

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ РФ  
КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

**РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
ПРЯМОУГОЛЬНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО  
РЕЗЕРВУАРА ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ВОДЫ**

Методические указания по выполнению  
курсового проекта  
Для студентов специальности 270800 «Строительство»  
Профиль: «Водоснабжение и водоотведение»

Казань 2014

Составители: Миронова Ю.В.  
Латыпов Р.Р.  
Фабричная К.А.

*УДК 624.012.1/4*

*ББК 38.51/53*

Расчёт и конструирование прямоугольного железобетонного резервуара для хранения воды. Методические указания по выполнению курсового проекта для студентов специальности 270800 (профиль «Водоснабжение и водоотведение») по дисциплине «Строительные конструкции и механизация строительства»/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составители Ю.В. Миронова, Р.Р. Латыпов, К.А. Фабричная. Казань, 2014. – 55с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета КГАСУ

Методические указания содержат рекомендации и численные примеры по расчёту несущих конструкций железобетонного резервуара для хранения воды и предназначены для выполнения курсового проекта по дисциплине «Строительные конструкции и механизация строительства» для специальности 270800 (Водоснабжение и водоотведение), а также могут быть использованы при выполнении дипломных проектов.

*Рецензент:*

Рассмотрена и утверждена на заседании кафедры железобетонных и каменных конструкций КГАСУ (протокол № \_\_\_\_ от “\_\_” \_\_\_\_\_ 2014г.)

Илл. 26; табл. 14.

© Миронова Ю.В.,  
Латыпов Р.Р.,

Фабричная К.А., 2010.

© Казанский государственный  
архитектурно-строительный  
университет, 2014.

## **ВВЕДЕНИЕ**

Основными задачами курсового проекта являются:

1. закрепление расчетно-теоретического материала, полученного на лекциях;
2. отработка практических навыков расчета железобетонных конструкций;
3. ознакомление студента с практикой проектирования железобетонных конструкций и приемами изображения принятых конструктивных решений на чертежах.

В соответствии с этими требованиями предлагается разработать конструкции подземного прямоугольного железобетонного резервуара малого объема для хранения воды.

В работе необходимо выполнить:

1. расчет и конструирование плиты покрытия с предварительно напряженной арматурой;
2. расчет и конструирование сборной железобетонной панели стенки резервуара;
3. расчёт фундамента под стенку резервуара.

Расчет элементов конструкций резервуара производится по несущей способности (первая группа предельных состояний).

### **1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ РЕЗЕРВУАРА ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

Исходные данные для выполнения проекта приведены в таблице 1.1 и принимаются в соответствии с полученным у преподавателя шифром, состоящего из трёх цифр. Каждая цифра содержит информацию по нескольким параметрам. Недостающие данные принимаются в соответствии с требованиями норм на проектирование.

#### **1.1. Общие указания по компоновке**

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 ( $l_j$ ), высота стеновой панели ( $H$ ) и толщина засыпки ( $\delta_j$ ) 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) или 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.

Таблица 1.1.

Исходные данные для проектирования

| Расчётные<br>Параметры                              | Первая цифра шифра |      |      |       |        |       |
|---|--------------------|------|------|-------|--------|-------|
|   | 1                  | 2    | 3    | 4     | 5      | 6     |
| Длина плиты, $l_j$ , м                              | 6                  | 7,5  | 9    | 10,5  | 12     | 12    |
| Высота стенки, $H$ , м                              | 6                  | 5,4  | 4,8  | 4,2   | 3,6    | 3,0   |
| Класс напрягаемой<br>арматуры                       | A540               | A600 | A800 | A1000 | Bp1400 | K1500 |
| Класс ненапрягаемой<br>арматуры                     | A240               | A300 | A400 | A400  | A300   | A240  |
|   | Вторая цифра шифра |      |      |       |        |       |
| Район строительства<br>по весу снегового<br>покрова | I                  | II   | III  | IV    | V      | VI    |
| Класс бетона  | B20                | B25  | B30  | B35   | B40    | B45   |
|   | Третья цифра шифра |      |      |       |        |       |
| Толщина засыпки, см                                 | 30                 | 40   | 50   | 30    | 40     | 50    |
| Плотность грунта, $r_{зр}$ ,<br>$кН/м^2$            | 17                 | 16   | 15   | 14    | 13     | 12    |

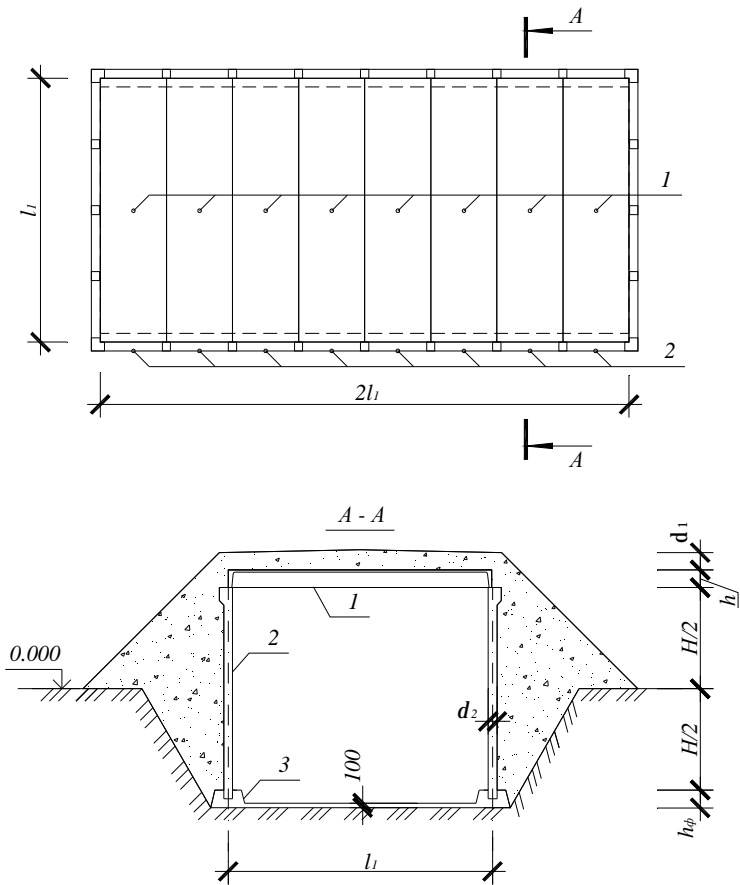


Рис. 1.1. Основные геометрические параметры резервуара.  
 1 - плита покрытия; 2 - стеновая панель; 3 - фундамент.

## 1.2. Расчет плиты покрытия резервуара

Расчет производится в следующей последовательности:

1. назначение геометрических размеров плиты;
2. подсчет действующих нагрузок;
3. определение усилий: моментов -  $M$  и перерезывающих сил -  $Q$  от расчетных нагрузок;
4. назначение прочностных характеристик бетона и арматуры;
5. проверка прочности плиты из условия восприятия главных сжимающих напряжений;
6. расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси;
7. расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси;
8. расчет полки плиты на местный изгиб.

### 1.2.1. Назначение геометрических размеров плиты.

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

$$h - 1/15 \div 1/20 \times l_1, \text{ (рис. 1.3),}$$

$$b_p - 6 \div 10 \text{ см (рис. 1.4).}$$

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

$$h_f' - 3 \div 5,5 \text{ см для плит шириной 1,5 м (рис. 1.5 а),}$$

$$4,5 \div 5,5 \text{ см для плит шириной 3 м (рис. 1.5 б).}$$

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

$$l_o = l_1 - \frac{2 \times b_p}{2} \quad (1.1)$$

Толщина стенки резервуара предварительно принимается в зависимости от ее высоты,  $d_2 = 14 \div 32 \text{ см}$  (рис. 1.6).

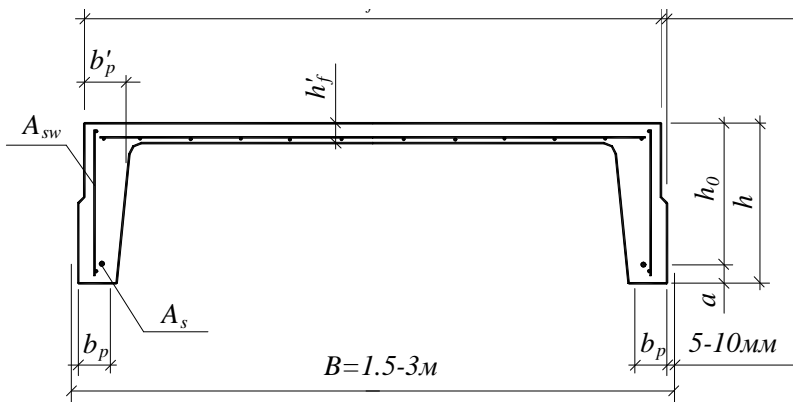


Рис.1.2 Геометрические параметры плиты.

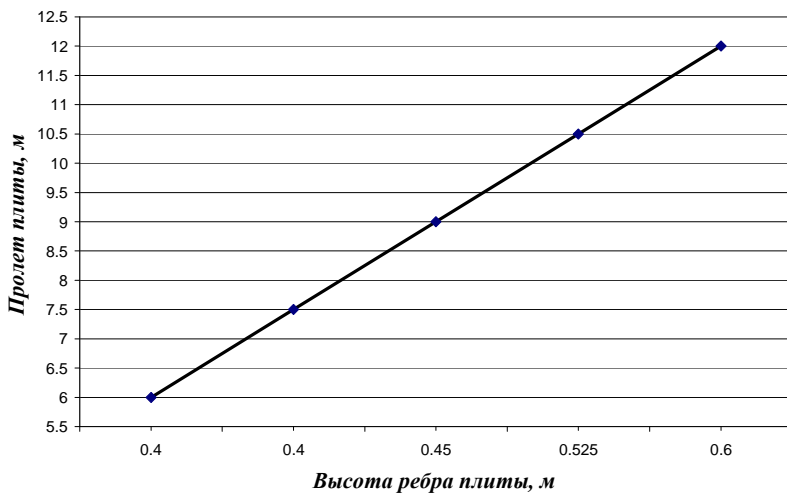


Рис.1.3 Определение предварительного значения высоты ребра плиты ( $h$ ).

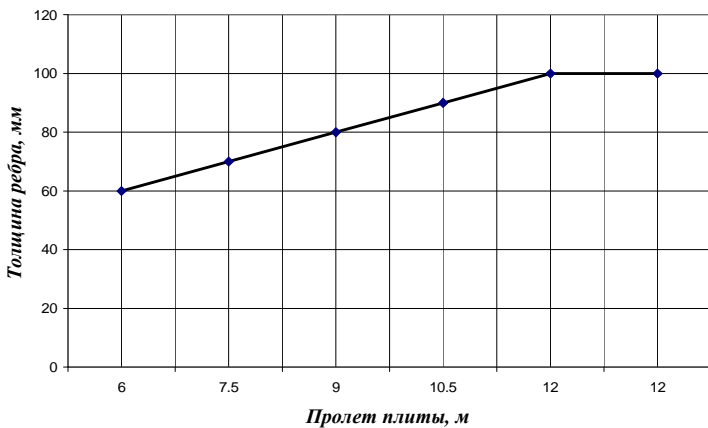


Рис.1.4 Определение предварительного значения толщины ребра плиты внизу ( $b_p$ ).

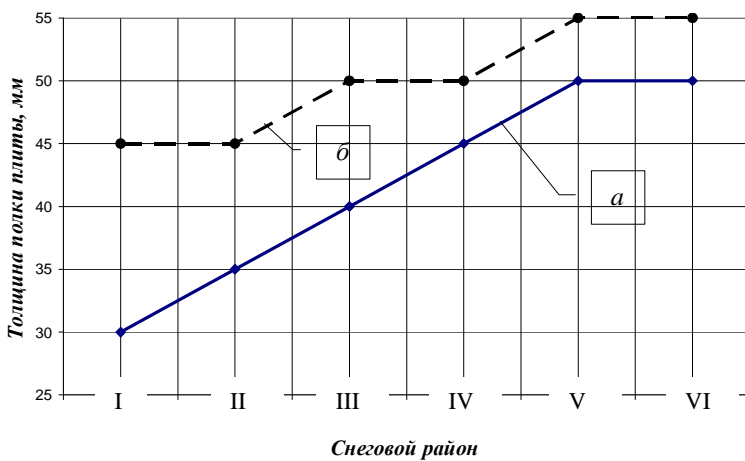


Рис.1.5 Определение предварительного значения толщины полки плиты ( $h_f'$ ): а - при ширине плиты 1,5 м, б - при ширине плиты 3,0 м.



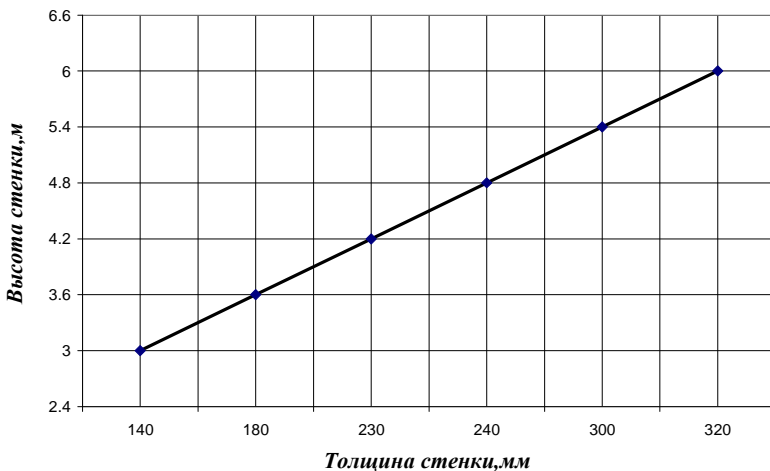


Рис.1.6 Определение предварительного значения толщины ( $\delta_2$ ) стеновой панели.

### 1.2.2. Подсчет 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 СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3].

**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:

$$P = (V_n + V_p + V_{mp}) \times \rho \quad (1.2)$$

где  $V_n$ ,  $V_p$ ,  $V_{mp}$  – объем бетона соответственно полки, продольных и торцевых ребер, определенный по формулам (1.3 - 1.5),  
 $\rho$  – плотность железобетона, принимаемая равной  $25 \text{ кН/м}^3$ .

$$V_n = h'_f \times L_l \times b'_f; \quad (1.3)$$

$$V_p = 2 \times [(b'_p + b_p) / 2] \times L_l \times (h - h'_f) \quad (1.4)$$

$$V_{mp} = 2 \times (B - 2 \times (b'_p + b_p) / 2) \times (b'_p + b_p) / 2 \times (h - h'_f), \quad (1.5)$$

где  $b'_p$ ,  $b_p$ ,  $h$ ,  $h'_f$  - принятые геометрические параметры плиты (рис.1.2).

Нормативная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  плиты от собственного веса:

$$g'' = \frac{P}{A} = \frac{P}{l_1 \times B}. \quad (1.6)$$

**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 СНиП 2.01.07-85\* [ 3 ] или табл. 1 Приложения 1.

Перевод нормативных значений нагрузок в расчетные производится умножением на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , определяемый по табл.1 СНиП 2.01.07-85\* [ 3 ].

Подсчет нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  покрытия производится в табличной форме (табл.1.2).

### 1.2.2. Определение усилий от расчетных нагрузок.

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

$$q = q^p \cdot B, \quad (1.7)$$

где  $q^p$  – расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия (табл.1.2);

$B$  – ширина плиты (см. рис. 1.2).

Усилия от расчётных нагрузок (изгибающие моменты и поперечные силы) определяются как для свободно опертой балки на двух опорах (рис.1.7.) по формулам:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8};$$

$$Q = \frac{q \times l_0}{2}, \quad (1.8)$$

Таблица 1.2.  
 Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия

| №№<br>п/п | Вид нагрузки   | Нормативная, кН/м <sup>2</sup><br>$q^H$ | Коэфф. надежности по нагрузке | Расчетная, кН/м <sup>2</sup> ,<br>$q^P$ |
|-----------|--|---|-------------------------------|---|
| 1.        | <u>Постоянные:</u><br>- сборные ж/б плиты покрытия<br>- цементная стяжка<br>- гидроизоляционный ковер<br>- засыпка грунта на покрытие<br>Итого |   |                               |   |
| 2.        | <u>Временные:</u><br>- снег  |   |                               |   |
| 3.        | <u>Полная</u>  |   |                               |   |

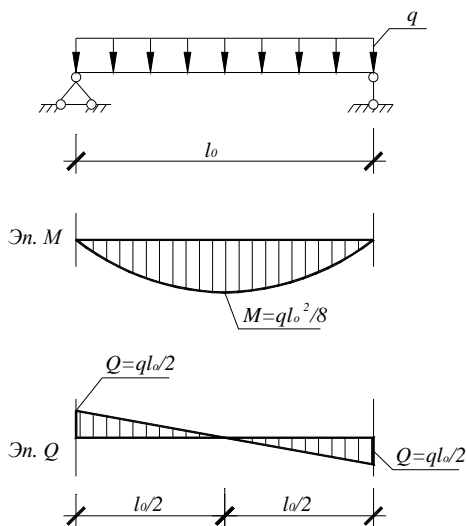


Рис.1.7. Расчетная схема плиты, эпюры усилий.

### 1.2.3. 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.1 Приложения 2. Расчётные значения прочностных характеристик бетона -  $R_b, R_{bt}$  и арматуры –  $R_s, R_{s\ ser}, R_{sw}$  принимаем по таблицам СП 52-101-2003 [ 1 ], СП 52-102-2004 [ 2 ] или Приложения 2.

### 1.2.4. Определение параметров приведенного сечения плиты.

Расчетное сечение плиты (приведенное) – тавровое с полкой в сжатой зоне, геометрические параметры приведены на рис. 1.8. Напрягаемая арматура располагается в растянутой зоне сечения. Расстояние до центра тяжести пакета растянутой арматуры до нижней грани элемента -  $a$  - предварительно принимаем 40 - 50 мм, с учетом защитного слоя бетона, согласно требованиям п. 5.7 [ 5 ].

Рабочая высота сечения вычисляется по формуле:

$$h_0 = h - a \quad (1.9)$$

Приведенная ширина продольных ребер плиты определяется

как:

$$b = 2 [ (b'_p + b_p) / 2 ] \quad (1.10)$$

Расчетная ширина полки  $b_f, p'$  согласно нормам [1] 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  $h_f' < 0,1 \times h - 6 \times h_f'$ .

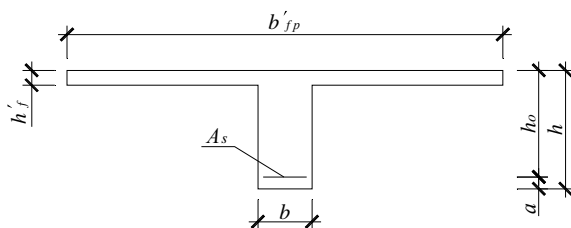


Рис.1.8 Приведенное сечение плиты

### 1.2.5. Проверка прочности плиты из условия восприятия главных сжимающих напряжений.

Проверка прочности плиты из условия восприятия главных сжимающих напряжений производится по пунктам [5], блок-схеме 4.1[8] или формуле:

$$Q \leq 0,3R_b b h_0, \quad (1.11)$$

где  $R_b$ - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

$b$  и  $h_0$  – ширина ребра и рабочая высота сечения (см. рис.1.8).

При невыполнении условия (1.11) необходимо изменить размеры поперечного сечения плиты.

### 1.2.6. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси.

Расчет проводится для таврового сечения (приведенного).

Согласно п. 2.25 [6], величину предварительного напряжения арматуры назначаем равным:

$$s_{sp,o} = 0.8 \times R_{s,ser}, \text{ или } s_{sp,o} = 0.9 \times R_{s,ser} \quad (1.12)$$

для канатной и стержневой арматуры соответственно, где  $R_{s,ser}$  - расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний второй группы, определяемое по табл. 4 Приложения 2.

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

$$s_{sp} = s_{sp,o} \times \gamma_{sp}, \quad (1.13)$$

где согласно п. 3.7 [9]  $\gamma_{sp} = 0,9$ .

Для подбора продольной рабочей арматуры определим момент, воспринимаемый полкой плиты по формуле:

$$M_f = R_b b'_{f,p} h'_f (h_o - 0,5 h'_f), \quad (1.14)$$

где  $h'_f$  - высота полки;

$b'_{f,p}$  - расчетная ширина полки.

Определим расчетный случай для таврового сечения. Если  $M_f \geq M$ , то нейтральная ось находится в полке (первый случай расчета), при  $M_f < M$  - нейтральная ось пересекает ребро (второй случай расчета).

### **1 случай.**

Согласно п. 3.25 [5] площадь сечения растянутой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной  $b = b'_{f,p}$  согласно п. 3.21 и 3.22 [5] или согласно блок-схеме 2.1[8].

Вычисляем значение  $a_m$  по формуле:

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_o^2}. \quad (1.15)$$

Затем определим величину  $\xi$  по формуле:

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}), \quad (1.16)$$

Значение  $x_R$  определяем по табл. 3.1 [5] или табл. 6 прил. 2, в зависимости от соотношения  $\frac{s_{sp}}{R_s}$ , а  $a_R$  по формуле:

$$a_R = x_R (1 - 0,5x_R). \quad (1.17)$$

Определим, требуется ли сжатая ненапрягаемая арматура по расчету, проверив условие:  $a_m < a_R$ .

Если условие выполняется - сжатая ненапрягаемая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне определяем по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_o x}{g_{s3} R_s}, \quad (1.18)$$

где  $R_s$  - расчетное сопротивление арматуры, принимаемое по табл. 1 Приложения 3.

$g_{s3}$  - коэффициент условий работы напрягаемой арматуры, при

$$x \leq x_R \quad g_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{x}{x_R} \quad (\text{принимается не более } 1,1).$$

## 2 случай.

Площадь сечения растянутой арматуры определяется согласно п. 3.21 и 3.22 [5] или согласно блок-схеме 3.1 [8].

Значение  $a_m$  вычисляется по формуле:

$$a_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)}{R_b b h_0^2}. \quad (1.19)$$

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

$$A_s = \frac{[x b h_0 + (b'_f - b) h'_f] R_b}{g_{s3} R_s}. \quad (1.20)$$

По полученной площади  $A_s$  из сортамента арматуры, в зависимости от ее класса по табл. 1 или табл. 3 приложения 3 подбирается количество стержней (канатов), устанавливаемых в нижней растянутой зоне ребра плиты. Число стержней в каждом ребре должно быть не более 3-х (канатов не более 6).

### 1.2.7. Расчёт прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси.

Проверку прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси (рис.1.10.а) производим из условия:

$$Q \leq Q_b \quad (1.21)$$

$Q$  – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры. Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента принимается равной  $c=3h_0$ , тогда  $Q$  определяется по формуле:

$$Q = Q_{\max} - qc, \quad (1.22)$$

где  $Q_{\max}$  - значение, определенное ранее по формуле (1.7).

- минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяемая как:

$$Q_{b,\min} = 0,5j_n R_{bt} b h_o \quad (1.23)$$

Коэффициент  $j_n$  учитывающий влияние продольных сил, определяется по формуле:

$$j_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b b h} - 1,16 \left( \frac{P}{R_b b h} \right)^2, \quad (1.24)$$

где:  $P = 0,7 A_{sp} S_{sp}$ , - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, принимаемое по таблице 2 Приложения 2.

При соблюдении условия  $Q < Q_b$  поперечная арматура устанавливается без расчета, конструктивно согласно п. 5.27 [1] с шагом  $\frac{3}{4} h_o$ , но не более 500 мм.

Если условие не удовлетворяется, то вычисляется усилие, воспринимаемое поперечными стержнями на единицу длины плиты:

$$q_{sw} = \frac{Q - Q_b}{2c}. \quad (1.25)$$

Далее находят требуемую площадь стержня поперечной арматуры:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \times s}{n \times R_{sw}}, \quad (1.26)$$

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

$R_{sw}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры срезу, определяемое по табл. 3 Приложения 2;

$s$  - шаг поперечных стержней, согласно п. 5.21 [5] принимается не более  $0,5 h_o$  и не более 300 мм.

Из сортамента арматуры, табл. 1 Приложения 3, по  $A_{sw}$  подбирается диаметр поперечной арматуры.

### 1.2.8. 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. 1.9. Расстояние до центра растянутой



арматуры от нижней грани элемента –  $a$ , с учетом требуемого защитного слоя бетона (п.5.7[5]) - предварительно принимается 15 мм.

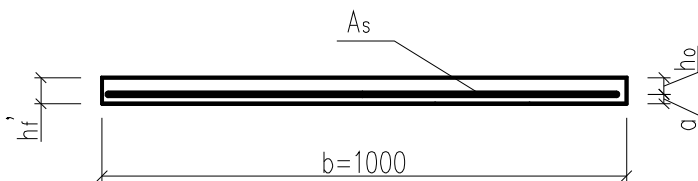


Рис. 1.9. Приведенное сечение полки

Расчетное значение момента в пролете (рис.1.10) в балочной плите могут быть определены по формуле:

$$M_1 = \frac{q_c l_0^2}{11}, \quad (1.27)$$

где  $l_0 = b'_f - 2 \times b'_p$  – расстояние в свету между поперечными ребрами;

$q_c = q^p_{\text{полная}} - q^p_{\text{плиты}} + h'_f \times b \times r \times \gamma_f$  - расчетная нагрузка на 1 п.м. полки.

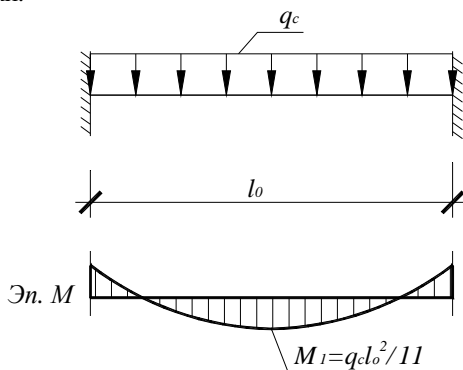


Рис.1.10. Расчетная схема полки плиты, эпюра моментов.

По моменту как для элемента прямоугольного профиля подбирается арматура сетки, устанавливаемая в полке панели, т.е. находится  $a_m$  по формуле (1.15), определяется  $\zeta$  по формуле (1.16) и площадь арматуры по формуле (1.18), где вместо коэффициента  $g_{s3}$  берется коэффициент  $g_s = 1$ .

### 1.3. Расчет стенки резервуара

Расчет стенки резервуара начинается с определения нагрузок. 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 (рис. 1.11,а), от давления земли – трапецидальной (рис. 1.11,б).

Стенка рассчитывается на изгиб от давления грунта и воды раздельно по однопролетной балочной схеме с защемлением в днище и шарнирным опиранием в уровне покрытия (рис.1.11 а, б). 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. Расчетная нагрузка от давления воды на уровне заделки в днище определяется по формуле:

$$p_e = g_f \times r H, \quad (1.28)$$

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

$r$  - объемная масса воды, равная  $10 \text{ кН/м}^3$ ;

$H$  – расчетная высота стеновой панели.

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

$$\begin{aligned} p_{ep.1} &= g_f \times r_{ep} (h + d_1) \times tg^2(45^\circ - j / 2), \\ p_{ep.2} &= g_f \times r_{ep} (h + d_1 + H) \times tg^2(45^\circ - j / 2), \end{aligned} \quad (1.29)$$

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,  $j \approx 30^\circ$ .

Изгибающие моменты от давления воды на уровне заделки стенки  $M_{oe}$  и максимальный в пролете  $M_{ne}$  (рис.1.11 б, в) на

расстоянии  $x_o = 0,447 \times H$  от верха стенки подсчитываются по формулам:

$$M_{ос} = -\frac{p_6 H^2}{15}; \quad (1.30)$$

$$M_{нс} = \frac{p_6 H^2}{33,54}. \quad (1.31)$$

Изгибающие моменты от давления грунта на уровне заделки стенки  $M_{оср}$  и максимальный в пролете  $M_{нзр}$  (рис.1.11 б, в) на расстоянии  $x_o = 0,411 \times H$  от верха стенки подсчитываются по формулам:

$$M_{оср} = \frac{-(p_{зр,2} - p_{зр,1}) H^2}{15} - \frac{p_{зр,1} H^2}{8}; \quad (1.32)$$

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

По максимальному из опорных моментов ( $M_{ос}$  или  $M_{оср}$ ) определяется рабочая высота поперечного сечения стенки резервуара:

$$h_o = 2,5 \sqrt{\frac{M}{R_b b}}, \quad (1.34)$$

где  $b = 100$  см.

Затем для всех четырех моментов подбирается площадь вертикальной арматуры стенки резервуара как для элементов прямоугольного профиля при заданной высоте  $h_o$ , то есть вычисляется значение  $a_m$ ,  $x$  и  $A_s$  по формулам (1.15), (1.16) и (1.17) соответственно.

По найденным площадям подбирается диаметр и шаг стержней сеток.

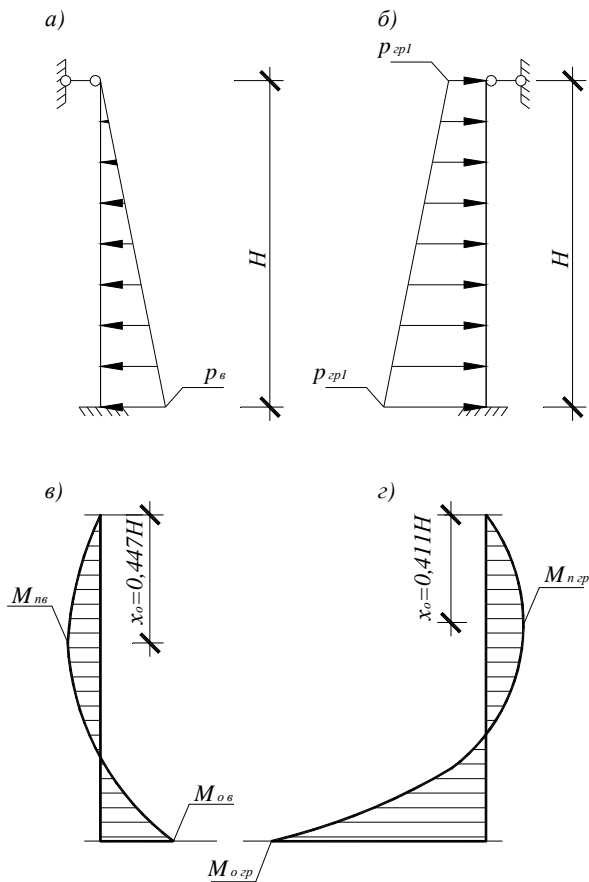


Рис.1.11 Расчетные схемы и эпюры моментов в стенке резервуара:

- 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.

## 1.4. Расчёт фундамента под стенку резервуара

Расчёт фундамента производится в следующей последовательности:

1. сбор нагрузок и определение усилий, действующих на уровне подошвы фундамента;
2. определение ширины подошвы и высоты фундамента;
3. подбор рабочей арматуры.

Класс бетона для фундамента принимается В15, класс арматуры А400.

### 1.4.1. Сбор нагрузок, действующих на подошву фундамента.

Для расчёта фундамента необходимо определить нормативную и расчётную нагрузку, действующей на 1 м длины фундамента. По значению нормативной нагрузки определяется ширина фундамента, по значению расчётной нагрузки – размеры фундамента и площадь рабочей арматуры. Величина нормативной нагрузки определяется по формуле:

$$N^n = N_n + N_{cm} + N_{\phi}, \quad (1.35)$$

где  $N_n$  – нормативная нагрузка от покрытия резервуара;

$N_{cm}$  – собственный вес стенки резервуара;

$N_{\phi}$  – собственный вес фундамента резервуара, вес грунта и жидкости на его обрезах.

$$N_n = q^n \frac{l_1}{2}; \quad (1.36)$$

$$N_{cm} = \delta_2 \cdot H \cdot \rho \cdot b \quad (1.37)$$

где  $q^n$  – нормативная нагрузка (принимается по табл. 1.2);

$l_1$  – пролёт плиты;

$d, H$  – толщина и высота (полная, с учетом заделки) стенки резервуара;

$\rho$  – плотность железобетона, 25 кН/м<sup>3</sup>;

$b$  – ширина полосы стенки, с которой собирается нагрузка на фундамент, при расчете принимается равной 1,0 м.

$$N_{\phi} \approx 0,1(N_n + N_{cm}). \quad (1.38)$$

Величина расчётной нагрузки определяется при усредненном значении коэффициента надёжности по нагрузке:  $g_f = 1,15$

### 1.4.2. Определение ширины подошвы и высоты фундамента

Независимо от расчета, конструктивно необходимые параметры фундамента определяются по схеме (рис. 1.12) в зависимости от толщины стеновой панели.

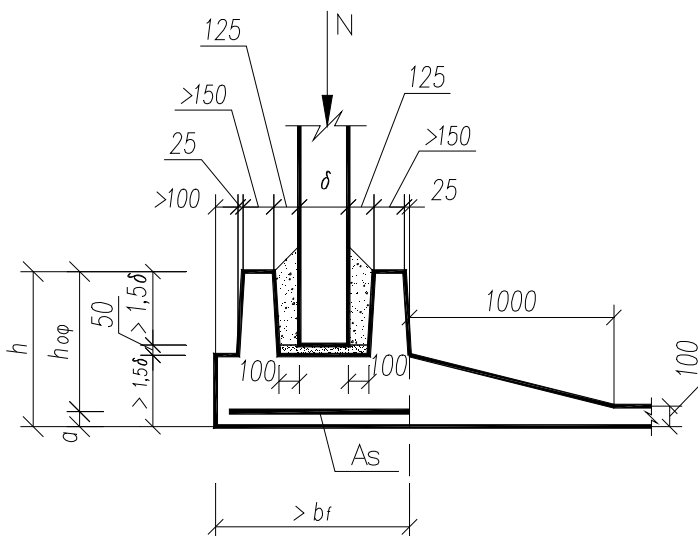


Рис. 1.12. Фундамент под стенку резервуара.

Минимальная ширина подошвы фундамента  $b_f$  (см. рис. 1.12) определяется по формуле:

$$b_f = \frac{N^n}{R_0 \times 100}, \quad (1.43)$$

где  $R_0$  – расчетное сопротивление грунта.

Минимальная расчетная высота фундамента определяется из условия, что вся поперечная сила воспринимается бетоном по формуле:

$$h_{o\phi} \geq \frac{Q}{0,6 \times R_{bt} \times 100}, \quad (1.44)$$

где  $Q$  – величина поперечной силы у грани стенки резервуара от реактивного давления грунта

$$Q = 0,5(b_{\phi} - d) \times 100 \times R_{o\phi}, \quad (1.45)$$

где  $R_{o\phi}$  – давление на грунт от расчетной нагрузки.

$$R_{o\phi} = \frac{N^p}{b_{\phi} \times 100}. \quad (1.46)$$

высота фундамента должна приниматься равной не менее:

$$h_{\phi} / 1,5d_2 \sim 2 + 50 \text{ мм}$$

где  $d_2$  - толщина стенки резервуара.

### 1.4.3. Подбор рабочей арматуры.

Площадь арматуры находят по изгибающему моменту  $M$  у грани стенки резервуара от реактивного давления грунта.

$$M = 0,125(b_{\phi} - d_2)^2 R_{o\phi} \times 100. \quad (1.47)$$

Требуемое сечение арматуры определяется по формуле

$$A_s = \frac{M}{0,9 \times h_{o\phi} R_s}. \quad (1.48)$$

По сортаменту арматуры находят требуемое количество и диаметр стержней. При этом диаметр стержней по условиям их работы должен быть не менее 12 мм, а шаг не более 300 мм.

## 2. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕЗЕРВУАРА

Расчёт конструкций выполняется по исходным данным задания на курсовое проектирование и в соответствии с рекомендациями первой части методических указаний.

Выполним расчет для исходного кода 346.

### 2.1. Компонировка и подсчет нагрузок

План и разрез резервуара представлены в графической части проекта (лист 2, Приложение 5). 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 3 метра.

Высоту продольного ребра плиты примем по рис. 1.3,  $h = 450$  мм, ширину ребра снизу  $b_p = 80$  мм по рис. 1.4, толщину полки плиты  $h_f' = 50$  мм по рис. 1.5б. Предварительная толщина стенки резервуара -  $\delta = 240$  мм определена по рис. 1.6.

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.

Расчетный пролет плиты равен:

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

Для расчета по несущей способности определим величину расчетной нагрузки (табл.2.1), руководствуясь указаниями СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [ 4].

Постоянная нормативная нагрузка, действующая на покрытие резервуара, складывается из нагрузки от засыпки грунта, гидроизоляции и собственной массы железобетонных плит.

Для определения нагрузки от собственной массы плит покрытия вычислим массу 1 плиты:

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



где  $V_n$ ,  $V_p$ ,  $V_{mp}$  – объем бетона соответственно полки, продольных и торцевых ребер:

$$V_n = h'_f \times l_1 \times b'_f = 0.05 \times 9 \times 2.95 = 1.327 \text{ м}^3;$$

$$V_p = 2 \times (b'_p + b_p) / 2 \times l_1 \times (h - h'_f) = 2 \times (0.105 + 0.80) / 2 \times 9 \times (0.45 - 0.05) = 0.666 \text{ м}^3,$$

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

$\rho$  – плотность железобетона, 25 кН/м<sup>3</sup>.

Нормативная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> плиты от собственного веса:

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

Временная нормативная нагрузка состоит из снеговой нагрузки, определяемой в зависимости от района строительства по весу снегового покрова (табл. 1.2).

*Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия.*

*Таблица 2.1.*

| №№<br>п/п | Вид нагрузки   | Норма-<br>тивная в<br>кН/м <sup>2</sup> ,<br>$q^n$ | Коэфф.<br>надежности<br>по нагрузке<br>$\gamma_f$ | Расчетная<br>в кН/м <sup>2</sup> ,<br>$q^p$ |
|-----------|--|--|---|---|
| 1.        | <u>Постоянные:</u><br>- сборные железобетонные<br>плиты покрытия<br>- цементная стяжка $\delta \times \rho$<br>$\delta = 2,5$ см. $\rho = 18$ кН/м <sup>3</sup><br>- гидроизоляционный ковер<br>- засыпка грунта на покрытии<br>$\delta_1 \times \rho = 0,5 \times 15$ кН/м <sup>3</sup> | 2,038<br>0,45<br>0,15<br>7,5                       | 1,1<br>1,3<br>1,3<br>1,15                         | 2,242<br>0,585<br>0,195<br>8,625            |
|           | Итого  | 10,138   |   | 11,647                                      |
| 2.        | <u>Временные:</u> - от снега   | 1,71   | 1,4   | 2,40  |
| 3.        | <u>Полная</u>  | 11,848   |   | 14,047                                      |

## 2.2 Расчет плиты покрытия

Расчетная нагрузка на 1 погонный метр ширины плиты

$$q = q^{\text{табл}} \times B_{\text{пл}} = 14,047 \times 3,0 = 42,141 \text{ кН/м.}$$

Определение момента и поперечной силы по формулам (1.1):

$$M = (42,141 \times 8,92^2) / 8 = 419,125 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = (42,141 \times 8,92) / 2 = 187,949 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

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

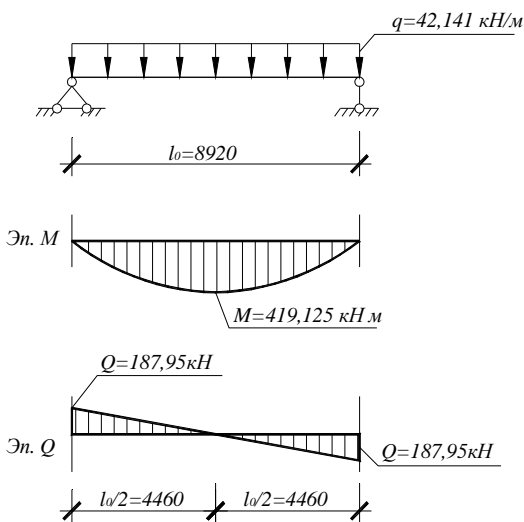


Рис.2.2. Расчетная схема плиты, эпюры усилий

### 2.2.1. Назначение прочностных характеристик бетона и арматуры.

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.

Способ напряжения арматуры – механический.

Бетон тяжелый класса В35, по таблице 2 Приложения 2 принимаем, при коэффициенте условий работы бетона  $\gamma_{b,2} = 1$ :  $R_b = 19,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$ .

Продольная предварительно-напряженная рабочая арматура класса А800, по таблице 4 Приложения 2 принимаем:  $R_s = 695 \text{ МПа}$ ,  $R_{s,ser} = 800 \text{ МПа}$ ,  $E_s = 200000 \text{ МПа}$ .

Для сварных сеток полки и каркасов ребер плиты используется арматура класса В500, по таблице 3 Приложения 2 принимаем:  $R_s = 415 \text{ МПа}$ ,  $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ .

## 2.2.2 Параметры приведенного сечения плиты.

Расчетное сечение плиты (приведенное) – тавровое с полкой в сжатой зоне, геометрические размеры приведенного сечения см. рис.2.3. Напрягаемая арматура располагается в растянутой зоне сечения. Расстояние до центра тяжести пакета растянутой арматуры от нижней грани элемента -  $a$  – примем 50 мм.

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

Приведенная ширина продольных ребер плиты:

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

Проверим расчетную ширину полки  $b_{f,p'}$ , согласно [1], 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 принимаем  $b_{f,p'} = 1370 \times 2 + 185 = 2925 \text{ мм}$ .

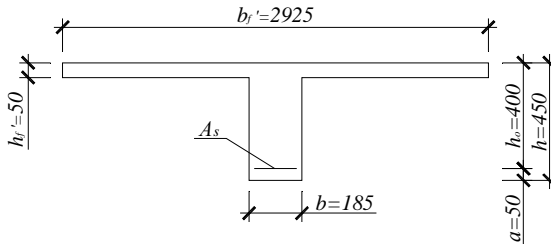


Рис. 2.3 Приведенное сечение плиты

Проверим прочности плиты из условия восприятия главных сжимающих напряжений:

$$Q \leq 0,3j_{b,1} R_b b h_0,$$

$$Q = 187,95 \text{ кН} < 0,3 \times 0,78 \times 22 \times (1000) \times 0,185 \times 0,40 = 380,952 \text{ кН},$$

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

Условие выполняется, следовательно можем продолжить расчет плиты.

Согласно п. 2.25 [9], величину предварительного напряжения арматуры назначаем равным:  $\sigma_{sp_o} = 0,9 R_{s,ser} = 0,9 \times 800 = 720 \text{ МПа}$

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

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \sigma_{sp_o} = 0,9 \times 720 = 648 \text{ МПа}.$$

### 2.2.3 Подбор продольной рабочей арматуры

Для подбора продольной рабочей арматуры определим момент, воспринимаемый полкой плиты по формуле (1.3):

$$M_f = R_b b_f' h_f' (h_o - 0,5 h_f') = 19,5 \times (1000) \times 2,925 \times 0,050 \times (0,4 - 0,5 \times 0,050) = 1069,45 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Определим расчетный случай для таврового сечения:

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).

Согласно п. 3.14 и 3.16 [9] сечение считаем как прямоугольное, шириной  $b = b_f' = 2925 \text{ мм}$ .

Вычисляем значение  $a_m$  по формуле 1.4:

$$a_m = \frac{419,125}{19,5 \times (1000) \times 2,925 \times 0,4^2} = 0,046$$

Определим величину  $\xi$  по формуле 1.5:

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

Значение  $x_R = 0,52$  определим по табл. 6 Приложения 2, в зависимости от соотношения  $\frac{S_{sp}}{R_s} = \frac{720}{695} = 1,0359$ , выполнив интерполяцию.

$$a_R = x_R(1 - 0,5x_R) = 0,42(1 - 0,5 \times 0,52) = 0,31.$$

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 ( $см^2$ ) в растянутой зоне определим по формуле 1.6:

$$A_s = \frac{19,5 \times (100) \times 292,5 \times 40 \times 0,046}{1,1 \times 648 \times (100)} = 11,33$$

$g_{s3}$  - коэффициент условий работы напрягаемой арматуры, при

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

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

Принимаем 4  $\varnothing$  22 А800 с  $A_{s \text{ факт}} = 1520,0 \text{ мм}^2$  для двух продольных ребер плиты (по табл. 1 Приложения 3).

## 2.2.4 Подбор поперечной арматуры

Проверку прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси производим из условия 1.9.

$Q$  – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры. Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента принимается равной  $c = 3h_o = 3 \times 0,4 = 1,2 \text{ м}$ , тогда  $Q$  определяется по формуле 1.10:

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

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

$$Q_b = Q_{b,\min} = 0,5 j_n R_{bt} b h_o = 0,5 \times 1,47 \times 1,3 \times (1000) \times \\ \times 0,185 \times 0,4 = 70,7 \text{ кН} .$$

Коэффициент  $j_n$  учитывающий влияние продольных сил, определяется по формуле 1.11:

$$j_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b b h} - 1,16 \left( \frac{P}{R_b b h} \right)^2 = 1 + 1,6 \times \frac{0,689}{19,5 \times 0,185 \times 0,45} - 1,16 \times \\ \times \left( \frac{0,689}{19,5 \times 0,185 \times 0,45} \right)^2 = 1 + 0,679 - 0,209 = 1,47$$

где:  $P = 0,7 A_{sp} s_{sp} = 0,7 \times 0,00152 \times 648 = 0,689$  - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне.

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

Вычислим усилие, воспринимаемое поперечными стержнями на единицу длины плиты по формуле (1.25):

$$q_{sw} = \frac{Q}{2c} = \frac{66,68}{2 \times 1,2} = 27,78 \text{ кН / м} .$$

Далее найдем требуемую площадь стержня поперечной арматуры по формуле (1.26):

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \times s}{n \times R_{sw}} = \frac{27,78 \times 0,200}{2 \times 300} = 0,926, \quad (1.26)$$

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

$R_{sw}$  - расчетное сопротивление поперечной арматуры срезу, определяемое по табл. 3 Приложения 2;

$s$  - шаг поперечных стержней, согласно п. 5.21 [5] принимается не более  $0,5 h_o$ , и не более 300 мм.

Конструктивно примем  $\varnothing 5$  В500 с шагом на приопорных участках длиной  $(1/4) \cdot l_o = 2230 \text{ мм}$  - шагом  $s_1 = h_o / 2 = 40 / 2 = 200 \text{ см}$  . Принимаем  $s_1 = 20 \text{ см}$ , в средней части пролёта, с шагом  $s_2 = (3/4) \cdot h_o = (3/4) \times 40 = 30 \text{ см} < 50 \text{ см}$ .

### 2.2.5 Расчет полки плиты на местный изгиб:

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

$$q_c = 14,047 - 2,242 + 0,05 \times 1 \times 25 \times 1,1 = 13,18 \text{ кН/м}$$

Расчетный пролет  $l_0 = 2,95 - 2 \times 0,105 = 2,71 \text{ м}$  – расстояние в свету между поперечными ребрами;

Значение максимального момента (кНм) определим по формуле (1.27):

$$M_1 = \frac{13,18 \times 2,71^2}{11} = 8,79 \text{ кН / м}$$

Расчетную схему полки плиты и эпюры моментов от расчётных нагрузок см. на рис. 2.4.

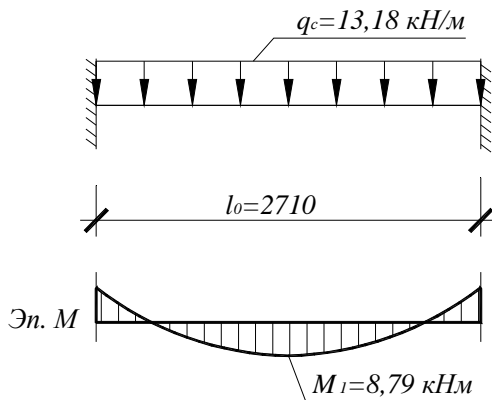


Рис.2.3. Расчетная схема полки плиты, эпюра моментов.

Рабочая высота сечения полки  $h_0 = 5,0 - 1,5 = 3,5 \text{ см}$ . Ширина сечения  $b = 100 \text{ см}$ .

$$a_m = \frac{8,79}{19,5 \times (1000) \times 1,0 \times 0,035^2} = 0,368$$

Определим величину  $\xi$  по формуле (1.5):

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

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 ( $\text{мм}^2$ ) по формуле 1.6:

$$A_s = \frac{19,5 \times 1,0 \times 0,035 \times 0,486}{415} \times 10^6 = 799,26$$

Т.к. установка более 20 стержней конструктивно невозможна, узнаем необходимую площадь одного стержня:

$$799,26/20 = 39,96 \text{ мм}^2, \text{ т.е. } \varnothing \geq 8 \text{ мм.}$$

Принимаем  $799,26/50,3 = 15,88 \approx 16$  стержней  $\varnothing 8$  А400, с площадью  $A_s = 804,8 \text{ мм}^2$ , что больше требуемой. Устанавливаем стержни с шагом  $1000/16 = 62,5 \approx 60 \text{ мм}$ .

### 2.3. Расчет стенки резервуара

Стенка выполнена из сборных железобетонных панелей, соединенных с дном путем установки их в паз, с последующим бетонированием.

Класс бетона панелей В20,  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ , вертикальная арматура класса А400,  $R_s = 355 \text{ МПа}$ .

Толщина засыпки грунта  $d_f = 0,5 \text{ м}$ , плотность грунта  $r_{zp} = 15 \text{ кН/м}^3$ , расстояние от верха стенки до засыпки (строительная высота покрытия резервуара)  $H_1 = 0,45 \text{ м}$  (рис.2.4), расчетная высота стенки  $H = 4,8 \text{ м}$ . Для расчёта выделяем вертикальную полосу шириной 1 м.

Расчет производим в соответствии с рис. 2.4.

По формуле (1.15) определяем расчетную нагрузку от давления воды на уровне заделки панели в днище:

$$p_w = 1,1 \times 10 \times 4,8 = 52,8 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетные нагрузки от давления грунта на уровне верха стеновой панели  $p_{zp,1}$  и заделки в днище  $p_{zp,2}$  определяются из выражений (1.16):



$$p_{ep,1} = 1,15 \times 15 \times (0,45 + 0,5) 0,336 = 5,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{ep,2} = 1,15 \times 15 \times (0,45 + 0,5 + 4,8) 0,336 = 33,327 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем изгибающие моменты от давления воды: на уровне заделки стенки в днище и в пролёте по выражениям (1.17) и (1.18):

$$M_{ос} = -\frac{52,8 \times 4,8^2}{15} = -81,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{не} = \frac{52,8 \times 4,8^2}{33,54} = 36,27 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } x_0 = 0,447 \times H = 0,447 \times 4,8 = 2,146 \text{ м.}$$

Изгибающие моменты от давления грунта на уровне заделки стенки в днище и в пролёте вычисляем соответственно по выражениям (1.19) и (1.20):

$$M_{оср} = -\frac{(33,327 - 5,5) 4,8^2}{15} - \frac{5,5 \times 4,8^2}{8} = -58,58 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

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

$$\text{где } x_0 = 0,411 \times H = 0,411 \times 4,8 = 1,973 \text{ м.}$$

По выражению (1.32) и максимальному моменту определяем рабочую высоту поперечного сечения стенки резервуара:

$$h_0 = 2,5 \sqrt{\frac{81,1 \times 10^5}{11,5 \cdot (100) \times 100}} = 21,0 \text{ см.}$$

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.

Принимаем толщину стенки  $h = 24$  см, тогда  $h_0 = 24 - 2,5 = 21,5$  см.

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.

Подсчёт площади вертикальной арматуры стенки резервуара приведен в таблице 2.2.

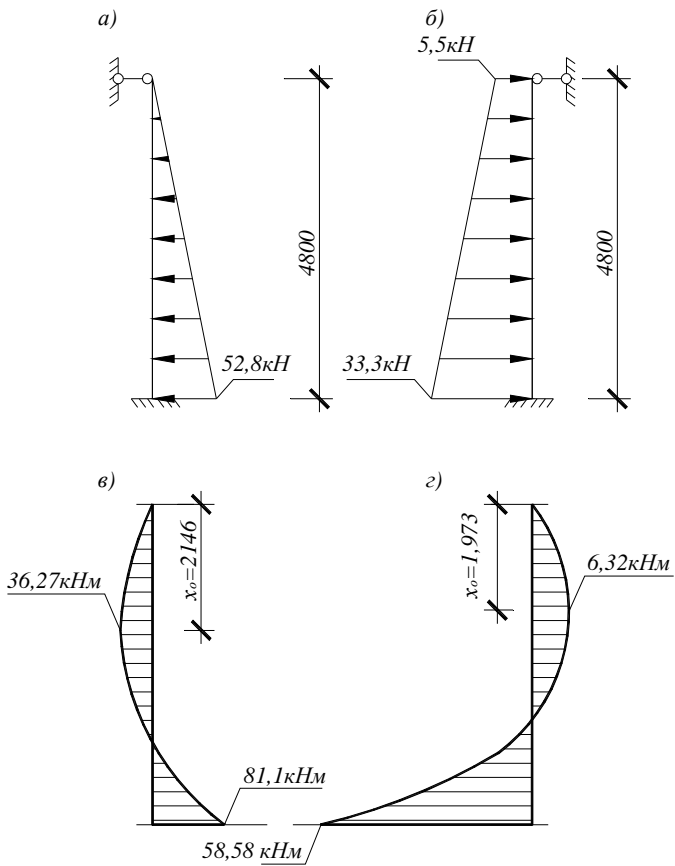


Рис.2.4 Расчетные схемы и эпюры моментов в стенке резервуара:

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.

Определение площади необходимой вертикальной арматуры, см<sup>2</sup>

Таблица 2.2

| Вид нагрузки и зона              | $a_m = \frac{M}{R_b b l_0^2}$ | $x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m})$ | $A_s = \frac{R_b b h_0 x}{R_s}$ |
|----------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| <u>От давления воды:</u>         |                               |                             |                                 |
| на уровне заделки панели в днище | 0,152                         | 0,165                       | 11,49                           |
| в пролете                        | 0,068                         | 0,070                       | 4,87                            |
| <u>От давления грунта:</u>       |                               |                             |                                 |
| на уровне заделки панели в днище | 0,11                          | 0,116                       | 8,07                            |
| в пролете                        | 0,012                         | 0,012                       | 0,83                            |

На внутренней и наружной поверхностях стенки назначаем двойные сетки: основную и дополнительную. 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.

Арматуру основной сетки подбираем на действие усилий от давления воды и грунта в пролете:

- от давления грунта устанавливаем сетку на внутренней поверхности стенки (С4) арматура 5 Ø 6 А400, шаг 200 мм,  $A_{s,факт} = 1,41$  см<sup>2</sup>;

- от давления воды устанавливаем сетку на наружной поверхности стенки (С3) арматура 5 Ø12 А400, шаг 200 мм,  $A_{s,факт} = 5,65$  см<sup>2</sup>

Арматуру дополнительной сетки подбираем площадью, равной разности площадей расчётной (см. табл.2.2) на уровне заделки от давления воды (или грунта) и фактической основной сетки от давления грунта (или воды):

-на внутренней поверхности стены (С6)  $8,07 - 5,65 = 2,42$  см<sup>2</sup>, чему соответствует арматура 9 Ø6 А400, шаг 110 мм,  $A_{s,факт} = 2,54$  см<sup>2</sup>;

-на наружной поверхности стены (С5)  $11,49 - 1,41 = 10,08$  см<sup>2</sup>, чему соответствует арматура 9 Ø12 А400 шаг 110 мм,  $A_{s,факт} = 10,18$  см<sup>2</sup>.

Горизонтальные стержни Ø6 А400 ставим конструктивно с шагом 250 мм.

## 2.4. Расчет фундамента под стенку резервуара

Определяем нормативную нагрузку от покрытия резервуара по формуле (1.25)

$$N_n = q^n \frac{l_1}{2} = \frac{11,67 \times 9}{2} = 52,515 \text{ кН}.$$

Собственный вес стенки резервуара равен:

$$N_{cm} = \delta \times H \times 25 \times 1 = 0,24 \times 5,2 \times 25 \times 1 = 31,2 \text{ кН}.$$

$$N_\phi \approx 0,1(N_n + N_{cm}) = 0,1(52,51 + 31,2) = 8,37 \text{ кН}.$$

Общую нормативную нагрузку на подошву фундамента подсчитываем по формуле (1.24):

$$N^n = N_n + N_{cm} + N_\phi = 52,51 + 31,2 + 8,37 = 92,1 \text{ кН},$$

$$N^p = 1,1 \cdot N^n = 1,15 \cdot 92,1 = 105,89 \text{ кН}.$$

Ширину подошвы фундамента при расчетном сопротивлении грунта  $R_0 = 0,2 \text{ МПа}$  будет равна:

$$b_j = \frac{105,89}{0,2 \times 100 \times 0,1} = 52,94 \text{ см}.$$

По указаниям рис.1.13 определим конструктивно требуемую ширину подошвы, которая составляет 94 см. Примем  $b_\phi = 95 \text{ см}$ .

Из уравнения найдем давление на грунт от расчетной нагрузки:

$$R_{оф} = \frac{N^p}{b_\phi \times 100} = \frac{105,89}{95 \times 100 \times 0,1} = 0,111 \text{ МПа}.$$

Т.к.  $R_{оф} < R_0$ , то ширина подошвы достаточна.

Рабочую высоту фундамента определяем по формуле (1.29):

$$\begin{aligned} h_{оф} &= \frac{Q}{0,6 \times R_{бр} \times 100} = \frac{0,6 \cdot (b_\phi - h) \cdot 100 \times R_{оф}}{0,6 \times R_{бр} \times 100} = \\ &= \frac{0,6 \cdot (95 - 24) \cdot 100 \times 0,109}{0,6 \times 0,8 \times 100} = 9,17 \text{ см}. \end{aligned}$$

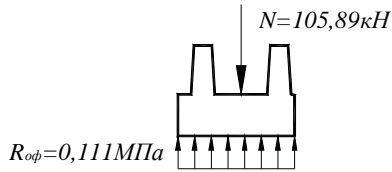
Конструктивно, по рис.1.13 принимаем  $h_\phi = 1,5 \times 240 \times 2 + 50 = 760 \text{ мм}$ .

Сетку расположим на расстоянии 50 мм от низа фундамента, тогда рабочая высота фундамента  $h_{оф} = 760 - 50 = 710 \text{ мм}$ .

Расчетную схему и геометрические характеристики

фундамента см. на рис. 2.5.

а)



б)

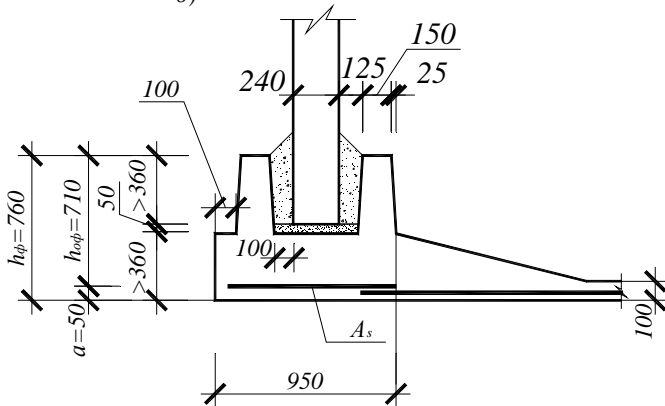


Рис.2.5 а) расчетная схема фундамента;  
б) геометрические параметры фундамента.

Площадь требуемой продольной арматуры находим из уравнения (1.33):

$$A_s = \frac{M}{0,9 \times h_{оф} \cdot R_s} = \frac{0,125 \cdot (b_{ф} - d)^2 \cdot R_{оф} \times 100}{0,9 \times h_{оф} \times R_s} =$$

$$= \frac{0,125 \cdot (95 - 24)^2 \cdot 0,109 \times 100}{0,9 \times 71 \times 355} = 0,302 \text{ см}^2.$$

- Конструктивно принимаем  $7\emptyset 12 \text{ А400}$  с шагом  $150 \text{ мм}$  и  $A_{s,факт} = 7,54 \text{ см}^2$ .
-

### **3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОФОРМЛЕНИЮ РАБОТЫ.**

#### **3.1 Текстовая часть.**

Расчет оформляется в виде книги согласно требований ЕСКД (СПДС) на листах формата А4 с рамкой и указанием страниц. Обязательно выполнение обложки. На втором листе приводится содержание и выполняется штамп по форме. Перед расчетом желательно привести список исходных данных по коду задания.

Текстовую часть обязательно должны сопровождать рисунки 1.8-1.13 с указанием значений, соответствующих проектным.

Подпись студента ручкой на обложке и штампе перед сдачей проекта обязательна.

#### **3.2.Графическая часть**

Пример выполнения графической части представлен в приложении 2. Чертежи выполняются на формате А3, согласно рекомендуемой компоновке, в соответствии с требованиями ЕСКД (СПДС).

При выполнении чертежей в программах AUTOCAD и КОМПАС желательно соблюдение следующих рекомендаций:

1. Использование трех весов (толщин) линий:
  - 0,18 мм – размерные и неосновные линии, заливки, тексты.
  - 0,30-0,35 – основные линии контуров элементов
  - 0,5-0,7 – арматура
2. Использование единого размерного стиля. Минимальная высота шрифта – 2,5 мм.
3. Высота шрифта заголовков -5 мм, остального шрифта 2,7-3,0 мм.

В состав основного комплекта чертежей железобетонных конструкций включают:

- 1) общие данные по рабочим чертежам;
- 2) схемы расположения элементов конструкций, с соответствующими спецификациями;
- 3) рабочую документацию на железобетонные изделия.

## **Лист 1 Общие данные**

В состав общих данных включают следующие сведения:

- о нагрузках и воздействиях, принятых при расчете конструкций сооружения;
- о грунтах (основаниях), уровне и характере грунтовых вод, глубине промерзания;
- указания о мероприятиях по устройству подготовки под фундаменты и об особых условиях производства работ;
- мероприятия по антикоррозийной защите конструкций;
- мероприятия при производстве работ в зимнее время.

На листе 1 приводятся следующие таблицы:

- Спецификация материалов и изделий на резервуар (форма 1, Приложение 3)
- Ведомость расхода стали на резервуар (форма 4, Приложение 3)
- ТЭП по проекту (форма 3, Приложение 3)

## **Лист 2: Схема расположения элементов конструкций**

Элементы конструкций и связи между ними указывают на схеме в виде условных или упрощенных графических изображений.

План и разрез резервуара выполняются в масштабе 1:100, с указанием всех элементов и нанесением размеров.

На схему расположения наносят:

1. координационные оси сооружения, размеры, определяющие расстояния между ними, размерную привязку поверхностей элементов конструкций к координационным осям сооружения или, в необходимых случаях, к другим элементам конструкций, другие необходимые размеры;

2. отметки наиболее характерных уровней элементов конструкций;

3. позиции (марки) элементов конструкций;

4. обозначения узлов и фрагментов;

5. данные о допустимых монтажных нагрузках.

На разрезе дополнительно указывается состав покрытия, соответствующий коду задания.

При большом пролете плиты (10,5-12 м) узлы, указанные на данном листе можно выполнить отдельным (следующим по порядку листом).

В технических требованиях к схеме расположения, при необходимости, приводят указания о порядке монтажа, замоноличивания швов, требования к монтажным соединениям.

Узлы выполняются в масштабе 1:20, 1:10.

### **Листы 3,4. Рабочая документация на железобетонные изделия.**

В состав рабочей документации на железобетонные изделия в общем случае включают спецификацию, сборочный чертеж, чертежи деталей и, при необходимости, технические условия. На чертежах приводят схему испытания, расчетную схему или указывают их несущую способность.

На чертежах железобетонных изделий следует показать:

- опалубочные чертежи изделия;
- схемы армирования (можно совместить с предыдущей позицией);
- спецификацию железобетонного изделия (форма 1).

Опалубочные чертежи включают необходимые для изготовления виды, разрезы и характерные сечения изделия, с указанием места присоединения подъемных и поддерживающих приспособлений.

На схему армирования наносят:

- Контуры конструкций – сплошной основной линией;
- Условные изображения арматурных и закладных изделий – очень толстой линией;
- Размеры, определяющие положение арматурных и закладных деталей и толщину защитного слоя бетона – тонкими линиями.

При необходимости, на схеме указывают фиксаторы для обеспечения проектного положения арматуры.

На схеме армирования применяют следующие упрощения:

- каркасы и сетки изображают условно, в соответствии с требованиями ГОСТ;



- если конструкция имеет равномерно расположенные каркасы или сетки, то их маркируют только по концам ряда, указывая номера позиций и в скобках число изделий;
- на участках с отдельными стержнями, расположенными на равных расстояниях, изображают один стержень с указанием на полке линии - выноски его позиции, а под полкой линии - выноски шага, или, если шаг не нормируется, количества стержней.

Спецификация железобетонного изделия состоит из подразделов, которые располагаются в следующей последовательности:

1. сборочные единицы;
2. детали;
3. стандартные изделия;
4. материалы.

В подраздел «Сборочные единицы» записывают элементы в следующей последовательности:

- каркасы пространственные;
- каркасы плоские
- сетки;
- изделия закладные.

В подраздел «Материалы» записывают материалы, непосредственно входящие в конструкцию (например, бетон).

### **Лист 5. Рабочие чертежи арматурных изделий и закладных деталей.**

При изображении каркаса или сетки одинаковые стержни, расположенные на равных расстояниях наносят только по концам каркаса или сетки или в местах изменения шага стержней. При этом над полкой линии - выноски с изображением позиции стержня и указывают их шаг (чертеж читается слева направо, снизу вверх).

На листе приводится спецификация арматурных изделий и закладных деталей (форма 2).

В технических требованиях обязательно приводятся указания о способе изготовления изделий.

## **Список литературы**

- 1.** СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2003
- 2.** СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. «НИИЖБ» Госстроя России. 2005. – 68с.
- 3.** СП 20.13330.2011 (СНиП 2.01.07-85\*) Нагрузки и воздействия. Госстрой России.- М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 44 с.
- 4.** Проектирование железобетонных резервуаров/ В.А. Яров, О.П. Медведева: Учебник для вузов - М.: Изд-во АСВ, 1997. – 160 с.
- 5.** Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.- М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
- 6.** Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2004. – 184с.
- 7.** Железобетонные и каменные конструкции /В. М Бондаренко, Р.О. Бакиров и др.– 2-е изд.– М.: Высш. шк., 2008. – 436 с.
- 8.** Соколов Б.С. Никитин Г.П. Седов А.Н. Примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций по СП 52-101-2003. Учебное пособие. – Казань: КГАСУ, 2009г. – 96с.

## Приложение 1

Таблица 1

Расчетные значения веса снегового покрова  $S_g$  на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли в зависимости от снегового района Российской Федерации.

| Снеговые районы РФ                  | I           | II           | III          | IV           | V            | VI           |
|-------------------------------------|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| $S_g$ , кПа<br>(кг/м <sup>2</sup> ) | 0,8<br>(80) | 1,2<br>(120) | 1,8<br>(180) | 2,4<br>(240) | 3,2<br>(320) | 4,0<br>(400) |

## Приложение 2

Таблица 1

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

| Характеристика напрягаемой арматуры     | Класс бетона не ниже |
|---|----------------------|
| Арматура классов:<br>A540-A800<br>A1000 | B20<br>B30           |
| Арматура классов:<br>Bp1400<br>K1500    | B20<br>B30           |

Таблица 2

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы.

| Вид сопротивления           | Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )<br>при классе бетона по прочности на сжатие |               |                |                |                |                |                |                |
|-----------------------------|---|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|                             | B15   | B20           | B25            | B30            | B35            | B40            | B45            | B50            |
| Сжатие осевое, $R_b$        | 8,5<br>(86,6)   | 11,5<br>(117) | 14,5<br>(148)  | 17,0<br>(173)  | 19,5<br>(199)  | 22,0<br>(224)  | 25,0<br>(255)  | 27,5<br>(280)  |
| Растяжение осевое, $R_{bt}$ | 0,75<br>(7,6)   | 0,90<br>(9,2) | 1,05<br>(10,7) | 1,15<br>(11,7) | 1,30<br>(13,3) | 1,40<br>(14,3) | 1,50<br>(15,3) | 1,60<br>(16,3) |

Таблица 3

Расчетные значения сопротивления ненапрягаемой арматуры для предельных состояний первой группы

| Арматура классов | Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) |   |                  |
|------------------|--|---|------------------|
|                  | растяжению   |   | сжатию, $R_{sc}$ |
|                  | продольной, $R_s$  | поперечной (хомутов и отогнутых стержней), $R_{sw}$ |                  |
| A240             | 215 (2190)   | 170 (1730)  | 215 (2190)       |
| A300             | 270 (2750)   | 215 (2190)  | 270 (2750)       |
| A400             | 355 (3620)   | 285 (2900)  | 355 (3620)       |
| A500             | 435 (4430)   | 300 (3060)  | 400 (4080)       |
| B500             | 415 (4230)   | 300 (3060)  | 360 (3670)       |

Таблица 4

Расчетные значения сопротивления напрягаемой арматуры растяжению для предельных состояний

| Арматура классов | Номинальный диаметр, мм | Предельные состояния первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) | Предельные состояния второй группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) |
|------------------|-------------------------|--|--|
| A540             | 10-40                   | 450 (4600)*  | 540 (-)  |
| A600             |                         | 520 (5300)   | 600(6100)  |
| A800             |                         | 695 (7050)   | 800 (8150)   |
| A1000            |                         | 830 (8450)   | 1000(10200)  |
| Bp1400           |                         | 4; 5; 6  | 1170 (11900)   |
| K1500            | 6; 9; 12, 14            | 1250 (12750)   | 1500(15300)  |

Значение модуля упругости арматуры всех видов, кроме канатной, принимается равным  $E_s = 200000$  МПа (2000000 кгс/см<sup>2</sup>), а для канатной арматуры класса K1500 -  $E_s = 180000$  МПа (1800000 кгс/см<sup>2</sup>).

Таблица 5

Значения коэффициентов  $\zeta_R$  и  $\alpha_R$  в зависимости от класса продольной арматуры

| Класс арматуры      | A240  | A300  | A400  | A500  | B500  |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Значение $\zeta_R$  | 0,612 | 0,577 | 0,531 | 0,493 | 0,502 |
| Значение $\alpha_R$ | 0,425 | 0,411 | 0,390 | 0,372 | 0,376 |

Таблица 6

Значения  $\zeta_R$  для различных классов напрягаемой арматуры

| $\sigma_{sp}/R_s$ | Значения $\zeta_R$ 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  |

## Приложение 3

### Таблица 1

### Сортамент арматуры

| Номин. диаметр стержня, мм | Расчетная площадь поперечного стержня, мм <sup>2</sup> , при числе стержней |      |      |      |      |       |       |       |       | Теор. масса 1м длины армат., кг | Диаметр арматуры классов |           |      |      |
|----------------------------|---|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|--------------------------|-----------|------|------|
|                            | 1   | 2    | 3    | 4    | 5    | 6     | 7     | 8     | 9     |                                 | A240                     | A400-A500 | A300 | 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.

Таблица 2

Соотношение между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах.

|  |    |    |    |    |    |    |    |     |     |     |     |     |     |
|--|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Диаметр стержня одного направления, мм                                       | 3  | 6  | 8  | 10 | 12 | 14 | 16 | 18  | 20  | 22  | 25  | 28  | 32  |
| Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм                | 3  | 3  | 3  | 3  | 3  | 4  | 4  | 5   | 5   | 6   | 8   | 8   | 8   |
| Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм | 50 | 50 | 75 | 75 | 75 | 75 | 75 | 100 | 100 | 100 | 150 | 150 | 150 |
| То же, продольных стержней при 2-х рядном их расположении в каркасе, мм      | -  | 40 | 40 | 40 | 50 | 50 | 50 | 50  | 60  | 60  | 60  | 70  | 70  |

Таблица 3

### Сортамент канатной арматуры

| Номинальный диаметр стержня, мм | Теоретическая масса 1 м, кг | Расчетная площадь поперечного стержня, мм <sup>2</sup> ,<br>при числе канатов |       |       |       |       |       |       |        |        |
|---------------------------------|-----------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
|                                 |                             | 1   | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8      | 9      |
| 6                               | 0,173                       | 22,7  | 45,4  | 68,1  | 90,8  | 113,5 | 136,2 | 158,9 | 181,6  | 204,3  |
| 9                               | 0,402                       | 51  | 102   | 153   | 204   | 255   | 306   | 357   | 408    | 459    |
| 12                              | 0,714                       | 90,6  | 181,2 | 271,8 | 362,4 | 453   | 543,6 | 634,2 | 724,8  | 815,4  |
| 14                              | 1,014                       | 128,7   | 257,4 | 386,1 | 514,8 | 643,5 | 814,6 | 991,2 | 1172,8 | 1274,4 |

**Приложение 4**  
 Формы таблиц и спецификаций  
 Форма 1

Спецификация  
 (наименование конструкции)

|                |      |             |              |      |                 |
|----------------|------|-------------|--------------|------|-----------------|
| Кратно 8<br>15 | Поз. | Обозначение | Наименование | Кол. | Приме-<br>чание |
|                |      |             |              |      |                 |
|                |      |             |              |      |                 |
|                |      |             |              |      |                 |

Форма 2

Спецификация арматурных изделий

|         |                       |      |              |      |                       |                      |
|---------|-----------------------|------|--------------|------|-----------------------|----------------------|
| 15<br>8 | Марка<br>изде-<br>лия | Поз. | Наименование | Кол. | Масса<br>1дет.,<br>кг | Масса<br>изд.,<br>кг |
|         |                       |      |              |      |                       |                      |
|         |                       |      |              |      |                       |                      |
|         |                       |      |              |      |                       |                      |

Форма 3

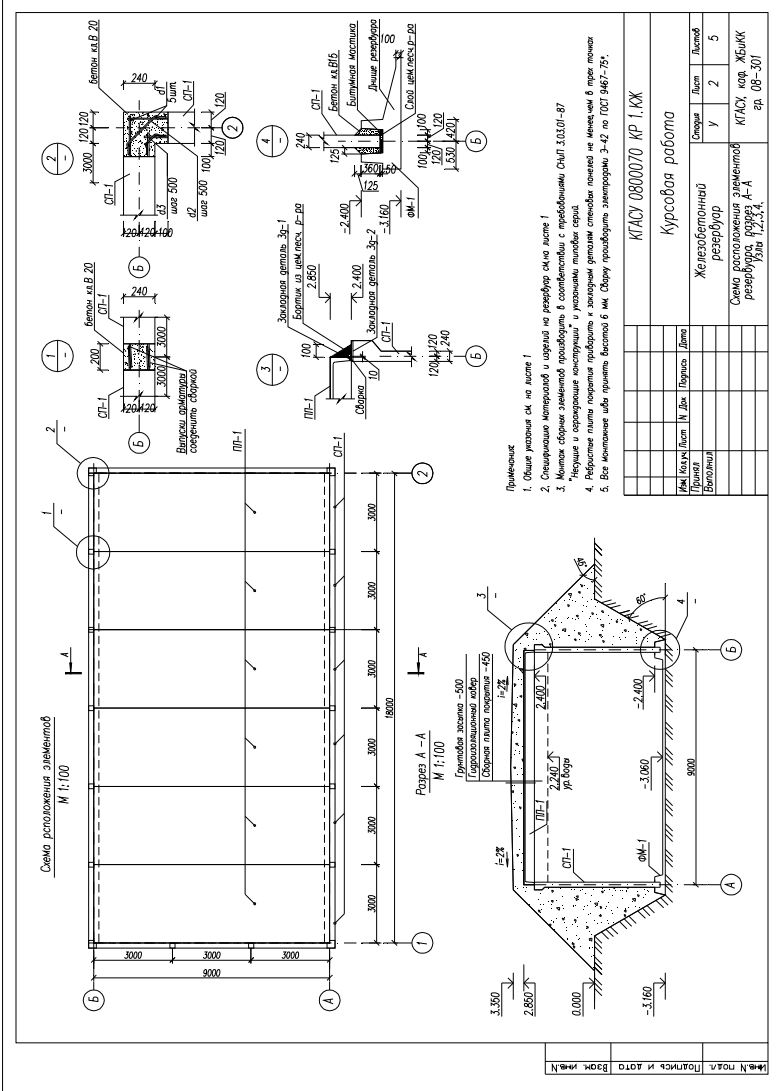
ТЭП

|         |                   |                        |       |                         |                     |                           |      |
|---------|-------------------|------------------------|-------|-------------------------|---------------------|---------------------------|------|
| 20<br>8 | Марка<br>элемента | Масса<br>эле-<br>мента | Бетон |                         | Расход стали        |                           | Стлп |
|         |                   |                        | класс | объем<br>м <sup>3</sup> | на эле-<br>мент, кг | на 1 м <sup>3</sup><br>кг |      |
|         |                   |                        |       |                         |                     |                           |      |
|         |                   |                        |       |                         |                     |                           |      |















# РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕЗЕРВУАРА ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ВОДЫ

Методические указания по выполнению курсового проекта  
Для студентов специальности 270800  
по дисциплине “Строительные конструкции”

Составители: Миронова Ю.В.  
Латыпов Р.Р.  
Фабричная К.А.

Редактор \_\_\_\_\_

Редакционно-издательский отдел  
Казанского государственного архитектурно-строительного университета  
Лицензия \_\_\_\_\_

Подписано к печати « » 2014 г.  
Объем п.л.

Формат 60x84/16  
Заказ № \_\_\_\_\_

Печать RISO  
Тираж 100 экз.

---

Отпечатано в полиграфическом секторе Издательства КГАСУ  
420043, Казань, ул. Зеленая, д.1