

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 ребристой
плиты перекрытия

Выполнила: Алаева М.
студент 402 -КМБИЧТ

Принял: Ибрагимов Х.М.

САМАРКАНД – 2013

Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы

Расчетный пролет и нагрузки. Для установления расчетного пролета плиты предварительно задаются размерами шириной сечения ригеля: $b=30$ см. При опирании на ригель поверху расчетный пролет $l_0 = l - b/2 = 6 - 0,30/2 = 5,85$ см.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в табл. 1.

Таблица 1. Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Постоянная:			
собственный вес ребристой плиты	2500	1,1	2750
то же слоя цементного раствора, $\delta=20$ мм ($\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$)	440	1,3	570
то же керамических плиток, $\delta=13$ мм ($\rho=1800 \text{ кг/м}^3$)	234	1,1	258
Итого g	3180	—	3578
Временная v	4000	1,2	4800
В том числе:			
длительная	2800	1,2	3360
кратковременная	1200	1,2	1440
Полная нагрузка $g + v$	7180	—	8378
В том числе:			
постоянная и длительная ($3180 + 2800$) Н/м^2)	5980	—	—
кратковременная	1200	—	—

Расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты 1,5 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$:

постоянная $g = 3578 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 5099 \text{ Н/м}$;

полная $g + v = 8378 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 11939 \text{ Н/м}$;

кратковременная $v = 4800 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 6840 \text{ Н/м}$.

Нормативная нагрузка на 1 м длины:

постоянная $g^n = 3180 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 4532 \text{ Н/м}$;

полная $g^n + v^n = 7180 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10232 \text{ Н/м}$,

в том числе постоянная и длительная $5980 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 8522 \text{ Н/м}$.

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок:

- изгибающий момент в середине пролёта от полной расчетной нагрузки

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{11939 \cdot 5,85^2}{8} = 51073 \text{ Н·м};$$

- поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{(g + v) \cdot l_0}{2} = \frac{11939 \cdot 5,85}{2} = 34922 \text{ Н};$$

- изгибающий момент от нормативной полной нагрузки

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{7180 \cdot 5,85^2}{8} = 30715 \text{ Н·м};$$

- от нормативной постоянной и длительной нагрузки

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{5980 \cdot 5,85^2}{8} = 25581 \text{ Н·м};$$

Установление размеров сечения плиты (рис. 18.2).

- высота сечения ребристой предварительно напряженной плиты

$h = l_0/20 = 585/20 \approx 30 \text{ см}$;

- рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 30 - 3 = 27 \text{ см};$$

- ширина продольных ребер понизу 7 см;

- ширина верхней полки 146 см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h'_f = 5 \text{ см}$; отношение $h'_f/h = 5/30 = 0,167 > 0,1$, при этом в расчет вводится вся ширина полки $b'_f = 146 \text{ см}$; расчетная ширина ребра $b = 2 \cdot 7 = 14 \text{ см}$.

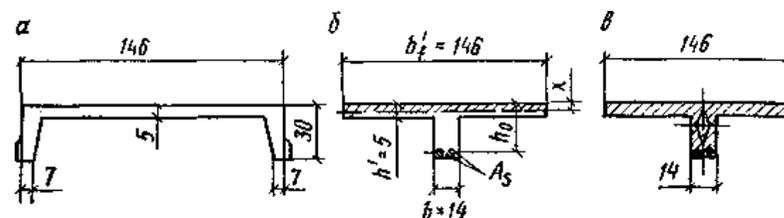


Рис. 18.2. Поперечные сечения ребристой плиты

а — основные размеры; б — к расчету прочности; в — к расчету по образованию трещин: размеры приведены в см

Характеристики прочности бетона и арматуры. Ребристую предварительно напряженную плиту армируют стержневой арматурой класса А-IV с механическим натяжением на упоры форм. К трещиностойкости плиты предъявляют требования 3-й категории. Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении.

Бетон тяжелый класса В30, соответствующий напрягаемой арматуре. Согласно [1] прочность нормативная $R_{bn} = R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$, расчетная $R_b = 17 \text{ МПа}$; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$; нормативное сопротивление при растяжении $R_{btн} = R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$, расчетное $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$; начальный модуль упругости бетона $E_b = 29000 \text{ МПа}$. Передаточная прочность бетона R_{bp} устанавливается так, чтобы при обжатии отношение напряжений $\sigma_{bp}/R_{bp} < 0,75$.

Арматура продольных ребер — класса А-IV, нормативное сопротивление $R_{sn} = 590 \text{ МПа}$, расчетное сопротивление $R_s = 510 \text{ МПа}$; модуль упругости $E_s = 190000 \text{ МПа}$ [1]. Предварительное напряжение

арматуры принимают равным

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{sn} = 0,6 \cdot 590 = 354 \text{ МПа.}$$

Проверяют выполнение условия, при механическом способе натяжения

$$p = 0,05 \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 354 = 17,7 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{sp} + p = 354 + 17,7 = 371,7 < R_{sn} = 590 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} - p = 354 - 17,7 = 336,3 > 0,3 \cdot R_{sn} = 177 \text{ МПа}$$

условие выполняется.

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

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

где

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) = 0,5 \frac{17,7}{354} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \approx 0,04 < 0,1 \text{ принимаем } \gamma_{sp} = 0,1$$

здесь n — число напрягаемых стержней в сечении, принимаем $n = 2$ — по одному стержню в крайнем ребре; при благоприятном влиянии предварительного напряжения

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9;$$

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

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

Предварительное напряжение арматуры с учетом точности натяжения

$$\sigma_{sp} = 0,90 \cdot 354 \approx 320 \text{ МПа.}$$

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси.

$M = 51073 \text{ Н}\cdot\text{м}$. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Вычисляют

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b' \cdot f \cdot h_0^2} = \frac{51073(100)}{0,9 \cdot 17 \cdot (100) \cdot 146 \cdot 27^2} = 0,031.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,031} = 0,032$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,032 = 0,984$$

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,7276.$$

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

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,7276}{1 + \frac{590}{500} \left(1 - \frac{0,7276}{1,1} \right)} = 0,52.$$

где $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 510 + 400 - 320 = 590 \text{ МПа}$.

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

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,032}{0,52} - 1 \right) = 1,376.$$

где $\eta = 1,2$ — для арматуры класса А-IV

Так как $\gamma_{s6} = 1,376 > \eta = 1,2$, то принимаем $\gamma_{s6} = 1,2$.

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

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{51073(100)}{1,2 \cdot 510(100) \cdot 0,984 \cdot 27} = 3,14 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_{sp,1}}{b \cdot h} = \frac{3,45}{117 \cdot 19} = 0,001 > \mu_{min} = 0,0005,$$

Принимаем $2\varnothing 16 \text{ А-IV}$, с площадью $A_{sp} = 4,02 \text{ см}^2$.

Расчет полки плиты на местный изгиб.

Расчетный пролет при ширине ребер вверху 9 см составит $l_0 = 146 - 2 \cdot 9 = 118 \text{ см}$. Нагрузка на 1 м^2 полки может быть принята (с несущественным превышением) такой же, как и для плиты: $(g+v) \cdot 11939 = \text{Н}\cdot\text{м}^2$.

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяют с учетом частичной заделки в ребрах: 8378

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{11} = \frac{8378 \cdot 1,28^2}{11} = 1148 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

Рабочая высота сечения

$$h_0 = 5 - 1,5 = 3,5 \text{ см.}$$

Арматура $\varnothing 4$ Вр-I с $R_s = 370$ МПа;

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b' \cdot h_0^2} = \frac{1148(100)}{0,9 \cdot 17 \cdot (100) \cdot 100 \cdot 3,5^2} = 0,061.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,061} = 0,063$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,063 = 0,97$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{1148(100)}{370(100) \cdot 0,97 \cdot 3,5} = 0,91 \text{ см}^2.$$

$8\varnothing 4$ Вр-I с $A_s = 1 \text{ см}^2$. Принимают сетку с поперечной рабочей арматурой $\varnothing 4$ Вр-I с шагом $s = 125$ мм.

Расчет прочности ребристой плиты по сечению, наклонному к продольной оси.

$$Q = 34922 \text{ Н.}$$

Влияние продольного усилия обжатия $N = P = 133677$ Н (см. расчет предварительных напряжений арматуры плиты)

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P}{\gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \cdot \frac{133677}{0,9 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 14 \cdot 27} = 0,327 < 0,5,$$

Проверяют, требуется ли поперечная арматура по расчету.

Условие

$$Q_{\max} = 34922 \text{ Н} < 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2(100) \cdot 14 \cdot 27 = 102060 \text{ Н}$$

удовлетворяется.

$$\text{При } q_1 = g + v/2 = 5099 + 6840/2 = 8519 \text{ Н/м} = 85,19 \text{ Н/см}$$

и поскольку

$$0,16 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0,327) \cdot 0,9 \cdot 1,2(100) \cdot 14 = 481,5 \text{ Н/см} >$$

85,19 Н/см,

$$\text{принимают } c = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 27 = 67,5 \text{ см.}$$

Другое условие при $Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 34922 - 85,19 \cdot 67,5 = 29171$ Н

и значении $\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c = 1,5 \cdot 1,327 \cdot 0,9 \cdot 1,2(100) \cdot 14 \cdot 27^2 / 67,5 = 325040 \text{ Н} < 29171 \text{ Н}$ — не удовлетворяется. Следовательно, поперечная арматура требуется по расчету.

На приопорном участке длиной $l/4$ устанавливают в каждом ребре плиты поперечные стержни $\varnothing 5$ Вр-I с шагом $s = h/2 = 30/2 = 15$ см; в средней части пролета с шагом $s = 3h/4 = 3 \cdot 30/4 = 22,5$ см; принимают 25 см:

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2; R_{sw} = 260 \text{ МПа};$$

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 260(100) \cdot 0,392 / 15 = 679,5 \text{ Н/см.}$$

Влияние свесов сжатых полков (при двух ребрах):

$$\varphi_f = \frac{2 \cdot 0,75 \cdot (3 \cdot h'_f) h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{2 \cdot 0,75 \cdot (3 \cdot 5) \cdot 5}{14 \cdot 27} = 0,297 < 0,5.$$

Сумма коэффициентов

$$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,297 + 0,327 = 1,624 > 1,5, \text{ принимают } 1,5.$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2(100) \cdot 14 \cdot 27 = 36742 \text{ Н.}$$

Условие $q_{sw} = 679,5 \text{ Н/см} > Q_{b,\min} / 2h_0 = 36742 / 2 \cdot 27 = 680,4 \text{ Н/см}$ — не удовлетворяется.

Изменим на приопорной зоне шаг поперечных стержней $s = 10$ см и вычислим

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 260(100) \cdot 0,392 / 10 = 1019 \text{ Н/см.}$$

теперь условие $q_{sw} = 1019 \text{ Н/см} > Q_{b,\min} / 2h_0 = 36742 / 2 \cdot 27 = 680,4 \text{ Н/см}$ — удовлетворяется.

Требование

$$s_{\max} = \varphi_{b4} R_{bt} b h_0 / Q_{\max} = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2(100) \cdot 14 \cdot 27^2 / 34922 = 47 \text{ см} > s = 25 \text{ см} —$$

удовлетворяется.

Для расчета прочности вычисляют

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2(100) \cdot 14 \cdot 27^2 = 3306744 \text{ Н}\cdot\text{см.}$$

Поскольку $q_1 = 85,19 \text{ Н/см} < 0,56 q_{sw} = 0,56 \cdot 1019 = 570 \text{ Н/см}$, вычисляют значение “с” по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{3306744}{85,19}} = 197 \text{ см} > 3,33h_0 = 3,33 \cdot 27 = 90 \text{ см}; \text{ принимают}$$

$c = 90 \text{ см}.$

$$\text{Тогда } Q = M_b/c = 3306744/90 = 36741 \text{ Н} > Q_{b\text{-min}} = 36740 \text{ Н}.$$

Поперечная сила в вершине наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 34922 - 85,19 \cdot 90 = 27254 \text{ Н}.$$

Длина проекции расчетного наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{3306744}{1019}} = 57 \text{ см} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см};$$

принимают $c = 54 \text{ см}.$

$$\text{При этом } Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 1019 \cdot 54 = 55026 \text{ Н}.$$

Условие прочности $Q_b + Q_{sw} = 36741 + 55026 = 91767 \text{ Н} > Q = 27257 \text{ Н}$ — обеспечивается.

Прочность проверяют по сжатой наклонной полосе

$$\mu_{sw} = A_{sw}/b \cdot s = 0,392/2 \cdot 7,15 = 0,0019; \alpha = E_s/E_b = 170000/29000 = 5,86;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,0019 = 1,06; \beta = 0,01; \varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 17 = 0,83.$$

Условие прочности

$$0,3\varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,06 \cdot 17(100) \cdot 14 \cdot 27 = 304347 \text{ Н} > Q_{\max} = 34922 \text{ Н}$$
 — удовлетворяется,

4. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы

Определение геометрических характеристик приведенного сечения.

Отношение модулей упругости.

$$\alpha = E_s/E_b = 190000/29000 = 6,55 \text{ для арматуры класса А-IV}$$

$$\alpha = E_s/E_b = 170000/29000 = 5,86 \text{ для арматуры класса Вр-I}$$

$$\alpha = E_s/E_b = 210000/29000 = 7,24 \text{ для арматуры класса А-I}$$

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; $A'_{sp} = 0$, $A_{sp} = 4,02$, $A_s = 0,57 \text{ см}^2$ — площадь сечения 2Ø6 А-I каркасов К-I; $A'_s = 1,0 + 0,57 = 1,57 \text{ см}^2$ — где 1,0 см^2 — площадь сечения 8Ø4 Вр-I сетки С-1 каркаса и 2Ø6 А-I каркасов К-I; 0,49 см^2 — площадь сечения продольной арматуры сетки.

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

$$146 \cdot 5 + 14 \cdot 25 + 6,55 \cdot 4,02 + 5,86 \cdot 1,0 + 7,24 \cdot 0,57 + 7,24 \cdot 0,57 = 1206 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани сечения панели:

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_{s,01} + \alpha \cdot S'_{s,01} + \alpha \cdot S_{s,02} + \alpha \cdot S'_{s,02}$$

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_{s,01} + \alpha \cdot S'_{s,01} + \alpha \cdot S_{s,02} + \alpha \cdot S'_{s,02} = 146 \cdot 5 \cdot 27,5 + 14 \cdot 25 \cdot 12,5 + 6,55 \cdot 4,02 \cdot 1,5 + 7,24 \cdot 0,57 \cdot 1,5 + 5,86 \cdot 1,0 \cdot 29 + 7,24 \cdot 0,57 \cdot 29 = 24831 \text{ см}^3 \text{ (здесь } S_{s,0,2} = 0).$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red}/A_{red} = 24831/1206 = 20,34 \text{ см};$$

$$h - y_0 = 30 - 20,34 = 9,66 \text{ см}.$$

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

$$y_1 = 20,34 - 3 = 17,34 \text{ см}; y_1' = 0; y_2 = 20,34 - 2 = 18,34 \text{ см}; y_2' = 9,66 - 2 = 7,66 \text{ см};$$

$$J_{red} = \frac{146 \cdot 5^3}{12} + 146 \cdot 5 \cdot (9,66 - 5/2)^2 + \frac{14 \cdot 25^3}{12} + 14 \cdot 25 \cdot (20,34 - 25/2)^2 + 6,55 \cdot 4,02 \cdot (20,34 - 3)^2 + 7,24 \cdot 0,57 \cdot (20,34 - 2)^2 + 5,86 \cdot 1,0 \cdot (9,66 - 2)^2 + 7,24 \cdot 0,57 \cdot (9,66 - 2)^2 = 88578 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления для растянутой грани сечения

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{88578}{20,34} = 4355 \text{ см}^3;$$

то же, по сжатой грани сечения

$$W'_{\text{red}} = \frac{J_{\text{red}}}{h_0 - y_0} = \frac{88578}{30 - 20,34} = 9169 \text{ см}^3.$$

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

$$r = \varphi_n \frac{W'_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 0,85 \frac{4355}{1206} = 3,07 \text{ см},$$

где $\varphi_n = 1,6 - \sigma_b/R_{b,\text{ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$. Отношение напряжения в бетоне от нормативных нагрузок и усилия обжатия к расчетному сопротивлению бетона для предельных состояний второй группы предварительно принимают равным 0,75.

то же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней)

$$r_{\text{inf}} = \varphi_n \frac{W'_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 0,85 \frac{9169}{1206} = 6,46 \text{ см}.$$

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне

$$W_{pl} = \gamma \cdot W'_{\text{red}} = 1,75 \cdot 4355 = 7621 \text{ см}^3;$$

здесь $\gamma = 1,75$ – для таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия элемента

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{\text{red}} = 1,5 \cdot 9169 = 13754 \text{ см}^3;$$

здесь $\gamma = 1,5$ – для таврового сечения с полкой в растянутой зоне при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$.

Определение потерь предварительного напряжения арматуры.

Коэффициент точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 1$.

Потери от релаксации напряжений в арматуре при механическом способе натяжения

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 354 = 10,62 \text{ МПа}.$$

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами

$$\sigma_2 = 0,$$

так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Усилие обжатия с учетом этих потерь

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 4,02 \cdot (454 - 10,62) \cdot (100) = 178240 \text{ Н}.$$

Эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op} = y_0 - a = 20,34 - 3 = 17,34 \text{ см}.$$

напряжение в бетоне при обжатии

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{\text{red}}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{J_{\text{red}}} = \frac{178240}{1206} + \frac{178240 \cdot 17,34 \cdot 17,34}{88578} = 578 \text{ Н/см}^2 = 5,78 \text{ МПа}.$$

Устанавливают передаточную прочность бетона $R_{bp} = 0,5 \cdot B30$ МПа;

$$\text{условие } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,78}{15} = 0,385 < 0,75; \text{ принимают } R_{bp} = 15,0 \text{ МПа}.$$

$$\text{Так как } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,78}{15} = 0,385 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 15 =$$

0,625 < 0,8,

потери от быстроснатекающей ползучести будут

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 34 \cdot 0,385 = 13,1 \text{ МПа};$$

Вычисляют сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от усилия обжатия P_1 и с учетом изгибающего момента от веса плиты

$$M = 2500 \cdot 1,4 \cdot 5,85^2 / 8 = 14972 \text{ Н}\cdot\text{см} = 14,972 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{\text{red}}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M) \cdot y_{sp}}{J_{\text{red}}} = \frac{178240}{1206} + \frac{(178240 \cdot 17,34 - 14972) \cdot 17,34}{88578} = 752,8 \text{ Н/см}^2 = 7,528 \text{ МПа}.$$

Потери от быстроснатекающей ползучести при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{7,528}{15} = 0,501 < 0,75;$

и при $\alpha < 0,8$ составляют

$$\sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,501 = 20,4 \text{ МПа.}$$

Суммарное значение первых потерь

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 10,62 + 0 + 0 + 0 + 0 + 20,4 = 31,02 \text{ МПа.}$$

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

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1}) = 4,02 \cdot (454 - 31,02) (100) = 170038 \text{ Н.}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{J_{red}} = \frac{170038}{1206} + \frac{170038 \cdot 17,34 \cdot 17,34}{88578} = 738,2 \text{ Н/см}^2 = 7,382 \text{ МПа.}$$

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

от ползучести бетона по формуле

$$\text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{7,382}{15} = 0,4921 < 0,75 \text{ и } k=0,85 \text{ для бетона, подвергнутого}$$

тепловой обработке при атмосферном давлении:

$$\sigma_9 = 150 \cdot k \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,4921 = 62,75 \text{ МПа;}$$

Вторые потери напряжений составляют

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_6 + \sigma_9 = 35 + 62,75 = 97,75 \text{ МПа.}$$

Суммарные потери предварительного напряжения арматуры составляют

$$\sigma_{loss} = \sigma_{loss,1} + \sigma_{loss,2} = 23,72 + 97,75 = 121,47 > 100 \text{ МПа,}$$

что больше установленного минимума потерь.

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений в арматуре

$$P_2 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{loss}) = 4,02 \cdot (454 - 121,47) (100) = 133677 \text{ Н} = 133,677 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{J_{red}} = \frac{133677}{1206} + \frac{133677 \cdot 17,34 \cdot 17,34}{88578} = 564,6 \text{ Н/см}^2 = 5,64 \text{ МПа.}$$

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси.

Выполняют для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. При этом для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, принимают значения коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, и расчетный момент от полной нормативной нагрузки будет $M^n = 30715$ Н·м.

Вычисляют момент образования трещин по приближенному способу ядровых моментов по формуле

$$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{tr} = 1,8(100) \cdot 7621 + 2455512 = 3827292 \text{ Н·см} = 3827,3$$

здесь ядровый момент усилия обжатия при $\gamma_{sp}=0,9$ составляет

$$M_{tr} = P_{02}(e_{op} + r) = 0,9 \cdot 133677 \cdot (17,34 + 3,07) = 2455512 \text{ Н·см.}$$

Поскольку $M^n = 30715 < M_{cr} = 3827,3$ кН·м, трещины в растянутой зоне не образуются. И проверка по раскрытию трещин не требуется.

Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне панели при ее обжатии при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp}=1,1$. Изгибающий момент от собственного веса панели

$$M_g = \frac{g \cdot k_d \cdot l_0^2}{8} = \frac{2500 \cdot 1,4 \cdot 5,85^2}{8} = 14972 \text{ Н·м} = 14,972 \text{ кН·м.}$$

Расчетное условие

$$\gamma_{sp} \cdot P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_g \leq R_{bt,p} \cdot W'_{pl}$$

$$1,1 \cdot 170038 \cdot (17,34 - 6,46) - 1497200 = 537815 \text{ Н·см;}$$

$$R_{bt,p} W'_{pl} = 0,75 \cdot (100) 13754 = 1031550 \text{ Н·см,}$$

где $R_{bt,p} = 0,75$ МПа — для прочности бетона, соответствующей класса 0,5·В, что равно В15.

Так как $537815 < 1031550$ Н·см, то расчетное условие соблюдается, начальные трещины не образуются.

Расчет панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

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

$$M_A = \frac{q_c \cdot k_d l^2}{2} = \frac{3750 \cdot 1,6 \cdot 0,6^2}{2} = 1080 \text{ Н}\cdot\text{м} = 1,08 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

G_c – вес 1 м длины железобетонной панели шириной 1,5 м.

$$G_c = 2500 \cdot 1,5 = 3750 \text{ Н/м}$$

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

$$N'_n = (\gamma_{sp} \cdot \sigma_{01} - 330) A_{sp} = (1,1 \cdot 444,4 - 330)(100) \cdot 4,02 = 63853 \text{ Н,}$$

где $\sigma_{01} = \sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2) = 454 - (10,62 + 0) = 444,4$ МПа, потери от быстроснатекающей ползучести σ_6 не учитываются; $\gamma_{sp} = 1,1$ – коэффициент условий работы в стадии изготовления и монтажа панели; $\sigma_{sc,u} = 330$ МПа – снижение предварительного напряжения в арматуре в результате укорочения (обжатия) бетона в предельном состоянии.

Расчетная схема плиты при транспортировании

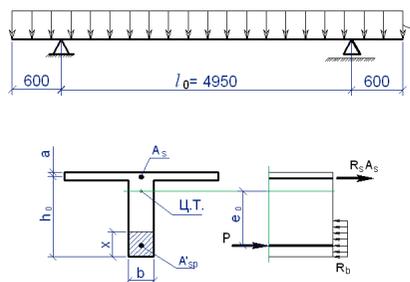


Рис. 2. К расчету предварительно напряженной панели на монтажные нагрузки. а — план; б, в — расчетные схемы

Расчет прочности сечения панели как внецентренно сжатого элемента. Расчетное сопротивление бетона в рассматриваемой стадии работы панели принимаем при достижении бетоном 50 % проектной прочности: $R_0 = 0,5 \cdot 30 = 15$ МПа; по табл. 1.4 [1] для $R_0 = 15$ находим $R_b = 8,5$ МПа, а с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b2} = 1,2$, при проверке прочности сечений в стадии предварительного обжатия конструкций $R_b = 8,5 \cdot 1,2 = 10,2$ МПа.

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,2 = 0,7684.$$

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

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7684}{1 + \frac{360}{400} \left(1 - \frac{0,7684}{1,1}\right)} = 0,604.$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 360$ МПа; – для ненапрягаемой арматуры класса Вр-1 диаметром 5 мм.

Случайный эксцентриситет определяют из условий: $e_a = l/600 = 600/600 = 1,0$ см; $e_a = h/30 = 30/30 = 1$ см, $e_a \geq 1$ см, принимаем большее значение $e_0 = 1,0$ см. Тогда эксцентриситет равнодействующей сжимающих усилий будет:

$$e = h_0 - a'_a + e_a + M_A/N'_n = 27 - 1,5 + 1,0 + 1080(100)/63853 = 28,2 \text{ см;}$$

$$\alpha_m = \frac{N'_n \cdot e}{b \cdot (h'_0)^2 R_b} = \frac{1080(100) \cdot 28,2}{14 \cdot 28,5^2 \cdot 10,2(100)} = 0,263$$

где $h'_0 = h - a'_a = 30 - 1,5 = 28,5$ см, считая менее сжатой ту зону сечения, которая более удалена от напряженной арматуры A_{sp} (рис. 2);

по табл. 2.12 [1] $\xi = 0,31 < \xi_R = 0,604$; $\zeta = 0,845$; в расчете учитываем $\xi = 0,31$.

Требуемая площадь сечения арматуры A'_s :

$$A'_s = \frac{\xi \cdot R_b h'_0 - N'_n}{R_s} = \frac{0,31 \cdot 10,2(100) \cdot 28,5 - 1080(100)}{365(100)} = -2,7 \text{ см}^2$$

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

Фактически в верхней зоне панели поставлена продольная арматура в сетке С-1. 8Ø4 Вр-I, $A_s=0,1,0 \text{ см}^2$ и в каркасах К-I 2Ø6 А-I, $A_s = 0,57 \text{ см}^2$, всего $A_s= 0,57+1,00 = 1,57 \text{ см}^2$

Проверка сечения по образованию трещин.

Усилие в напряженной арматуре

$$N_{01} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{01} \cdot A_{sp} = 1,1 \cdot (454 - 10,62)(100) \cdot 4,02 = 196062 \text{ Н.}$$

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

$$M_A = 1080/1,6 = 675 \text{ Н·м.}$$

Проверяем условие

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

где $R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,15(100) \cdot 13754 = 1581700 \text{ Н·см};$

$$M_{гр} = N_{01}(e_{op} - r_{mf}) = 196062 \cdot (17,34 - 6,46) = 2133155 \text{ Н·см};$$

$$M_{crc} = 1581700 - 2133155 = 551455 \text{ кН·м} > M_A = 675 \text{ Н·м.}$$

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

Предварительно напряженных конструкций

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

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

где k — коэффициент, учитывающей возможную технологическую перетяжку, $k=1,1$;

$n_{ст}$ — число одновременно натягиваемых стержней или группы стержней в нашем примере 2Ø16 А-IV; $A_{sp} = 4,02 \text{ см}^2$;

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

$$P_{пр} = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 408(100) \cdot 4,02 = 164016 \text{ Н};$$

σ_{sp} — расчетное напряжение в арматуре

$$\sigma_{sp} = \sigma_{s,0,2} \cdot \alpha = 510 \cdot 0,8 = 408 \text{ МПа}$$

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

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

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

$$P = \frac{k \cdot n_{ст} P_{пр}}{\eta} = \frac{1,1 \cdot 2 \cdot 164016}{0,95} = 379827 \text{ Н} = 379,827 \text{ кН}$$

Ход (м) поршня

$$S_n = (0,007 \dots 0,01) l_a = 0,008 \cdot 6000 = 48,0 \text{ мм}$$

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

Теоретическая величина удлинения арматуры

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} \cdot l_a}{E} = \frac{408(100) \cdot 600,0}{190000(100)} = 1,29 \text{ см.}$$

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

Показание манометра насосной станции

$$P_{мон} = \frac{P}{\eta \cdot A_d} = \frac{379827}{0,95 \cdot 78,5} = 5093 \text{ Н/см}^2 = 509,3 \text{ кг/см}^2,$$

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.