	
15,7	-0,2	150,0	1172,0	
18,0		200,0	1562,0	
Канаты из круглой гладкой проволоки, пластически обжатые, - тип К7О				
12,7	+0,4	112,0	874,7	±2
15,2	-0,2	165,0	1289,0	



Канаты изготавливают из:

- круглой гладкой проволоки - тип К7;
- проволоки периодического профиля - тип К7Т;
- круглой гладкой проволоки, пластически обжатые, - тип К7О

Значения коэффициентов η_1 и η_2

$\varphi = m \cdot y$	η_1	η_2	$\varphi = m \cdot y$	η_1	η_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	0,0019
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			

Таблица 2

Коэффициенты надежности по нагрузке

Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке γ_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 тс/м ²)) давление воды при гидравлическом испытании нагрузка на покрытия и обваловке, включая временную и снеговую, но не более 2,5 МПа (0,25 тс/м ²) вакуум при опорожнении закрытых емкостей по фактическим данным, но не более 0,1 МПа (100 кгс/м ²)	1,3 1 1,2 1,1

Таблица 3

Требования к ж/б конструкциям при воздействии агрессивных жидких сред [4]

Группа арматурной стали	Класс арматуры ¹⁾	Категория требований к трещиностойкости и предельно допустимая ширина непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин, мм, ²⁾ в среде			Минимальное значение толщины защитного слоя бетона ³⁾ , мм (над чертой), и марка бетона по водонепроницаемости ⁴⁾ (под чертой) в среде		
		слабо-агрессивной	средне-агрессивной	сильно-агрессивной	слабо-агрессивной	средне-агрессивной	сильно-агрессивной
Конструкции без предварительного напряжения							
I	A240, A400, A500, A600 B _p 500 B500	$\frac{3}{0,20}$ (0,15)	$\frac{3^5)}{0,15}$ (0,10)	$\frac{3^5)}{0,10}$ (0,05)	$\frac{20}{W4}$	$\frac{20}{W6}$	$\frac{25}{W8}$
Конструкции с предварительным напряжением							
II	A600, A800 ⁶⁾ , A1000 ⁶⁾ B _p 1200 ⁷⁾ B _p 1300 ⁷⁾ , B _p 1400 ⁷⁾ , B _p 1500 ⁷⁾ , B _p 1600 ⁷⁾ K 1400 (K7), K 1500 (K7), K 1600 K 1700	$\frac{2}{0,15}$ (0,10)	$\frac{1}{-}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{25}{W6}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$
		$\frac{2}{0,15}$ (0,10)	$\frac{1}{-}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{25}{W6}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$
		$\frac{2}{0,10}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{1}{-}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$	$\frac{25}{W8}$
III	Арматура композитная полимерная	Ширина раскрытия трещин, минимальная толщина защитного слоя и марка бетона по водонепроницаемости не нормируются					

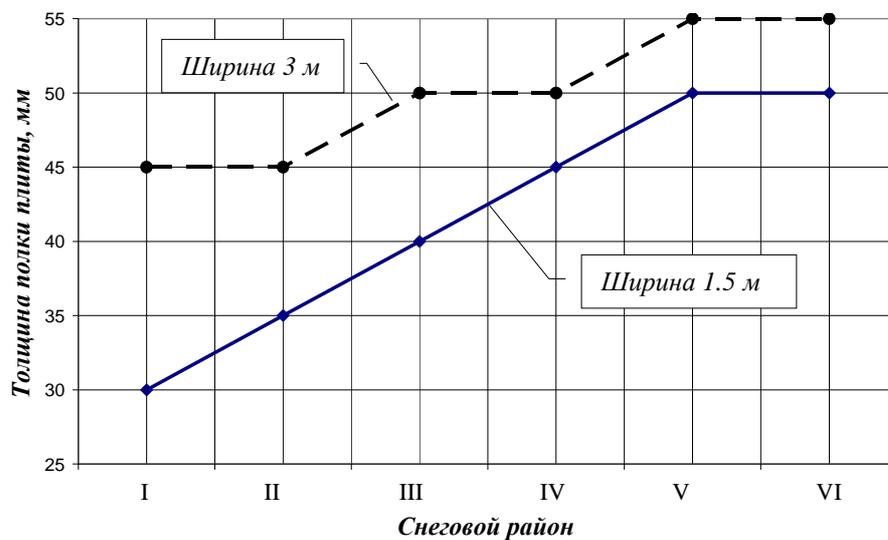
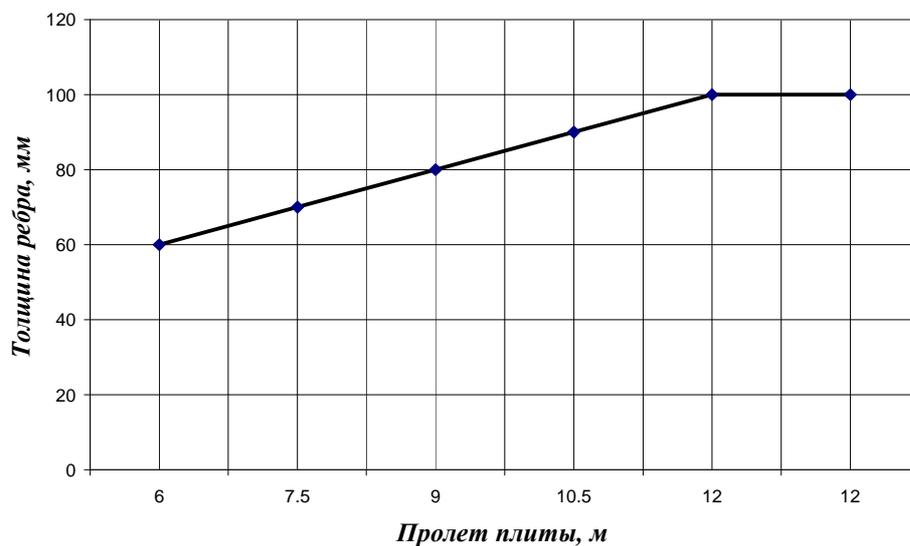
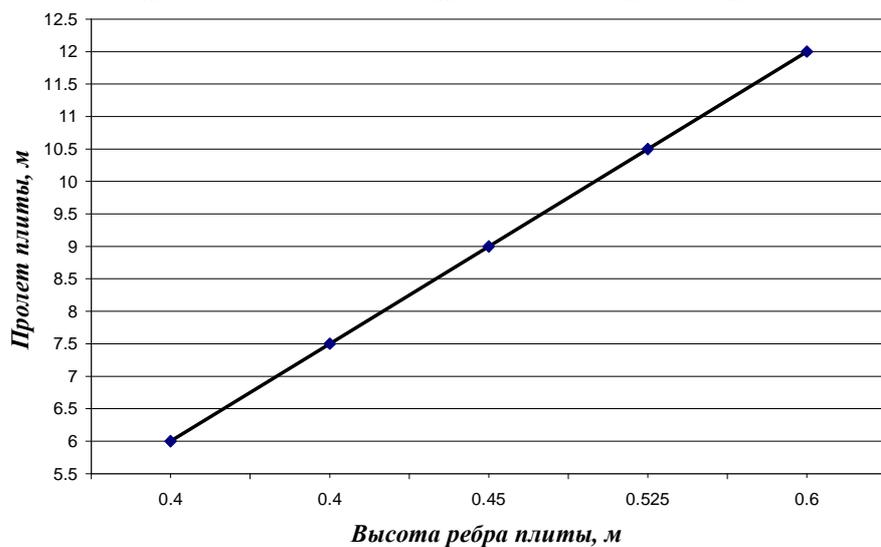
1) Обозначения классов арматуры приняты в соответствии с [СП 63.13330](#). Классы арматуры, методы ее изготовления и эксплуатационные характеристики принимаются в соответствии с нормативными документами.

2) Над чертой - категория требований к трещиностойкости; под чертой - допустимая ширина непродолжительного и продолжительного (в скобках) раскрытия трещин.

3) Значение толщины защитного слоя для сборных железобетонных конструкций, для монолитных конструкций его следует увеличивать на 5 мм.

4) Марки бетона по водонепроницаемости для средне- и высокоагрессивных сред даны для условия наличия изоляционных покрытий. При отсутствии покрытий марки бетона по водонепроницаемости должны быть увеличены и назначаются в каждом конкретном случае

Рис.А К определению геометрических параметров плиты.



РАСЧЕТ СПЕЦИАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Методические указания к практическим занятиям по дисциплине “Строительные конструкции” для студентов по направлению подготовки 08.03.01 "Строительство"

Составитель: Фабричная К.А.

Редактор _____

Редакционно-издательский отдел

Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Лицензия _____

Подписано к печати « » 2018 г.

Формат 60x84/16

Печать RISO

Объем п.л.

Заказ №_____

Тираж 100 экз.

Отпечатано в полиграфическом секторе Издательства КГАСУ

420043, Казань, ул. Зеленая, д.1