Федеральное агентство по образованию

Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пермский государственный технический университет»

С.В. Климов, Т.В. Юрина, С.Л. Бугаев

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

*Утверждено Редакционно-издательским советом
университета в качестве учебно-методического пособия*

Издательство
Пермского государственного технического университета
2008

УДК 024.014
К49

Рецензенты:
канд. техн. наук, доцент *И.Л. Тонков*
(ООО НПФ «Надежность»);
канд. техн. наук, профессор *Е.И. Новопашина*
(Пермский государственный технический университет)

Климов, С.В.

К49 Проектирование и расчет железобетонных многопустотных плит перекрытий: учеб.-метод. пособие / С.В. Климов, Т.В. Юрина, С.Л. Бугаев. – Пермь: Изд-во Перм. гос. техн. ун-та, 2008. – 79 с.

ISBN 978-5-398-00051-1

Разработано в соответствии с программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции». Содержит основные положения по расчету и конструированию железобетонных многопустотных плит перекрытий для зданий и сооружений.

Предназначено для студентов дневной и заочной форм обучения специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» и 270106 «Производство строительных конструкций».

УДК 024.014

ISBN 978-5-398-00051-1

© ГОУ ВПО «Пермский государственный технический университет», 2008

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Многопустотные железобетонные плиты широко применяются в перекрытиях жилых, гражданских и промышленных зданий.

Многопустотные плиты являются тонкостенными железобетонными конструкциями. Минимальная толщина полок 30 мм, межпустотных ребер 25–35 мм. Расход железобетона на плиты составляет примерно 65 % общего количества, приходящегося на плиты, ригели и колонны. Поэтому требуется применять в строительстве экономичные плиты перекрытия.

Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами. Однако при изготовлении таких плит после извлечения пустотообразователей верхняя полка растрескивается, а иногда и обваливается. Поэтому в качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами.

Многопустотные железобетонные плиты имеют высоту 220 мм, ширину 990, 1190, 1490 и 1790 мм. Длина плит достигает 7240 мм и более.

Многопустотные плиты изготовляют из бетона классов В15–В25 предварительно напряженными. В качестве напрягаемой арматуры используется:

– горячекатаная и термомеханически упрочненная стержневая арматурная сталь классов А500, А540, Ат600, Ат800, Ат1000, А500С, А600С диаметром 10–16 мм;

– высокопрочная проволока $В_р$ 1200–$В_р$ 1500 диаметром 3–8 мм.

Арматурные канаты классов К1400 и К1500 применяются при изготовлении многопустотных плит на специальных стендах безопалубочного формования.

Наибольшее распространение на заводах ЖБК имеет агрегатно-поточная или конвейерная технология изготовления с электротермическим способом натяжения арматуры. За последние годы на заводах ЖБК освоен выпуск плит на длинных стендах безопалубочного формования с механическим натяжением напрягаемой арматуры из высокопрочной проволоки и канатов.

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МНОГОПУСТОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

Подсчет нагрузок, действующих на 1 м^2 плиты, производится в табличной форме с учетом принятой конструкции пола; нормативное значение собственного веса плиты g_w^n принимается равным 3 кПа[1].

Многопустотная плита рассчитывается как свободно опертая балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 1).

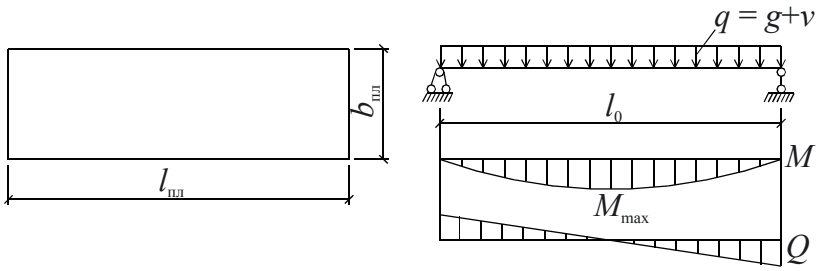


Рис. 1. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий плиты

Расчетный пролет с опиранием на железобетонный ригель (мм)

$$l_0 = l_{\text{пл}} - 70\,,$$

где $l_{\text{пл}}$ – номинальная длина плиты;

70 мм – глубина опирания плиты на ригель (глубина опирания на кирпичные стены 100 мм).

Максимальный изгибающий момент, действующий в середине пролета плиты,

[1] Основные буквенные обозначения, использованные в этом пособии, приведены в прил. 1, а соотношения единиц измерения, применяемых в расчетах, указаны в прил. 2.

$$M_{tot} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} \cdot b_{\text{пл}}, \qquad (1)$$

где q – полная расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты, определенная при сборе нагрузок;

$b_{\text{пл}}$ – номинальная ширина плиты.

Полная расчетная нагрузка q включает в себя постоянную g и временную v.

Максимальная поперечная сила действует на опоре и находится по формуле

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} \cdot b_{\text{пл}}. \qquad (2)$$

Далее по формулам (1), (2) определяются:

– момент от полной расчетной нагрузки M_{tot};

– момент от полной нормативной нагрузки M_n;

– момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки M_l;

– момент от нормативной кратковременной нагрузки M_{shn};

– поперечная сила от полной расчетной нагрузки Q_{tot};

– поперечная сила от полной нормативной нагрузки Q_n;

– момент от собственного веса M_g.

3. РАСЧЕТ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Расчет многопустотной плиты перекрытия по предельным состояниям первой группы включает в себя расчет по прочности нормальных сечений (подбор продольной рабочей арматуры) и расчет по прочности наклонных сечений (подбор поперечной арматуры – хомутов).

Фактическое сечение плиты (рис. 2) заменяется двутавровым сечением (рис. 3), являющимся расчетным для первой группы предельных состояний.

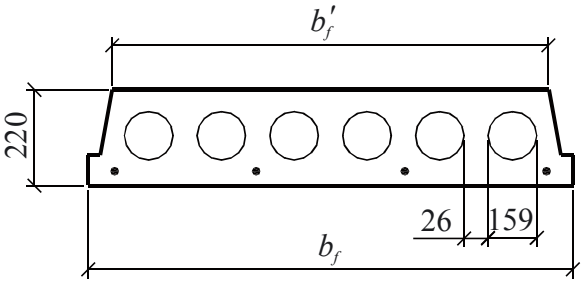


Рис. 2. Сечение плиты

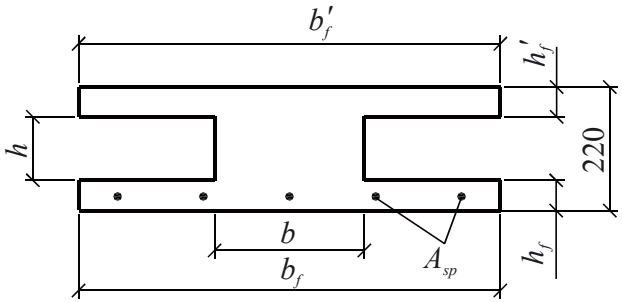


Рис. 3. Расчетное сечение плиты, приведенное к двутавровому

К геометрическим характеристикам расчетного сечения относятся:

– ширина плиты по верху b'_f ;

– приведенная высота пустоты $h = \frac{r}{2}\sqrt{12}$;

– суммарная площадь пустот $A_{\text{пуст}} = \text{р} \cdot n \cdot r^2$, где r – радиус пустоты; $\pi = 3{,}14$; n – количество пустот (при ширине плиты 1,2 м n = 6; 1,5 м n = 7; 1,8 м n = 9);

– приведенная ширина всех пустот $b_{\text{пуст}} = \frac{A_{\text{пуст}}}{h}$;

– ширина ребра $b = b'_f - b_{\text{пуст}}$;

– толщина верхней и нижней полок $h'_f = h_f = \frac{H}{2} - \frac{h}{2}$, где H – высота сечения плиты.

3.1. Расчет по прочности нормальных сечений

Расчет прочности нормальных сечений производится в зависимости от расположения нейтральной оси (в полке двутаврового сечения или в ребре).

Чтобы найти положение нейтральной оси, определяется момент M_f, воспринимаемый полкой плиты, при этом площадь сечения арматуры $A'_s = 0$, расстояние от центра тяжести арматуры до нижней грани $a = 30\,\text{мм}$, рабочая высота сечения $h_0 = H - 30$ (H – высота сечения):

$$M_f = \text{г}_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \left(h_0 - 0{,}5h'_f\right),$$

где г_{b1} – коэффициент условий работы бетона;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию.

Если выполняется условие $M_f \geq M_{tot}$, то нейтральная ось проходит в полке, и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной b'_f.

Коэффициент α_m определяется по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{tot}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h_0^2}; \qquad (3)$$

затем рассчитывается относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \qquad (4)$$

а также высота сжатой зоны бетона:

$$x = \xi \cdot h_0.$$

Если $x < h'_f$, то нейтральная ось проходит в полке и расчет выполнен верно; если $x > h'_f$, то нейтральная ось проходит в ребре и сечение рассчитывается как двутавровое.

В этом случае α_m определяется по формуле [5, формула (3.25)]

$$\alpha_m = \frac{M_{tot} - R_b \cdot \gamma_{b1}\left(b'_f - b\right) \cdot h'_f \left(h_0 - 0{,}5 \cdot h'_f\right)}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2} \leq \alpha_R. \qquad (5)$$

По табл. 3.1 пособия [5] находят граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R в зависимости от отношения $\frac{\sigma_{sp}}{R_s}$, где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры γ_{si}, за исключением γ_{s3}; σ_{sp} – величина предварительных напряжений, определяемая по п. 2.25 пособия [5] и принимаемая при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0{,}9$. Для арматуры классов А540, А600, А800, А1000 $\sigma_{sp} = 0{,}9R_{sn}$; для арматуры классов $В_р1200 – В_р1500$, К1400, К1500 $\sigma_{sp} = 0{,}8R_{sn}$.

Проверяется выполнение условия $\xi < \xi_R$. Если условие выполняется, т.е. сечение не переармировано, то в расчет согласно п. 3.9 пособия [5] вводится коэффициент

$$\gamma_{s3} = 1{,}25 - 0{,}25\frac{\xi}{\xi_R} \le 1{,}1. \qquad (6)$$

Если $\frac{\xi}{\xi_R} < 0{,}6$, то $\gamma_{s3} = 1{,}1$.

Коэффициент $\gamma_{s3} = 1{,}0$ в следующих случаях:

– для арматуры класса А540;

– в зоне передачи напряжений (п. 2.35 пособия [5]);

– при расположении стержней высокопрочной арматуры классов B_p1200 – B_p1500 вплотную друг к другу без зазоров;

– при многократно повторяющихся нагрузках;

– при эксплуатации плит в агрессивной среде.

Требуемая площадь напрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h_0\left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right)}{R_s \cdot \gamma_{s3}}. \qquad (7)$$

По полученной площади сечения из сортамента принимаются диаметр и количество стержней, проволок или канатов (прил. 9).

В типовых плитах диаметр стержневой напрягаемой арматуры принимается от 10 до 16 мм. Размещение стержней или пучков проволоки рабочей арматуры осуществляется не реже, чем через две пустоты плиты.

Проверяется несущая способность плиты. Несущая способность плиты (без учета верхней арматуры, $A'_s = 0$) должна быть больше действующего момента от расчетных нагрузок, т.е. [1, формула (35)]

$$M_{tot} \le \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot x\left(h_0 - 0{,}5x\right), \qquad (8)$$

где $$x = \frac{R_s \cdot A_s \cdot \gamma_{s3}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f} \le h'_f \,. \qquad (9)$$

Если $x > h'_f$, то уточняется значение высоты сжатой зоны по формуле [1, формула (32)]

$$x = \frac{R_s \cdot A_s \cdot \gamma_{s3} - \gamma_{b1} \cdot R_b (b'_f - b) h'_f}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b} \,. \qquad (10)$$

Тогда несущая способность проверяется в соответствии с формулой [1, формула (31)]

$$M_{tot} \le \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0{,}5x) + \gamma_{b1} \cdot R_b (b'_f - b) \cdot h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) \,. \qquad (11)$$

3.2. Расчет по прочности наклонных сечений

Расчет прочности наклонных сечений выполняется на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента.

3.2.1. Расчет на действие поперечной силы

Проверяется выполнение условия [5, формула (3.49)]

$$Q \le 0{,}3 R_b \cdot b \cdot h_0 \,, \qquad (12)$$

где b – ширина ребра;

Q – поперечная сила, действующая в нормальном сечении на расстоянии от опоры не менее h_0.

Чтобы определить необходимость постановки поперечной арматуры, проверяется выполнение условия

$$Q_{tot} \le Q_{b,\min} \,,$$

где Q_{tot} – расчетная поперечная сила на опоре;

$Q_{b,\min}$ – минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном,

$$Q_{b,\min} = 0{,}5 \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \,, \qquad (13)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

φ_n – коэффициент, учитывающий предварительные напряжения. Коэффициент φ_n вычисляется по формуле [5, формула (3.53а)]

$$\varphi_n = 1 + 1{,}6\frac{P_{(2)}}{R_b \cdot A_1} - 1{,}16\left(\frac{P_{(2)}}{R_b \cdot A_1}\right)^2, \qquad (14)$$

где A_1 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки;

$P_{(2)}$ – усилие от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне.

Если условие выполняется, то хомуты по расчету не требуются и устанавливаются конструктивно, согласно требованиям п. 5.12 [5].

Если условие не выполняется, то производится расчет необходимой поперечной арматуры в такой последовательности. Определяют усилие, воспринимаемое хомутами на единице длины:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n_w}{s_w}, \qquad (15)$$

где n_w – количество хомутов в сечении плиты;

s_w – шаг хомутов, принимаемый по требованиям пп. 5.10–5.14 [5] для приопорных участков с округлением до кратности 50 мм (при высоте плиты 220 мм принимается s_w = 100 мм);

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры;

A_{sw} – площадь сечения поперечного стержня (хомуты из проволоки класса В500 диаметром 4–5 мм).

Рассчитывают поперечную силу, воспринимаемую хомутами по наклонному сечению, по формуле [5, формула (3.54)]

$$Q_{sw} = 0{,}75 q_{sw} \cdot c_0, \qquad (16)$$

где c_0 – длина проекции опасной наклонной трещины,

$$c_0 = 2h_0 .$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном [5, формула (3.51)],

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1{,}5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \qquad (17)$$

где c – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента,

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}}, \qquad (18)$$

где M_b – момент, воспринимаемый бетоном, $M_b = 1{,}5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$;

q – внешняя расчетная распределенная нагрузка на плиту (на 1 м погонной длины).

Чтобы была обеспечена прочность в наклонном сечении, должно выполняться следующее условие:

$$Q \le Q_b + Q_{sw} .$$

Каркасы устанавливаются в приопорных зонах на участке длиной $\frac{l_{пл}}{4}$. В средней зоне по длине плиты каркасы можно не устанавливать.

3.2.2. Расчет на действие изгибающего момента

Длина зоны передачи напряжений определяется по формуле [5, формула (2.14)]:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp(1)}}{4R_{bond}} d_s , \qquad (19)$$

где $\sigma_{sp(1)}$ – предварительные напряжения в арматуре с учетом первых потерь;

d_s – диаметр напрягаемой арматуры;

R_{bond} – сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном,

$$R_{bond} = \eta \cdot R_{bt},$$

где η – коэффициент учитывающий влияние вида поверхности арматуры, для высокопрочной проволоки диаметром 4 мм и более $\eta = 1{,}8$; для стержневой арматуры $\eta = 2{,}5$.

Длина зоны передачи напряжений принимается не менее $10d_s$ и 200 мм.

Расстояние от торца панели до начала зоны передачи напряжений

$$l_{p0} = 0{,}25 \cdot l_p.$$

Далее определяется расстояние x (мм) от места пересечения проекции опасной наклонной трещины с напрягаемой арматурой до оси опоры (рис. 4):

$$x = \frac{c_0 \cdot a}{H}, \qquad (20)$$

где c_0 – проекция опасной наклонной трещины, $c_0 = 2h_0$.

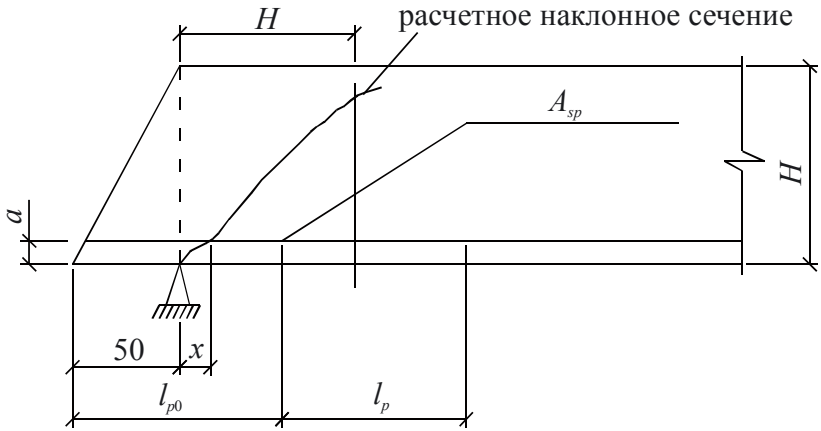


Рис. 4. К расчету по наклонному сечению на действие изгибающего момента

Условие прочности имеет вид:

$$M_p = Q_{tot} \cdot c_0 < R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} \cdot \frac{l_x}{l_p} + \sum R_s \cdot A_s \cdot z_s + q_{sw} \frac{c^2}{2}, \quad (21)$$

где $R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} \cdot \frac{l_x}{l_p}$ – момент, воспринимаемый напрягаемой арматурой по наклонному сечению, учитывается в том случае, если $x > l_{p0} - 50$ (см. рис. 4);

l_x – длина площадки опирания плиты;

z_{sp} – плечо внутренней пары сил для напрягаемой арматуры;

$\sum R_s \cdot A_s \cdot z_s$ – момент, воспринимаемый продольными проволоками каркасов и корытообразной сетки по наклонному сечению;

z_s – плечо внутренней пары сил, $z_s = h_0 - \frac{x}{2}$ (высота сжатой зоны $x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b}$);

$q_{sw} \frac{c^2}{2}$ – момент, воспринимаемый хомутами (c определяется согласно рекомендациям п. 3.33 [5]).

3.3. Расчет прочности плит на действие опорных моментов

При опирании многопустотных плит на кирпичные и блочные стены опорные участки их оказываются частично защемленными, что приводит к появлению на опорах отрицательных моментов. Величина этих моментов M_0 принимается равной 15 % от расчетных пролетных моментов.

В этом случае коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_0}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b_f \cdot (h_0')^2}. \qquad (22)$$

Количество необходимой арматуры в верхней зоне на приопорных участках плиты

$$A_s' = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0' \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right)}{R_s'}, \qquad (23)$$

где h_0' – рабочая высота сечения для верхней арматуры, $h_0' = H - a'$;

a' – расстояние от центра тяжести верхней арматуры до сжатой грани.

Опорный момент M_0 воспринимается верхней продольной арматурой каркасов, число которых и диаметр приняты из расчета прочности наклонных сечений (см. подразд. 3.2).

Кроме того, в верхней полке по технологическим и конструктивным требованиям устанавливается сварная сетка из обыкновенной проволоки В500 диаметром от 3 до 5 мм с шагом продольных и поперечных проволок от 200 до 400 мм.

Суммарная площадь арматуры, установленной в верхней зоне, должна быть не менее A_s', определенной расчетом.

4. РАСЧЕТ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

4.1. Геометрические характеристики приведенного сечения

Площадь приведенного сечения (см^2) (рис. 5)

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot h + A_{sp} \cdot \alpha \,. \qquad (24)$$

Здесь коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \qquad (25)$$

где E_s – модуль упругости арматуры, для арматуры всех видов, кроме канатной, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа, для канатной $E_s = 18 \cdot 10^4$ МПа;

E_b – модуль упругости бетона.

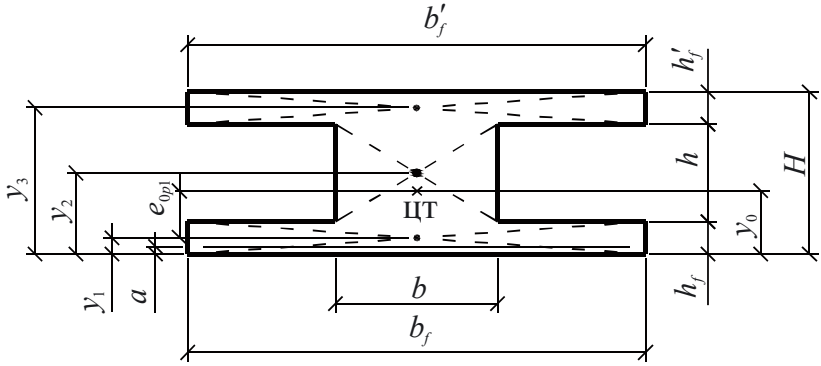


Рис. 5. К расчету по предельным состояниям второй группы

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани (см^3)

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot y_3 + b \cdot h \cdot y_2 + b_f \cdot h_f \cdot y_1 + \text{б} \cdot a \cdot A_{sp} . \qquad (26)$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани (см)

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} . \qquad (27)$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения (см)

$$e_{0p1} = y_0 - a . \qquad (28)$$

Момент инерции приведенного сечения (см^4)

$$I_{red} = \frac{b'_f \cdot h'^3_f}{12} + b'_f \cdot h'_f \left(y_0 - y_3\right)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h\left(y_0 - y_2\right)^2 +$$
$$+ \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + b_f \cdot h_f \left(y_0 - y_1\right)^2 + \alpha \cdot A_{sp} \cdot e_{0p1}^2 . \qquad (29)$$

Момент сопротивления (см^3) приведенного сечения:

– относительно нижней грани

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} ; \qquad (30)$$

– относительно верхней грани

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{H - y_0} . \qquad (31)$$

Упругопластический момент сопротивления (см^3):

– относительно нижней грани

$$W_{pl}^{inf} = \gamma \cdot W_{red}^{inf} ; \qquad (32)$$

– относительно верхней грани

$$W_{pl}^{sup} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} . \qquad (33)$$

Значения коэффициента γ, учитывающего пластические свойства бетона, принимаются по табл. 4.1 пособия [5].

Для двутаврового приведенного симметричного сечения многопустотных плит $\gamma = 1{,}25$.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки (см)

$$r_{sup} = \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}}, \tag{34}$$

и до нижней ядровой точки

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}}. \tag{35}$$

4.2. Потери предварительного напряжения

Величина предварительного напряжения арматуры σ_{sp} принимается:

– для арматуры А540, А600, А800, А1000 не более $0{,}9R_{sn}$;

– для арматуры B_p1200–B_p1500, К1400, К1500 не более $0{,}8R_{sn}$.

Кроме того, $\sigma_{sp} \geq 0{,}3R_{sn}$.

Многопустотные плиты перекрытий, как правило, изготавливаются с применением электротермического способа натяжения арматуры. При этом σ_{sp} следует назначать с учетом допустимых температур нагрева. Так, для стержневой арматуры рекомендуется принимать σ_{sp} до 700 МПа, а для высокопрочной проволоки до 1000 МПа. Принятая величина σ_{sp} округляется до 10 МПа.

При электротермическом способе натяжения среди первых потерь предварительного напряжения учитывают только потери

от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ [1, 5]. Для канатов и высокопрочной проволоки $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}05\sigma_{sp}$; для стержневой арматуры $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}03\sigma_{sp}$.

Потери напряжений от температурного перепада $\Delta\sigma_{sp2}$ в агрегатно-поточной и конвейерной технологии изготовления плит равны нулю.

Потери от деформации анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ и стальной формы $\Delta\sigma_{sp3}$ при электротермическом способе натяжения принимаются равными нулю, так как они учитываются при расчете длины заготовки арматуры.

Таким образом, первые потери $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1}$.

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)} = A_{sp}\left(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}\right)$.

Вторые потери определяют по следующим формулам:

– от усадки бетона [5, формула (2.6)]

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s , \qquad (36)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформация усадки бетона, принимается равной: 0,0002 для бетона классов В35 и ниже; 0,00025 для бетона класса В40; 0,0003 для бетона классов В45 и выше;

– от ползучести бетона [5, формула (2.7)]

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp}\left(1 \pm \dfrac{e_{0p1} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0{,}8\varphi_{b,cr}\right)}, \qquad (37)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона (определяется по табл. 2.6 [5]);

μ_{sp} – коэффициент армирования для напрягаемой арматуры, $\mu_{sp} = \dfrac{A_{sp}}{A}$, A – площадь сечения плиты;

e_{0p1} – эксцентриситет усилия обжатия бетона;

y_s – расстояние между центрами тяжести напрягаемой арматуры и поперечного сечения ($y_s = e_{0p1}$).

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напряженной арматуры

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1}^2}{I_{red}} - \frac{M_{gn} \cdot e_{0p1}}{I_{red}}, \qquad (38)$$

где M_{gn} – нормативный момент от собственного веса плиты.

Суммарные потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}. \qquad (39)$$

Потери напряжений округляются до 5 МПа и должны быть не менее 100 МПа [1; 5, п. 2.36].

Усилие в арматуре с учетом всех потерь

$$P_{(2)} = A_{sp}\left(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}\right). \qquad (40)$$

4.3. Расчет трещиностойкости плит

Момент трещинообразования сечения

$$M_{crc} = R_{btn} \cdot W_{pl}^{inf} + P_{(2)}\left(e_{0p1} + r_{sup}\right) \cdot \gamma_{sp}, \qquad (41)$$

где γ_{sp} – коэффициент точности натяжения, $\gamma_{sp} = 0{,}9$.

Условие отсутствия трещин имеет вид:

$$M_r \le M_{crc}, \qquad (42)$$

где M_r – момент относительно верхней ядровой точки, принимается равным моменту от нормативных нагрузок M_n (для конструкций по 3-й категории трещиностойкости).

4.4. Расчет плит по раскрытию нормальных трещин

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \le a_{crc,\,ult},$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия нагрузки, определенная расчетом;

$a_{crc,\,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин согласно нормативным документам.

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, $a_{crc,\,ult}$ принимается равной:

– при арматуре классов А400–А600:

0,3 мм при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм при непродолжительном раскрытии трещин;

– при арматуре классов А800, А1000, а также B_p1200–B_p1400, К1400, К1500 диаметром 12 мм:

0,2 мм при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм при непродолжительном раскрытии трещин;

– при арматуре классов B_p1500, К1500 диаметром 6 и 9 мм:

0,1 мм при продолжительном раскрытии трещин;

0,2 мм при непродолжительном раскрытии трещин.

Для агрессивной среды значения $a_{crc,\,ult}$ определяются по прил. 8.

Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле [1, формула (88)]

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \qquad (43)$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, при непродолжительном действии нагрузки $\varphi_1 = 1$, при продолжительном действии нагрузки $\varphi_1 = 1{,}4$;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль арматуры, для арматуры периодического профиля и канатов $\varphi_2 = 0{,}5$;

φ_3 – коэффициент, учитывающий вид нагрузки, для изгибаемых элементов $\varphi_3 = 1$, для растянутых элементов $\varphi_3 = 1{,}2$;

σ_s – приращение напряжений в продольной арматуре в сечении с трещинами от внешней нагрузки,

$$\sigma_s = \frac{M - P_{(2)} \cdot z}{A_{sp} \cdot z},$$

здесь z – плечо внутренней пары сил, допускается принимать равным $0{,}7h_0$ (см. п. 4.2.3.2 [1]);

M – момент, от величины которого определяется ширина раскрытия трещин;

l_s – базовое расстояние между трещинами, определяемое по формуле [1, формула (95)]:

$$l_s = 0{,}5\frac{A_{bt}}{A_{sp}} \cdot d_s, \qquad (44)$$

принимается не менее $10d_s$ и 10 см и не более $40d_s$ и 40 см; A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона, $A_{bt} = h_f \cdot b_f + (y_t - h_f)b$; A_{sp} и d_s – соответственно площадь сечения и диаметр напрягаемой арматуры.

Высота растянутой зоны бетона принимается не менее $2a$ и не более $0{,}5h$ и определяется по формуле

$$y_t = k \cdot y_0, \qquad (45)$$

где y_0 – высота растянутой зоны бетона, определяемая как для упругого материала, $y_0 = \dfrac{S_{red}}{A_{red} + \dfrac{P_{(2)}}{R_{btn}}}$;

k – поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, для двутавровых сечений $k = 0{,}95$.

Коэффициент ψ_s, учитывающий неравномерное распределение деформаций растянутой арматуры между трещинами, определяется по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0{,}8\frac{\sigma_{s,\,crc}}{\sigma_s}, \qquad (46)$$

где $\sigma_{s,\,crc}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре, определяется по той же формуле, что и σ_s, при $M = M_{crc}$.

Если $\sigma_{s,\,crc} > \sigma_s$, принимают $\psi_s = 0{,}2$.

Допускается принимать $\psi_s = 1$; если при этом условие $a_{crc} \le a_{crc,\,ult}$ не выполняется, значение ψ_s следует определять по вышеприведенной формуле.

При продолжительном раскрытии трещин ширина раскрытия

$$a_{crc} = a_{crc1}; \qquad (47)$$

при непродолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \qquad (48)$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин при действии постоянных и длительных нагрузок (от действия M_l) при $\varphi_1 = 1{,}4$;

a_{crc2} – то же, при действии всех нагрузок (от действия нормативного момента M_n) при $\varphi_1 = 1{,}0$;

a_{crc3} – то же при действии постоянных и длительных нагрузок (от кратковременного действия M_l) при $\varphi_1 = 1{,}0$.

4.5. Расчет жесткости плит

Расчет плит по прогибам производится из условия $f \le f_{ult}$.

Полная величина прогиба от действия внешней нагрузки

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} \cdot l_0^2, \qquad (49)$$

где $\frac{1}{r}$ – полная кривизна плиты;

l_0 – расчетный пролет плиты;

f_{ult} – предельный прогиб [3, табл. 19].

Определение кривизны $\frac{1}{r}$ зависит от наличия нормальных трещин.

4.5.1. Определение кривизны на участках без трещин

На участках без трещин в растянутой зоне полная кривизна определяется по формуле [5, п. 4.22]

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \qquad (50)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{sh}}{E_{b1} \cdot I_{red}}; \qquad (51)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{E_{b1} \cdot I_{red}}, \qquad (52)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1}}{E_{b1} \cdot I_{red}}, \qquad (53)$$

где e_{0p1} – расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная остаточным выгибом вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия $P_{(1)}$, определяется по формуле [5, формула (4.31)]

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s \cdot h_0}. \qquad (54)$$

В приведенных формулах:

E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, при непродолжительном действии нагрузки $E_{b1} = 0{,}85E_b$; при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \qquad (55)$$

где E_b – модуль деформации бетона принятого класса для плиты;

$\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по табл. 2.6 [5];

σ_{sb}, σ'_{sb} – значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона соответственно

для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной на уровне крайнего сжатого волокна бетона,

$$\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6};$$

$$\sigma'_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma'_{sp6},$$

где $\Delta\sigma'_{sp6}$ определяется при напряжении на уровне верхнего волокна

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1} \cdot y_{в}}{I_{red}} + \frac{M_{gn} \cdot y_{в}}{I_{red}},$$

где $y_{в}$ – расстояние от центра тяжести сечения до верхней грани, $y_{в} = H - y_0$.

При этом должно соблюдаться условие:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \geq \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1}}{E_{b1} \cdot I_{red}}, \qquad (56)$$

где $E_{b1} = \dfrac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$.

При нормировании прогибов по эстетическим требованиям для многопустотных плит полная кривизна может определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4. \qquad (57)$$

4.5.2. Определение кривизны на участках с трещинами

На участках с трещинами в растянутой зоне полная кривизна определяется по формуле [5, п. 4.22]

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1-\left(\frac{1}{r}\right)_2+\left(\frac{1}{r}\right)_3-\left(\frac{1}{r}\right)_4, \qquad (58)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всех нагрузок (от действия M_n);

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия нормативных постоянных и длительных нагрузок (от действия M_l);

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок (от действия M_l);

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная остаточным выгибом от усадки и ползучести бетона при действии усилия обжатия $P_{(1)}$.

Значения кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2, \left(\frac{1}{r}\right)_3$ определяют по формуле [5, формула (4.40)]

$$\frac{1}{r}=\frac{M}{\varphi_c\cdot b\cdot h_0^3\cdot E_{b,\,red}}, \qquad (59)$$

где φ_c – коэффициент, определяемый по табл. 4.5 [5] в зависимости от φ_f, $\mu\alpha_{s2}$, $\frac{e_s}{h_0}$, формулы для нахождения которых приведены в этой же таблице;

$E_{b,\,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, $E_{b,\,red} = \dfrac{R_{bn}}{\varepsilon_{b1,\,red}}$, здесь $\varepsilon_{b1,\,red}$ – приведенная относительная деформация бетона, при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,\,red} = 15 \cdot 10^{-4}$; при продолжительном действии нагрузки значения $\varepsilon_{b1,\,red}$ см. в п. 4.24 пособия [5].

При определении $\left(\dfrac{1}{r}\right)_1$ момент $M = M_n$; при определении $\left(\dfrac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\dfrac{1}{r}\right)_3$ момент $M = M_l$.

При нормировании прогибов по эстетическим требованиям полная кривизна может определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 . \qquad (60)$$

5. РАСЧЕТ ПЛИТ В СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ И МОНТАЖА

5.1. Проверка прочности

Проверяется сечение I–I у монтажной петли (рис. 6), где в верхней зоне возникает растяжение от действия усилия обжатия и от собственного веса плиты.

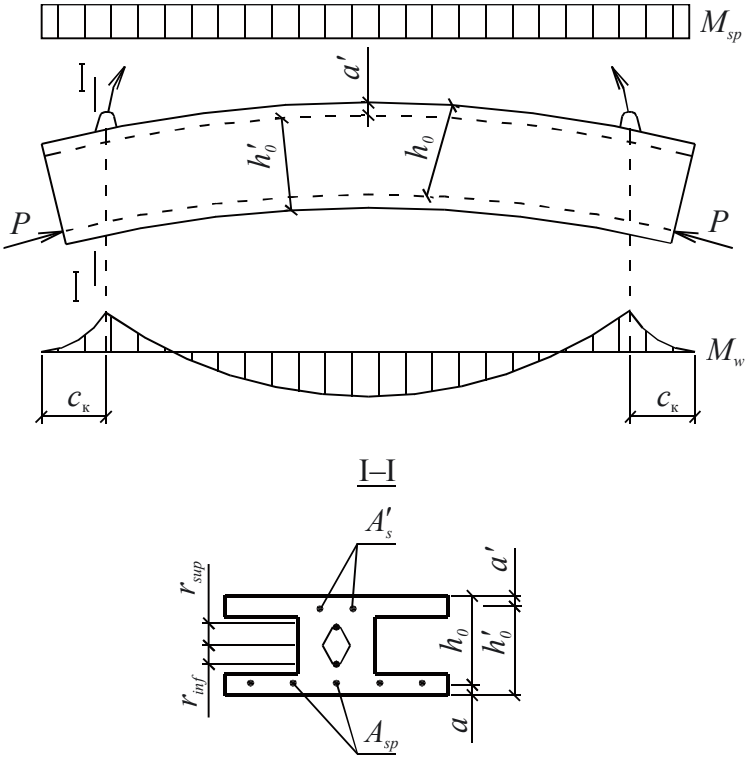


Рис. 6. К расчету плиты в стадии изготовления и монтажа

Нагрузка от собственного веса принимается с коэффициентом динамичности $k_д$, равным 1,4 при монтаже и 1,6 при транспортировке. Прочность бетона при расчете принимается равной передаточной R_{bp}. При этой прочности соответственно определяются расчетные сопротивления бетона $R_b^{(p)}$ и $R_{bt,ser}^{(p)}$.

Усилие обжатия

$$P = \left(\sigma_{sp1} \cdot \gamma_{sp} - \sigma_{su}\right) \cdot A_{sp}, \qquad (61)$$

где γ_{sp} – коэффициент точности натяжения арматуры, здесь $\gamma_{sp} = 1{,}1$;

σ_{sp1} – предварительное напряжение с учетом первых потерь;

σ_{su} – предельные напряжения в арматуре сжатой зоны, для стержневой арматуры $\sigma_{su} = 330$ МПа, для проволочной арматуры $\sigma_{su} = 270$ МПа.

Момент обжатия относительно верхней арматуры

$$M_{sp} = P\left(h_0 - a'\right),$$

где a' – расстояние от сжатой грани до центра тяжести верхней арматуры.

Момент от собственного веса в зоне монтажной петли

$$M_g = \frac{g_w \cdot c_к^2}{2}, \qquad (62)$$

где g_w – собственный вес плиты, кгс/м, $g_w = g_w^n \cdot \gamma_f \cdot k_д \cdot b_{пл}$;

$c_к$ – расстояние от торца до монтажной петли, принимается от 300 до 600 мм.

Определяются коэффициент α_m и ξ по формулам: $\alpha_m = \dfrac{M_g + M_{sp}}{R_b^{(p)} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_f \cdot h_0'^2}$, $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$.

Рссчитывается требуемое количество арматуры в верхней зоне:

$$A'_s = \frac{\xi \cdot R_b^{(p)} \cdot b_f \cdot h'_0 - P}{R'_s}, \qquad (63)$$

где b_f – ширина нижней полки;

$R_b^{(p)}$ – расчетное сопротивление сжатию в призмах при передаточной прочности и $\gamma_b = 1{,}2$;

R'_s – расчетное сопротивление растяжению арматуры, расположенной в верхней зоне плиты;

h'_0 – рабочая высота сечения для верхней арматуры, $h'_0 = H - a'$.

В расчетное количество арматуры A'_s входят верхние стержни каркасов и продольные стержни верхней сетки плиты.

5.2. Проверка трещиностойкости

Момент обжатия бетона напрягаемой арматурой относительно нижней ядровой точки

$$M_p = P_{(1)} \cdot \left(e_{0p1} - r_{inf}\right), \qquad (64)$$

где $P_{(1)}$ – усилие обжатия с учетом первых потерь.

Момент от собственного веса (без учета $k_д$, $\gamma_f = 1{,}0$)

$$M_{gn} = \frac{g_w \cdot c_к^2}{2}. \qquad (65)$$

Эксцентриситет приложения усилия

$$e'_0 = \frac{M_p + M_{gn}}{P_{(1)}}. \qquad (66)$$

Трещины в верхней зоне плиты отсутствуют, если выполняется условие:

$$R_{bt,ser}^{(p)} \cdot W_{pl}^{sup} \geq P_{(1)}\left(e'_0 - r_{inf}\right). \tag{67}$$

Если условие не выполняется и начальные трещины образуются, то определяют непродолжительное раскрытие этих трещин $\left(a_{crc2}\right)$, при этом действующий момент

$$M = M_{gn} + P_{(1)} \cdot e_{sp} . \tag{68}$$

В этой формуле

$$e_{sp} = y_{\text{в}} + e_{0p1} - a' , \tag{69}$$

где $y_{\text{в}}$ – расстояние от центра тяжести сечения до верхней грани;

a' – расстояние от центра тяжести верхней арматуры до верхней грани.

При непродолжительном действии нагрузки $\varphi_1 = 1$.

Наконец, проверяется выполнение условия

$$a_{crc} < a_{crc,\,ult} . \tag{70}$$

6. ПРИМЕР РАСЧЕТА МНОГОПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

6.1. Исходные данные

Размеры плиты номинальные 1,2 × 6 м. Опалубочный чертеж показан на рис.7.

Класс напрягаемой арматуры А600 (А-IV).

Класс бетона В15.

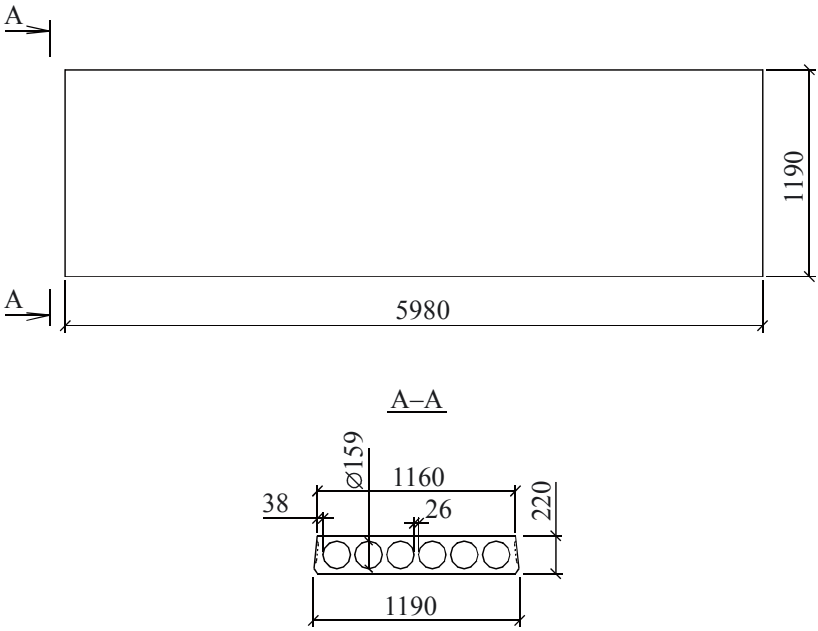


Рис.7. Опалубочный чертеж плиты

Бетон. По прил. 10 находим:

$$R_b = 8{,}5 \text{ МПа};$$
$$R_{bt} = 0{,}75 \text{ МПа};$$
$$R_{b,ser} = 11{,}0 \text{ МПа};$$
$$R_{bt,ser} = 1{,}10 \text{ МПа};$$
$$E_b = 24 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$
$$\gamma_{b1} = 0{,}9.$$

Арматура. По прил. 11 находим:

– для А600 (А-IV):

$$R_s = 520 \text{ МПа};$$
$$R_{s,n} = 600 \text{ МПа};$$
$$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

– для В500 (Вр-I):

$$R_s = 415 \text{ МПа};$$
$$R_{s,n} = 500 \text{ МПа};$$
$$R_{sw} = 300 \text{ МПа}.$$

Предельная ширина раскрытия трещин для неагрессивной среды по прил. 7:

– кратковременная $a_{crc,\,ult} = 0{,}4$ мм;

– длительная $a_{crc,\,ult} = 0{,}3$ мм.

Принимаем предварительно диаметр напрягаемой арматуры d = 14 мм и защитный слой 20 мм.

Сбор нагрузок на плиту перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка q_n, кН/м^2	γ_f	Расчетная нагрузка q, кН/м^2
I	Постоянная нагрузка			
1	Собственный вес конструкции пола	0,578	–	0,711
2	Собственный вес плиты	3	1,1	3,3
	Итого	3,578	–	4,011
II	Временная нагрузка:	8	1,2	9,6
1	Кратковременная (принимаем 8/3)	2,667	1,2	3,2
2	Длительная (принимаем 8·2/3)	5,333	1,2	6,4
	Всего	11,578	–	13,611
	В том числе: длительная (3,578+5,333) кратковременная	 8,911 2,667	 – 1,2	 10,411 3,2

6.2. Определение внутренних усилий

Согласно расчетной схеме, приведенной на рис. 1, определяем моменты и поперечные силы:

– от полной расчетной нагрузки

$$M_{tot} = \frac{q_{tot} \cdot l_0^2}{8} \cdot b_{\text{пл}} = \frac{13{,}611 \cdot 5{,}88^2}{8} \cdot 1{,}2 = 70{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– от полной нагрузки

$$M_n = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8} \cdot b_{\text{пл}} = \frac{11{,}578 \cdot 5{,}88^2}{8} \cdot 1{,}2 = 60{,}05 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– от нормативной длительной нагрузки

$$M_l = \frac{q_l \cdot l_0^2}{8} \cdot b_{\text{пл}} = \frac{8{,}911 \cdot 5{,}88^2}{8} \cdot 1{,}2 = 46{,}21 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– от нормативной кратковременной нагрузки

$$M_{sh} = \frac{q_{sh} \cdot l_0^2}{8} \cdot b_{\text{пл}} = \frac{2{,}667 \cdot 5{,}88^2}{8} \cdot 1{,}2 = 13{,}83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– от собственного веса

$$M_{gn} = \frac{g_{wn} \cdot l_0^2}{8} \cdot b_{\text{пл}} = \frac{3{,}0 \cdot 5{,}88^2}{8} \cdot 1{,}2 = 15{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– от полной расчетной нагрузки

$$Q_{tot} = \frac{q \cdot l_0}{2} \cdot b_{\text{пл}} = \frac{13{,}611 \cdot 5{,}88}{2} \cdot 1{,}2 = 48{,}02 \text{ кН}.$$

6.3. Расчет по предельным состояниям первой группы

6.3.1. Расчет по нормальному сечению

Расчетное (эквивалентное) сечение плиты показано на рис. 3. Определяем его размеры:

$$b'_f = 1160 \text{ мм}; \quad h = \frac{r}{2}\sqrt{12} = \frac{79{,}5}{2}\sqrt{12} = 137{,}7 \text{ мм};$$

$$A_{\text{пуст}} = \pi \cdot n \cdot r^2 = 3{,}14 \cdot 6 \cdot 7{,}95^2 = 1190{,}7 \text{ см}^2;$$

$$b_{\text{пуст}} = \frac{A_{\text{пуст}}}{h} = \frac{1190{,}7}{13{,}77} = 86{,}47 \text{ см};$$

$$h'_f = h_f = \frac{H}{2} - \frac{h}{2} = \frac{220}{2} - \frac{137{,}7}{2} = 41{,}15 \text{ мм};$$

$$h_0 = H - \frac{d}{2} - a = 220 - \frac{14}{2} - 20 = 193 \text{ мм};$$

$$b = b'_f - b_{\text{пуст}} = 1160 - 864{,}7 = 295{,}3 \text{ мм}.$$

По формулам (3) и (4) находим следующие значения:

$$\alpha_m = \frac{M_{tot}}{R_b \cdot \gamma_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{70{,}6 \cdot 10^2}{0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 116 \cdot 19{,}3^2} = 0{,}214 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}214} = 0{,}244 \ ;$$

отсюда

$$x = \xi \cdot h_0 = 0{,}244 \cdot 193 = 47{,}1 \text{ мм} .$$

Так как $x > h'_f$, то нейтральная ось проходит в ребре.

По формуле (3.1) [5] или по прил. 4 определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0{,}8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,\,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0{,}8}{1 + \frac{0{,}0026}{0{,}0035}} = 0{,}459 ,$$

где $\varepsilon_{s,\,el}$ – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, для арматуры с условным пределом текучести $\varepsilon_{s,\,el} = \dfrac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} = \dfrac{520 + 400 - 396}{20 \cdot 10^4} = 0{,}0026 ;$

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, $\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$.

Предварительное напряжение

$$\sigma_{sp} = 0{,}9 R_{sn} = 0{,}9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа} .$$

Так как минимальные потери напряжений 100 МПа, то в формулу σ_{sp} вводим с коэффициентом $\gamma_{sp} = 0{,}9$; т.е. $\sigma_{sp} = (540 - 100) \cdot 0{,}9 = 396$ МПа.

Нейтральная ось проходит в ребре, поэтому сечение рассчитывается как тавровое.

Уточняем α_m (по формуле (5)):

$$\alpha_m = \frac{M_{tot} - R_b \cdot \gamma_b \left(b'_f - b\right) \cdot h'_f \left(h_0 - 0{,}5 \cdot h'_f\right)}{R_b \cdot \gamma_b \cdot b \cdot h_0^2} =$$

$$= \frac{70{,}6 \cdot 10^2 - 0{,}85 \cdot 0{,}9(116 - 29{,}53) \cdot 4{,}115(19{,}3 - 0{,}5 \cdot 4{,}115)}{0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 29{,}53 \cdot 19{,}3^2} = 0{,}26.$$

Отсюда определяем, что

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}26} = 0{,}307 .$$

По формуле (3.24) [5] находим A_{sp}, принимая при этом $A_s = A'_s = A'_{sp} = 0$:

$$A_{sp} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0 + \gamma_{b1} \cdot R_b \left(b'_f - b\right) h'_f}{R_s \cdot \gamma_{s3}} =$$

$$= \frac{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 29{,}53 \cdot 0{,}307 \cdot 19{,}3 + 0{,}9 \cdot 0{,}85(116 - 29{,}53) \cdot 4{,}115}{52 \cdot 1{,}08} = 7{,}23 \text{ см}^2.$$

В соответствии с требованием п. 3.9 [5] при расчете элементов с высокопрочной арматурой класса A-IV при соблюдении условия $\xi < \xi_R$ расчетное сопротивление арматуры R_{sp} должно быть умножено на коэффициент γ_{s3}. Находим его по формуле (6):

$$\gamma_{s3} = 1{,}25 - 0{,}25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}25 - 0{,}25 \frac{0{,}307}{0{,}459} = 1{,}08 < 1{,}10 .$$

В соответствии с полученной площадью сечения по сортаменту (прил. 9) принимаем 5∅14A–IV (A_{sp} = 7,69 см^2).

Уточняем значение высоты сжатой зоны бетона *x* по формуле (10):

$$x = \frac{\gamma_{s3} \cdot R_{sp} \cdot A_{sp} - R_b \cdot \gamma_b \left(b'_f - b\right) h'_f}{R_b \cdot \gamma_b \cdot b} =$$

$$= \frac{1{,}08 \cdot 520 \cdot 7{,}69 - 8{,}5 \cdot 0{,}9(116 - 29{,}53) \cdot 4{,}115}{8{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 29{,}53} = 7{,}06 \text{ см} > h'_f .$$

Определяем несущую способность, принимая $A'_{sp} = A'_s$ равными нулю, по формуле (11):

$$\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x\left(h_0 - 0{,}5x\right) + \gamma_{b1} \cdot R_b \left(b'_f - b\right) \cdot h'_f \left(h_0 - 0{,}5h'_f\right) =$$

$$= 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 29{,}53 \cdot 7{,}06\left(19{,}3 - \frac{7{,}06}{2}\right) + 0{,}9 \cdot 0{,}85\left(116 - 29{,}53\right) \times$$

$$\times 4{,}115\left(19{,}3 - \frac{4{,}115}{2}\right) = 8037 \text{ кН} \cdot \text{см} > M_{tot} = 7060 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Несущая способность плиты обеспечена.

6.3.2. Расчет по наклонному сечению

Расчет на действие поперечных сил

Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями проверяем по условию (12):

$$Q \le 0{,}3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 29{,}53 \cdot 19{,}3 = 130{,}8 \text{ кН}.$$

Так как $Q_{\max} = 48{,}02$ кН, то условие выполнено.

Определяем необходимость постановки поперечной арматуры по выполнению условия

$$Q_{tot} \le Q_{b,\min},$$

$Q_{b,\min}$ вычислим по формуле (13). Для этого находим φ_n по формуле (14):

$$\varphi_n = 1 + 1{,}6\frac{P_{(2)}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot A_1} - 1{,}16\left(\frac{P_{(2)}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot A_1}\right)^2 =$$

$$= 1 + 1{,}6\frac{338{,}4}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 1018} - 1{,}16 \cdot \left(\frac{338{,}4}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 1018}\right)^2 = 1{,}476.$$

Здесь

$$A_1 = b_f \cdot h_f + b \cdot \left(h - h'_f\right) = 119 \cdot 4{,}115 + 29{,}53\left(22 - 4{,}115\right) = 1018 \text{ см}^2;$$

$$P_{(2)} = \left(\sigma_{sp} - \sigma_{(2)}\right) \cdot A_{sp} = (540 - 100) \cdot 7{,}69 \cdot 10^{-1} = 338{,}4 \text{ кН}.$$

Таким образом,

$$Q_{b,\min} = 0{,}5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0{,}5 \cdot 1{,}476 \cdot 0{,}075 \cdot 29{,}53 \cdot 19{,}3 = 31{,}54 \text{ кН}.$$

Так как $Q_{b,\min} < Q_{tot}$, то требуется постановка поперечной арматуры.

Принимаем четыре каркаса с арматурой ∅4В500 и шагом поперечных стержней 100 мм $\left(s_w \le \frac{H}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм}\right)$, тогда

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{30 \cdot 0{,}502}{10} = 1{,}506 \text{ кН/см}.$$

По формуле (16) поперечная сила, воспринимаемая хомутами,

$$Q_{sw} = 0{,}75 q_{sw} \cdot c_0 = 0{,}75 \cdot 1{,}506 \cdot 38{,}6 = 43{,}6 \text{ кН},$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 19{,}3 = 38{,}6$ см.

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, находим по формуле (17):

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1{,}5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}.$$

Для этого невыгоднейшее значение *c* при равномерной нагрузке рассчитаем по следующей формуле:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_{tot}}} = \sqrt{\frac{1{,}5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{tot}}},$$

где $\varphi_n = 1{,}476$; $R_{bt} = 0{,}075$ кН/см^2; $b = 29{,}53$ см^2; $h_0 = 19{,}3$ см; $q_{tot} = 13{,}611 \cdot 1{,}2 = 16{,}33$ кН/м.

Отсюда

$$c = \sqrt{\frac{1{,}5 \cdot 1{,}476 \cdot 0{,}075 \cdot 29{,}53 \cdot 19{,}3^2}{0{,}1633}} = 105{,}76 \text{ см};$$

$$Q_b = \frac{1{,}5 \cdot 1{,}476 \cdot 0{,}075 \cdot 29{,}53 \cdot 19{,}3^2}{105{,}76} = 18{,}26 \text{ кН}.$$

$$Q_b + Q_{sw} = 18{,}26 + 43{,}60 = 61{,}86 \text{ кН} > Q_{tot} = 48{,}02 \text{ кН}.$$

Условие прочности наклонного сечения по поперечной силе выполнено.

Расчет на действие изгибающего момента

Длина зоны передачи напряжений по формуле (19)

$$l_p = \frac{\sigma_{sp(1)}}{4R_{bond}} \cdot d_s = \frac{52{,}3}{4 \cdot 0{,}188} \cdot 1{,}4 = 27{,}82 \text{ см},$$

где $\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp} - 0{,}03\sigma_{sp} = 540 - 0{,}03 \cdot 540 = 523{,}8$ МПа $= 52{,}3$ кН/см^2,

$\sigma_{sp} = 0{,}9R_{sn} = 0{,}9 \cdot 600 = 540$ МПа;

$R_{bond} = \eta \cdot R_{bt} = 2{,}5 \cdot 0{,}075 = 0{,}188$ кН/см^2 ($\eta = 2{,}5$ для горячекатаной и термически упрочненной арматуры класса А);

$d_s = 14$ мм.

Расстояние от торца панели до начала зоны передачи напряжений

$$l_{p0} = 0{,}25l_p = 0{,}25 \cdot 27{,}82 = 6{,}96 \text{ см}.$$

Проверяем выполнение условия прочности по формуле (21):

$$M_p = Q_{tot} \cdot c_0 < R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} \cdot \frac{l_x}{l_p} + \sum R_s \cdot A_s \cdot z_s + q_{sw} \frac{c_0^2}{2}.$$

Момент $\left(R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} \cdot \frac{l_x}{l_p} \right)$, воспринимаемый напрягаемой арматурой, учитывается, так как

$$x = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} = \frac{520 \cdot 7{,}69}{8{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 29{,}53} = 17{,}7 \text{ см} > l_{p0} - 5 = 6{,}96 - 5 = 1{,}96 \text{ см}.$$

Рассчитываем этот момент:

$$z_{sp} = h_0 - \frac{x}{2} = 19{,}3 - \frac{17{,}7}{2} = 10{,}45 \text{ см};$$

длина площадки опирания $l_x = 10$ см.

Отсюда

$$R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} \cdot \frac{l_x}{l_p} = 52 \cdot 7{,}69 \cdot 10{,}45 \cdot \frac{10}{27{,}82} = 1502 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Определяем момент ($R_s \cdot A_s \cdot z_s$), воспринимаемый продольными нижними проволоками каркасов 4∅4В500, ($A_s = 0{,}502$ см^2):

$$R_s = 415 \text{ МПа};$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} = \frac{41{,}5 \cdot 0{,}502}{0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 29{,}53} = 0{,}922 \text{ см};$$

$$z_s = h_0 - \frac{x}{2} = 19{,}3 - \frac{0{,}922}{2} = 18{,}84 \text{ см}.$$

Отсюда

$$R_s \cdot A_s \cdot z_s = 41{,}5 \cdot 0{,}502 \cdot 18{,}84 = 392{,}5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Вычисляем момент ($q_{sw} \frac{c_0^2}{2}$), воспринимаемый поперечной арматурой:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{30 \cdot 0{,}502}{10} = 1{,}506 \text{ кН/см};$$

$$c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 19{,}3 = 38{,}6 \text{ см}.$$

Отсюда

$$q_{sw} \frac{c_0^2}{2} = 1{,}506 \cdot \frac{38{,}6^2}{2} = 1122 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$M_p = Q_{tot} \cdot c_0 = 48{,}02 \cdot 38{,}6 = 1853{,}5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Таким образом,

$M_p = 1853{,}5 \text{ кН} \cdot \text{см} < 1502 + 392{,}5 + 1122 = 1894{,}5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$

Следовательно, несущая способность обеспечена.

6.3.3. Проверка прочности плиты на действие опорных моментов

При опирании плиты на стены из кирпича или мелких блоков на опоре создается частичное защемление плиты от веса вышележащей стены. Опорный момент принимается равным 15 % от пролетного расчетного момента:

$$M_0 = 0{,}15 \cdot M_{tot} = 0{,}15 \cdot 70{,}6 = 10{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

С учетом этого определяем α_m и ξ:

$$\alpha_m = \frac{M_0}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b_f \cdot (h_0')^2} = \frac{10{,}6 \cdot 10^2}{0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 119 \cdot 20^2} = 0{,}03;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}03} = 0{,}03.$$

Находим требуемую площадь арматуры в верхней зоне по формуле (23)

$$h_0' = h - a' = 220 - 20 = 200 \text{ мм};$$

$$A_s' = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0'}{R_s} = \frac{0{,}03 \cdot 0{,}85 \cdot 119 \cdot 20}{41{,}5} = 1{,}46 \text{ см}^2.$$

Проверяем достаточность верхней арматуры в приопорной зоне по принятой арматуре в каркасах 4∅4В500 ($A_s = 0{,}502$ см^2) и в верхней сетке 7∅5В500 ($A_s' = 1{,}375$ см^2). Тогда суммарная принятая площадь верхней арматуры

$$A_s' = 0{,}502 + 1{,}375 = 1{,}88 \text{ см}^2 > 1{,}46 \text{ см}^2.$$

Прочность плиты обеспечена.

6.4. Расчет по предельным состояниям второй группы

6.4.1. Определение геометрических характеристик

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по расчетному сечению (см. рис. 5).

Находим площадь приведенного сечения по формуле (24):

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot h + A_{sp} \cdot \alpha, \text{ здесь } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{24 \cdot 10^3} = 8{,}33;$$

отсюда

$$A_{red} = 116 \cdot 4{,}115 + 119 \cdot 4{,}115 + 29{,}53 \cdot 13{,}77 + 7{,}69 \cdot 8{,}33 = 1440 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани находим по формуле (26) (см. рис. 5):

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot y_3 + b \cdot h \cdot y_2 + b_f \cdot h_f \cdot y_1 + \alpha \cdot a \cdot A_{sp},$$

где

$$y_3 = H - \frac{h'_f}{2} = 22 - \frac{4{,}115}{2} = 19{,}94 \text{ см};$$

$$y_2 = H - h'_f - \frac{h}{2} = 22 - 4{,}115 - \frac{13{,}77}{2} = 11 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{h_f}{2} = \frac{4{,}115}{2} = 2{,}06 \text{ см};$$

$$a = 20 + \frac{14}{2} = 27 \text{ мм}.$$

Таким образом,

$$S_{red} = 116 \cdot 4{,}115 \cdot 19{,}94 + 29{,}53 \cdot 13{,}77 \cdot 11 + 116 \cdot 4{,}115 \cdot 2{,}06 + \\ + 8{,}33 \cdot 2{,}7 \cdot 7{,}69 = 15\,200 \text{ см}^3.$$

По формуле (29) момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = \frac{b'_f \cdot h'^3_f}{12} + b'_f \cdot h'_f \left(y_0 - y_3\right)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h\left(y_0 - y_2\right)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \\ + b_f \cdot h_f \left(y_0 - y_1\right)^2 + \alpha \cdot A_{sp} \cdot e_{0p1}^2,$$

где

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{15\,200}{1440} = 10{,}5\,\text{см};$$

$$e_{0p1} = y_0 - a = 10{,}5 - 2{,}7 = 7{,}8\ \text{см};$$

отсюда

$$I_{red} = \frac{116 \cdot 4{,}115^3}{12} + 116 \cdot 4{,}115\left(10{,}5 - 19{,}94\right)^2 + \frac{29{,}53 \cdot 13{,}77^3}{12} + \\ + 29{,}53 \cdot 13{,}77\left(10{,}5 - 11\right)^2 + \frac{116 \cdot 4{,}115^3}{12} + 116 \cdot 4{,}115 \cdot \left(10{,}5 - 2{,}06\right)^2 + \\ + 8{,}33 \cdot 7{,}69 \cdot 7{,}8^2 = 89\,610\ \text{см}^4.$$

Рассчитываем момент сопротивления приведенного сечения по формулам (30) и (31):

– относительно нижней грани

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{89\,610}{10{,}5} = 8535\,\text{см}^3;$$

– относительно верхней грани

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{y_в} = \frac{89\,610}{11{,}5} = 7792\,\text{см}^3,$$

здесь $y_в = H - y_0 = 22 - 10{,}5 = 11{,}5$ см.

Находим упругопластический момент сопротивления по формулам (32), (33):

– относительно нижней грани

$$W_{pl}^{inf} = \gamma \cdot W_{red}^{inf} = 1{,}25 \cdot 8535 = 10\,669 \text{ см}^3;$$

– относительно верхней грани

$$W_{pl}^{sup} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} = 1{,}25 \cdot 7792 = 9740 \text{ см}^3.$$

При $\frac{b'_f}{b} < 6$ коэффициент $\gamma =$ 1,25 (прил. 5).

Определяем радиусы инерции:

$$r_{sup} = \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{8535}{1440} = 5{,}9 \text{ см};$$

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = \frac{7792}{1440} = 5{,}39 \text{ см}.$$

6.4.2. Определение потерь предварительного напряжения

Способ натяжения арматуры электротермический.

Находим первые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}.$$

Потери от релаксации напряжений в арматуре

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}03\sigma_{sp} = 0{,}03 \cdot 540 = 16{,}2 \text{ МПа}.$$

Потери от температурного перепада в агрегатно-поточной технологии отсутствуют, поэтому $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

Потери от деформации формы учитываются в расчете требуемого удлинения при электротермическом натяжении, поэтому $\Delta\sigma_{sp3} = 0$.

Потери от деформации анкеров учитываются при расчете удлинения, поэтому $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

Следовательно, $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} = 16{,}2$ МПа.

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_{(1)} = A_{sp}\left(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp1}\right) = 7{,}69 \cdot (540 - 16) \cdot 10^{-1} = 403 \text{ кН}.$$

Определяем вторые потери:

– от усадки бетона по формуле (36)

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0{,}0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа};$$

– от ползучести бетона по формуле (37)

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp}\left(1 \pm \dfrac{e_{0p1} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0{,}8\varphi_{b,cr}\right)},$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, при классе бетона В15 и нормальной влажности 40–75 % $\varphi_{b,cr} = 3{,}4$ (прил. 3);

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{24 \cdot 10^3} = 8{,}33;$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{7{,}69}{4{,}115(116 + 119) + 29{,}53 \cdot 13{,}77} = 0{,}0056;$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1}^2}{I_{red}} - \frac{M_{gn} \cdot e_{0p1}}{I_{red}} = \frac{403}{1440} + \frac{403 \cdot 7{,}8^2}{89\,610} - \frac{1555 \cdot 7{,}8}{89\,610} =$$

$$= 0{,}418 \text{ кН/см}^2 = 4{,}18 \text{ МПа}.$$

Отсюда

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0{,}8 \cdot 3{,}4 \cdot 8{,}33 \cdot 4{,}18}{1 + 8{,}33 \cdot 0{,}0056\left(1 + \dfrac{7{,}8 \cdot 7{,}8 \cdot 1440}{89\,610}\right)(1 + 0{,}8 \cdot 3{,}4)} = 70{,}4 \text{ МПа}.$$

Суммарные потери по формуле (39)

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 16{,}2 + 40 + 70{,}4 =$$
$$= 126{,}6 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

Потери напряжений округляем до 5 МПа. Полученные потери, как и должно быть, оказались не менее 100 МПа.

Усилие в арматуре с учетом всех потерь

$$P_{(2)} = A_{sp}\left(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}\right) = 7{,}69 \cdot \left(540 - 126{,}6\right) \cdot 10^{-1} = 318{,}0 \text{ кН}.$$

6.4.3. Расчет трещинообразования на стадии эксплуатации

Находим момент трещинообразования по формуле (41):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}^{inf} + P_{(2)}\left(e_{0p1} + r_{sup}\right) \cdot \gamma_{sp}.$$

С учетом того, что $\gamma_{sp} = 0{,}9$, получим:

$$M_{crc} = 0{,}11 \cdot 10\,669 \cdot 10^{-2} + 318{,}4 \cdot \left(7{,}8 + 5{,}9\right) \cdot 10^{-2} \cdot 0{,}9 = 41{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{crc} = 41{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_n = 60{,}05 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, от нормативных нагрузок трещины образуются.

6.4.4. Расчет по раскрытию нормальных трещин

Ширину раскрытия нормальных трещин определяем по формуле (43):

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s.$$

Рассчитаем ширину a_{crc1} раскрытия трещин при действии постоянных и длительных нагрузок (от действия M_l). При продолжительном действии нагрузки $\varphi_1 = 1{,}4$; для арматуры перио-

дического профиля $\varphi_2 = 0{,}5$; для изгибаемых элементов $\varphi_3 = 1{,}0$; предварительно назначаем $\psi_s = 1{,}0$.

По формуле (93) [1]

$$\sigma_{s1} = \frac{M_l - N_p\left(z - e_{sp}\right)}{A_{sp} \cdot z},$$

где $e_{sp} = 0$, так как центр усилия совпадает с центром тяжести растянутой арматуры; $N_p = P_{(2)} = 318{,}0$ кН; $M_l = 46{,}21$ кН·м; $z \cong 0{,}7h_0 = 0{,}7 \cdot 19{,}3 = 13{,}51$ см, тогда

$$\sigma_{s1} = \frac{4621 - 318\left(13{,}51 - 0\right)}{7{,}69 \cdot 13{,}51} = 3{,}08 \text{ кН/см}^2 = 30{,}8 \text{ МПа}.$$

Базовое расстояние между трещинами l_s определяем по формуле (44). Для этого найдем площадь растянутого бетона A_{bt}:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + \dfrac{P_{(2)}}{R_{btn}}} = \frac{15\,200}{1440 + \dfrac{318}{0{,}11}} = 3{,}51 \text{ см};$$

$y_t = k \cdot y_0 = 0{,}95 \cdot 3{,}51 = 3{,}33 \text{ см} < 2a = 6 \text{ см}$, поэтому принимаем $y_t = 6$ см; тогда площадь растянутого бетона

$$A_{bt} = h_f \cdot b_f + (y_t - h_f)b =$$

$$= 4{,}115 \cdot 119 + \left(6 - 4{,}115\right) \cdot 29{,}53 = 545{,}35 \text{ см}^2.$$

Отсюда

$$l_s = 0{,}5\frac{A_{bt}}{A_{sp}} \cdot d_s = 0{,}5\frac{545{,}35}{7{,}69} \cdot 1{,}4 = 49{,}64 \text{ см} > 40 \text{ см}.$$

Поэтому принимаем $l_s = 400$ мм.

Получаем:

$$a_{crc1} = 1{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{30{,}8}{20 \cdot 10^4} \cdot 400 = 0{,}044 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0{,}3 \text{ мм}.$$

Рассчитаем ширину a_{crc2} раскрытия трещин от кратковременного действия полного момента M_n. При непродолжительном действии нагрузки $\varphi_1 = 1{,}0$. Остальные коэффициенты и l_s те же, что и для a_{crc1}.

$$\sigma_{s2} = \frac{M_n - P_{(2)} \cdot z}{A_{sp} \cdot z} = \frac{6005 - 318 \cdot 13{,}51}{7{,}69 \cdot 13{,}51} = 16{,}39 \text{ кН/см}^2 = 163{,}9 \text{ МПа}.$$

Получаем:

$$a_{crc2} = 1{,}0 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{163{,}9}{20 \cdot 10^4} \cdot 400 = 0{,}164 \text{ мм}.$$

Рассчитаем ширину a_{crc3} раскрытия трещин от кратковременного действия момента от постоянных и длительных нагрузок. При непродолжительном действии нагрузки $\varphi_1 = 1{,}0$. Остальные коэффициенты и l_s те же, что и для a_{crc1}; $\sigma_{s3} = \sigma_{s1}$. Получаем:

$$a_{crc3} = 1{,}0 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{30{,}8}{20 \cdot 10^4} \cdot 400 = 0{,}031 \text{ мм}.$$

Полную ширину раскрытия трещин (при непродолжительном раскрытии) рассчитываем по формуле (48):

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0{,}044 + 0{,}164 - 0{,}031 =$$
$$= 0{,}177 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0{,}4 \text{ мм}.$$

Трещиностойкость обеспечена.

6.4.5. Расчет прогибов

При расчете жесткости необходимо определить прогиб для плит, загруженных равномерной нагрузкой, по формуле (49) и полную кривизну $\frac{1}{r}$ для элементов с трещинами по формуле (58).

Поскольку рассчитываем пустотную плиту, а деформации таких плит нормируются эстетическими требованиями, то полную кривизну определяем по формуле (60):

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_3-\left(\frac{1}{r}\right)_4.$$

Так как $h'_f=4{,}115\text{ см}<0{,}3h_0=5{,}79\text{ см}$, то кривизну от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузки $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ допускается определять по формуле (59):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3=\frac{M_l}{\varphi_c\cdot b\cdot h_0^3\cdot E_{b,\,red}}=\frac{4621}{0{,}53\cdot 29{,}53\cdot 19{,}3^3\cdot 7333}=0{,}56\cdot 10^{-4}\text{ см}^{-1}.$$

Коэффициент φ_c находим по прил. 6 в зависимости от φ_f, $\mu\alpha_{s2}$, $\frac{e_s}{h_0}$:

$$\varphi_f=\frac{\left(b'_f-b\right)h'_f}{b\cdot h_0}=\frac{(116-29{,}53)\cdot 4{,}115}{29{,}53\cdot 19{,}3}=0{,}624;$$

$$\mu=\frac{A_{sp}}{b\cdot h_0}=\frac{7{,}69}{29{,}53\cdot 19{,}3}=0{,}0135;$$

по формуле (117) [1] $\alpha_{s2}=\frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}$, где по формуле (118) [1] $E_{s,red}=\frac{E_s}{\psi_s}=20\cdot 10^4$ МПа (принимаем $\psi_s=1$); по формуле (9) [1] $E_{b,\,red}=\frac{R_{bn}}{\varepsilon_{b1,\,red}}=\frac{11}{0{,}0015}=7333$ МПа (при продолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,\,red}=0{,}0015$), следовательно,

$$\alpha_{s2}=\frac{20\cdot 10^4}{7333}=27{,}27;$$

$$\mu\alpha_{s2} = 0{,}0135 \cdot 27{,}27 = 0{,}368;$$

$$e_s = \frac{M_l}{P} + e_{sp} = \frac{4621}{318{,}4} + 7{,}8 = 22{,}31 \text{ см};$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{22{,}31}{19{,}3} = 1{,}156.$$

Таким образом, по полученным данным находим: $\varphi_c = 0{,}53$.

Кривизну, обусловленную остаточным выгибом вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия, определяем по формуле (54):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s \cdot h_0},$$

где $\sigma'_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma'_{sp6}$; $\Delta\sigma'_{sp6}$ находим при

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_{(2)}}{A_{red}} - \frac{P_{(2)} \cdot e_0 \cdot y_в}{I_{red}} + \frac{M_{gn} \cdot y_в}{I_{red}} =$$

$$= \frac{318}{1440} - \frac{318 \cdot 7{,}8 \cdot 11{,}5}{89\,610} + \frac{1555 \cdot 11{,}5}{89\,610} = 0{,}10 \text{ кН/см}^2 = 1 \text{ МПа},$$

тогда по формуле (37)

$$\Delta\sigma'_{sp6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma'_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \dfrac{e_{0p} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0{,}8\varphi_{b,cr}\right)} =$$

$$= \frac{0{,}8 \cdot 3{,}4 \cdot 1{,}0}{1 + 8{,}33 \cdot 0{,}0056\left(1 + \dfrac{7{,}8 \cdot 11{,}5 \cdot 1440}{89\,610}\right)\left(1 + 0{,}8 \cdot 3{,}4\right)} = 20{,}77 \text{ МПа}.$$

Отсюда

$$\sigma'_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma'_{sp6} = 40 + 20{,}77 = 60{,}77 \text{ МПа}.$$

Теперь мы можем рассчитать кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_4$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{109{,}8 - 60{,}77}{20 \cdot 10^4 \cdot 19{,}3} = 0{,}127 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$$

Проверим, соблюдается ли условие

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \geq \frac{P_{(1)} \cdot e_0}{E_{b1} \cdot I_{red}}.$$

Для этого вычислим следующее:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0{,}56 + 0{,}127 = 0{,}687 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$$

$$\frac{P_{(1)} \cdot e_0}{E_{b1} \cdot I_{red}} = \frac{402{,}9 \cdot 7{,}8}{0{,}545 \cdot 89\,610 \cdot 10^3} = 0{,}643 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1},$$

где $E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{24 \cdot 10^3}{1 + 3{,}4} = 5{,}45 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 0{,}545 \cdot 10^3 \text{ кН/см}^2$.

Условие соблюдается:

$$0{,}687 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1} > 0{,}643 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$$

Вычисляем полную кривизну:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0{,}56 - 0{,}127 = 0{,}433 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1};$$

и полный прогиб:

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} \cdot l_{\text{p}}^2 = \frac{5}{48} \cdot 0{,}433 \cdot 588^2 \cdot 10^{-4} = 1{,}56 \text{ см}.$$

Так как $f = 1{,}56 \text{ см} < f_{ult} = 3 \text{ см}$, то жесткость плиты обеспечена.

6.5. Расчет плиты в стадии изготовления, транспортировки и монтажа

6.5.1. Проверка прочности верхней зоны плиты

Определяем усилия, действующие на стадии изготовления (см. рис. 6).

Усилие обжатия в предельном состоянии вычисляем по формуле (61):

$$P = \left(\sigma_{sp1} \cdot \gamma_{sp} - \sigma_{su}\right) \cdot A_{sp},$$

где $\sigma_{su} = 330$ МПа; $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp1} = 540 - 16{,}2 = 523{,}8$ МПа;

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0{,}10 = 1{,}10 > 1{,}0.$$

Отсюда

$$P = \left(523{,}8 \cdot 1{,}10 - 330\right) \cdot 10^{-1} \cdot 7{,}69 = 189{,}3 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент относительно верхней зоны

$$M_{sp} = P\left(h_0 - a'\right) = 189{,}3 \cdot \left(0{,}193 - 0{,}02\right) = 32{,}75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент над петлей от собственного веса

$$M_g = \frac{q_w \cdot c_к^2}{2} \cdot k_д \cdot b = \frac{3{,}3 \cdot 0{,}3^2}{2} \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}2 = 0{,}25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Далее вычисляем α_m и ξ:

$$h_0' = 220 - \frac{4}{2} - 20 = 198 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_g + M_{sp}}{R_b^{(p)} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0'^2} = \frac{\left(0{,}25 + 32{,}75\right) \cdot 10^2}{0{,}673 \cdot 0{,}9 \cdot 119 \cdot 19{,}8^2} = 0{,}117;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}117} = 0{,}124.$$

При передаточной прочности $R_{bp} = 0{,}7\text{В} = 0{,}7 \cdot 15 = 11$ МПа определяем по прил. 10, что $R_b^{(p)} = 0{,}673$ кН/см^2.

Требуемое количество арматуры в верхней зоне по формуле (63)

$$A'_s = \frac{\xi \cdot R_b^{(p)} \cdot b \cdot h'_0 - P}{R'_s} = \frac{0{,}124 \cdot 0{,}673 \cdot 119 \cdot 19{,}8 - 189{,}3}{41{,}5} = 0{,}097 \text{ см}^2.$$

Назначаем продольные стержни верхней сетки плиты 7∅4В500 ($A_s = 0{,}879$ см^2) и верхние стержни каркасов 4∅4В500 ($A_s = 0{,}502$ см^2).

Тогда принятая площадь верхней арматуры

$$A'_s = 0{,}879 + 0{,}502 = 1{,}381 \text{ см}^2 > 0{,}097 \text{ см}^2.$$

Прочность верхней зоны обеспечена, так как принятая площадь верхней арматуры более требуемой по расчету.

6.5.2. Проверка трещиностойкости верхней зоны плиты

Проверяем выполнение условия отсутствия трещин при $\gamma_{sp} = 1{,}0$ по формуле (67):

$$R_{bt,ser}^{(p)} \cdot W_{pl}^{sup} \geq P_{(1)} \left(e'_{0p} - r_{inf} \right) \cdot \gamma_{sp}.$$

Рассчитаем e'_{0p}:

$$M_{sp} = P_{(1)} \cdot e_{0p1} = 402{,}9 \cdot 0{,}078 = 31{,}42 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{gn} = \frac{g_{wn} \cdot c_к^2}{2} \cdot b = \frac{3 \cdot 0{,}3^2}{2} \cdot 1{,}2 = 0{,}162 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e'_{0p} = \frac{M_{sp} + M_{gn}}{P_{(1)}} = \frac{31{,}42 + 0{,}162}{402{,}9} \cong 0{,}078 \text{ м} = 7{,}8 \text{ см}.$$

Тогда по формуле (64)

$$P_{(1)}\left(e'_{0p} - r_{inf}\right)\cdot\gamma_{sp} = 402{,}9\left(7{,}8 - 5{,}39\right)\cdot 1{,}0 = 971\ \text{кН}\cdot\text{м}\ .$$

При передаточной прочности бетона $R_{bp} = 11$ МПа

$$R^{(p)}_{bt,ser} = 0{,}928\ \text{МПа},$$

отсюда

$$R^{(p)}_{bt,ser}\cdot W^{sup}_{pl} = 0{,}0928\cdot 10130 = 940\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Таким образом,

$$R^{(p)}_{bt,ser}\cdot W^{sup}_{pl} = 940\ \text{кН}\cdot\text{м} < P_{(1)}\left(e'_{0p} - r_{inf}\right)\cdot\gamma_{sp} = 971\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Трещины в верхней зоне при обжатии образуются. Необходимо учесть их влияние на снижение трещиностойкости нижней зоны.

Определим ширину непродолжительного раскрытия верхних трещин a_{crc}. Для этого вычислим приращение напряжений σ_s:

$$e_{sp} = y_{\text{в}} + e_{0p1} - a' = 11{,}5 + 7{,}8 - 2 = 17{,}3\ \text{см}\ ;$$

$$M = M_{gn} + P_{(1)}\cdot e_{sp} = 0{,}162 + 402{,}9\cdot 0{,}173 = 69{,}86\ \text{кН}\cdot\text{м}\ ;$$

$$z = 0{,}7h_0 = 13{,}51\ \text{см}\ ;$$

$$\sigma_s = \frac{M - P_{(1)}\cdot z}{z\cdot A_{sp}} = \frac{6986 - 402{,}9\cdot 13{,}51}{13{,}51\cdot 7{,}69} = 14{,}85\ \text{кН/см}^2 = 148{,}5\ \text{МПа}\ .$$

Таким образом,

$$a_{crc} = 1{,}0\cdot 0{,}5\cdot 1{,}0\cdot 1{,}0\cdot\frac{148{,}5}{20\cdot 10^4}\cdot 400 = 0{,}15\ \text{мм}.$$

Проверяем выполнение условия (70):

$$a_{crc} = 0{,}15\ \text{мм} < a_{crc,ult} = 0{,}3\ \text{мм}\ .$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 52-102–2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М., 2004.

2. СНиП 2.03.01–85*. Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: Стройиздат, 1986.

3. СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1996.

4. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.

5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102–2004) / Науч.-исслед., проектно-конструкт. и технолог. ин-т бетона и железобетона. – М., 2005.

6. ГОСТ 21.503–80*. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи. – М., 1981.

7. ГОСТ Р 21.501–93. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей. – М., 1993.

8. ГОСТ 21.401–97. СПДС. Технология производства. Основные требования к рабочим чертежам. – М., 1997.

9. ГОСТ 2.105–95. Единая система конструкторской документации. Общие требования к текстовым документам. – Минск, 1995.

Основные буквенные обозначения

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента:

M – изгибающий момент;

M_{sh}, M_l, M_{tot} – изгибающие моменты соответственно от кратковременных нагрузок, от постоянных и длительных нагрузок и от всех нагрузок, включая постоянные, длительные и кратковременные.

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента:

S – обозначение продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне;

S' – обозначение продольной арматуры, расположенной в сжатой зоне.

Характеристики предварительно напряженного элемента:

P – усилие предварительного обжатия, с учетом всех потерь предварительного напряжения в арматуре;

$P_{(1)}$ – то же, с учетом первых потерь напряжений;

σ_{sp}, σ'_{sp} – предварительные напряжения соответственно в напрягаемой арматуре S и S' до обжатия бетона или в момент снижения величины предварительного напряжения в бетоне до нуля воздействием на элемент внешних фактических или условных сил, определяемые с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

σ_{sp1}, σ_{sp2} – напряжения σ_{sp} с учетом соответственно первых и всех потерь;

σ_{bp} – сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяемые, согласно пп. 2.32 и 2.34 [5], с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элементов;

γ_{sp} – коэффициент точности натяжения арматуры, принимаемый согласно указаниям п. 3.7 [5].

Характеристики материалов:

R_b, $R_{b,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

R_{bt}, $R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

R_{bp} – передаточная прочность бетона, назначаемая согласно указаниям п. 2.3 [5];

$R_b^{(p)}$, $R_{bt,ser}^{(p)}$, $R_{b,ser}^{(p)}$ – расчетные сопротивления бетона соответственно R_b, $R_{bt,ser}$, $R_{b,ser}$ при классе бетона, равном передаточной прочности R_{bp};

R_s, $R_{s,ser}$ – расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению, определяемое согласно указаниям п. 2.22 [5];

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s – модуль упругости арматуры;

α – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b.

Геометрические характеристики:

b – ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, b'_f – ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

H – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, h'_f – высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

A_{sp}, A'_{sp} – площадь сечения напрягаемой части арматуры соответственно S и S';

A_s, A'_s – площадь сечения ненапрягаемой части арматуры соответственно S и S';

a – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до ближайшей грани;

a' – расстояние от равнодействующей предельных растягивающих усилий в арматуре S' до ближайшей грани;

a'_s, a'_p – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно площадью A'_s и A'_{sp} до ближайшей грани;

h_0 – рабочая высота сечения, равная $H - a$;

x – высота сжатой зоны бетона;

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_0}$;

s_w – расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_{0p} – эксцентриситет усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с указаниями п. 2.36 [5];

e_{sp} – расстояние соответственно от точки приложения усилия предварительного обжатия P до центра тяжести сечения арматуры S;

l – пролет элемента;

d_s – номинальный диаметр стержней арматурной стали;

A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной, нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

μ_s – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного элемента bh_0 без учета свесов сжатых и растянутых полок;

A – площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента, определяемая в соответствии с указаниями п. 2.33 [5];

I – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяемый в соответствии с указаниями п. 2.33 [5].

Таблица П.1

Основные обозначения в нормативных документах по строительству

Наименование величин	Обозначения	
	старое	новое
Нагрузка:		
сосредоточенная		
полная	P, Q	F, Q
постоянная		G
временная		V
снеговая		S
ветровая		W
распределенная		
полная	q	q
временная	v	v
снеговая	P_p	S_w
ветровая	w	w
от собственного веса	g	g
Усилия от внешних нагрузок:		
изгибающий момент	M	M
продольная сила	N	N
поперечная сила	Q	Q
крутящий момент	$M_к$	T
Момент относительно центра тяжести приведенного сечения (по СНиП 2.03.01–84):		
от полной нагрузки	M	M_{tot}
от кратковременной нагрузки	$M_{кр}$	M_{sh}
от постоянных длительных нагрузок	$M_{дл}$	M_l
Коэффициенты надежности:		
по нагрузке	n	γ_f
по материалу		
бетон на сжатие	$K_{б.с}$	γ_{bc}
бетон на растяжение	$K_{б.р}$	γ_{bt}
арматура	$K_а$	K_s
по ответственности здания	–	γ_n
Коэффициент сочетаний	$n_с$	ψ
Коэффициент условий работы:		
бетона	$m_b \ldots m_{b11}$	$\gamma_{b1} \ldots \gamma_{b12}$
арматуры	$m_{a1} \ldots m_{ab}$	$\gamma_{s1} \ldots \gamma_{s9}$
Коэффициент точности натяжения арматуры	$m_Т$	γ_{sp}

Таблица П.2

Буквенные индексы на основе английских названий, принятые в нормативных документах по строительству

Русское название	Буквенный индекс	Английское название
Однобуквенные:		
плотность	*D*	density
нагрузка случайная	α	accidental
бетон	*b*	beton
морозостойкость	*F*	frost
сжатие	*c*	compression
водонепроницаемость	*W*	water
полка балки	*f*	flange
сила	*f*	force
нормативный	*n*	norm
напрягаемый	*p*	prestressend
арматура	*s*	steel
растяжение	*t*	tension
предельный	*u*	ultimate
объем	*v*	volume
стенка балки	*w*	web
длительный	*l*	long
Двухбуквенные :		
анкер	*an*	anchor
критический	*cr*	critical
эффективный	*ef*	effective
упругий	*el*	elastic
пластический	*pl*	plastic
кратковременный	*sh*	shot
Трехбуквенные :		
контролируемый	*con*	control
наружный	*ext*	external
трещина	*crc*	crack
внутренний	*int*	internal
кольцевой	*cir*	circle
приведенный	*red*	reduce
эксплуатационный	*ser*	service
суммарный, полный	*tot*	total
наклонный	*inc*	inclination
местный	*loc*	local
опора	*sup*	support

Таблица П.3

Условные буквенные обозначения наименований основных конструкций и изделий

(ГОСТ 23009–78. Приложение 1, рекомендуемое)

Наименование конструкции и изделия	Условное буквенное обозначение
Сваи	СВ
Фундаменты (столбчатые, плитные и т.п.)	Ф
Фундаменты ленточные	ФЛ
Фундаменты под оборудование	ФО
Фундаментные блоки и блоки стен подвалов	ФБ
Балки фундаментные	БФ
Колонны	К
Колонные эстакады под трубопроводы	КЭ
Ригели	Р
Балки (кроме оговоренных ниже)	Б
Балки подкрановые	БК
Балки обвязочные	БО
Балки подстропильные	БП
Балки стропильные	БС
Балки пролетные строений эстакад под трубопроводы	БЭ
Балки перекрытий коммуникационных тоннелей и каналов	БТ
Фермы подстропильные	ФП
Фермы стропильные	ФС
Плиты перекрытий и покрытий	П
Плиты днищ коммуникационных тоннелей и каналов	ПД
Плиты перекрытий коммуникационных тоннелей и каналов	ПТ
Лотки каналов	ЛК
Плиты карнизные	ПК
Плиты парапетные	ПП
Плиты подоконные	ПО
Опорные подушки	ОП
Лестничные марши ′	ЛМ
Лестничные площадки	ЛП
Ступени	ЛС
Косоуры, балки лестничных площадок	ЛБ
Стеновые блоки	СБ
Стеновые блоки цокольные	СБЦ
Панели стеновые	ПС
Панели перегородок	ПГ
Перемычки	ПР
Стенки подпорные	СТ
Шпалы железобетонные для железных дорог	Ш
Трубы железобетонные базнапорные: раструбные	РТ
фальцевые	ФТ

Приложение 2

Системы единиц

Величина	Техническая система	Система СИ	Соотношение единиц
Сила, нагрузка, вес	кгс тс	1 ньютон (Н) 1 кН (1000 Н)	1 кгс = 9,806 Н 1 тс $\cong$ 10 кН
Линейная нагрузка	кгс/см тс/м	Н/м кН/м	1 кгс/м $\cong$ 10 Н/м 1 тс/м $\cong$ 10 кН/м
Поверхностная нагрузка	кгс/м^2 тс/м^2	Н/м^2, Па кН/м^2, кПа	1 кгс/м^2 = 10 Н/м^2 1 тс/м^2 $\cong$ 10 кН/м^2 1 тс/м^2 $\cong$ 0,01 МПа
Напряжение, давление, модуль деформаций	кгс/мм^2 кгс/см^2 тс/м^2	1 паскаль (Па) 1 МПа =10^6 Па	1 кгс/мм^2 $\cong$ 10^{7}Па 1 кгс/мм^2 $\cong$ 10 МПа 1 кгс/см^2 $\cong$ 10^5 Па 1 кгс/см^2 $\cong$ 0,1 МПа 1 кгс/см^2 $\cong$ 10^5 Н/м^2 1 Па = 1 Н/м^2 1 МПа = 1Н/мм^2
Момент силы	кгс.м тс.м	Н.м кН.м	1 кгс.м $\cong$ 10 Н.м 1 тс.м $\cong$ 10 кН.м

Приложение 3

Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ в зависимости от относительной влажности воздуха и класса бетона (табл. 2.6 [5])

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

Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23–01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Приложение 4

Граничные значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R (табл. 3.1 [5])

$\frac{\sigma_{sp}}{R_s}$	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	B_p1200	B_p1300	B_p1400	B_p1500	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,3	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Примечания:

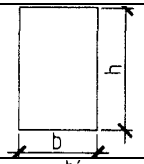
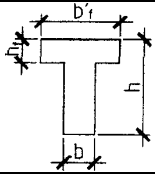
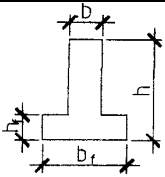
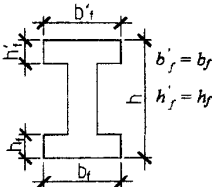
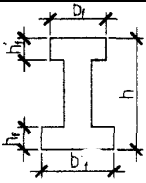
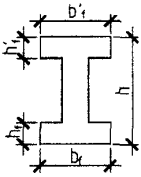
1. Для арматуры класса A540 значение ξ_R вычислено при $R_s = 490$ МПа.

2. Предварительное напряжение σ_{sp} принимается с учетом всех потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 0,9$.

3. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σ_{sp}, рекомендуется принимать $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = 0,6$.

Приложение 5

Коэффициент γ для расчета геометрических характеристик (табл. 4.1 [5])

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	
3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне:		
а) при $b_f / b \le 2$	1,20	
б) при $b_f / b > 2$	1,15	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое):		
а) при $b'_f / b = b_f / b \le 2$	1,30	
б) при $2 < b'_f / b = b_f / b \le 6$	1,25	
в) при $b'_f / b = b_f / b > 6$	1,20	
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f / b \le 3$:		
а) при $b_f / b \le 2$	1,20	
б) при $2 < b_f / b \le 6$	1,15	
в) при $b_f / b > 6$	1,10	
6. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f / b \le 3$:		
а) при $b_f / b \le 4$ независимо от отношения h_f / h	1,25	
б) при $b_f / b > 4$ и $h_f / h \ge 0{,}2$	1,20	
в) при $b_f / b > 4$ и $h_f / h < 0{,}2$	1,25	

Значение расчетного коэффициента φ_c (табл. 4.5 [5])

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$, равных																
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	031	0,32	0,32	032	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	≥1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,55	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

$$\varphi_f = \frac{\left(b'_f - b\right)h'_f - \left(A'_{sp} + A_s\right)\alpha_{s1}}{bh_0};\ \mu\alpha_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}\alpha_{s2};\ \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0}$$

Приложение 7

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина раскрытия трещин a_{crc1} и a_{crc2} (мм), обеспечивающие сохранность арматуры (по табл. 2 СНиП 2.03-01–84*)

Условия эксплуатации конструкций для неагрессивной среды	Стержневая арматура классов A-I, A-II, A-III, A-IIIв, A-IV; A400C, A500C, A600C, проволочная арматура классов B-I и Bp-I	Стержневая арматура классов A-V, A-VI, проволочная арматура классов B-II, Bp-II, K-7 и K-19 при диаметре проволоки 3,5 мм и более	Проволочная арматура классов B-II, K-7, Bp-II при диаметре проволоки 3 мм и менее, стержневая арматура класса AтVII
В закрытом помещении	3-я категория, $a_{crc1} = 0{,}4$, $a_{crc2} = 0{,}3$	3-я категория, $a_{crc1} = 0{,}3$, $a_{crc2} = 0{,}2$	3-я категория, $a_{crc1} = 0{,}2$, $a_{crc2} = 0{,}1$
На открытом воздухе, а также в грунте выше или ниже уровня грунтовых вод	3-я категория, $a_{crc1} = 0{,}4$, $a_{crc2} = 0{,}3$	3-я категория, $a_{crc1} = 0{,}2$, $a_{crc2} = 0{,}1$	2-я категория, $a_{crc1} = 0{,}2$, $a_{crc2} = 0$
В грунте при переменном уровне грунтовых вод	3-я категория, $a_{crc1} = 0{,}3$ $a_{crc2} = 0{,}2$	2-я категория, $a_{crc1} = 0{,}2$	2-я категория, $a_{crc1} = 0{,}1$

Примечания:

1. Обозначения классов арматуры приведены по СНиП 2.03.01–84*
2. В канатах подразумевается проволока наружного слоя.
3. Для конструкций со стержневой арматурой класса AV (AтV), эксплуатируемых в закрытых помещениях, допускается увеличивать значения a_{crc1} и a_{crc2} на 0,1 мм по отношению к приведенным в настоящей таблице.

Приложение 8

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций, эксплуатируемых при воздействии агрессивной среды (по табл. 9 СНиП 2.03.11–85* «Защита строительных конструкций от коррозии»)

Степень агрессивного воздействия	Для арматуры классов							Толщина защитного слоя бетона (мм) и марка по водонепроницаемости
	A-I, A-II, A-III, B-I Bp-I A500C	A-IIIв, A-IV, Ат-IVк, A600C	Ат-III, Ат-IIIC	Ат-IVC, Ат-VCK, Ат-VIK	B-II, Bp-II, K-7, K-19	B-II, Bp-II, K-7, K-19, при диаметре проволок менее 3,5 мм	A-V, A-VI Ат-V, Ат-VI	
Слабая	3 / 0,25(0,20)	3 / 0,25(0,20)	3 / 0,25(0,20)	3 / 0,15(0,10)	2 / 0,10	2 / 0,05	2 / 0,1	25; W4–W6
Средняя	3 / 0,20(0,15)	3 / 0,15(0,10)	Не допускается к применению	2 / 0,10	2 / 0,05	1	1	25; W6–W8
Сильная	3 / 0,15(0,10)	2 / 0,10	Не допускается к применению	1	1	1	Не допускается к применению	25; W8

Примечания:

1. Над чертой помещены категории требований по трещиностойкости; под чертой – допустимая ширина непродолжительного и продолжительного (в скобках) раскрытия трещин, мм.

2. Конструкции должны быть отнесены к 1-й категории требований по трещиностойкости при наличии сред, содержащих хлор, пыль хлористых, азотнокислых и радонистых солей, хлористый водород, сероводород.

Сортамент стержней арматуры и проволоки

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения ($см^2$) при числе стержней									Теоретическая масса, кг/м	Проволока, стержни									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		B_p-I, B_p-500	B-I, B_p-II	A–I	A-II	A-III	A-IV	Ат-IV	A-V	Ат-V	Ат-VI
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	x	x^0	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,092	x	x	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	x	x	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0,283	0,570	0,850	1,130	1,410	1,700	1,980	2,260	2,540	0,222	x^0	x	x	-	x	-	-	-	-	-
7	0,385	0,770	1,150	1,540	1,920	2,310	2,690	3,080	3,460	0,302	x^0	x	-	-	x^0	-	-	-	-	-
8	0,503	1,010	1,510	2,010	2,510	3,020	3,520	4,020	4,520	0,395	x^0	x	x	-	x	-	-	-	-	-
9	0,636	1,270	1,910	2,540	3,180	3,820	4,450	5,090	5,720	0,499	-	-	-	-	x^0	-	-	-	-	-
10	0,785	1,570	2,360	3,140	3,930	4,710	5,500	6,280	7,070	0,617	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x
12	1,131	2,260	3,390	4,520	5,650	6,790	7,920	9,050	10,180	0,888	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x
14	1,539	3,080	4,620	6,160	7,690	9,230	10,770	12,310	13,850	1,208	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x
16	2,011	4,020	6,030	8,040	10,050	12,060	14,070	16,080	18,100	1,578	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x
18	2,545	5,090	7,630	10,180	12,720	15,270	17,810	20,360	22,900	1,998	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x
20	3,142	6,280	9,420	12,560	15,710	18,850	21,990	25,140	28.280	2,466	-	-	x	x	x	x	x	x	x	-
22	3,801	7,600	11,400	15,200	19,000	22,810	26,610	30,410	34,210	2,984	-	-	x	x	x	x	x	x	x	-
25	4,909	9,820	14,730	19,640	24,540	29,450	34,360	39,270	44,180	3,840	-	-	x^0	x	x	x	x	x	x	-
28	6,158	12,320	18,470	24,630	30,790	36,950	43,100	49,260	55,420	4,830	-	-	x^0	x	x	x	x	-	-	-
32	8,043	16,090	24,130	32,170	40,210	48,260	56,300	64,340	72,380	6,310	-	-	x^0	x	x	x	-	-	-	-
36	10,180	20,360	30,540	40,720	50,900	61,080	71,260	81,440	91,620	7,990	-	-	x^0	x^0	x	-	-	-	-	-
40	12,560	25,120	37,680	50,240	62,800	75,360	87,920	100,480	113,040	9,870	-	-	x^0	x^0	x	-	-	-	-	-

Примечания:

1. Номинальный диаметр стержней для арматуры периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней.

2. Знаком x отмечены прокатываемые диаметры, знаком x^0 – нерекомендуемые диаметры по сокращенному сортаменту.

Приложение 10

Нормативные и расчетные сопротивления тяжелого бетона (по табл. 2.3, 2.4 и 2.5 пособия [5])

Вид сопротивления	Класс бетона														
	B3,5	B 5	B 7,5	B 10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B 60
Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$, $R_{bt,n}$ и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$															
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$, $R_{b,ser}$	2,7 / 27,5	3,5 / 35,7	5,5 / 56,1	7,5 / 76,5	9,5 / 96,9	11,0 / 112	15,0 / 153	18,5 / 188	22,0 / 224	25,5 / 260	29,0 / 296	32,0 / 326	36,0 / 367	39,5 / 403	43,0 / 438
Растяжение осевое $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$	0,39 / 4,00	0,55 / 5,61	0,70 / 7,14	0,85 / 8,67	1,00 / 10,2	1,10 / 11,2	1,35 / 13,8	1,55 / 15,8	1,75 / 17,8	1,95 / 19,9	2,10 / 21,4	2,25 / 22,9	2,45 / 25,0	2,60 / 26,5	2,75 / 28,0
Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b, R_{bt}															
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	2,1 / 21,4	2,8 / 28,6	4,5 / 45,9	6,0 / 61,2	7,5 / 76,5	8,5 / 86,7	11,5 / 117	14,5 / 148	17,0 / 173	19,5 / 199	22,0 / 224	25,0 / 255	27,5 / 280	30,0 / 306	33,0 / 336
Растяжение осевое R_{bt}	0,26 / 2,65	0,37 / 3,77	0,48 / 4,89	0,56 / 5,70	0,66 / 6,73	0,75 / 7,60	0,90 / 9,20	1,05 / 10,7	1,15 / 11,7	1,30 / 13,3	1,40 / 14,3	1,5 / 15,3	1,6 / 16,3	1,70 / 17,3	1,80 / 18,3
Модуль упругости $E_b \cdot 10^{-3}$	8,5 / 86,7	11,5 / 117	14,5 / 148	19,0 / 194	20,5 / 209	24,0 / 245	27,5 / 280	30,0 / 306	32,5 / 331	34,5 / 352	36,0 / 367	37,0 / 377	38,0 / 387	39,0 / 398	39,5 / 403

Примечание. Над чертой указаны значения в МПа; под чертой – в кгс/см^2.

Характеристики стержневой и проволочной арматуры по СП 52-102–2004

Класс арматуры	$E_s \cdot 10^{-4}$, Н/мм^2, МПа (кгс/см^2)	Диаметр, мм	$R_{sn} = R_{ser}$, Н/мм^2, МПа (кгс/см^2)	R_s, Н/мм^2, МПа (кгс/см^2)	R_{sw}, Н/мм^2, МПа (кгс/см^2)	R_{sc}, Н/мм^2, МПа (кгс/см^2)
1	2	3	4	5	6	7
ГОСТ 5781–82*						
А240 (А1)	21 (210)	6–40	240 (2450)	215 (2200)	170 (1730)	215 (2200)
А300 (АII)	21 (210)	10–40	300 (3050)	270 (2750)	215 (2200)	270 (2750)
А400(АIII)	20 (200)	6–40	400 (4050)	355 (3600)	285*(2900)	355 (3600)
А600 (АIV)	20 (200)	10–32	600 (6100)	520 (5300)	405 (4150)	400 (4100)
А800 (АV)	20 (200)	10–32	800 (8150)	695 (7050)	545 (5550)	400 (4100)
А1000 (АVI)	20 (200)	10–22	1000 (10900)	830 (8450)	650 (6650)	400 (4100)
АIIIв с контролем: – удлинения и напряжения	20 (200)	10–40	540 (5500)	490 (5000)	390 (4000)	200 (2000)
– только удлинения	20 (200)	10–40	540 (5500)	450 (4600)	360 (3700)	200 (2000)
ГОСТ 10884–94						
Ат400С (АтIIIс)	20 (200)	10–25	400 (4050)	365 (3750)	285 (2900)	355 (3600)
Ат600 (Ат IV)	20 (200)	10–32	600 (6100)	520 (5300)	405 (4150)	400 (4100)
Ат600С (АтIVС)	20 (200)	10–32	600 (6100)	520 (5300)	405 (4150)	400 (4100)
Ат600К (АтIVК)	20 (200)	10–32	600 (6100)	520 (5300)	405 (4150)	400 (4100)
Ат800 (АтV)	20 (200)	10–32	800 (8150)	695 (7050)	545 (5550)	500 (5100)
Ат800К (АтVК)	20 (200)	10–28	800 (8150)	695 (7050)	545 (5550)	500 (5100)
Ат800СК (АтVСК)	19(190)	10–28	800 (8150)	695 (7050)	545 (5550)	500 (5100)
Ат1000 (Ат V1)	1,9 (190)	10–32	1000 (10200)	830 (8450)	650 (6650)	500 (5100)
Ат1000К (АтV1К)	1,9 (190)	10–32	1000 (10200)	830 (8450)	650 (6650)	500 (5100)

1	2	3	4	5	6	7
СТО АСЧМ 7–93, ГОСТ 52544–2006						
А 400С	20 (200)	10–32	400 (4100)	355 (3600)	290 (3000)	365 (3750)
А 500С	20 (200)	10–32	500 (5100)	435 (4450)	300 (3060)	400 (4100)
А 600 С	20 (200)	10–25	600 (6100)	510 (5200)	400 (4100)	400 (4100)
Обыкновенная арматурная проволока, ГОСТ 6727–80						
B_p-I (В500)	20(200)	3–2	500(5100)	410 (4200)	300 (3060)*	360 (3670)
Проволока круглая В-II для преднапряженных железобетонных конструкций, ГОСТ 7348–81*						
3В 1500 (В-II)	20(200)	3	1500(15300)	1250(12750)	–	–
4В 1400	20(200)	4	1400(14250)	1170(11900)	–	–
5В 1400	20(200)	5	1400(14250)	1170(11900)	–	–
6В 1300	20(200)	6	1300(13250)	1050(10700)	–	–
7В 1300	20(200)	7	1300(13250)	1050(10700)	–	–
7В 1200	20(200)	7	1200(12200)	1000(1020)	–	–
7В 1100	20(200)	7	1100(11200)	915(9300)	–	–
8В 1100	20(200)	8	1100(11200)	915(9300)	–	–
Высокопрочная проволока Вр-II, рифленая по ГОСТ 7348–81*						
$3В_р$ 1500 (Вр-II)	20(200)	3	1500(15300)	1250(12750)	–	–
$4В_р$ 1400	20(200)	4,5,6	1400(14300)	1170(11900)	–	–
$5В_р$ 1300	20(200)	7	1300(13200)	1070(10900)	–	–
$6В_р$ 1200	20(200)	8	1200(12200)	1000(10200)	–	–
К а н а т ы						
1500 (К7)	18(180)	6,9,12	1500(15300)	1250(12750)	–	–
1400 (К7)	18(180)	15	1400(14250)	1170(11900)	–	–
1500 (К19)	18(180)	14	1500(15300)	1250(12750)	–	–

Примечание.

В сварных каркасах при диаметре хомутов менее 1/3 диаметра продольных стержней значения R_{sw} принимаются равными 255 Н/мм^2.

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в каркасах и сетках при контактно-точечной сварке

Диаметр продольного стержня, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Наименьший допустимый диаметр поперечного стержня (хомута), мм	3	3	3	3	4	5	5	6	6	8	8	10	10	12

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ....3

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МНОГОПУСТОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ....4

3. РАСЧЕТ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ....6

3.1. Расчет по прочности нормальных сечений....7
3.2. Расчет по прочности наклонных сечений....10
3.2.1. Расчет на действие поперечной силы....10
3.2.2. Расчет на действие изгибающего момента....12
3.3. Расчет прочности плит на действие опорных моментов....14

4. РАСЧЕТ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ.... 16

4.1. Геометрические характеристики приведенного сечения....16
4.2. Потери предварительного напряжения....18
4.3. Расчет трещиностойкости плит....20
4.4. Расчет плит по раскрытию нормальных трещин....21
4.5. Расчет жесткости плит....24
4.5.1. Определение кривизны на участках без трещин....24
4.5.2. Определение кривизны на участках с трещинами....27

5. РАСЧЕТ ПЛИТ В СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ И МОНТАЖА.... 29

5.1. Проверка прочности....29
5.2. Проверка трещиностойкости....31

6. ПРИМЕР РАСЧЕТА МНОГОПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ 33

6.1. Исходные данные 33
6.2. Определение внутренних усилий 35
6.3. Расчет по предельным состояниям первой группы 36
6.3.1. Расчет по нормальному сечению 36
6.3.2. Расчет по наклонному сечению.....39
6.3.3. Проверка прочности плиты на действие опорных моментов.....43
6.4. Расчет по предельным состояниям второй группы.....44
6.4.1. Определение геометрических характеристик 44
6.4.2. Определение потерь предварительного напряжения 46
6.4.3. Расчет трещинообразования на стадии эксплуатации 48
6.4.4. Расчет по раскрытию нормальных трещин 48
6.4.5. Расчет прогибов 50
6.5. Расчет плиты в стадии изготовления, транспортировки и монтажа.....54
6.5.1. Проверка прочности верхней зоны плиты 54
6.5.2. Проверка трещиностойкости верхней зоны плиты 55

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ 57

ПРИЛОЖЕНИЯ 58

Учебное издание

Климов Сергей Вениаминович,
Юрина Тамара Владимировна,
Бугаев Сергей Леонидович

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

Учебно-методическое пособие

Редактор и корректор Е.В. Копытина

Подписано в печать 27.11.2008. Формат 60×90/16.
Набор компьютерный. Усл. печ. л. 5,0. Уч.-изд. л. 3,45.
Тираж 150 экз. Заказ № 282/2008.

Издательство
Пермского государственного технического университета.
Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, к. 113.
Тел. (342) 219-80-33.