

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО  
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**САМАРКАНДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ИМЕНИ МИРЗО УЛУГБЕКА**

**Кафедра «Производства строительных материалов, изделий и  
конструкций»**

Строительные конструкции заводского изготовления

## **КУРСОВОЙ ПРОЕКТ**

**Расчет и конструирование многопустотной  
панели перекрытия**

**Выполнил: Муратов О.  
студент 402 -КМБИЧТ**

**Принял: Ибрагимов Х.М.**

**САМАРКАНД – 2013**

## Расчет и конструирование многопустотной панели перекрытия

**Задание для проектирования.** Требуется рассчитать и сконструировать железобетонную конструкцию заводского изготовления - многопустотная панель с круглыми пустотами, при следующих данных: имеющая номинальную длину  $l_1 = 6$  м, ширину  $b = 1,0$  м, высоту  $h = 22$  см, временная нагрузка на плиту  $p^n = 8000$  Н/м<sup>2</sup>.

Способ натяжения арматуры механический

Действующие на перекрытие нагрузки указаны в табл.1

Таблица 1. Нагрузки на сборное междуэтажное перекрытие

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>
<b>Постоянная:</b>			
от керамических плиток, $t = 0,013$ м, $\rho = 1800$ кг/м <sup>3</sup>	240	1,1	264
от слоя из цементно-песчаного раствора, $t = 0,002$ м, $\rho = 2200$ кг/м <sup>3</sup>	440	1,3	572
от железобетонной панели приведенной толщиной $t = 0,11$ м, $\rho = 2500$	2750	1,1	3025
Итого	$g^n = 3430$	—	$g = 3861$
Временная:			
кратковременная	5600	1,3	7280
длительная	2400	1,3	3120
Итого	$p^n = 8000$	—	$p = 10400$
Полная нагрузка:			
постоянная и длительная	5830	—	6981
кратковременная	5600	—	7280
Итого	$g^n + p^n = 11430$	—	$g + p = 14261$

\* Приведенная толщина панели определяем зная геометрические размеры поперечного сечения

$$h_{ред} = h_f + h'_f + h_c = 3,0 + 3,1 + 4,2 = 10,6 \text{ см} \approx 11 \text{ см},$$

где  $h_f$  — толщина нижней полки;  $h'_f$  — толщина полки в сжатой зоне;

$h_c$  — приведенная толщина средней части сечения панели,

$$h_c = (b'_f - b_1) (h - h_f - h'_f) / b'_f = (970 - 5 \cdot 0,9 \cdot 159) \cdot (220 - 30 - 31) / 970 = 41,5 \text{ мм} \approx 4,2 \text{ см}.$$

**Определение нагрузок и усилий.** На 1 м длины панели шириной 1,0 м действуют следующие нагрузки:

$$\text{кратковременная нормативная } p^n = 5600 \cdot 1,0 = 5600 \text{ Н/м};$$

$$\text{кратковременная расчетная } p = 7280 \cdot 1,0 = 7280 \text{ Н/м};$$

$$\text{постоянная и длительная нормативная } q^n = 5830 \cdot 1,0 = 5830 \text{ Н/м};$$

$$\text{постоянная и длительная расчетная } q = 6981 \cdot 1,0 = 6981 \text{ Н/м};$$

$$\text{итого нормативная } q^n + p^n = 11430 \cdot 1,0 = 9240 \text{ Н/м};$$

$$\text{итого расчетная } q + p = 14261 \cdot 1,0 = 14261 \text{ Н/м}.$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролёта от полной нагрузки

$$M = \frac{q \cdot l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{14261 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95}{8} = 57956 \text{ Н·м};$$

$$\text{где } l_0 = 6,0 - 0,3/2 = 5,85 \text{ м};$$

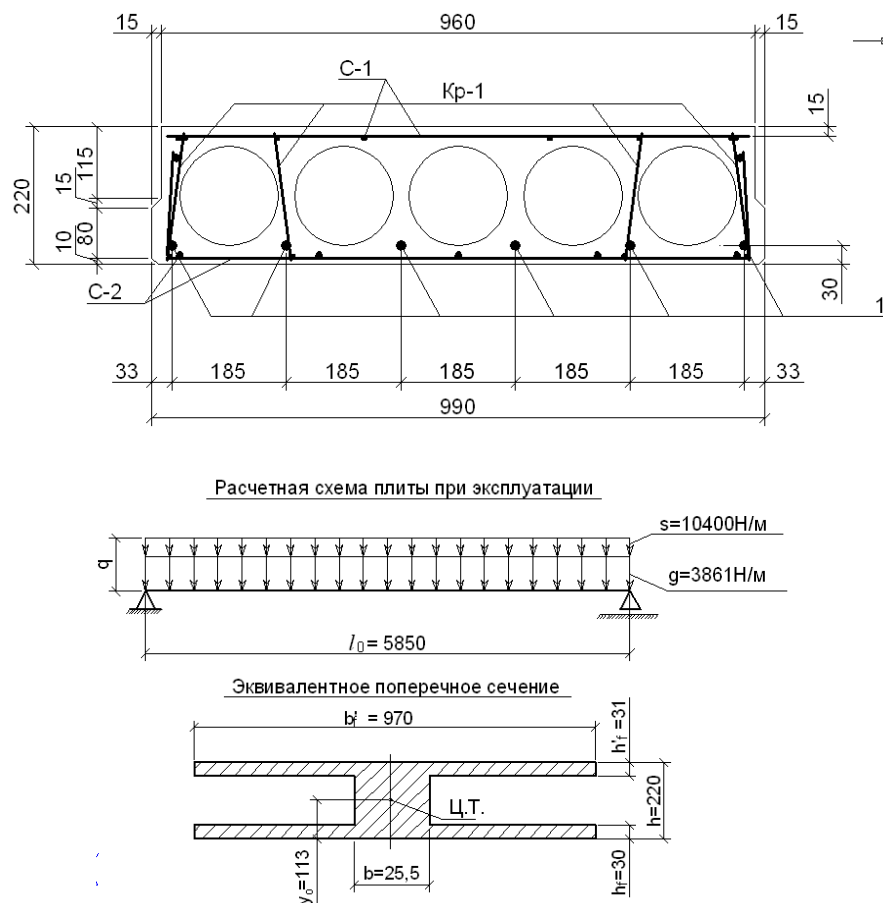


Рис. 1. Предварительно напряженная панель с овальными пустотами  
а — схема армирования; б — приведенное расчетное поперечное сечение;

Расчетный изгибающий момент от полной нормативной нагрузки (для расчета прогибов и трещиностойкости)

$$M^n = \frac{(p^n + q^n) \cdot l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{11430 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95}{8} = 46451 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

то же, от нормативной постоянной и длительной временной нагрузок

$$M_{ld} = \frac{q^n \cdot l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{5830 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95}{8} = 23693 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

то же, от нормативной кратковременной нагрузки

$$M_{cd} = \frac{p^n \cdot l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{5600 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95}{8} = 22758 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки

$$Q = 0,5 \cdot q \cdot \gamma_n \cdot l_0 = 0,5 \cdot 14261 \cdot 0,95 \cdot 5,85 = 39628 \text{ Н};$$

то же, от нормативной нагрузки

$$Q^n = 0,5 \cdot q^n \cdot \gamma_n \cdot l_0 = 0,5 \cdot 11430 \cdot 0,95 \cdot 5,85 = 31761 \text{ Н};$$

$$Q_{ld} = 0,5 \cdot 5830 \cdot 0,95 \cdot 5,85 = 16200 \text{ Н},$$

### Расчетные характеристики материалов

Для изготовления сборной панели предусматривают тяжелый бетон класса В20. Напрягаемая арматура класса А-V. Сварные каркасы – из стали класса А-III. Сварные сетки – проволоки класса Вр-I.

Расчетные характеристики материалов

Для бетона класса В20:  $R_b = 11,5$  МПа;  $R_{b,ser} = 15,0$  МПа;  $R_{bt} = 0,9$  МПа;  $R_{bt,ser} = 1,4$  МПа;  $E_b = 24000$  МПа; (бетон подвергнут тепловой обработке).

Для напрягаемой арматуры класса А-V с контролем только удлинения

$R_s = 680$  МПа;  $R_{s,ser} = 785$  МПа;  $E_s = 190000$  МПа.

Для арматуры класса А-III диаметром 10...40 мм

$R_s = R_{sc} = 365$  МПа;  $R_{sw} = 295$  МПа;  $E_s = 200\,000$  МПа;

Для проволоки класса Вр-I

диаметром 5 мм  $R_s = R_{sc} = 360$  МПа;  $R_{sw} = 260$  МПа;  $E_s = 170\,000$  МПа;

диаметром 4 мм  $R_s = R_{sc} = 365$  МПа;  $R_{sw} = 260$  МПа;  $E_s = 170\,000$  МПа;

диаметром 3 мм  $R_s = R_{sc} = 375$  МПа;  $R_{sw} = 260$  МПа;  $E_s = 170\,000$  МПа;

В плите покрытия допускается образование трещин. Способ предварительного напряжения арматуры механический на упоры формы.

Обжатие бетона производится при передаточной прочности

$$R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,6 \cdot 20 = 12 \text{ МПа} > 11 \text{ МПа.}$$

Бетон изделия твердеет с помощью тепловой обработки (пропарки).

Предварительное напряжение арматуры принимается

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа.}$$

Проверяем соблюдение условия:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} > R_{s,ser} \text{ и } \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} > 0,3 R_{sc,ser},$$

при механическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp} = 0,05 \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 471 = 23,6 \text{ МПа.}$$

Тогда

$$471 + 23,6 = 494,6 \text{ МПа} < 785 \text{ МПа};$$

$$471 - 23,6 = 447,4 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 785 = 235,5 \text{ МПа.}$$

т. е. условия выполняются.

Вычисляем коэффициент точности натяжения арматуры, учитывающий возможные отклонения предварительного напряжения арматуры

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$$

где

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) = 0,5 \frac{23,6}{471} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) \approx 0,04$$

здесь  $n$  — число напрягаемых стержней в сечении, принимаем  $n = 4$  — по одному стержню в крайнем и два в средних ребрах; при благоприятном влиянии предварительного напряжения

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,04 = 0,96;$$

при проверке по образованию трещин в верхней (сжатой) зоне плиты при обжатии

$$\gamma_{sp} = 1 + 0,04 = 1,04.$$

Предварительное напряжение арматуры с учетом точности натяжения

$$\sigma_{sp} = 0,96 \cdot 471 = 452 \text{ МПа.}$$

**Расчет прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси.** Расчет продольной арматуры ведем из условия обеспечения прочности таврового сечения, нормального к продольной оси элемента. Сечение панели с круглыми пустотами приведено к двутавровому (см. рис. 1); для этого круглые отверстия заменены на прямоугольные размерами  $b'_1 \cdot h'_1 = 0,9d$ . Полку в растянутой зоне при расчете прочности сечения в работе не учитывают, поэтому на рис. 1 она показана пунктирными линиями. Толщина полок определена выше: сжатой  $h'_f = 3,0$  см; растянутой  $h_f = 3,0$  см; суммарная ширина ребра

$$b = b'_f - 0,95d \cdot n = 970 - 0,9 \cdot 159 \cdot 5 = 255 \text{ мм} = 25,5 \text{ см.}$$

Расчетная высота сечения

$$h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см.}$$

где  $a = 3 \text{ см}$  - толщина защитного слоя арматуры

Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения по условию, характеризующему расположение нейтральной оси в полке:

$$M < \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$$

$$5795600 \text{ Н·см} > 0,9 \cdot 11,5(100) \cdot 970 \cdot 3,3 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,1) = 5430868 \text{ Н·см}$$

условие не удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке. Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{M - (b'_f - b) h'_f R_b (h_0 - 0,5 h'_f)}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} =$$

$$= \frac{5795600 - (97 - 25,5) \cdot 3,1 \cdot 11,5(100) \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,3)}{0,9 \cdot 11,5 \cdot (100) \cdot 25,5 \cdot 19^2} = 0,191$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,191} = 0,214$$

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,7672.$$

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

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,7672}{1 + \frac{628}{500} \left( 1 - \frac{0,7672}{1,1} \right)} = 0,556.$$

где  $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 452 = 628 \text{ МПа}$ .

Коэффициент условий работы арматуры  $\gamma_{s6}$ , учитывающий сопротивление арматуры выше условного предела текучести, по формуле:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left( 2 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left( 2 \cdot \frac{0,215}{0,556} - 1 \right) = 1,18.$$

где  $\eta = 1,15$  – для арматуры класса А-V

Так как  $\gamma_{s6} = 1,18 > \eta = 1,15$ , то принимаем  $\gamma_{s6} = 1,15$ .

Требуемая площадь сечения продольной предварительно напряженной арматуры (работу обычной продольной арматуры не учитываем).

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_b (b'_f - b) - R_s A_s}{\gamma_{s6} \cdot R_s} =$$

$$\frac{0,215 \cdot 0,9 \cdot 11,5(100) \cdot 25,5 \cdot 19 + 0,9 \cdot 11,5(100) \cdot (97 - 25,5) - 0}{1,15 \cdot 680 (100)} = 2,33 \text{ см}^2$$

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{2,33}{97 \cdot 19} = 0,0012 > \mu_{min} = 0,0005,$$

Принимаем  $4\varnothing 10 \text{ А-V}$ ,  $A_{sp} = 3,14 \text{ см}^2$ .

**Расчет прочности наклонного сечения.**  $Q = 31761 \text{ Н}$ . Проверяем условие прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами, полагая  $\varphi_{w1} = 1$  (при отсутствии расчетной поперечной арматуры)

$$Q = 31761 < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

где

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,9;$$

$$Q = 31761 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 11,5 \cdot 0,9(100) \cdot 21,6 \cdot 19 = 114155 \text{ Н},$$

условие соблюдается, размеры поперечного сечения панели достаточны.

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось С.

Влияние свесов сжатых полок (при четырех ребрах):

$$\varphi_f = \frac{0,75 (b'_f - b) h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot (97 - 25,5) \cdot 3,1}{25,5 \cdot 19} = 0,34 < 0,5.$$

Влияние продольного усилия обжатия

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P}{\gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \cdot \frac{104844}{0,9 \cdot 0,9 \cdot (100) \cdot 25,5 \cdot 19} = 0,27 < 0,5,$$

где усилие обжатия  $P$  принято при ориентировочных значениях суммарных потерь  $\sigma_{loss} = 100$  МПа и коэффициенте  $\gamma_{sp} < 1$ , то есть

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{loss}) \cdot A_{sp} = (1 - 0,1) (471 - 100) \cdot (100) \cdot 3,14 = 104844 \text{ Н.}$$

Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету

Вычисляем  $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,34 + 0,27 = 1,61 > 1,5$ , принимаем 1,5.

$$M_b = \varphi_2 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 25,5 \cdot 19^2 = 2236937 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

В расчетном наклонном сечении  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , тогда

$$c = M_b / (0,5Q) = 2236937 / (0,5 \cdot 31761) = 140,9 \text{ см} > 2/h_0 = 2/19 = 38 \text{ см, принимаем}$$

$c = 2h_0 = 38$  см. В этом случае

$Q_b = M_b / c = 2236937 / 38 = 58867 \text{ Н}$ , что больше  $Q = 31761 \text{ кН}$ , следовательно, по расчету поперечная арматура не требуется.

В ребрах устанавливаем конструктивно каркасы из арматуры диаметром  $\varnothing 4$  класса Вр-I. По конструктивным требованиям при  $h \leq 450$  мм на приопорном участке  $l_1 = l_0/4 = 600/4 = 150$  см шаг стержней  $s = h/2 = 22/2 = 11$  см и  $s < 15$  см; принимаем  $s = 10$  см.

В средней половине панели поперечные стержни можно не ставить, ограничиваясь их постановкой только на приопорных участках. Из конструктивных соображений для фиксации положения верхней сетки каркасы проектируют на всю длину панели с шагом поперечных стержней на приопорных участках  $s = 100$  мм и в средней части  $s = 300$  мм.

Чтобы обеспечить прочность полок панели на местные нагрузки, в пределах пустот в верхней и нижней зонах сечения предусмотрены сетки С-1 и С-2 марки (3Вр-I-200)/(3Вр-I-200),  $A_s = 0,49 \text{ см}^2/\text{м}$ .

### Расчет панели по предельным состояниям второй группы.

Определим геометрические характеристики приведенного сечения:

$$\alpha = E_s / E_b = 190000 / 240000 = 7.92$$

площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A'_{sp} + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A'_s$$

здесь  $A_{sp}$  и  $A'_{sp}$  – площадь сечения напрягаемой арматуры,  $A_s$  и  $A'_s$  ненапрягаемой арматуры;  $A'_{sp} = 0$ ,  $A_s = 0,5 \text{ см}^2$  площадь сечения  $4\varnothing 4$  А-I каркасов К-I;  $A'_s = 0,5 + 0,35 = 0,85 \text{ см}^2$  где  $0,5 \text{ см}^2$  площадь сечения  $4\varnothing 4$  Вр-I каркаса К-1 ( $\alpha = E_s / E_b = 170000 / 240000 = 7,08$ );  $0,35 \text{ см}^2$  - площадь сечения  $5\varnothing 3$  Вр-I продольной арматуры сетки ( $\alpha = E_s / E_b = 170000 / 240000 = 7,08$ )

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A'_{sp} + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A'_s = 97 \cdot (3,1 + 3) + (22 - 3,1 - 3) \cdot 25,5 + 7,92 \cdot 3,14 + 7,08 \cdot 0,5 + 7,08 \cdot 0,85 = 1031 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани сечения панели:

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_{s,01} + \alpha \cdot S'_{s,01} + \alpha \cdot S_{s,02} + \alpha \cdot S'_{s,02} = 97 \cdot 3,1 \cdot 20,5 + 97 \cdot 3,1,5 + 25,5 \cdot (22 - 3,1 - 3) \cdot 11 + 7,92 \cdot 3,14 \cdot 3 + 7,08 \cdot 0,85 \cdot 20 + 7,08 \cdot 0,5 \cdot 2 = 11248 \text{ см}^3 \text{ (здесь } S_{s,02} = 0).$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани панели:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 11248 / 1031 = 10,9 \text{ см; } h - y_0 = 22 - 10,9 = 11,1 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$J_{red} = J + \alpha \cdot A_{sp} y_1^2 + \alpha \cdot A'_{sp} y_1'^2 + \alpha \cdot A_s y_2^2 + \alpha \cdot A'_s y_2'^2 =$$

где

$$y_1 = 10,9 - 3 = 7,9 \text{ см}; y'_1 = 0; y_2 = 10,9 - 2 = 8,9 \text{ см}; y'_2 = 11,1 - 2 = 9,1 \text{ см};$$

$$J_{\text{ред}} = \frac{97 \cdot 3,1^3}{12} + 97 \cdot 3,1 \cdot (11,1 - 3,1 / 2)^2 + \frac{97 \cdot 3^3}{12} + 97 \cdot 3 \cdot (10,9 - 3 / 2)^2 + \frac{25,5 \cdot (22 - 3,1 - 3)^3}{12} +$$

$$+ 25,5 \cdot (11,1 - 10,9)^2 + 7,92 \cdot 3,14 \cdot 7,9^2 + 7,08 \cdot 0,5 \cdot 8,9^2 + 7,08 \cdot 0,85 \cdot 9,1^2 = 64470 \text{ см}^2$$

Момент сопротивления для растянутой грани сечения

$$W_{\text{ред}} = \frac{J_{\text{ред}}}{y_0} = \frac{64470}{10,9} = 5914 \text{ см}^3;$$

то же, по сжатой грани сечения

$$W'_{\text{ред}} = \frac{J_{\text{ред}}}{h_0 - y_0} = \frac{64470}{22 - 10,9} = 5808 \text{ см}^3.$$

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (верхней) до центра тяжести приведенного сечения

$$r = \varphi_n \frac{W_{\text{ред}}}{A_{\text{ред}}} = 0,85 \frac{5914}{1031} = 4,875 \text{ см},$$

где  $\varphi_n = 1,6 - \sigma_b / R_{b, \text{сер}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$ ;

то же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней)

$$r_{\text{inf}} = \varphi_n \frac{W'_{\text{ред}}}{A_{\text{ред}}} = 0,85 \frac{5808}{1031} = 4,788 \text{ см}.$$

### Определение потерь предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры

Предварительное напряжение в арматуре  $\sigma_{\text{sp}}$  без учета потерь принято

$$\sigma_{\text{sp}} = 0,6 R_{\text{sn}} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}.$$

При расчете потерь коэффициент точности натяжения арматуры  $\gamma_{\text{sp}} = 1$

*Определяем первые потери:*

от релаксации напряжений в арматуре по формуле

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{\text{sp}} = 0,03 \cdot 471 = 14,13 \text{ МПа};$$

от температурного перепада  $\sigma_2 = 0$ , так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с панелью;

при деформации бетона от быстронатекающей ползучести последовательно вычисляем:

усилие обжатия

$$P_1 = A_{\text{sp}} (\sigma_{\text{sp}} - \sigma_1 - \sigma_2) = 3,14 \cdot (471 - 14,13 - 0) (100) = 143457 \text{ Н};$$

эксцентриситет усилия  $P_1$  относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{0p} = y_0 - a_p = 10,9 - 3 = 7,9 \text{ см};$$

напряжение в бетоне при обжатии

$$\sigma_{\text{bp}} = \frac{P}{A_{\text{ред}}} + \frac{P \cdot e_{0p} \cdot y_{\text{sp}}}{J_{\text{ред}}} = \frac{143457}{1031} + \frac{143457 \cdot 7,9 \cdot 7,9}{64470} = 278 \text{ Н/см}^2 = 2,78 \text{ МПа}.$$

$$\text{Так как } \frac{\sigma_{\text{bp}}}{R_{\text{bp}}} = \frac{2,78}{12} = 0,232 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{\text{bp}} = 0,25 + 0,025 \cdot 12 = 0,55 < 0,8,$$

потери от быстронатекающей ползучести будут

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{\text{bp}}}{R_{\text{bp}}} = 34 \cdot 0,232 = 5,57 \text{ МПа};$$

Суммарное значение первых потерь

$$\sigma_{\text{loss},1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 14,13 + 0 + 0 + 0 + 0 + 5,57 = 19,7 \text{ МПа}.$$

С учетом первых потерь  $\sigma_{\text{loss},1}$  напряжение  $\sigma_{\text{bp}}$  будет

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1}) = 3,14 \cdot (471 - 19,7) (100) = 141708 \text{ Н.}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p} \cdot y_{sp}}{J_{red}} = \frac{141708}{1031} + \frac{141708 \cdot 7,9 \cdot 7,9}{64470} = 274,6 \text{ Н/см}^2 = 2,746 \text{ МПа.}$$

Определяем вторые потери:

от усадки бетона  $\sigma_{s6} = 35 \text{ МПа}$ ;

от ползучести бетона по формуле

$$\text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,746}{12} = 0,23 < 0,75 \text{ и } k=0,85 \text{ для бетона, подвергнутого тепловой}$$

обработке при атмосферном давлении:

$$\sigma_9 = 150 \cdot k \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,23 = 29,3 \text{ МПа};$$

Вторые потери напряжений составляют

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_6 + \sigma_9 = 35 + 29,3 = 64,3 \text{ МПа.}$$

Суммарные потери предварительного напряжения арматуры составляют

$$\sigma_{loss} = \sigma_{loss,1} + \sigma_{loss,2} = 19,7 + 64,3 = 87 < 100 \text{ МПа,}$$

что меньше установленного минимума потерь.

Принимаем значения всех потерь  $\sigma_{loss} = 100 \text{ МПа}$ .

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений в арматуре

$$P_2 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{loss}) = 3,14 \cdot (471 - 100) (100) = 116494 \text{ Н} = 116,494 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 \cdot e_{0p} \cdot y_{sp}}{J_{red}} = \frac{116494}{1031} + \frac{116494 \cdot 7,9 \cdot 7,9}{64470} = 225,7 \text{ Н/см}^2 = 2,26 \text{ МПа.}$$

**Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси,** производится для выяснения необходимости расчета по раскрытию трещин. Так как рассматриваемая панель относится к элементам, к которым предъявляются требования третьей категории трещиностойкости, то согласно табл. 2.10 [4] коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$  и расчетный момент от полной нормативной нагрузки будет  $M^n = 4050 \text{ Н}\cdot\text{м}$ .

При  $M^n \leq M_{crc}$  (где  $M_{crc}$  — момент внутренних усилий) трещины не образуются.

Вычисляем момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин по формулам.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_{02}(e_{0p} + r),$$

где  $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 5914 = 8871 \text{ см}^3$  (здесь  $\gamma = 1,5$  для двутавровых сечений при  $b'_f/b = 97/25,5 = 3,8 > 2$ ; согласно п. 4,6 прилож. VI) [1];

$M_{rp}$  — ядровый момент усилий обжатия, равный

$P_{02}(e_{0p} + r)$  при  $\gamma_{sp} < 1$ .

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, по формуле

$$r = \varphi \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1,0 \cdot \frac{5914}{1031} = 5,74 \text{ см}$$

$$\text{где } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{2,26}{15} = 1,45 > 1 \text{ принимаем } \varphi = 1$$

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь: при  $\gamma_{sp} = 0,86$

$$P_{02} = \gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{loss}) \cdot A_{sp} = 0,96 \cdot (471 - 100)(100) \cdot 3,14 = 111834 \text{ Н} = 111,834 \text{ кН.}$$

Значение  $M_{crc}$ :

$$M_{crc} = 1,4 \cdot (100) 8871 + 111834 \cdot (7,9 + 5,74) = 2767356 \text{ Н}\cdot\text{см} = 27,67356 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

что меньше  $M^n = 54,536 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , следовательно, в эксплуатационной стадии работы панели трещин в ней образуются. Поэтому расчет на раскрытие трещин необходимо выполнить.

Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне панели при её



обжатию при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_{sp}=1,04$ . Изгибающий момент от собственного веса панели

$$M_g = \frac{g l_0^2}{8} = \frac{3025 \cdot 5,85^2}{8} = 12940 \text{ Н}\cdot\text{м} = 12,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчетное условие

$$\begin{aligned} \gamma_{sp} \cdot P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_g &\leq R_{bt,p} \cdot W'_{pl} \\ 1,04 \cdot 141708 \cdot (7,9 - 4,788) - 12940 &= 445695 \text{ Н}\cdot\text{см}; \\ R_{bt,p} W'_{pl} &= 1,0 \cdot 8712(100) = 871200 \text{ Н}\cdot\text{см}, \end{aligned}$$

где  $R_{bt,p} = 1,15$  МПа — для прочности бетона, соответствующей класса 0,6-В, что равно В12,5.  $W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 5808 = 8712 \text{ см}^3$ .

Так как  $445695 < 958300 \text{ Н}\cdot\text{см}$ , то расчетное условие соблюдается, начальные трещины не образуются.

**Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.** Предельная ширина раскрытия трещин: непродолжительная  $a_{crc} = 0,4$  мм, продолжительная  $a_{crc} = 0,3$  мм. Изгибающие моменты от нормативных нагрузок:

постоянной и длительной  $M_{ld} = 23693 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;

полной  $M^n = 46451 \text{ Н}\cdot\text{м}$ .

Приращение напряжений в растянутой арматуре от действия постоянной и длительной нагрузок определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M - P(z_1 - e_{sp})}{W_s} = \frac{23693(100) - 111834(17,5 - 0))}{54,8} = 7522 \text{ Н/см}^2 = 75,22 \text{ МПа},$$

где  $z_1 = h_0 - 0,5h'_f = 19 - 0,5 \cdot (3,1) = 17,45 \text{ см}$  — плечо внутренней пары сил;  $e_{sp} = 0$  усилие обжатия  $P$ , приложенное в центре тяжести площади нижней напрягаемой арматуры;  $W_s = A_s z_1 = 3,14 \cdot 17,45 = 54,8 \text{ см}^3$  — момент сопротивления сечения по растянутой арматуре.

Приращение напряжений в арматуре от действия полной нагрузки

$$\sigma_s = \frac{M - P(z_1 - e_{sp})}{W_s} = \frac{46451(100) - 111834(17,5 - 0))}{54,8} = 49051 \text{ Н/см}^2 = 490,05 \text{ МПа},$$

Ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки

$$\begin{aligned} a_{crc1} &= 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \delta_s \cdot \eta \cdot \varphi_1 \cdot (\sigma_s / E_s) \sqrt[3]{d} = \\ &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0065) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (490,05 / 190000) \sqrt[3]{10} = 0,317 \text{ мм}; \end{aligned}$$

где  $\mu = A_s / b h_0 = 3,14 / 25,5 \cdot 19 = 0,011$ ;  $\delta_s = 1$ ;  $\eta = 1$ ;  $\varphi_1 = 1$ ;  $d = 12 \text{ мм}$  - диаметр продольной арматуры;

ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок

$$a'_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0065) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (75,22 / 190000) \sqrt[3]{10} = 0,048 \text{ мм};$$

ширину раскрытия трещин от постоянной и длительной нагрузок

$$a_{crc2} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0065) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot (75,22 / 190000) \sqrt[3]{10} = 0,073 \text{ мм};$$

Непродолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} - a'_{crc1} + a_{crc2} = 0,317 - 0,048 + 0,073 = 0,341 \text{ мм} < [0,4 \text{ мм}];$$

Продолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc2} = 0,073 \text{ мм} < [0,3 \text{ мм}];$$

### Расчет панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

Определение усилий. Панели поднимают за петли, расположенные на расстоянии 0,7 м от торцов (рис. 2). Отрицательный изгибающий момент в сечении панели по оси подъемных петель от собственного веса  $q_c$  (с учетом коэффициента динамичности  $k_d = 1,6$ ).

$$M_A = \frac{q_c l^2}{2} = \frac{4400 \cdot 0,7^2}{2} = 1078 \quad \text{Н·м} = 1,078 \text{ кН·м}$$

где  $q_c = k_d G_c = 1,6 \cdot 2750 = 4400 \text{ Н/м}$ ;

$G_c$  – вес 1 м длины железобетонной панели приведенной толщиной 11 см и шириной 1,0 м.

$$G_c = 2500 \cdot 0,11 \cdot 1,0 = 275 \text{ кг/м} = 2750 \text{ Н/м}$$

Усилие обжатия панели  $N'_n$  вводят как внешнюю внецентренно приложенную нагрузку (рис. 2), которую при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле

$$N'_n = (\gamma_{sp} \cdot \sigma_{01} - \sigma_{sc,u}) A_{sp} = (1,1 \cdot 456,87 - 330) \cdot 3,14 = 541,8 \text{ МПа·см}^2 = 54,18 \text{ кН},$$

где  $\sigma_{01} = \sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2) = 471 - (14,13 + 0) = 456,87 \text{ МПа}$ , потери от быстроснатекающей ползучести  $\sigma_6$  не учитываются;  $\gamma_{sp} = 1,1$  – коэффициент условий работы в стадии изготовления и монтажа панели;  $\sigma_{sc,u} = 330 \text{ МПа}$  – снижение предварительного напряжения в арматуре в результате укорочения (обжатия) бетона в предельном состоянии.

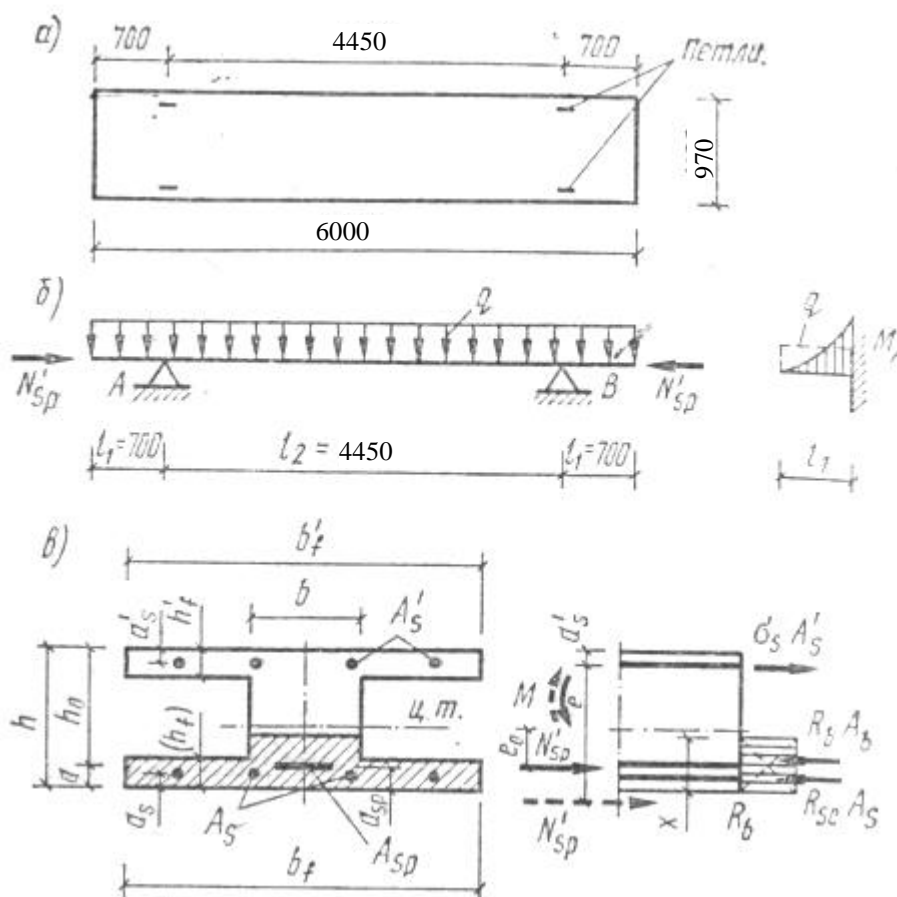


Рис. 2. К расчету предварительно напряженной панели на монтажные нагрузки  
а — план; б, в — расчетные схемы

*Расчет прочности сечения панели как внецентренно сжатого элемента.* Расчетное сопротивление бетона в рассматриваемой стадии работы панели принимаем при достижении бетоном 50 % проектной прочности:  $R_0 = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ МПа}$ ; по табл. 1.4 [4] для  $R_0 = 10$  находим  $R_b = 6,0 \text{ МПа}$ , а с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{b2} = 1,2$ , при проверке прочности сечений в стадии предварительного обжатия конструкций  $R_b = 6,0 \cdot 1,2 = 7,2 \text{ МПа}$ .

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,2 = 0,7924.$$

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

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,7924}{1 + \frac{365}{400} \left( 1 - \frac{0,7924}{1,1} \right)} = 0,633.$$

где  $\sigma_{sR}=R_s=360$  МПа; – для ненапрягаемой арматуры класса Вр-I диаметром 4 мм.

Случайный эксцентриситет определяют из условий:  $e_a = l/600 = 585/600 = 0,975$  см;  $e_a = h/30 = 22/30 = 0,733$  см,  $e_a < 1$  см, принимаем большее значение  $e_a = 1,0$  см. Тогда эксцентриситет равнодействующей сжимающих усилий будет:

$$e = h_0 - a'_a + e_a + \frac{M_A}{N'_n} = 19 - 1,5 + 1,0 + \frac{1078 (100)}{541800} = 18,7 \text{ см};$$

$$\alpha_m = \frac{N'_n \cdot e}{b \cdot (h'_0)^2 R_b} = \frac{1078 (100) \cdot 17,8}{21,5 \cdot 20,5^2 \cdot 7,2 (100)} = 0,295$$

где  $h'_0 = h - a'_a = 22 - 1,5 = 20,5$  см, считая менее сжатой ту зону сечения, которая более удалена от напряженной арматуры  $A_{sp}$  (рис. 2).

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,295} = 0,36 < \xi_R = 0,633;$$

по табл. 2.12 [1] при  $\alpha_m = 0,295$  находим  $\xi_R = 0,633$ ;  $\eta = 0,82$ ; в расчете учитываем  $\xi = 0,36$ .

Требуемая площадь сечения арматуры  $A'_s$ :

$$A'_s = \frac{\xi \cdot R_b h'_0 - N'_n}{R_s} = \frac{0,36 \cdot 7,2 (100) \cdot 21,6 - 1078 (100)}{365 (100)} = -2,8 \text{ см}^2$$

т.е. по расчету в верхней зоне арматура не требуется.

Фактически в верхней зоне панели поставлена продольная арматура каркасов К-I 4Ø4 Вр-I,  $A_s = 0,5 \text{ см}^2$ ,

*Проверка сечения по образованию трещин.*

Усилие в напряженной арматуре

$$N_{01} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{01} \cdot A_{sp} = 1,04 \cdot (456,87) (100) \cdot 3,14 = 149195 \text{ Н.}$$

Изгибающий момент в сечении от собственного веса без учета  $k_d = 1,6$

$$M_A = 1078/1,6 = 673,5 \text{ Н·м.}$$

Геометрические характеристики сечения относительно верхней грани:

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = \frac{64470}{22 - 7,9} = 4572 \text{ см}^3;$$

$$r_{inf} = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,8 \frac{5808}{1031} = 4,51 \text{ см.}$$

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 5808 = 8712 \text{ см}^3.$$

Проверяем условие

$$M_A = M_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} - M_{rp}$$

где  $R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,4 (100) \cdot 8712 = 121968 \text{ Н·см} = 12,2 \text{ кН·м};$

$$M_{rp} = N_{01} (e_{0p} - r_{inf}) = 149195 \cdot (7,9 - 4,51) = 505771 \text{ Н·см} = 5,058 \text{ кН·м};$$

$$M_{crc} = 12,1 - 5,058 = 7,04 \text{ кН·м} > M_A = 1,009 \text{ кН·м.}$$

Условие соблюдается, трещин в сечении при действии монтажных и транспортных нагрузок не будет.

## Механическое натяжение арматуры

Для осуществления предварительного натяжения арматуры применяют механическое (с помощью гидродомкратов), электротермическое, электротермомеханическое и натяжение за счет использования энергии расширяющегося цемента.

Механическое натяжение осуществляется, как правило, с помощью гидравлических домкратов. Силовое натяжение стержневой арматуры на упоры форм производят одновременно нескольких стержней. При групповом натяжении стержневой арматуры необходимо обеспечить расстояние между опорными поверхностями анкерных устройств с предельным отклонением  $\pm 0,03\Delta l$  ( $\Delta l$  – расчетное упругое удлинение стержня).

Необходимое для натяжения арматуры тяговое усилие (Н) домкрата

$$P = \frac{k \cdot n_{\text{ст}} \cdot P_{\text{пр}}}{\eta}$$

где  $k$  — коэффициент, учитывающей возможную технологическую перетяжку,  $k=1,1$ ;  
 $n_{\text{ст}}$  — число одновременно натягиваемых стержней или группы стержней в нашем примере  $4\varnothing 10 \text{ A-VI}$ ;  $A_{\text{сп}} = 3,14 \text{ см}^2$ ;

$P_{\text{пр}}$  — проектное усилие натяжения стержней или группы стержней, Н;

$$P_{\text{пр}} = \sigma_{\text{сп}} \cdot A_{\text{сп}} = 628(100) \cdot 3,14 = 197192 \text{ Н};$$

$\sigma_{\text{сп}}$  — расчетное напряжение в арматуре

$$\sigma_{\text{сп}} = \sigma_{\text{с},0,2} \cdot \alpha = 785 \cdot 0,8 = 628 \text{ МПа}$$

где  $\alpha = 0,5 \dots 0,85$  — для стержневой арматуры;

$\alpha = 0,4 \dots 0,8$  — для проволочной арматуры.

$\eta$  — коэффициент полезного действия гидродомкрата,  $\eta = 0,94 \dots 0,96$ ;

$$P = \frac{k \cdot n_{\text{ст}} \cdot P_{\text{пр}}}{\eta} = \frac{1,1 \cdot 4 \cdot 197192}{0,95} = 913310 \text{ Н} = 913,1 \text{ кН}$$

Ход (м) поршня

$$S_n = (0,007 \dots 0,01) l_a = 0,008 \cdot 6200 = 49,6 \text{ мм}$$

где  $l_a$  — длина натягиваемой арматуры между опорами временных анкеров, м.

Теоретическая величина удлинения арматуры

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{сп}} \cdot l_a}{E} = \frac{628(100) \cdot 6,2(100)}{190000(100)} = 2,05 \text{ см.}$$

Ход поршня для выпрямления арматуры и предварительного натяжения принимают 4,5 см

Показание манометра насосной станции

$$P_{\text{мон}} = \frac{P}{\eta \cdot A_d} = \frac{913,1(100)}{0,95 \cdot 78,5} = 1124 \text{ Н/см}^2 = 112,4 \text{ кг/см}^2,$$

$A_d$  — площадь поршня домкрата

$$A_d = \pi D^2 / 4 = 3,14 \cdot 10^2 / 4 = 78,5 \text{ см}^2$$

## Литература:

1. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. — 2-е издание, переработанное и дополненное. М.: Стройиздат, 1989. — 504 с.
2. Байков В. Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. — 5-е издание, переработанное и дополненное. — М.: Стройиздат, 1991. — 767 с.
3. Железобетонное конструирование. Курсовое и дипломное проектирование / под редакцией А.Я. Барашикова. — Киев, Вища школа, 1987. — 416 с.
4. КМК 2.03.01 – 96. Бетон ва темирбетон конструкциялари. - Ташкент, Госкомархитектстрой

РУз, 1998. – 215 с.

5. Мельник Р.А. и др. Альбом чертежей железобетонных конструкций в курсовом и дипломном проектировании. Самарканд. Зарафшон. 1994.

6. РСТУз 779-97. Бетонные и железобетонные изделия и конструкции. Номенклатура, показатели.