

**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 $p^n = 8000 \text{ Н/м}^2$.

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^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Постоянная:			
от керамических плиток, $t=0,013 \text{ м}$, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	240	1,1	264
от слоя из цементно-песчаного раствора, $t=0,002 \text{ м}$, $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$	440	1,3	572
от железобетонной панели приведенной толщиной $t=0,11 \text{ м}$, $\rho=2500$	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

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

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

h_c — приведенная толщина средней части сечения панели,

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

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

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

кратковременная расчетная $p = 7280 \cdot 1,0 = 4380 \text{ Н/м}$;

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

постоянная и длительная расчетная $q = 6981 \cdot 1,0 = 6918 \text{ Н/м}$;

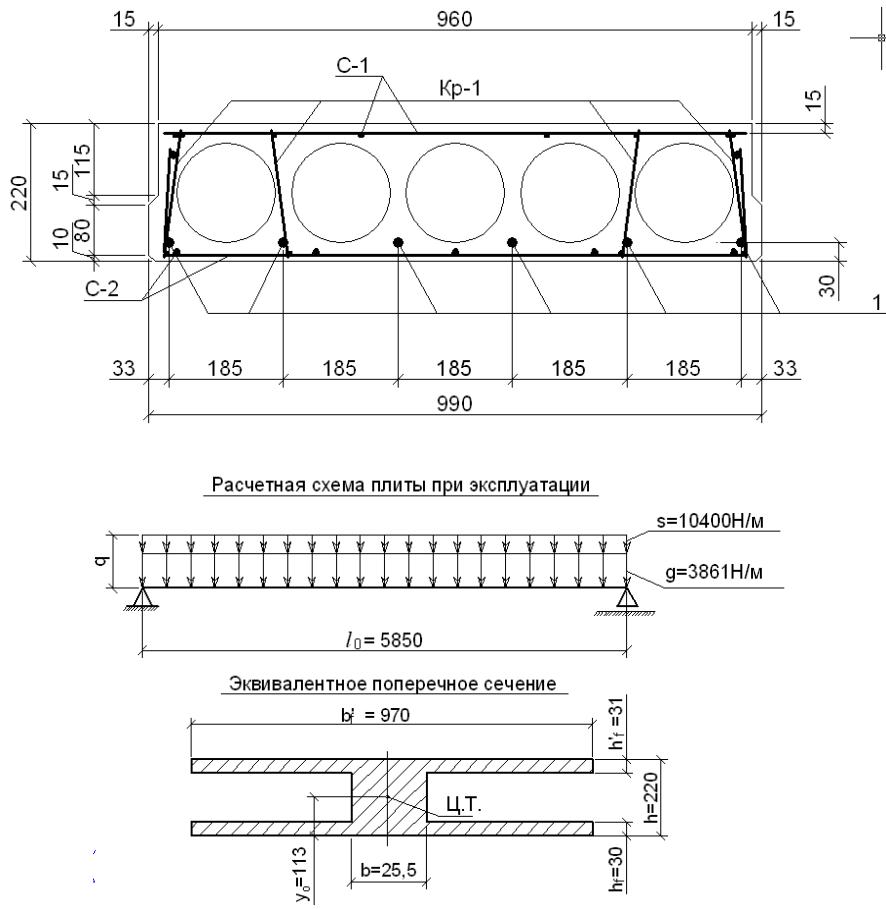
итого нормативная $q^n + p^n = 11430 \cdot 1,0 = 9240 \text{ Н/м}$;

итого расчетная $q + p = 14261 \cdot 1,0 = 11261 \text{ Н/м}$.

Расчетный изгибающий момент в середине пролёта от полной нагрузки

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

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

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

то же, от нормативной нагрузки

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

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

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-В с контролем только удлинения

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

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

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

Для проволоки класса Вр-I

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

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

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

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:

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

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 $a = 3$ см - толщина защитного слоя арматуры

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

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

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

условие не удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке. Вычисляем

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M - (b'f - b)h'_f \cdot R_b \cdot (h_0 - 0,5h'_f)}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \\ &= \frac{5795600 - (97 - 25,5) \cdot 3,1 \cdot 11,5(100) \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,3)}{0,9 \cdot 11,5 \cdot (100) \cdot 25,5 \cdot 19^2} = 0,191 \end{aligned}$$

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

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.

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

Коэффициент условий работы арматуры γ_{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-В

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).

$$\begin{aligned} A_{sp} &= \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_b (b'f - b) - R_s A_s}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \\ &= \frac{0,215 \cdot 0,9 \cdot 11,5(100) \cdot 25,5 \cdot 19 + 0,9 \cdot 11,5(100) \cdot (97 - 25,5) - 0}{1,15 \cdot 680 (100)} = 2,33 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Коэффициент армирования

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

Принимаем 4Ø10 А-В, $A_{sp}=3,14 \text{ см}^2$.

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

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

где

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

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

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.

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

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

$c = M_b / (0,5Q) = 2236937 / (0,5 \cdot 31761) = 140,9 \text{ см} > 2/h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$, принимаем $c = 2h_0 = 38 \text{ см}$. 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 припорном участке $l_1 = l_0/4 = 600/4 = 150 \text{ см}$ шаг стержней $s = h/2 = 22/2 = 11 \text{ см}$ и $s < 15 \text{ см}$; принимаем $s = 10 \text{ см}$.

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

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:

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

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

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

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

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

Момент сопротивления для растянутой грани сечения

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

то же, по сжатой грани сечения

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

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

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

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

то же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней)

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

Определение потерь предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры

Предварительное напряжение в арматуре σ_{sp} без учета потерь принято

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

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

Определяем первые потери:

от релаксации напряжений в арматуре по формуле

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

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

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

эксцентрикитет 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

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

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

потери от быстронатекающей ползучести будут

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

Суммарное значение первых потерь

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

С учетом первых потерь $\sigma_{loss,1}$ напряжение σ_{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

обжатии 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 $a_{crc} = 0,4 \text{ мм}$, продолжительная $a_{crc} = 0,3 \text{ мм}$. 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

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

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

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

Ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки

$$\begin{aligned} a_{crc1} &= 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \delta_s \cdot \eta \cdot \varphi_l \cdot (\sigma_s/E_s)^{3/d} = \\ &= 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0065) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (490,05/190000)^{3/12} = 0,317 \text{ мм}; \end{aligned}$$

где $\mu = A_s/bh_0 = 3,14/25,5 \cdot 19 = 0,011$; $\delta_s = 1$; $\eta = 1$; $\varphi_l = 1$; $d = 12 \text{ мм}$ — диаметр продольной арматуры;

ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок

$$a'_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0065) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (75,22/190000)^{3/12} = 0,048 \text{ мм};$$

ширину раскрытия трещин от постоянной и длительной нагрузок

$$a_{crc2} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0065) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot (75,22/190000)^{3/12} = 0,073 \text{ мм};$$

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 $k_d = 1,6$).

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

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

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

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

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

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

где $\sigma_{01} = \sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2) = 471 - (14,13+0) = 456,87 \text{ МПа}$, потери от быстронатекающей ползучести σ_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.

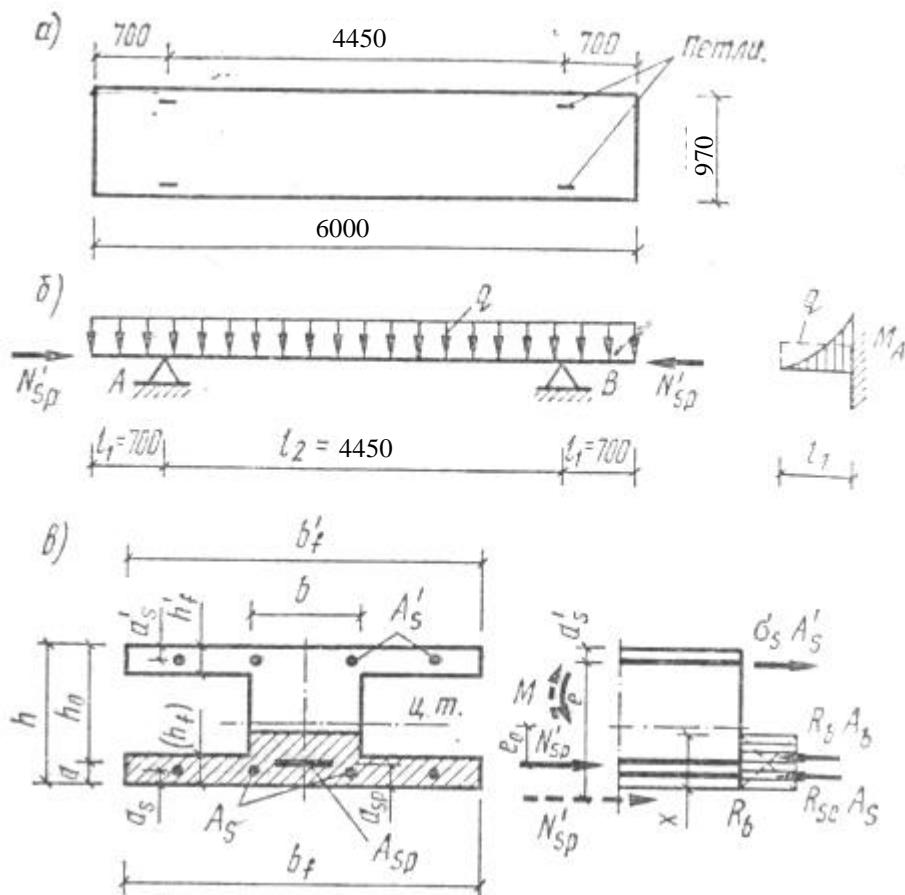


Рис. 2. К расчету предварительно напряженной панели на монтажные нагрузки
а — план; б, в — расчетные схемы

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 $\gamma_2 = 1,2$, 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 ненапрягаемом арматуры класса Вр-І диаметром 4 мм.

Случайный эксцентризитет 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 эксцентризитет 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 мене 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 $\xi < \xi_R = 0,633$; $\eta = 0,82$; 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-І 4Ø4 Вр-І, $A_s = 0,5 \text{ см}^2$,

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 $\pm 0,03\Delta l$ (Δl – расчетное упругое удлинение стержня).

Необходимое для натяжения арматуры тяговое усилие (Н) домкрата

$$P = \frac{k \cdot n_{ct} P_{np}}{\eta}$$

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

P_{np} — проектное усилие натяжения стержней или группы стержней, Н;

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

σ_{sp} — расчетное напряжение в арматуре

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

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

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

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

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

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

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

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

Показание манометра насосной станции

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

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.