НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УЧЕТУ ВЛИЯНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНОВ ПРИ РАСЧЕТЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

НИИСК
КИЕВ 1983

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УЧЕТУ ВЛИЯНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНОВ ПРИ РАСЧЕТЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Одобрены секцией № 1 Научно-технического совета
НИИСК Госстроя СССР
Протокол № 10 от 18 августа 1982 г.

НИИСК
КИЕВ 1983

УДК 624.044:539.376

Изложены инженерные методы оценки влияния ползучести бетонов, вызванной длительным действием нагрузок (собственный вес сборных элементов и монолитного бетона, внешние нагрузки, силы предварительного обжатия) и деформаций (мгновенное смещение опор, усадка бетонов) на напряженно-деформированное состояние статически определимых и статически неопределимых сборно-монолитных конструкций; приведены формулы для определения напряжений в сечениях, нормальных к продольной оси конструкции, и усилий в многопролетных неразрезных балках, а также формулы для расчета по образованию трещин, нормальных к продольной оси конструкции, ширине раскрытия и закрытию таких трещин; даны рекомендации по определению параметров усадки и ползучести бетонов.

Задачи решаются для области линейной ползучести. В основу решений положен технический вариант феноменологической теории ползучести - модернизированная теория старения.

В качестве иллюстрации приведены числовые примеры.

Рекомендации распространяются на конструкции из тяжелых бетонов и легких бетонов плотной структуры.

Рассчитаны на инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций, а также на студентов и аспирантов вузов и факультетов строительного профиля.

Разработаны Курским ПИ (канд.техн.наук В.П.Полищук, инж. И.Г.Чернушиц), НИИСК (докт. техн.наук А.Б.Голышев, канд.техн.наук В.Ф.Усманов) и ЦНИИС Минтрансстроя СССР (канд.техн. наук Е.Н.Щербаков - раздел 8).

Отзывы и замечания направлять по адресу: 252180 Киев-180, ул.И.Клименко,5/2, НИИСК Госстроя СССР, лаборатория теории расчета железобетонных конструкций.

Изд. № 23-82

© Научно-исследовательский институт строительных конструкций (НИИСК) Госстроя СССР, 1983

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. В методических рекомендациях рассматриваются с.о.к. и с.н.к.[x], состоящие из заранее изготовленных предварительно напряженных сборных элементов, рассчитанных на восприятие нагрузок, возникающих в период строительства, и монолитного (дополнительно уложенного) бетона (рис. I).

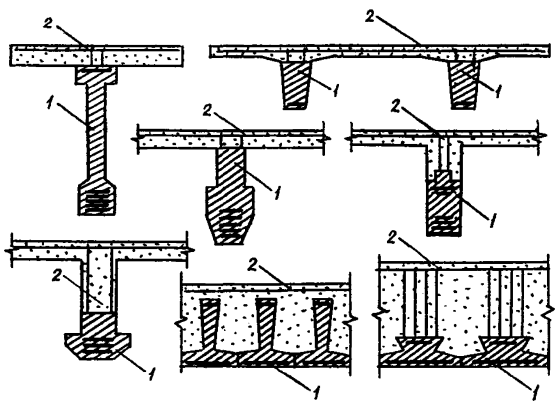


Рис. I. Поперечные сечения с.о.к. и пролетных участков с.н.к.
I - предварительно напряженные сборные элементы; *2* - монолитный бетон

На надопорных участках с.н.к. (ограничиваемых в ту и другую сторону от рассматриваемой опоры нулевыми точками на эпюре изгибающих моментов) монолитный бетон выходит на растянутую грань конструкции. В качестве растянутой рабочей арматуры надопорных участков используются напрягаемые или ненапрягаемые стальные стержни (рис. 2).

I.2. Расчет на ползучесть производится для двух стадий работы конструкции:

---

x) См. с.5I.

до приобретения монолитным бетоном заданной прочности (учет влияния ползучести, вызванной действием нагрузок и деформаций, возникающих в период строительства);

после приобретения монолитным бетоном заданной прочности (учет влияния ползучести, вызванной действием нагрузок и деформаций, возникающих в период строительства и в процессе эксплуатации сооружения).

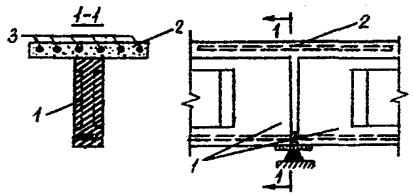


Рис. 2. Надопорные участки с.н.к.
I – предварительно напряженные сборные элементы; 2 – монолитный бетон; 3 – надопорная напрягаемая или ненапрягаемая арматура

Оценка влияния ползучести на напряженно-деформированное состояние до приобретения монолитным бетоном заданной прочности выполняется в соответствии с рекомендациями работы [3], после приобретения монолитным бетоном заданной прочности – в соответствии с настоящими методическими рекомендациями.

Примечание. Применительно к с.н.к. под "приобретением монолитным бетоном заданной прочности" подразумевается замыкание системы, т.е. создание неразрезности конструкции.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ

2.I На участках, где не образуются нормальные трещины, напряжения от усадки бетонов определяются по формулам:

в арматуре

$$\sigma_{ay} = n_a\left(\frac{N_y}{F} \pm \frac{M_y}{J} y_a^*\right); \qquad (2.1)$$

в монолитном бетоне

$$\sigma_{My} = \frac{n_M}{\gamma_M}\left(\frac{N_y}{F} \pm \frac{M_y}{J} y_M^* - \varepsilon_{My} E_c\right); \qquad (2.2)$$

в бетоне сборных элементов

$$\sigma_{cy}=\frac{1}{\gamma_c}\left(\frac{N_y}{F}\pm\frac{M_y y_c^*}{J}-\varepsilon_{cy}E_c\right). \qquad (2.3)$$

В этих формулах:

$$N_y=\varepsilon_{My}E_M F_M\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+\varepsilon_{cy}E_c F_c; \qquad (2.4)$$

$$M_y=\varepsilon_{My}E_M F_M i_M\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+\varepsilon_{cy}E_c F_c; \qquad (2.5)$$

$$F=n_M F_M\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+F_c+n_a\Sigma F_a\gamma_c; \qquad (2.6)$$

$$J=n_M\left(J_M+F_M i_M^2\right)\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+J_c+F_c i_c^2+n_a\Sigma\left(F_a i_a^2\right)\gamma_c; \qquad (2.7)$$

$$i_M=h-y^*-y_M'; \qquad (2.8)$$

$$i_c=y^*-y_c; \qquad (2.9)$$

$$i_a=y^*-y_a; \qquad (2.10)$$

$$y^*=\frac{S}{F}; \qquad (2.11)$$

$$S=n_M F_M\left(h-y_M'\right)\frac{\gamma_c}{\gamma_M}+F_c y_c+n_a\Sigma\left(F_a y_a\right)\gamma_c; \qquad (2.12)$$

y_M^* – расстояние от точки 0^* (рис. 3) до рассматриваемых волокон монолитного бетона;

y_c^* – то же, бетона сборных элементов;

F_a и y_a^* – площадь поперечного сечения арматуры на уровне рассматриваемого ряда и расстояние от точки 0^* до центра тяжести сечения указанной арматуры;

y_a – расстояние от нижней грани сечения конструкции до ц.т. сечения арматуры рассматриваемого ряда;

γ_M и γ_c – функции линейной ползучести бетонов, отражающие используемый вариант технической теории ползучести (см. п. 2.4 настоящих методических рекомендаций).

Верхние знаки в формулах (2.1)-(2.3) принимаются, если рассматриваемый ряд арматуры или рассматриваемые волокна бетона расположены выше точки 0^* (см. рис. 3), нижние – если ниже. Положение точки 0^* определяется по формуле (2.11).

Здесь и везде в дальнейшем сжимающим напряжениям присваивается знак плюс, растягивающим – минус.

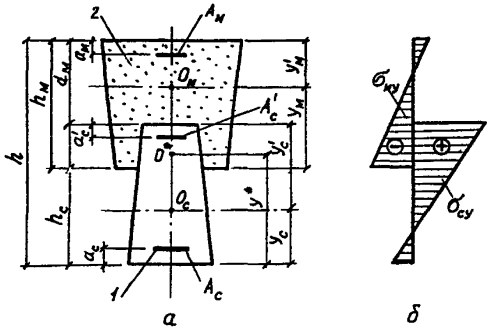


Рис. 3. Напряженное состояние сечений от усадки бетонов

а – поперечное сечение; б – эпюры напряжений в бетонах; I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

2.2. На участках, где не образуются нормальные трещины, напряжения от нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, определяются по формулам:

а) от предварительного обжатия сборных элементов (рис. 4)

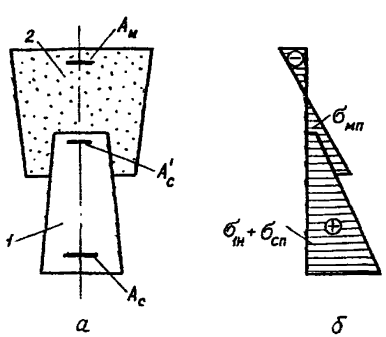


Рис. 4. Напряженное состояние сечений с.о.к. и пролетных участков с.н.к. от предварительного обжатия сборного элемента

а – поперечное сечение; б – эпюры напряжений в бетонах; I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

в арматуре

$$\sigma_{an}=n_a\frac{N_{t.0}}{F_{t.n}}\left[\frac{F_I}{F}+\frac{S_I}{J}y_a^*-\frac{e_{t.H}}{r_{t.n}^2}\left(\frac{S_{II}}{F}+\frac{J_I}{J}y_a^*\right)\right]; \qquad (2.13)$$

в монолитном бетоне

$$\sigma_{mn}=\frac{n_M}{\gamma_M}\cdot\frac{N_{t.0}}{F_{t.n}}\left[\frac{F_I}{F}+\frac{S_I}{J}y_M^*-\frac{e_{t.H}}{r_{t.n}^2}\left(\frac{S_{II}}{F}+\frac{J_I}{J}y_M^*\right)\right]; \qquad (2.14)$$

в бетоне сборных элементов

$$\sigma_{cn}=\frac{1}{\gamma_c}\left\{\frac{N_{t.0}}{F_{t.n}}\left[\frac{F_I}{F}+\frac{S_I}{J}y_c^*-\frac{e_{t.H}}{r_{t.n}^2}\left(\frac{S_{II}}{F}+\frac{J_I}{J}y_c^*\right)\right]-\sigma_{t.H}\varphi_c\right\}; \qquad (2.15)$$

б) от собственного веса бетонов и от внешних нагрузок (рис. 5)

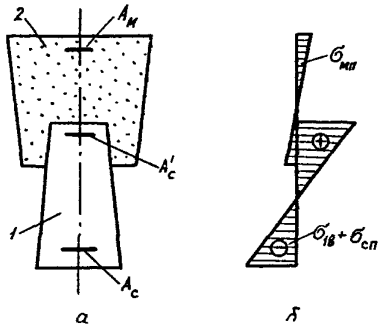


Рис. 5. Напряженное состояние сечений с.о.к. и пролетных участков с.н.к. от собственного веса и внешних нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности

а – поперечное сечение; б – эпюры напряжений в бетонах; I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

в арматуре

$$\sigma_{an}=n_a\frac{M_1}{J_{t.n}}\left(\frac{S_I}{F}+\frac{J_I}{J}y_a^*\right); \qquad (2.16)$$

в монолитном бетоне

$$\sigma_{mn}=\frac{n_M}{\gamma_M}\cdot\frac{M_1}{J_{t.n}}\left(\frac{S_{II}}{F}+\frac{J_I}{J}y_M^*\right); \qquad (2.17)$$

в бетоне сборных элементов

$$\sigma_{cn}=\frac{1}{\gamma_c}\left[\frac{M_1}{J_{1n}}\left(\frac{S_{II}}{F}\pm\frac{J_I}{J}y_c^*\right)-\sigma_{1,\beta}\varphi_c\right]. \qquad (2.18)$$

В этих формулах: $F_I=F_c\varphi_c$; $S_I=F_c i_c\varphi_c$;
$S_{II}=F_c i_1\varphi_c$; $J_I=(J_c-F_c i_1 i_c)\varphi_c$;

$\sigma_{1,н}$ – напряжения в бетоне сборных элементов (на рассматриваемом уровне) к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности от предварительного обжатия;

$\sigma_{1,\beta}$ – то же, от собственного веса бетонов и от длительно действующей части внешних нагрузок.

Верхние знаки в формулах (2.13)-(2.18) принимаются, если рассматриваемый ряд арматуры или рассматриваемые волокна бетона расположены выше точки 0^* (см. рис. 3), нижние – если ниже.

2.3. На участках, где не образуются нормальные трещины, полные напряжения[x] от нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, определяются по формулам:

а) от предварительного обжатия надопорных участков с.н.к. (рис. 6)

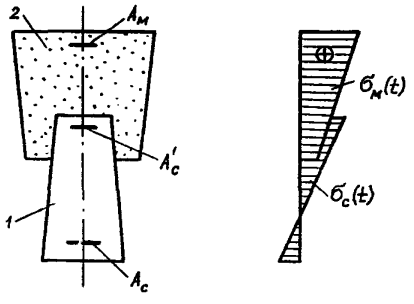


Рис. 6. Напряженное состояние сечений надопорных участков с.н.к. от предварительного обжатия указанных участков

а – поперечное сечение; б – эпюры напряжений в бетонах; I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

x) Под полными имеются в виду напряжения, равные алгебраической сумме начальных напряжений, возникающих в момент нагружения, и дополнительных, вызванных ползучестью бетона

в арматуре

$$\sigma_a(t)=\sigma_{a\text{н}}+n_a\frac{N_0}{F_\text{п}}\left[\frac{F_{\text{IV}}}{F}\pm\frac{S_{\text{III}}}{J}y_a^*+\frac{e_\text{н}}{r_\text{п}^2}\left(\frac{S_{\text{IV}}}{F}\pm\frac{J_{\text{IV}}}{J}y_a^*\right)\right]; \qquad (2.19)$$

в монолитном бетоне

$$\sigma_\text{м}(t)=\sigma_{\text{мн}}\left(1-\frac{\varphi_\text{м}}{\gamma_\text{м}}\right)+\frac{n_\text{м}}{\gamma_\text{м}}\cdot\frac{N_0}{F_\text{п}}\left[\frac{F_{\text{IV}}}{F}\pm\frac{S_{\text{III}}}{J}y_\text{м}^*+\frac{e_\text{н}}{r_\text{п}^2}\left(\frac{S_{\text{IV}}}{F}\pm\frac{J_{\text{IV}}}{J}y_\text{м}^*\right)\right]; \qquad (2.20)$$

в бетоне сборных элементов

$$\sigma_c(t)=\sigma_{c\text{н}}\left(1-\frac{\varphi_c}{\gamma_c}\right)+\frac{N_0}{\gamma_c F_\text{п}}\left[\frac{F_{\text{IV}}}{F}\pm\frac{S_{\text{III}}}{J}y_c^*+\frac{e_\text{н}}{r_\text{п}^2}\left(\frac{S_{\text{IV}}}{F}\pm\frac{J_{\text{IV}}}{J}y_c^*\right)\right]; \qquad (2.21)$$

б) от внешних нагрузок (рис. 7)

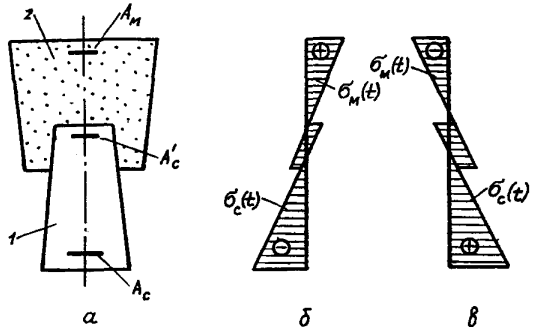


Рис. 7. Напряженное состояние сечений от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности

а – поперечное сечение; б – эпюры напряжений в бетонах с.о.к. и на пролетных участках с.н.к.; в – то же, на надопорных участках с.н.к.; I – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

в арматуре

$$\sigma_a(t)=\sigma_{a\beta}+n_a\frac{M_{g\lambda}}{J_n}\left(\frac{S_{\bar{\nu}}}{F}\pm\frac{J_{\bar{\nu}}}{J}y_a^*\right); \qquad (2.22)$$

в монолитном бетоне

$$\sigma_м(t)=\sigma_{м\beta}\left(1-\frac{\varphi_м}{\gamma_м}\right)+\frac{n_м}{\gamma_м}\cdot\frac{M_{g\lambda}}{J_n}\left(\frac{S_{\bar{\nu}}}{F}\pm\frac{J_{\bar{\nu}}}{J}y_м^*\right); \qquad (2.23)$$

в бетоне сборных элементов

$$\sigma_c(t)=\sigma_{c\beta}\left(1-\frac{\varphi_c}{\gamma_c}\right)+\frac{M_{g\lambda}}{\gamma_c J_n}\left(\frac{S_{\bar{\nu}}}{F}\pm\frac{J_{\bar{\nu}}}{J}y_c^*\right). \qquad (2.24)$$

В этих формулах:

$\sigma_{a\nu}$ – контролируемые напряжения арматуры на уровне рассматриваемого ряда (за вычетом первых потерь);

$\sigma_{мн}$ и $\sigma_{cн}$ – начальные напряжения обжатия монолитного бетона и бетона сборных элементов на рассматриваемом уровне;

$\sigma_{a\beta}$ – начальные напряжения в арматуре на уровне рассматриваемого ряда от длительно действующей части внешних нагрузок;

$\sigma_{м\beta}$ и $\sigma_{c\beta}$ – то же, в монолитном бетоне и бетоне сборных элементов на рассматриваемом уровне;

$$F_{\bar{\nu}}=n_м F_м\varphi_м\frac{\gamma_c}{\gamma_м}+F_c\varphi_c; \qquad (2.25)$$

$$S_{\bar{\nu}}=n_м F_м i_{мo}\varphi_м\frac{\gamma_c}{\gamma_м}-F_c i_{co}\varphi_c; \qquad (2.26)$$

$$S_{\bar{\bar{\nu}}}=n_м F_м i_м\varphi_м\frac{\gamma_c}{\gamma_м}-F_c i_c\varphi_c; \qquad (2.27)$$

$$J_{\bar{\nu}}=n_м(J_м+F_м i_{мo} i_м)\varphi_м\frac{\gamma_c}{\gamma_м}+(J_c+F_c i_{co} i_c)\varphi_c. \qquad (2.28)$$

Верхние знаки в формулах (2.19)–(2.24) принимаются, если рассматриваемый ряд арматуры или рассматриваемые волокна бетона расположены выше точки 0^* (см. рис. 3), нижние – если ниже.

2.4. Численные значения параметров $\varepsilon_{мy}$, $\varphi_м$, ε_{cy}, φ_c определяются в соответствии с настоящими методическими рекомендациями (раздел 8).

За начало отсчета времени при определении ε_{My}, φ_M, ε_{cy}, φ_c в п. 2.I и φ_M, φ_c в п. 2.2 принимается момент приобретения монолитным бетоном заданной прочности, за начало отсчета времени при определении φ_M и φ_c в п. 2.3 – момент нагружения после приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

Численные значения коэффициентов γ_M и γ_c в зависимости, соответственно, от φ_M и φ_c и в зависимости от возраста бетона к началу отсчета времени τ_1 принимаются по табл. I.

Таблица I

φ_M; φ_c	Возраст бетона к началу отсчета времени τ_1, сут.								
	3	7	I4	28	45	60	90	I80	365 и более
0	I	I	I	I	I	I	I	I	I
0,5	I,45	I,47	I,48	I,52	I,55	I,58	I,62	I,68	I,73
I,0	I,92	I,96	I,99	2,05	2,I3	2,I8	2,26	2,38	2,47
I,5	2,4I	2,46	2,52	2,60	2,7I	2,78	2,9I	3,08	3,22
2,0	2,90	2,98	3,05	3,I7	3,30	3,40	3,56	3,79	3,97
2,5	3,4I	3,5I	3,58	3,73	3,90	4,0I	4,22	4,50	4,72
3,0	3,92	4,03	4,I2	4,29	4,49	4,63	4,88	5,2I	5,47

Примечание. Промежуточные значения γ_M и γ_c определяются по линейной интерполяции.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗН

3.I. На участках, где не образуются нормальные трещины, кривизна от усадки бетонов определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho_y} = \frac{M_y}{E_c J}. \qquad (3.I)$$

Значения M_y и J расшифрованы в п. 2.I настоящих методических рекомендаций.

3.2. На участках, где не образуются нормальные трещины, кривизна от нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, определяется по формулам:

от предварительного обжатия сборных элементов

$$\frac{1}{\rho_n} = -\frac{1}{\rho_{1.0}}\varphi, \qquad (3.2)$$

где $\frac{1}{\rho_{1.0}}$ – начальная (упруго-мгновенная) кривизна сборных элементов до приобретения монолитным бетоном заданной прочности [6],[3];

$$\varphi = \frac{1}{J}\left(J_I + S_I \frac{r_{1,n}^2}{e_{1,H}}\right); \qquad (3.3)$$

от собственного веса бетонов и от длительно действующей части внешних нагрузок

$$\frac{1}{\rho_n} = \frac{1}{\rho_{1,B}}\varphi, \qquad (3.4)$$

где $\frac{1}{\rho_{1,B}}$ – начальная (упруго-мгновенная) кривизна сборных элементов до приобретения монолитным бетоном заданной прочности [6], [3];

$$\varphi = \frac{J_I}{J}. \qquad (3.5)$$

Значения S_I, J_I и J расшифрованы в пп. 2.1 и 2.2.

3.3. На участках, где не образуются нормальные трещины, полная кривизна[x)] от нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, определяется по формулам:

от предварительного обжатия надопорных участков с.н.к.

$$\frac{1}{\rho(t)} = \frac{1}{\rho_o}(1{,}18 + \varphi), \qquad (3.6)$$

где

$$\frac{1}{\rho_o} = \frac{N_o e_H}{E_c J_n}; \qquad (3.7)$$

$$\varphi = \frac{1}{J}\left(J_{IV} + S_{III}\frac{r_n^2}{e_H}\right); \qquad (3.8)$$

от внешних нагрузок

$$\frac{1}{\rho(t)} = \frac{1}{\rho_B}(1{,}18 + \varphi), \qquad (3.9)$$

где

$$\frac{1}{\rho_B} = \frac{M_{gl}}{E_c J_n}; \qquad (3.10)$$

$$\varphi = \frac{J_{IV}}{J}. \qquad (3.11)$$

Значения J, J_{IV} и S_{III} расшифрованы в пп. 2.1 и 2.3.

---

x) Под полной имеется в виду кривизна, равная сумме начальной кривизны, возникающей в момент нагружения, и дополнительной, вызванной ползучестью бетонов.

3.4. При определении кривизн участков с нормальными трещинами следует предусматривать три случая:

с.о.к., пролетные участки с.н.к. – трещины образуются от нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

с.о.к., пролетные участки с.н.к. – трещины образуются от нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

надопорные участки с.н.к. – трещины образуются от нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

3.5. Для первого случая на участках, где образуются нормальные трещины, полная кривизна определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho(t)}=\frac{1}{\rho}(1{,}18+\varphi), \tag{3.12}$$

где

$$\frac{1}{\rho}=\frac{M_{gA}}{E_c J_n}k_T; \tag{3.13}$$

$$\varphi=\frac{J_{1.0.T}(1+m_T)(1+\varphi_c)-\sum J_T m_{1.T}}{J_{1.0.T}(1+m_{0.T})-\sum J_{0.T}m_{1.T}}\cdot\frac{\sum J_{0.T}}{\sum J_T}-1; \tag{3.14}$$

$$k_T=(1+m_{0.T})\frac{J_n}{\sum J_{0.T}}-m_{1.T}\frac{J_n}{J_{1.0.T}}; \tag{3.15}$$

$$m_{0.T}=\frac{1}{M_{gA}}(M_1-N_{1.0}e_{1.0}+C_0); \tag{3.16}$$

$$m_T=\frac{1}{M_{gA}}(M_1-N_{1.0}e_1+C); \tag{3.17}$$

$$m_{1.T}=\frac{1}{M_{gA}}[M_1-N_{1.0}(d_{1.H}-x_1)]; \tag{3.18}$$

$$C_0=E_c\{n_M[J_M+F_M(x_1+d_M-y'_M)(x_0-y'_M)]+ +n_a F_{aM}(x_1+d_M-a_M)(x_0-a_M)\}\frac{1}{\rho_1}; \tag{3.19}$$

$$C=E_c\{\frac{n_M}{1+\varphi_M}[J_M+F_M(x_1+d_M-y'_M)(x-y'_M)]+ +n_a F_{aM}(x_1+d_M-a_M)(x-a_M)\}\frac{1}{\rho_1}; \tag{3.20}$$

$e_{1,0}$ и e_1 – расстояния от точки приложения силы $N_{1,0}$ до н.о. соответственно в начальный момент времени и в рассматриваемый момент времени t (см. п. 3.8);

$$\Sigma J_{o.т} = J_{o.т.c} + n_м J_{o.т.м} + n_a J_{o.т.a}; \qquad (3.21)$$

$$\Sigma J_т = J_{т.c} + n_м J_{т.м} \frac{1+\varphi_c}{1+\varphi_м} + n_a J_{т.a}(1+\varphi_c); \qquad (3.22)$$

$J_{o.т.c}$ и $J_{т.c}$ – моменты инерции площади сечения сжатой зоны бетона сборных элементов относительно н.о. соответственно в начальный момент времени и в рассматриваемый момент времени t (см. п. 3.8);

$J_{o.т.м}$ и $J_{т.м}$ – то же, сжатой зоны монолитного бетона;

$$J_{o.т.a} = F_{aм}(x_o - a_м)^2 + F'_{ac}(x_o - d_м - a'_c)^2 + \frac{1}{\psi_o} F_{ac}(h_o - x_o)^2; \qquad (3.23)$$

$$J_{т.a} = F_{aм}(x - a_м)^2 + F'_{ac}(x - d_м - a'_c)^2 + \frac{1}{\psi} F_{ac}(h_o - x)^2; \qquad (3.24)$$

$d_{1,н}$ – расстояние от точки приложения силы $N_{1,0}$ до верхней грани сборного элемента;

$J_{1,o.т}$ – момент инерции площади приведенного сечения сборных элементов с трещинами относительно н.о. при высоте сжатой зоны x_1 [3];

x_1 – высота сжатой зоны сечения сборных элементов от нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности [6, 3];

$\frac{1}{\rho_1}$ – начальная (упруго-мгновенная) кривизна сборных элементов к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности [6,3];

ψ_o и ψ – коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры на длине участка с трещинами соответственно в начальный момент времени и в рассматриваемый момент времени t (см. п. 3.8).

Высота сжатой зоны x_o и x отыскивается из уравнений:

$$\frac{\Sigma S_{o.т}}{\Sigma J_{o.т}} = \frac{N_{1,0} + D_o}{M_{g,л} + M_1 - N_{1,0} e_{1,0} + C_o} \qquad (3.25)$$

и

$$\frac{\Sigma S_т}{\Sigma J_т} = \frac{N_{1.0}+D}{M_{gл}+M_1-N_{1.0}e_1+C}, \qquad (3.26)$$

где

$$D_0 = E_c[n_м F_м(x_1+d_м-y'_м)+n_a F_{aм}(x_1+d_м-a_м)]\frac{1}{\rho_1}; \qquad (3.27)$$

$$D = E_c[\frac{n_м F_м}{1+\varphi_м}(x_1+d_м-y'_м)+n_a F_{aм}(x_1+d_м-a_м)]\frac{1}{\rho_1}; \qquad (3.28)$$

$$\Sigma S_{0.т} = S_{0.т.c}+n_м S_{0.т.м}+n_a S_{0.т.a}; \qquad (3.29)$$

$$\Sigma S_т = S_{т.c}+n_м S_{т.м}\frac{1+\varphi_c}{1+\varphi_м}+n_a S_{т.a}(1+\varphi_c); \qquad (3.30)$$

$S_{0.т.c}$ и $S_{т.c}$ – статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона сборных элементов относительно н.о. соответственно в начальный момент времени и в рассматриваемый момент времени t (см. п. 3.8);

$S_{0.т.м}$ и $S_{т.м}$ – то же, сжатой зоны монолитного бетона;

$$S_{0.т.a} = F_{aм}(x_0-a_м)+F'_{ac}(x_0-d_м-a'_c)-\frac{1}{\psi_0}F_{ac}(h_0-x_0); \qquad (3.31)$$

$$S_{т.a} = F_{aм}(x-a_м)+F'_{ac}(x-d_м-a'_c)-\frac{1}{\psi}F_{ac}(h_0-x); \qquad (3.32)$$

Численные значения ψ_0 и ψ определяются по формулам

$$\psi_0 = 1-\frac{(F_1-b_1x_1)n_1m_1}{F_1-b_1x_1+2{,}2\,n_a F_{ac}} \qquad (3.33)$$

и

$$\psi = \psi_0[1+(2{,}26-3{,}71\psi_0+1{,}45\psi_0^2)\frac{\varphi_c}{\varphi_{cm}}], \qquad (3.34)$$

где

F_1 – площадь поперечного сечения сборных элементов высотой $h_{1.0}$ без учета арматуры и свесов сжатой полки;

$$n_1 = \frac{M_1-(M_{1.т}-R_{c.p}W_{1.т})}{M_1-(M_{1.т}-R_{c.p}W_{1.т})+M_{gл}\frac{h_{1.0}}{h_0}}; \qquad (3.35)$$

$$m_1 = 0{,}65\sqrt{\frac{R_{c.p}\,W_{1.T}}{M_1-(M_{1.T}-R_{c.p}W_{1.T})}}; \qquad (3.36)$$

$M_{1.T}$ – момент образования нормальных трещин в сборных элементах до приобретения монолитным бетоном заданной прочности [6,3];

B_1 и $h_{1.0}$ – ширина и рабочая высота поперечного сечения сборных элементов.

При отсутствии нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности ($M_{g\Lambda} = 0$), кривизна определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho(t)} = \frac{1}{\rho_1}\varphi, \qquad (3.37)$$

где

$$\varphi = \frac{M_1 - N_{1.0}e_1 + C}{M_1 - N_{1.0}(d_{1.H}-x_1)} \cdot \frac{J_{1.0.T}}{\sum J_T}(1+\varphi_c) - 1. \qquad (3.38)$$

Высота сжатой зоны x отыскивается из уравнения (3.26) при $M_{g\Lambda} = 0$, коэффициент ψ_0 – по формуле (3.33) при $n_1 = 1$.

3.6. Для второго случая на участках, где образуются трещины, полная кривизна определяется по формулам (3.12) и (3.13), где

$$\varphi = \frac{J_{1.n}(1+m_T)(1+\varphi_c) - \sum J_T m_1}{J_{1.n}(1+m_{0.T}) - \sum J_{0.T} m_1} \cdot \frac{\sum J_{0.T}}{\sum J_T} - 1; \qquad (3.39)$$

$$k_T = (1+m_{0.T})\frac{J_n}{J_{0.T}} - m_1\frac{J_n}{J_{1.n}}; \qquad (3.40)$$

$$m_1 = \frac{1}{M_{g\Lambda}}(M_1 - N_{1.0}e_{1.H}). \qquad (3.41)$$

Численные значения $m_{0.T}$ и m_T определяются по формулам (3.16) и (3.17), высота сжатой зоны x_0 и x – из уравнений (3.25) и (3.26), где

$$c_0 = E_c\left[n_M[J_M + F_M(h-y'_M)(x_0-y'_M)] + n_a F_{aM}(h-a_M)(x_0-a_M)\right]\frac{1}{\rho_1} + \qquad (3.42)$$
$$+\sigma_1[n_M F_M(x_0-y'_M) + n_a F_{aM}(x_0-a_M)];$$

$$C=E_c\left\{\frac{n_м}{1+\varphi_м}\left[J_м+F_м(h-y'_м)(x-y'_м)\right]+n_а F_{ам}(h-a_м)(x-a_м)\right\}\frac{1}{\rho_1}+$$
$$+\sigma_1\left[\frac{n_м F_м}{1+\varphi_м}(x-y'_м)+n_а F_{ам}(x-a_м)\right]; \qquad (3.43)$$

$$D_0=E_c\left[n_м F_м(h-y'_м)+n_а F_{ам}(h-a_м)\right]\frac{1}{\rho_1}+\sigma_1(n_м F_м+n_а F_{ам}); \qquad (3.44)$$

$$D=E_c\left[\frac{n_м F_м}{1+\varphi_м}(h-y'_м)+n_а F_{ам}(h-a_м)\right]\frac{1}{\rho_1}+\sigma_1\left(\frac{n_м F_м}{1+\varphi_м}+n_а F_{ам}\right); \qquad (3.45)$$

$$\frac{1}{\rho_1}=\frac{1}{\rho_{1.б}}-\frac{1}{\rho_{1.0}}; \qquad (3.46)$$

σ_1 – напряжения в нижних волокнах сборных элементов от нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности; определяется по формулам теории сопротивления упругих материалов.

Значения $1/\rho_{1.б}$ и $1/\rho_{1.0}$ расшифрованы в пп. 3.3 и 3.2.

Численное значение ψ_0 определяется по формуле

$$\psi_0=1-\frac{(F-бx_0)m}{F-бx_0+2{,}2\,n_а F_а}, \qquad (3.47)$$

где F – площадь поперечного сечения конструкции высотой h_0, приведенного к бетону сборных элементов, без учета арматуры и свесов сжатой полки;

$$F_а=F_{ас};$$

$$m=0{,}65\sqrt{\frac{R_{с.р}W_т}{M_1+M_{gл}-(M_т-R_{с.р}W_т)}}; \qquad (3.48)$$

$M_т$ – момент образования нормальных трещин, определяемый по формуле (4.I).

Высота сжатой зоны x_0 отыскивается из уравнения (3.25) при $\psi_0=1$; значение ψ см. в п. 3.5.

3.7. Для третьего случая на участках, где образуются трещины, полная кривизна определяется по формуле (3.I2), где

$$\frac{1}{\rho}=\frac{M_{gл}-N_0e_0}{E_c J_п}k_т; \qquad (3.49)$$

$$\varphi=\frac{(M_{gл}-N_o e)\sum J_{o.т}}{(M_{gл}-N_o e_o)\sum J_т}(1+\varphi_c)-1; \qquad (3.50)$$

$$k_т=\frac{J_п}{J_{o.т}}; \qquad (3.51)$$

высота сжатой зоны x_o и x – из уравнений

$$\frac{\sum S_{o.т}}{\sum J_{o.т}}+\frac{N_o}{M_{gл}-N_o e_o}=0 \qquad (3.52)$$

и

$$\frac{\sum S_т}{\sum J_т}+\frac{N_o}{M_{gл}-N_o e}=0. \qquad (3.53)$$

Здесь:

e_o и e – расстояния от точки приложения силы N_o до н.о. соответственно в начальный момент времени и в рассматриваемый момент времени t (см. п. 3.8).

Численное значение ψ_o определяется по формуле (3.47), где $F_a=F_{aм}$;

$$m=0{,}65\sqrt{\frac{R_{м.р}W_т}{M_{gл}-(M_т-R_{м.р}W_т)}}; \qquad (3.54)$$

$M_т$ – момент образования нормальных трещин, определяемый по формуле (4.4);

ψ – по формуле (3.34) с учетом замены φ_c на $\varphi_м$ и φ_{cm} на $\varphi_{мm}$.

3.8. Численные значения параметров $\varepsilon_{му}$, $\varphi_м$, $\varepsilon_{су}$ и φ_c определяются в соответствии с разделом 8 настоящих методических рекомендаций.

За начало отсчета времени при определении $\varepsilon_{му}$, $\varphi_м$, $\varepsilon_{су}$, φ_c в п. 3.1 и $\varphi_м$, φ_c в п. 3.2 принимается момент приобретения монолитным бетоном заданной прочности, за начало отсчета времени при определении $\varphi_м$ и φ_c в пп. 3.3 и 3.5–3.7 – момент нагружения после приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

Численные значения коэффициентов $\gamma_м$ и γ_c в зависимости, соответственно, от $\varphi_м$ и φ_c и в зависимости от возраста бетона к началу отсчета времени τ_1 принимаются по табл.2.1.

4. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

4.I. При определении момента образования нормальных трещин следует предусматривать два случая:

с.о.к. и пролетные участки с.н.к. – трещины образуются в предварительно напряженных сборных элементах;

надопорные участки с.н.к. – трещины образуются в монолитном бетоне.

4.2. Для первого случая расчет по образованию трещин производится из условия

$$M_1+M \le M_T = N_{1.0}\left(e_{1.H}+k_1\frac{W_{1.0}}{F_{1.0}}\right)k\frac{W_0}{W_{1.0}}+ \\ +M_1\left(1-k\frac{W_0}{W_{1.0}}\right)+\sigma_{c(y+n)}W_0+R_{c.p}W_0, \qquad (4.1)$$

где

$\sigma_{c(y+n)}$ – напряжения в наиболее растянутых от внешних нагрузок волокнах сборных элементов, вызванные усадкой и ползучестью бетонов; определяются как алгебраическая сумма напряжений, вычисленных по формулам (2.3), (2.I5) и (2.I8);

k_1 и k – коэффициенты, учитывающие возможность развития неупругих деформаций в сжатых бетонах.

Если сборные элементы попадают в сжатую зону конструкции и выполняется условие

$$\frac{M_1 y_1'}{J_{1.n}}+\frac{M y_c'}{J_n} \ge 0{,}7R_{c.np}, \qquad (4.2)$$

где y_1' и y_c' – расстояния, соответственно, от ц.т. приведенных сечений сборных элементов и конструкции до сжатого края сечения элементов, величина k_1 принимается равной 0,8; если сборные элементы не попадают в сжатую зону конструкции или попадают, но условие (4.2) не выполняется, величина k_1 принимается равной единице.

Если выполняется условие

$$\frac{n_M M y_M'}{J_n} \ge 0{,}7R_{M.np}, \qquad (4.3)$$

6-2497

где $y'_м$ – расстояние от ц.т. приведенного сечения конструкции до сжатого края указанного сечения, величина k принимается равной 0,8; если условие (4.3) не выполняется, величина k принимается равной единице.

4.3. Для второго случая расчет по образованию трещин производится из условия

$$M \leq M_т = N_0(e_н + k\frac{W_0}{F_п}) + \sigma_{м(у+п)}W_0 + R_{м.р}W_т, \qquad (4.4)$$

где

$\sigma_{м(у+п)}$ – напряжения в наиболее растянутых от внешних нагрузок волокнах монолитного бетона, вызванные усадкой и ползучестью бетонов; определяются как алгебраическая сумма напряжений, вычисленных по формулам (2.2), (2.I4) и (2.I7).

Если выполняется условие

$$\frac{N_{1,0}}{F_{1,п}} + \frac{N_{1,0}e_{1,н}y_1}{J_{1,п}} + \frac{My_c}{J_п} \geq 0{,}7R_{с.пр}, \qquad (4.5)$$

где y_1 и y_c – расстояния, соответственно, от ц.т. приведенных сечений сборных элементов и конструкции до сжатого края надопорного сечения элементов, величина k принимается равной 0,8; если условие (4.5) не выполняется, величина k принимается равной единице.

5. РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

5.I. Ширина раскрытия нормальных трещин определяется на уровне ц.т. сечения арматуры наиболее растянутого ряда.

5.2. При определении ширины раскрытия нормальных трещин следует предусматривать три случая – см. п. 3.4.

5.3. Для первого случая полная максимальная ширина раскрытия трещин[x)] определяется по формуле

$$a_т = a_{1,т} + 1{,}6c_{gл}\eta\, k\, k_a \frac{\sigma_a}{E_a}\ell_т, \qquad (5.I)$$

---

x) Под полной имеется в виду ширина раскрытия трещин, равная сумме начальной величины раскрытия, соответствующей моменту нагружения, и дополнительной, вызванной ползучестью бетонов.

где

$a_{1.т}$ – максимальная ширина раскрытия трещин в сборных элементах от нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности; определяется по формуле (I38) [6] или по формуле (4) [4];

$C_{g\Lambda}$ – коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетонов на ширину раскрытия трещин после приобретения монолитным бетоном заданной прочности:

$$C_{g\Lambda}=\frac{\Sigma J_{o.т}}{\Sigma J_{т}}\cdot\frac{h_o-x}{h_o-x_o}(1+\varphi_c); \qquad (5.2)$$

η – коэффициент, принимаемый равным: при стержневой арматуре периодического профиля – I, гладкой – I,3; при проволочной арматуре периодического профиля – I,2 , гладкой – I,4;

$$k=1-\frac{\Delta y}{h_o-x_o}; \qquad (5.3)$$

$$k_a=\frac{F-bx_o}{F-bx_o+2,2n_aF_{ac}}; \qquad (5.4)$$

σ_a – приращение напряжений в арматуре A_c на уровне ц.т. сечения указанной арматуры от нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности:

$$\sigma_a=\frac{M+C_o+D_o(0,2h_o-y'_M)+[M_1+N_{1.o}(h_{1.o}-d_{1.H})](1-h_o/h_{1.o})}{F_{ac}Z_o} \qquad (5.5)$$

$l_т$ – расстояние между трещинами:

$$l_т=\frac{2E_aF_{ac}}{\Psi_o\rho_a k_{сц}E_c}; \qquad (5.6)$$

Δy – расстояние от ц.т. сечения арматуры A_c до ц.т. сечения арматуры наиболее растянутого ряда;

ρ_a – периметр поперечного сечения арматуры A_c ;

$k_{сц}$ – коэффициент, определяемый по табл. 2 в зависимости от вида бетона сборных элементов, его марки и степени сжатия;

для тавровых и двутавровых сечений

$$z_0 = h_0 - x_0 + \frac{2}{3} \cdot \frac{x_0^3 b_n' - (b_n' - b)(x_0 - h_n')^3}{x_0^2 b_n' - (b_n' - b)(x_0 - h_n')^2}. \qquad (5.7)$$

Значения x_0 , x , ΣJ_{0T} , ΣJ_T и Ψ_0 расшифрованы в п.3.5 настоящих методических рекомендаций.

Таблица 2

Вид бетона	Уровень предварительного обжатия $\sigma_б/R_0$	Проектная марка бетона						
		М100	М150	М200	М300	М400	М600	М800
Тяжелый	0	–	0,56	0,51	0,45	0,42	0,39	0,37
	0,2	–	–	0,5	0,44	0,41	0,38	0,36
	0,4	–	–	0,44	0,38	0,35	0,32	0,3
	0,6	–	–	0,35	0,29	0,27	0,24	0,22
	0,8	–	–	0,2	0,18	0,16	0,13	0,11
Легкий плотной структуры	0	0,8	0,7	0,65	0,55	0,49	–	–
	0,2	–	–	0,64	0,53	0,48	–	–
	0,4	–	–	0,57	0,46	0,43	–	–
	0,6	–	–	0,44	0,35	0,33	–	–
	0,8	–	–	0,23	0,18	0,16	–	–

В табл. 2:

$\sigma_б$ – сжимающие напряжения в бетоне сборных элементов на уровне ц.т. сечения арматуры наиболее растянутого ряда в стадии предварительного обжатия; определяются по формулам теории сопротивления упругих материалов;

R_0 – передаточная прочность бетона сборных элементов.

5.4. Для второго случая полная максимальная ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_T = 3{,}4\, C_{q_1}\, \eta\, k\, k_a \frac{\sigma_a F_{ac}}{P_a k_{сц} E_c}, \qquad (5.8)$$

где

$$\sigma_a = \frac{M_1 + M - (M_T - R_{c,p} W_T)}{F_{ac}\, z_0}. \qquad (5.9)$$

Значения $C_{дл}$, η, k, k_a, ρ_a, $k_{сц}$ и z_0 расшифрованы в п. 5.3; x_0, x, $\sum J_{от}$ и $\sum J_т$ – в п. 3.5 настоящих методических рекомендаций.

Момент образования трещин $M_т$ определяется по формуле (4.1).

5.5. Для третьего случая полная максимальная ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_т = 3{,}4 C_{дл} \eta k k_a \frac{\sigma_a F_{ам}}{\rho_a k_{сц} E_м}, \qquad (5.10)$$

где

$$\sigma_a = \frac{M-(M_т - R_{м.р} W_т)}{F_{ам} z_0}; \qquad (5.11)$$

ρ_a – периметр поперечного сечения арматуры $A_м$;

$k_{сц}$ – коэффициент, определяемый по табл. 2 в зависимости от вида монолитного бетона, его марки и степени обжатия.

Коэффициент k определяется по формуле (5.3), где Δy – расстояние от ц.т. сечения арматуры $A_м$ до ц.т. сечения арматуры наиболее растянутого ряда, коэффициент k_a – по формуле

$$k_a = \frac{F - \beta x_0}{F - \beta x_0 + 2{,}2 n_a F_{ам}}. \qquad (5.12)$$

Значения $C_{дл}$, η и z_0 расшифрованы в п. 5.3; x_0; x, $\sum J_{от}$ и $\sum J_т$ – в п. 3.7 настоящих методических рекомендаций.

Момент образования трещин $M_т$ определяется по формуле (4.2).

В табл. 2:

$\sigma_б$ – сжимающие напряжения в монолитном бетоне на уровне ц.т. сечения арматуры наиболее растянутого ряда в стадии предварительного обжатия; определяются по формулам теории сопротивления упругих материалов;

R_0 – передаточная прочность монолитного бетона.

5.6. Численные значения параметра φ_c определяются в соответствии с настоящими методическими рекомендациями (раздел 3).

За начало отсчета времени при определении φ_c принимается момент нагружения после приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

6. РАСЧЕТ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН

6.1. При расчете по закрытию нормальных трещин следует предусматривать два случая (см. п. 4.1).

6.2. Для первого случая расчет по закрытию трещин производится из условий:

$$\sigma_{1.0}+\frac{M_1+M-(M_T-R_{c.p}W_T)}{F_{ac}z_0}\leq 0{,}8R_{a\text{II}}, \qquad (6.1)$$

где

$\sigma_{1.0}$ – предварительное напряжение в арматуре A_c с учетом первых потерь,

и

$$\frac{N_{1.0}(e_{1.H}+W_{1.0}/F_{1.n})-M_1}{W_{1.0}}-\frac{M_1+M_{gл}}{W_0}+\sigma_{c(y+n)}\geq 10 \text{ кгс/см}^2. \qquad (6.2)$$

Первое условие обеспечивает от возникновения необратимых деформаций в предварительно напряженной пролетной арматуре от действий постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, второе – надежное зажатие трещин при действии постоянных и длительных нагрузок.

Значение z_0 расшифровано в п. 5.3, $\sigma_{c(y+n)}$ – в п. 4.2.

6.3. Для второго случая расчет по закрытию трещин производится из условий:

$$\sigma_0+\frac{M-(M_T-R_{M.P}W_T)}{F_{aM}z_0}\leq 0{,}8R_{a\text{II}}, \qquad (6.3)$$

где

σ_0 – предварительное напряжение в арматуре A_M с учетом первых потерь,

и

$$\frac{N_0(e_H+W_0/F_n)-M_{gл}}{W_0}+\sigma_{M(y+n)}\geq 10 \text{ кгс/см}^2. \qquad (6.4)$$

Первое условие обеспечивает от возникновения необратимых деформаций в предварительно напряженной надопорной арматуре от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, второе – надежное зажатие трещин от действия постоянных и длительных нагрузок.

Значение z_0 расшифровано в п. 5.3, $\sigma_{M(y+n)}$ – в п. 4.3.

7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В МНОГОПРОЛЕТНЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛКАХ

7.I. Определение усилий от усадки бетонов и нагрузок, приложенных до замыкания системы, в конструкциях, на пролетных и надопорных участках которых от действия указанных нагрузок трещины не образуются, производится путем решения системы трехчленных уравнений вида (рис. 8,а)

$$M_{n-1}(t)\frac{l_n\gamma_n}{(E_cJ_n)_n}+2M_n(t)\left[\frac{l_n\gamma_n}{(E_cJ_n)_n}+\frac{l_{n+1}\gamma_{n+1}}{(E_cJ_n)_{n+1}}\right]+ \qquad (7.I)$$

$$+M_{n+1}(t)\frac{l_{n+1}\gamma_{n+1}}{(E_cJ_n)_{n+1}}+6\Delta_{np}(t)=0,$$

где

γ – коэффициент, определяемый по табл. I в зависимости от величины φ .

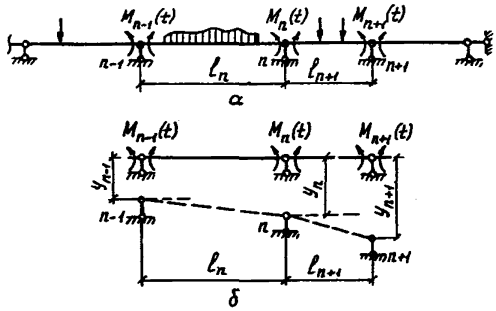


Рис. 8. Основные системы при расчете неразрезных балок
а – на действие внешних нагрузок;
б – на смещение опор

Численные значения φ определяются по формуле (3.II). При расчете на усадку бетонов

$$\Delta_{np}(t)=\frac{1}{\rho_{y,n}}\cdot\frac{l_n}{2}+\frac{1}{\rho_{y,n+1}}\cdot\frac{l_{n+1}}{2}, \qquad (7.2)$$

где

$\frac{1}{\rho_y}$ – кривизна, определяемая по формуле (3.I).

При расчете на действие сил предварительного обжатия

$$\Delta_{np}(t)=\frac{1}{\rho_{n,n}}\cdot\frac{\ell_n}{2}+\frac{1}{\rho_{n,n+1}}\cdot\frac{\ell_{n+1}}{2}, \qquad (7.3)$$

где

$\frac{1}{\rho_n}$ – кривизна, определяемая по формуле (3.2).

При расчете на действие собственного веса бетонов и длительно действующей части внешних нагрузок

$$\Delta_{np}(t)=\frac{\omega_{1,n}z_{1,n}\varphi_n}{\ell_n(E_c J_{1,n})_n}+\frac{\omega_{1,n+1}z_{1,n+1}\varphi_{n+1}}{\ell_{n+1}(E_c J_{1,n})_{n+1}}, \qquad (7.4)$$

где

ω_1 – площадь эпюры изгибающих моментов от заданных нагрузок в соответствующем пролете основной системы (рис. 8,а);

z_1 – расстояние от ц.т. указанной эпюры до оси соответствующей опоры,

Численные значения φ определяются по формуле (3.5).

7.2. Определение полных усилий[x)] от мгновенного смещения опор и нагрузок, приложенных после замыкания системы, в конструкциях, на пролетных и надопорных участках которых от действия указанных нагрузок трещины не образуются, производится путем решения системы трехчленных уравнений вида

$$M_{n-1}(t)\frac{\ell_n\gamma_n}{(E_c J_n)_n}+2M_n(t)\left[\frac{\ell_n\gamma_n}{(E_c J_n)_n}+\frac{\ell_{n+1}\gamma_{n+1}}{(E_c J_n)_{n+1}}\right]+M_{n+1}(t)\frac{\ell_{n+1}\gamma_{n+1}}{(E_c J_n)_{n+1}}+$$

$$+M_{n-1}\frac{\ell_n}{(E_c J_n)_n}(1+\varphi_n-\gamma_n)+2M_n\left[\frac{\ell_n}{(E_c J_n)_n}(1+\varphi_n-\gamma_n)+\right. \qquad (7.5)$$

$$\left.+\frac{\ell_{n+1}}{(E_c J_n)_{n+1}}(1+\varphi_{n+1}-\gamma_{n+1})\right]+M_{n+1}\frac{\ell_{n+1}}{(E_c J_n)_{n+1}}(1+\varphi_{n+1}-\gamma_{n+1})+6\Delta_{np}(t)=0,$$

где

M_{n-1}, M_n и M_{n+1} – начальные значения усилий, полученные в результате расчета балки как упругой системы.

---

x) Под полными имеются в виду усилия, равные алгебраической сумме начальных усилий, возникающих в момент нагружения, и дополнительных, вызванных ползучестью бетонов.

При расчете на мгновенное смещение опор (рис. 8,б)

$$\Delta_{np}(t)=\Delta_{np}=\frac{y_{n+1}-y_n}{l_{n+1}}-\frac{y_n-y_{n-1}}{l_n}. \qquad (7.6)$$

При расчете на действие внешних нагрузок

$$\Delta_{np}(t)=\frac{\omega_n z_n(1+\varphi_n)}{l_n(E_c J_n)_n}+\frac{\omega_{n+1} z_{n+1}(1+\varphi_{n+1})}{l_{n+1}(E_c J_n)_{n+1}}, \qquad (7.7)$$

где

ω - площадь эпюры изгибающих моментов от заданных нагрузок в соответствующем пролете основной системы (рис. 8,а);

z - расстояние от ц.т. указанной эпюры до оси соответствующей опоры.

Численные значения φ определяются по формуле (3.II), δ - по табл. I.

7.3. Определение полных усилий от мгновенного смещения опор и нагрузок, приложенных до и после замыкания системы, в конструкциях, на пролетных и надопорных участках которых образуются трещины, производится методом последовательных приближений. В качестве первого приближения принимаются усилия, полученные в результате расчета балки как упругой системы. Затем каждый пролет балки разбивается на m одинаковых по длине участков ($m \geqslant 10$). На каждом участке жесткость принимается постоянной, соответствующей изгибающему моменту в первом приближении в середине данного участка. Определение усилий во втором приближении производится путем решения системы трехчленных уравнений вида

$$M_{n-1}(t)\frac{l_n S_{n,n-1}}{(E_c J_n)_n}+2M_n(t)\left[\frac{l_n S^{(n)}_{n,n}}{(E_c J_n)_n}+\frac{l_{n+1} S^{(n+1)}_{n,n}}{(E_c J_n)_{n+1}}\right]+$$
$$+M_{n+1}(t)\frac{l_{n+1} S_{n,n+1}}{(E_c J_n)_{n+1}}+6\Delta_{np}(t)=0. \qquad (7.8)$$

При расчете на мгновенное смещение опор:

$$S_{n,n-1}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m} S_{n,n-1,j}=S_{n,n+1}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m} S_{n,n+1,j}=$$
$$=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m} k_{Tj}\gamma_j[3(m-j)(2j-1)+3j-2]; \qquad (7.9)$$

$$S_{n,n}^{(n)}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}S_{n,n,j}^{(n)}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}k_{Tj}\gamma_j[3j(j-1)+1]; \qquad (7.10)$$

$$S_{n,n}^{(n+1)}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}S_{n,n,j}^{(n+1)}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}k_{Tj}\gamma_j[3(m-j)(m-j+1)+1]. \qquad (7.11)$$

Численные значения $\Delta_{nP}(t)$ определяются по формуле (7.6).

При расчете на действие нагрузок, приложенных до и после замыкания системы или только после замыкания системы, численные значения $S_{n,n-1}$; $S_{n,n}^{(n)}$; $S_{n,n}^{(n+1)}$ и $S_{n,n+1}$ определяются по формулам (7.9)–(7.11), $\Delta_{nP}(t)$ – по формуле

$$\Delta_{nP}(t)=\frac{l_n}{(E_c J_n)_n}\sum_{j=1}^{m}\Delta_{nPj}^{(n)}(t)+\frac{l_{n+1}}{(E_c J_n)_{n+1}}\sum_{j=1}^{m}\Delta_{nPj}^{(n+1)}(t), \qquad (7.12)$$

где

$$\Delta_{nPj}(t)=\frac{k_{Tj}(1+\varphi_j)}{ml_j}\int_{l_j}\bar{M}\,M_P\,dx; \qquad (7.13)$$

l_j – длина j -го участка;

$\bar{M}$ – изгибающий момент от единичного значения лишнего неизвестного;

M_P – то же, от заданных нагрузок в основной системе.

Для участков без трещин коэффициенты k_{Tj} принимаются равными единице.

Для участков с трещинами (см. п. 3.4 настоящих методических рекомендаций) для первого случая коэффициенты k_{Tj} определяются по формуле (3.15), для второго случая – по формуле (3.40), для третьего – по формуле (3.51).

Для участков без трещин численные значения γ_j определяются по табл. 1 в зависимости от величины φ_j, определяемой по формуле (3.11).

Для участков с трещинами (см. п. 3.4) численные значения γ_j определяются по формуле

$$\gamma_j=1+\varphi_j, \qquad (7.14)$$

где численные значения φ_j для первого случая определяются по формуле (3.14), для второго случая – по формуле (3.39), для

третьего – по формуле (3.50).

При расчете на действие нагрузок, приложенных только до замыкания системы

$$S_{n,n-1}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}S_{n,n-1,j}=S_{n,n+1}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}S_{n,n+1,j}=$$
$$=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}k_{1Tj}\gamma_j[3(m-j)(2j-1)+3j-2]; \qquad (7.15)$$

$$S^{(n)}_{n,n}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}S^{(n)}_{n,n,j}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}k_{1Tj}\gamma_j[3j(j-1)+1]; \qquad (7.16)$$

$$S^{(n+1)}_{n,n}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}S_{n,n,j}=\frac{1}{m^3}\sum_{j=1}^{m}k_{1Tj}\gamma_j[3(m-j)(m-j+1)+1]. \qquad (7.17)$$

Численные значения $\Delta_{nP}(t)$ определяются по формуле (7.12), где

$$\Delta_{nPj}(t)=\frac{k_{1Tj}\varphi_j}{m\ell_j}\int_{\ell_j}\bar{M}M_{1P}dx; \qquad (7.18)$$

M_{1P} – изгибающий момент от заданных нагрузок в основной системе.

Для участков без трещин

$$k_{1Tj}=\frac{J_n}{J_{1n}}. \qquad (7.19)$$

Численные значения γ_j определяются по табл. 1 в зависимости от величин φ_j, определяемых по формуле (3.5).

Для участков с трещинами

$$k_{1Tj}=\frac{J_n}{(J_{1,0T})_j}. \qquad (7.20)$$

Численные значения γ_j определяются по формуле (7.14), φ_j – по формуле (3.38).

По вычисленным во втором приближении усилиям определяются новые значения k_{Tj}, φ_j и γ_j и производится расчет усилий в третьем приближении. Процесс итераций повторяется до тех пор, пока в дальнейшем уточнении расчета не будет необходимости.

При медленно сходящемся или расходящемся процессе итераций необходимо увеличить количество участков и повторить расчет.

7.4. После определения опорных моментов по формулам строительной механики вычисляются пролетные моменты и опорные реакции. При этом каждый пролет рассматривается как однопролетная свободно лежащая балка, нагруженная опорными моментами и заданной нагрузкой.

Полученные таким образом усилия используются в качестве внешних при определении напряжений в нормальных сечениях, при расчете по образованию, раскрытию и закрытию трещин, а также при вычислении кривизн конструкций, а по ним – прогибов и углов поворота.

8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПОЛЗУЧЕСТИ И УСАДКИ БЕТОНА

8.1. Предельные значения числовых параметров ползучести φ_m и усадки ε_{ym}, соответствующих фактическим условиям эксплуатации конструкции, определяются по формулам:

$$\varphi_m = C_н E_б \xi_1 \xi_2 \xi_3; \qquad (8.1)$$

$$\varepsilon_{ym} = \varepsilon_{yн} \zeta_1 \zeta_2 \zeta_3, \qquad (8.2)$$

где

$C_н$ и $\varepsilon_{yн}$ – нормативные значения меры ползучести и деформации усадки; определяются в соответствии с пп. 8.3 и 8.4;

ξ_i и ζ_i – коэффициенты, учитывающие влияние действительных условий работы бетона в железобетонных элементах; определяются согласно п. 8.5.

8.2. Определение промежуточных значений параметров φ_t и ε_{yt}, соответствующих заданному времени t, производится по данным табл. 3.

Таблица 3

Вид деформации	Величины φ_t/φ_m и $\varepsilon_{yt}/\varepsilon_{ym}$ к моменту времени t, сут.								
	3	7	28	60	90	180	360	720	3000
Ползучесть	0,21 / 0,15	0,31 / 0,23	0,52 / 0,41	0,63 / 0,53	0,69 / 0,59	0,77 / 0,69	0,84 / 0,77	0,89 / 0,84	0,94 / 0,91
Усадка	0,09 / –	0,19 / 0,06	0,43 / 0,19	0,67 / 0,33	0,75 / 0,43	0,85 / 0,60	0,93 / 0,75	0,96 / 0,86	0,98 / 0,94

Примечания: I. В числителе приведены значения для стержневых элементов с величиной открытой удельной поверхности 0,4 $см^{-1}$ и более, в знаменателе – для элементов, у которых эта величина составляет 0,I $см^{-1}$ и менее (для промежуточных значений открытой удельной поверхности следует пользоваться линейной интерполяцией). 2. Открытую удельную поверхность стержневых элементов вычисляют как отношение открытого для влагопотерь периметра поперечного сечения к его площади.

8.3. Нормативные значения меры ползучести $C_н$ ($см^2$/кгс) и деформаций усадки $\varepsilon_{yн}$ определяются по формулам:

$$C_н = k_п \frac{B}{50 + R_{\tau_1}}; \qquad (8.3)$$

$$\varepsilon_{yн} = k_y B^{3/2}, \qquad (8.4)$$

где

R_{τ_1} – кубиковая прочность бетона в момент нагружения, не превышающая проектной марки бетона по прочности на сжатие (кгс/$см^2$);

B – удельное (по объему) суммарное количество воды затворения и вовлеченного воздуха в литрах на I000 л уплотненной бетонной смеси;

$k_п$ и k_y – безразмерные коэффициенты, зависящие от вида заполнителя бетона.

Значения коэффициентов в зависимости от вида заполнителя для бетона:

	$k_п \cdot I0^6$	$k_y I0^6$
Щебень или гравий из плотных изверженных пород (гранит, базальт, кварц, др)	20	0,I4
Щебень из плотных осадочных пород (известняк)	I7	0,I4
Кварцевый песок (без крупного заполнителя) .	I8	0,I4
Керамзитовый гравий (с кварцевым песком) . .	2I	0,I9

Примечание. При расчете по формулам (8.3) и (8.4) количество вовлеченного воздуха рекомендуется учитывать только при применении воздухововлекающих (газообразующих) добавок. Для бетонов, изготовленных с пластифицирующими добавками или без них, влияние вовлеченного воздуха в бетонной смеси можно не учитывать.

8.4. При отсутствии данных о дозировке составляющих бетонной смеси нормативные значения $C_н$ ($см^2$/кгс) и $\varepsilon_{yн}$ рекомендуется ориентировочно назначать по табл. 4 для тяжелых бетонов (в числителе) и для легких бетонов плотной структуры (в знаменателе).

Таблица 4

Подвижность (удобоукладываемость) бетонной смеси		Значения $C_н \cdot 10^6$, $см^2/кгс$, для бетона с кубиковой прочностью $R_{т_1}$, $кгс/см^2$								Значения $\varepsilon_{ун} \cdot 10^6$ для бетона проектной марки	
осадка конуса, см	жесткость, с	150	200	300	400	500	600	700	800	150–200	300 и более
–	80–60	–	–	–	6,7	5,5	4,6	4,0	3,5	–	230
–	35–30	–	–	9,5	7,3	6,2	5,2	4,5	–	–	270
		16,7	12,5	8,5	6,1	5,2	–	–		310	370
1–2	–	17,8	14,0	9,9	7,7	6,2	5,3	4,5	–	290	330
		19,5	14,8	9,8	7	6	–	–		390	450
5–6	–	19,5	15,4	10,9	8,4	6,8	5,8	–	–	350	400
		21,3	16,4	10,7	8,3	6,9	–			470	510
9–10	–	20,7	16,4	11,5	8,9	7,3	–	–	–	380	430
		22,5	17,4	11,6	9	7,6				530	580

Примечания: 1. Для бетонов, подвергнутых тепловлажностной обработке, нормативные значения $C_н$ и $\varepsilon_{ун}$ по табл.4 или формулам (8.3) и (8.4) следует уменьшить на 10%. 2. Нормативные значения $C_н$ по формуле (8.3) или по табл. 4 следует, кроме того: а) для бетонов, изготовленных на пуццолановом портландцементе – увеличить на 35%; б) для бетонов, изготовленных на шлаковом портландцементе – увеличить на 25%, если элемент нагружен в условиях атмосферной влажности, или уменьшить на 35% при его нагружении во влагонасыщенной среде.

8.5. Числовые значения поправочных коэффициентов ξ_i и ζ_i в формулах (8.1) и (8.2) принимаются для тяжелого и легкого бетона по табл. 5 в зависимости от возраста бетона в момент нагружения $\tau_i > 28$ сут. (для ползучести) или начала высыхания τ_0 (для усадки), а также от размеров поперечного сечения элемента и влажности окружающей среды.

8.6. Если силовые воздействия от внешней нагрузки или вынужденных деформаций прикладываются к элементу конструкции последовательно в разном возрасте, то числовые параметры φ_m и φ_t определяются с учетом возраста бетона к моменту приложения каждого из этих воздействий (согласно табл. 5).

8.7. Если воздействие усадки на напряженно-деформированное состояние элемента начинается по истечении некоторого периода

времени после начала его высыхания, то числовые параметры ε_{ym} и ε_{yt} следует уменьшить на величину деформации, проявившуюся за этот период (согласно табл. 3).

Таблица 5

Возраст бетона в момент нагружения, сут.	28 и менее	45	60	90	I80	360	720 и более
ξ_1 (для ползучести)	I	0,87	0,80	0,70	0,60	0,54	0,50
Возраст бетона к началу высыхания, сут.	I	7	28	90 и более	–	–	–
ζ_1 (для усадки)	I,05	I	0,95	0,90	–	–	–
Открытая удельная поверхность элемента, $см^{-1}$	0	0,05	0,I	0,2	0,4	0,8	I и более
ξ_2 (для ползучести)	0,46	0,59	0,68	0,83	I	I,I5	I,20
ζ_2 (для усадки)	0,20	0,59	0,75	0,90	I	I,05	I,I0
Относительная влажность среды, %	40 и менее	50	60	70	80	90	I00
ξ_3 (для ползучести)	I,45	I,3I	I,I5	I	0,85	0,70	0,54
ζ_3 (для усадки)	I,45	I,3I	I,I5	I	0,85	0,64	0

Примечания: I. При нагружении элемента в возрасте, большем чем 28 сут., прочность бетона R_T принимается равной его марочной прочности R . 2. Относительная влажность среды для эксплуатации конструкций на открытом воздухе принимается в зависимости от климатического района расположения сооружения согласно СНиП П-А.6-72 как средняя относительная влажность воздуха наиболее жаркого месяца. При отсутствии данных о районе расположения сооружения, а также для элементов типовых конструкций допускается принимать $\xi_3 = \zeta_3 = I$. 3. Для районов, относящихся по СНиП П-А.6-72 к IУ климатической зоне (районы с сухим жарким климатом), относительную влажность воздуха рекомендуется устанавливать как среднемесячную влажность, соответствующую времени нагружения (начала высыхания) элемента конструкции. 4. Для массивных элементов с открытой удельной поверхностью 0,05 $см^{-1}$ и менее, а также элементов, полностью гидроизолированных до начала нагружения (высыхания), независимо от влажности воздуха следует принимать $\xi_3 = \zeta_3 = I$. 5. Для элементов, находящихся в воде или насыщенной влагой среде, независимо от размеров поперечного сечения следует принимать $\xi_2 = \zeta_2 = I$.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример I. Определить изгибающие моменты в четырехпролетном неразрезном ригеле перекрытия и проверить трещиностойкость его сечений. Длина каждого пролета 7,5 м, шаг ригелей – 6 м. Ригель состоит из сборных предварительно напряженных элементов, монолитного бетона и дополнительно укладываемых сборных ненапряженных железобетонных плит (см. рисунок).

Данные для расчета.

Сборные элементы: бетон М500 пропаренный F_c = I600 см2, y_c = 27,5 см; y'_c = 32,5 см; h_c = 60 см; $a_м$ = I0 см; J_c = 358300 см4; E_c = $3,25 \cdot I0^5$ кгс/см2; $R_{np\,II}$ =280 кгс/см2; $R_{p\,II}$ = 20 кгс/см2; напрягаемая арматура класса К-7, F_{ac} = II,33 см2; F_{ac} = 2,83 см2; E_a = $I,8 \cdot I0^6$ кгс/см2; $R_{a\,II}$ = I3200 кгс/см2; n_a = 5,54; a_c = 7,5 см; a'_c = 5 см.

Монолитный бетон М200 естественного твердения: $F_{м2}$ = 600 см2; $y_{м2}$ = I7,5 см; $y'_{м2}$ = I2,5 см; $h_{м2}$ = 30 см; $J_{м2}$ =46250 см4; $E_{м2}$= $2,4 \cdot I0^5$ кгс/см2; $R_{np\,II}$ = II5 кгс/см2; $R_{p\,II}$=II,5 кгс/см2; $n_{м2}$ = 0,738.

Сборные плиты: бетон М200 пропаренный, $F_{м1}$ = 3225 см2; $y_{м1}$ = 25,92 см; $y'_{м1}$ = 4,08 см; $h_{м1}$= 30 см; $J_{м1}$ = 86I30 см4; $E_{м1}$ = $2,I5 \cdot I0^5$ кгс/см2; $R_{np\,II}$ = II5 кгс/см2; $R_{p\,II}$ = II,5 кгс/см2; $n_{м1}$ = 0,662.

Надопорная арматура класса А-III; $F_{aм}$ = 40,72 см2; E_a = $2 \cdot I0^6$ кгс/см2; n_a = 6,I5; $a_м$ = 6 см.

Обжатие сборных элементов произведено в возрасте бетона 3 сут. при передаточной прочности R_o = 0,8 R = 400 кгс/см2. Укладка монолитного бетона осуществлена при возрасте бетона сборных элементов 45 сут, плит перекрытия – 30 сут. Временная нагрузка на перекрытие приложена в возрасте бетона сборных элементов 60 сут., плит перекрытия – 45 сут. и монолитного бетона – I5 сут.

Нагрузки равномерно распределенные: постоянная g_1 = I,8 тс/м; временная p = 9 тс/м; в т.ч. длительно действующая $p_{дл}$ = 6 тс/м. Постоянную нагрузку воспринимают сборные элементы ригеля, временную – вся конструкция.

Геометрические характеристики: приведенного сечения сборного элемента – $F_{1,п}$ = I678 см2; $y_{1,c}$ = 27 см; l_1 = 0,5 см; $J_{1,п}$ = 394920 см4; $W_{1,o}$ = I4630 см3; $z^2_{1,п}$ = 235,4 см2; приведенного сечения конструкции в пролете – $F_п$ = 4255 см2; $y_к$ = 49,7 см; $J_п$ = I939240 см4; W_o = 39020 см3; $W_т$ = 77250 см3; приведенного сечения конструкции у промежуточных опор – $F_п$ = 4505 см2; $y_к$ = I9,5 см; $J_п$ = I987600 см4; W_o = I0I876 см3; $W_т$ = I60963 см3.

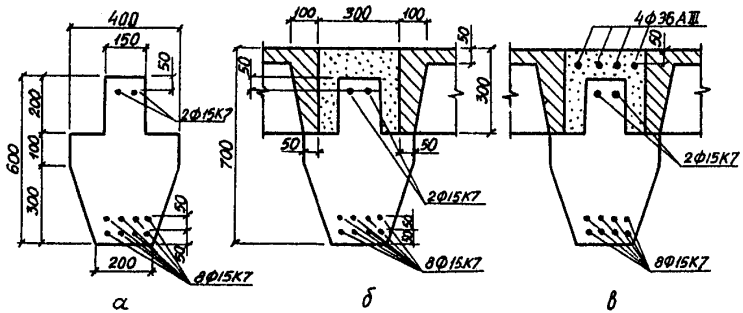
Характеристики усадки и ползучести бетонов находим по настоящим методическим рекомендациям (раздел 8):

φ_c = I,00; ε_{cy} = I6,2 · I0–5; $\varphi_{м1}$ = 2,50; $\varepsilon_{м1y}$ =I3,9·I0^{-5}; $\varphi_{м2}$= 2,75; $\varepsilon_{м2y}$ = 20,2·I0–5.

По табл. I определяем:

δ_c = 2,I8; $\gamma_{м1}$ = 3,90; $\gamma_{м2}$ = 3,85.

По формулам раздела 2 находим вспомогательные геометрические параметры сечения конструкции в пролете:



Ригель междуэтажного перекрытия (к примеру I)

а - сечение сборного преднапряженного элемента; б - пролетное сечение ригеля; в - опорное сечение перекрытия

$$F = 1600+0,662\cdot3225.\frac{2,18}{3,90}+0,738\cdot600.\frac{2,18}{3,85}+5,54\cdot11,33\cdot2,18 +$$
$$+5,54\cdot2,83\cdot2,18 = 1600+1193,4+250,7+136,8+34,2 = 3215,1 \text{ см}^2;$$
$$S = 1600\cdot27,5+1193,4(70-4,08)+250,7(70-12,5)+136,8\cdot7,5 +$$
$$+ 34,2\cdot55 = 139991 \text{ см}^3;$$
$$y^* = \frac{139991}{3215,1} = 43,54 \text{ см};$$
$$i_c = 43,54 - 27,5 = 16,04 \text{ см};$$
$$i_{м1} = 70 - 43,54 - 4,08 = 22,38 \text{ см};$$
$$i_{м2} = 70 - 43,54 - 12,5 = 13,96 \text{ см};$$
$$i_{ac} = 43,54 - 7,5 = 36,04 \text{ см};$$
$$i'_{ac} = 55 - 43,54 = 11,46 \text{ см};$$
$$J = 358300+1600\cdot16,04^2+0,662\cdot86130.\frac{2,18}{3,90} + 1193,4\cdot22,38^2 +$$
$$+ 0,738\cdot46250.\frac{2,18}{3,85}+250,7\cdot13,96^2+136,8\cdot36,04^2+34,2\cdot11,46^2 =$$
$$= 1650000 \text{ см}^4;$$
$$F_{\text{I}} = 1600\cdot1 = 1600 \text{ см}^2;$$
$$F_{\text{IV}} = 1193,4\cdot2,5+250,7\cdot2,75+1600\cdot1 = 2983,5+689,4+1600 =$$
$$= 5272,9 \text{ см}2;$$
$$S_{\text{I}} = 1600\cdot16,04\cdot1 = 25664 \text{ см}^3;$$
$$S_{\text{II}} = 1600\cdot0,5\cdot1 = 800 \text{ см}^3;$$
$$S_{\text{III}} = 2983,5\cdot22,38+689,4\cdot13,96-1600\cdot16,04 = 50731 \text{ см}^3;$$
$$S_{\text{IV}} = 2983,5\cdot16,22+689,4\cdot7,8-1600\cdot22,2 = 18250 \text{ см}^3;$$
$$J_{\text{I}} = (358300-1600\cdot0,5\cdot16,04)\cdot1 = 345500 \text{ см}^4;$$
$$J_{\text{IV}} = 0,662\cdot86130\cdot2,50.\frac{2,18}{3,90}+2983,5\cdot16,22\cdot22,38+0,738\cdot46250 \text{ x}$$
$$\text{x } 2,75.\frac{2,18}{3,85}+689,4\cdot7,8\cdot13,96+(358300+1600\cdot22,2\cdot16,04)\cdot1 =$$
$$= 2219000 \text{ см}^4.$$

Численное значение φ определяем по формуле (3.11):

$$\varphi = \frac{2,219\cdot10^6}{1,65\cdot10^6} = 1,345.$$

По табл. 1 при τ_1 = 45 сут. и φ = 1,345 имеем χ = 2,53.

Усилие предварительного обжатия сборных элементов (при коэффициенте точности натяжения арматуры, равном 1) к моменту замыкания системы $N_{1,0}$ = 150000 кгс; эксцентриситет указанного усилия $e_{1,H}$ = 9,65 см. Максимальный изгибающий момент в сборных элементах от постоянных нагрузок M_1 = 12,66 тс·м. Моменты образования трещин при замыкании системы:

в пролетных сечениях M_T = 67,84 тс·м;

в опорных сечениях M_T = 18,50 тс·м.

Определяем усилия в неразрезном ригеле как упругой системе. При действии длительно действующей части временной нагрузки опорные моменты равны:

на первых промежуточных опорах

$$M_1 = M_3 = -\frac{3}{28} p_{gA} l^2 = -\frac{3}{28} 6{,}0 \cdot 7{,}5^2 = -36{,}16 \text{ тс·м};$$

на средней опоре

$$M_2 = -\frac{p_{gA} l^2}{14} = -\frac{6{,}0 \cdot 7{,}5^2}{14} = -24{,}11 \text{ тс·м}.$$

Так как на всех трех опорах $M > M_T$, в зоне действия отрицательных моментов в ригеле возникают трещины. Для определения усилий в ригеле с учетом влияния ползучести бетонов используем метод последовательных приближений. Результаты расчета по упругой стадии принимаем в качестве первого приближения. Каждый пролет ригеля разбиваем на 30 участков $l_j = 0{,}25$ м. В табл. 1 настоящего приложения приведены вспомогательные величины, необходимые для расчета ригеля методом последовательных приближений. В табл. 2 приведены параметры деформативности ригеля в зоне действия отрицательных моментов, вычисленные в соответствии с указаниями п. 3.7 настоящих методических рекомендаций. Последовательность определения этих параметров покажем для изгибающего момента $M = -20$ тс·м.

Расчет начинаем с определения ψ_0. Высоту сжатой зоны x_0, входящую в формулу (3.47) настоящих методических рекомендаций, отыскиваем из уравнения (3.52) при $\psi_0 = 1$. Предположим сначала, что н.о. пересекает сборный элемент ригеля в пределах переменной ширины его сечения. Тогда:

$$S_{o.т.с} = 20 \cdot x_0 \cdot 0{,}5 \cdot x_0 + 2 \cdot 0{,}5 \cdot x_0 \cdot \frac{x_0}{3} \cdot \frac{x_0}{3} = \frac{x_0^3}{9} + 10 x_0^2;$$

$$n_a S_{o.т.a} = 5{,}54 \cdot 11{,}33(x_0 - 7{,}5) - 5{,}54 \cdot 2{,}83(55 - x_0) - 6{,}15 \times$$

$$\times 40{,}72(64 - x_0) = 329 x_0 - 17320.$$

С учетом этого уравнение (3.52) примет вид:

$$\sum S_{o.т} = \frac{1}{9} x_0^3 + 10 x_0^2 + 329 x_0 - 17320 = 0,$$

откуда $x_0 = 26{,}05$ см < 30 см.

Значения F и m определяем по формулам:

$$F = 1600 + 0{,}662 \cdot 7{,}5(64-40) \cdot 2 + 0{,}738(15 \cdot 20 + 30 \cdot 4) = 2029 \text{ см}^2;$$

$$m = 1{,}3 \sqrt{\frac{11{,}5 \cdot 160963}{2000000}} = 0{,}6;$$

значения ψ_0 и ψ – по формулам, соответственно (3.47) и (3.34) настоящих методических рекомендаций:

$$\psi_0 = 1 - \frac{(2029 - 40 \cdot 26{,}05) \cdot 0{,}6}{2029 - 40 \cdot 26{,}05 + 2{,}2(5{,}54 \cdot 2{,}83 + 6{,}15 \cdot 40{,}72)} = 0{,}7;$$

$$\psi = 0{,}7 \left[1 + (2{,}26 - 3{,}71 \cdot 0{,}7 + 1{,}45 \cdot 0{,}7^2) \frac{1{,}0}{1{,}0}\right] = 0{,}9.$$

Определяем положение н.о. при вычисленных значениях ψ_0 и ψ. При этом будем полагать, что $x_0 < 30$ см и $30 \text{ см} < x < 40$ см (см. рисунок). Тогда:

Таблица I

Вспомогательные величины для расчета ригеля методом последовательных приближений

Номер участка	$M_{p,j-1}$, тс·м	$M_{p,cp}$, тс·м	$M_{p,j}$, тс·м	$\frac{S^{(n+1)}_{n,n,j}}{k_{Tj}\gamma_j}$	$\frac{S_{n,n+1,j}}{k_{Tj}\gamma_j}$	$\frac{S^{(n)}_{n,n,j}}{k_{Tj}\gamma_j}$	$\frac{6\Delta^{(n)}_{npj}(t)}{k_{Tj}(1+\varphi_j)}$, тс·м	$\frac{6\Delta^{(n+1)}_{npj}(t)}{k_{Tj}(1+\varphi_j)}$, тс·м	$M_{i,j}$, тс·м
I	0,0	2,7656	5,4375	26II	88	I	0,0I22	0,5378	0,83
2	5,4375	8,0I56	I0,50	2437	256	7	0,0828	I,5I72	2,40
3	I0,50	I2,8906	I5,I875	2269	4I2	I9	0,2I72	2,3578	3,87
4	I5,I875	I7,3906	I9,50	2I07	556	37	0,4078	3,0672	5,22
5	I9,50	2I,5I56	23,4375	I95I	688	6I	0,6472	3,6528	6,45
6	23,4375	25,2656	27,00	I80I	808	9I	0,9278	4,I222	7,58
7	27,00	28,6406	30,I875	I657	9I6	I27	I,2422	4,4828	8,59
8	30,I875	3I,6406	33,00	I5I9	I0I2	I69	I,5828	4,7422	9,49
9	33,00	34,2656	35,4375	I387	I096	2I7	I,9422	4,9078	I0,28
I0	35,4375	36,5I56	37,50	I26I	II68	27I	2,3I28	4,9872	I0,95
II	37,50	38,3906	39,I875	II4I	I228	33I	2,6872	4,9878	II,52
I2	39,I8 75	39,8906	40,50	I027	I276	397	3,0578	4,9I72	II,97
I3	40,50	4I,0I56	4I,4375	9I9	I3I2	469	3,4I72	4,7828	I2,30
I4	4I,4375	4I,7656	42,00	8I7	I336	547	3,7578	4,5922	I2,53
I5	42,00	42,I406	42,I875	72I	I348	63I	4,0722	4,3528	I2,64
I6	42,I875	42,I406	42,00	63I	I348	72I	4,3528	4,0722	I2,64
I7	42,00	4I,7656	4I,4375	547	I336	8I7	4,5922	3,7578	I2,53
I8	4I,4375	4I,0I56	40,50	469	I3I2	9I9	4,7828	3,4I72	I2,30
I9	40,50	39,8906	39,I875	397	I276	I027	4,9I72	3,0578	II,97
20	39,I875	38,3906	37,50	33I	I228	II4I	4,9878	2,6872	II,52
2I	37,50	36,5I56	35,4375	27I	II68	I26I	4,9872	2,3I28	I0,95
22	35,4375	34,2656	33,00	2I7	I096	I387	4,9078	I,9422	I0,28
23	33,00	3I,6406	30,I875	I69	I0I2	I5I9	4,7422	I,5828	9,49
24	30,I875	28,6406	27,00	I27	9I6	I657	4,4828	I,2422	8,59
25	27,00	25,2656	23,4375	9I	808	I80I	4,I222	0,9278	7,58
26	23,4375	2I,5I56	I9,50	6I	688	I95I	3,6528	0,6472	6,45
27	I9,50	I7,3906	I5,I875	37	556	2I07	3,0672	0,4078	5,22
28	I5,I875	I2,8906	I0,50	I9	4I2	2269	2,3578	0,2I72	3,87
29	I0,50	8,0I56	5,4375	7	256	2437	I,5I72	0,0828	2,40
30	5,4375	2,7656	0,0	I	88	26II	0,5378	0,0I22	0,83

Таблица 2

Параметры деформативности ригеля при наличии трещин в приопорных сечениях

Изгибающий момент M, тс·м	до I8,5	I8,5	I9,0	20,0	2I,0	23,0	25,0	30,0	40,0	50,0
x_0, см	-	28,40	28,33	28,27	28,24	28,I4	28,05	27,85	27,56	27,36
x, см	-	32,I6	32,I6	32,I5	32,I3	32,I2	32,II	32,09	32,07	32,05
$\Sigma J_{o\tau}$, см4	-	636600	635400	633000	630600	626500	622900	6I5I00	603800	595950
ΣJ_{τ}, см4	-	895400	895300	895000	894700	894200	893800	892900	89I700	890760
k_{τ}	I,0	3,I2I	3,I27	3,I39	3,I5I	3,I72	3,I90	3,230	3,29I	3,334
φ_{τ}	I,345	0,422	0,4I9	0,4I4	0,4I0	0,40I	0,394	0,378	0,354	0,338
γ	2,53	I,422	I,4I9	I,4I4	I,4I0	I,40I	I,394	I,378	I,354	I,338

Таблица 3

Результаты расчета ригеля методом последовательных приближений

Номер участка, j	$M_j(t)$, тс·м, в первом приближении	$k_{\tau j}$	φ_j	γ_j	S_{11j}	$S_{12j}=S_{21j}$	S_{22j}	$6\Delta_{1pj}(t)$, тс·м	$6\Delta_{2pj}(t)$, тс·м	$M_j(t)$, тс·м, во втором приближении	$M_j(t)$, тс·м, в третьем приближении
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2
					Первый пролет						
I	2,I7	I,0	I,345	2,53	2,53	-	-	0,029	-	2,28	2,27
2	6,2I	I,0	I,345	2,53	I7,7I	-	-	0,I94	-	6,56	6,52
3	9,88	I,0	I,345	2,53	48,07	-	-	0,509	-	I0,46	I0,39

Продолжение табл. 3

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2
4	I3,I7	I,0	I,345	2,53	93,6I	-	-	0,956	-	I3,99	I3,89
5	I6,I0	I,0	I,345	2,53	I54,33	-	-	I,5I8	-	I7,I5	I7,02
6	I8,64	I,0	I,345	2,53	230,23	-	-	2,I76	-	I9,93	I9,77
7	20,8I	I,0	I,345	2,53	32I,3I	-	-	2,9I3	-	22,33	22,I4
8	22,60	I,0	I,345	2,53	427,57	-	-	3,7I2	-	24,36	24,I4
9	24,02	I,0	I,345	2,53	549,0I	-	-	4,554	-	26,02	25,77
I0	25,07	I,0	I,345	2,53	685,63	-	-	5,424	-	27,30	27,02
II	25,73	I,0	I,345	2,53	837,43	-	-	6,30I	-	28,20	27,89
I2	26,03	I,0	I,345	2,53	I004,4I	-	-	7,I7I	-	28,73	28,39
I3	25,95	I,0	I,345	2,53	II86,57	-	-	8,0I3	-	28,89	28,52
I4	25,50	I,0	I,345	2,53	I383,9I	-	-	8,8I2	-	28,67	28,27
I5	24,66	I,0	I,345	2,53	I596,43	-	-	9,549	-	28,07	27,64
I6	23,46	I,0	I,345	2,53	I824,I3	-	-	I0,207	-	27,I0	26,64
I7	2I,88	I,0	I,345	2,53	2067,0I	-	-	I0,769	-	25,76	25,27
I8	I9,93	I,0	I,345	2,53	2325,07	-	-	II,2I6	-	24,04	23,52
I9	I7,59	I,0	I,345	2,53	2598,3I	-	-	II,53I	-	2I,94	2I,39
20	I4,89	I,0	I,345	2,53	2886,73	-	-	II,696	-	I9,47	I8,89
2I	II,8I	I,0	I,345	2,53	3I90,33	-	-	II,695	-	I6,63	I6,02
22	8,35	I,0	I,345	2,53	3509,II	-	-	II,509	-	I3,4I	I2,77
23	4,52	I,0	I,345	2,53	3843,07	-	-	II,I20	-	9,8I	9,I4
24	0,3I	I,0	I,345	2,53	4I92,2I	-	-	I0,5I2	-	5,84	5,I4
25	-4,26	I,0	I,345	2,53	4556,53	-	-	9,667	-	I,50	0,77
26	-9,22	I,0	I,345	2,53	4936,03	-	-	8,566	-	-3,22	-3,98
27	-I4,55	I,0	I,345	2,53	5330,7I	-	-	7,I93	-	-8,32	-9,II
28	-20,26	3,I42	0,4I3	I,4I3	I0073,56	-	-	I0,468	-	-I3,79	-I4,6I
29	-26,33	3,20I	0,390	I,390	I0843,I6	-	-	6,75I	-	-I9,63	-20,48
30	-32,79	3,247	0,37I	I,37I	II623,22	-	-	2,394	-	-25,85	-26,73
					Второй пролет						
I	-33,I9	3,250	0,370	I,370	II625,48	39I,82	4,45	2,395	0,054	-26,23	-27,I0
2	-27,54	3,2I0	0,386	I,386	I0842,36	II38,96	3I,I4	6,750	0,368	-20,77	-2I,60
3	-22,27	3,I64	0,404	I,404	I0079,48	I830,2I	84,40	I0,474	0,965	-I5,70	-I6,48
4	-I7,36	I,0	I,345	2,53	5330,7I	I406,68	93,6I	7,I93	0,956	-I0,99	-II,73

5	-I2,84	I,0	I,345	2,53	4936,03	I740,64	I54,33	8,566	I,5I8	-6,65	-7,35
6	-8,63	I,0	I,345	2,53	4556,53	2044,24	230,23	9,667	2,I76	-2,69	-3,35
7	-4,9I	I,0	I,345	2,53	4I92,2I	23I7,48	32I,3I	I0,5I2	2,9I3	0,89	0,27
8	-I,5I	I,0	I,345	2,53	3843,07	2560,36	427,57	II,I20	3,7I2	4,09	3,52
9	I,52	I,0	I,345	2,53	3509,II	2772,88	549,0I	II,509	4,554	6,93	6,40
I0	4,I8	I,0	I,345	2,53	3I90,33	2955,04	685,63	II,695	5,424	9,39	8,90
II	6,45	I,0	I,345	2,53	2886,73	3I06,84	837,43	II,696	6,30I	II,47	II,02
I2	8,35	I,0	I,345	2,53	2598,3I	3228,28	I004,4I	II,53I	7,I7I	I3,I7	I2,77
I3	9,80	I,0	I,345	2,53	2325,07	3319,36	II86,57	II,2I6	8,0I3	I4,5I	I4,I5
I4	II,03	I,0	I,345	2,53	2067,0I	3380,08	I383,9I	I0,769	8,8I2	I5,47	I5,I5
I5	II,8I	I,0	I,345	2,53	I824,I3	34I0,44	I596,43	I0,207	9,549	I6,05	I5,77
I6	I2,20	I,0	I,345	2,53	I596,43	34I0,44	I824,I3	9,549	I0,207	I6,26	I6,02
I7	I2,24	I,0	I,345	2,53	I383,9I	3380,08	2067,0I	8,8I2	I0,769	I6,09	I5,90
I8	II,89	I,0	I,345	2,53	II86,57	33I9,36	2325,07	8,0I3	II,2I6	I5,55	I5,40
I9	II,I6	I,0	I,345	2,53	I004,4I	3228,28	2598,3I	7,I7I	II,53I	I4,63	I4,52
20	I0,06	I,0	I,345	2,53	837,43	3I06,84	2886,73	6,30I	II,696	I3,34	I3,27
2I	8,60	I,0	I,345	2,53	685,63	2955,04	3I90,33	5,424	II,695	II,67	II,65
22	6,74	I,0	I,345	2,53	549,0I	2772,88	3509,II	4,554	II,509	9,63	9,65
23	4,52	I,0	I,345	2,53	427,57	2560,36	3843,07	3,7I2	II,I20	7,2I	7,27
24	I,93	I,0	I,345	2,53	32I,3I	23I7,48	4I92,2I	2,9I3	I0,5I2	4,42	4,53
25	-I,05	I,0	I,345	2,53	230,23	2044,24	4556,53	2,I76	9,667	I,26	I,4I
26	-4,39	I,0	I,345	2,53	I54,33	I740,64	4936,03	I,5I8	8,566	-2,29	-2,09
27	-8,I2	I,0	I,345	2,53	93,6I	I406,68	5330,7I	0,956	7,I93	-6,2I	-5,97
28	-I2,22	I,0	I,345	2,53	48,07	I042,36	5740,57	0,509	5,529	-I0,50	-I0,22
29	-I6,69	I,0	I,345	2,53	I7,7I	647,68	6I65,6I	0,I94	3,558	-I5,I6	-I4,84
30	-2I,54	3,I57	0,408	I,408	4,45	39I,I6	II606,04	0,054	2,39I	-20,20	-I9,84

П р и м е ч а н и я . I. Сумма по всем участкам первого пролета в графах 6 - 82337,93 9 - 207,I24. 2. Сумма по всем участкам второго пролета в графах 6 - 82347,23; 7 - 69926,83; 8 - 73361,89; 9 - 207,I57; I0 - I99,645.

$$S_{o.т.с} = \frac{x_o^3}{9} + 10x_o^2;$$

$$S_{т.с} = 20\cdot30\,(x - 15) + 2\cdot0{,}5\cdot10\cdot30\,(x - 20) + 0{,}5\cdot40\,(x-30)^2 =$$
$$= 20x^2 - 300x + 3000;$$

$$n_a S_{а.т.а} = 5{,}54\cdot11{,}33\,(x_o - 7{,}5) - \frac{5{,}54}{0{,}7}\,2{,}83(55 - x_o) - \frac{6{,}15}{0{,}7}\,x$$
$$x\ 40{,}72(64 - x_o) = 398{,}34\,x_o - 21769{,}24;$$

$$n_a S_{т.а}(1+\varphi_c) = 5{,}54\cdot11{,}33(1+1{,}0)(x - 7{,}5) - \frac{5{,}54}{0{,}9}\,2{,}83(1+1{,}0)x$$
$$x(55 - x) - \frac{6{,}15}{0{,}9}\,40{,}72(1+1{,}0)(64 - x) = 671{,}4x - 35587{,}04.$$

Уравнения (3.52) и (3.53) примут вид:

$$\Sigma S_{o.т} = \frac{x_o^3}{9} + 10x_o^2 + 398{,}34\,x_o - 21769{,}24 = 0$$

и

$$\Sigma S_т = 20x^2 + 371{,}4x - 32587{,}04 = 0,$$

откуда $x_o = 28{,}27$ см и $x = 32{,}15$ см.

По формулам (3.21) и (3.22) настоящих методических рекомендаций вычисляем:

$$\Sigma J_{o.т} = \frac{28{,}27}{3}\cdot\frac{28{,}27^3}{12} + \frac{28{,}27^3}{3}\cdot20 + 5{,}54\cdot11{,}33(28{,}27-7{,}5)^2 +$$
$$+ \frac{5{,}54}{0{,}7}\cdot2{,}83(55 - 28{,}27)^2 + \frac{6{,}15}{0{,}7}\cdot40{,}72(64-28{,}27)^2 = 633000\ см^4;$$

$$\Sigma J_т = \frac{10\cdot30^3}{36} + 0{,}5\cdot10\cdot30(32{,}15-20)^2 + \frac{20\cdot30^3}{12} + 20\cdot30(32{,}15 -$$
$$- 15)^2 + \frac{40}{3}(32{,}15-30)^3 + 5{,}54\cdot11{,}33(1+1{,}0)(32{,}15-7{,}5)^2 + \frac{5{,}54}{0{,}9}\,x$$
$$x\ 2{,}83(1+1{,}0)(55-32{,}15)^2 + \frac{6{,}15}{0{,}9}\cdot40{,}72(1+1{,}0)(64-32{,}15)^2 =$$
$$= 895000\ см^4.$$

По формулам (3.51) и (3.50) находим:

$$k_т = \frac{1987600}{633000} = 3{,}14; \quad \varphi = \frac{633000}{895000}(1+1{,}0) - 1 = 0{,}42.$$

Так как ригель полностью симметричен относительно средней опоры, при расчете будем рассматривать только левую половину ригеля, т.е. два левых пролета.

Значения изгибающих моментов в середине каждого участка в первом приближении (упругий расчет) приведены во втором столбце табл. 3. Из этих данных следует, что на участках 28–30 первого пролета и 1,2,3,30 второго пролета изгибающие моменты превышают моменты трещинообразования; на остальных участках трещины отсутствуют. Используя данные табл. 2 настоящего приложения, определяем (по интерполяции) параметры деформативности участков с трещинами – $k_{тj}$, φ_j и δ_j. Затем, используя данные табл. 1, определяем элементы перемещений для каждого участка. Так, для участка 2 второго пролета по формулам (7.9)–(7.11)

настоящих методических рекомендаций имеем:

$\delta_{11j} = 3,2I0 \cdot I,386 \cdot 2437 = I0842,36;$

$\delta_{12j} = \delta_{21j} = 3,2I0 \cdot I,386 \cdot 256 = II38,96;$

$\delta_{22j} = 3,2I0 \cdot I,386 \cdot 7 = 3I,I4;$

$6\Delta_{1pj}(t) = 3,2I0(I + 0,386) \cdot I,5I72 = 6,750$ тс·м;

$6\Delta_{2pj}(t) = 3,2I0(I + 0,386) \cdot 0,0828 = 0,368$ тс·м.

Вычисленные аналогичным образом элементы перемещений для всех остальных участков приведены в табл. 3.

Коэффициенты суммирования:

$$S_{11}^{(1)} = \frac{82337,93}{27000} = 3,050; \quad S_{11}^{(2)} = \frac{82347,23}{27000} = 3,050;$$

$$S_{12} = S_{21} = \frac{69926,83}{27000} = 2,590; \quad S_{22}^{(2)} = S_{22}^{(3)} = \frac{73361,89}{27000} = 2,7I7;$$

$$6\Delta_{1p}(t) = \frac{\ell_1}{E_c J_n} 207,I24 + \frac{\ell_2}{E_c J_n} 207,I57 = 4I4,28I \frac{\ell}{E_c J_n};$$

$$6\Delta_{2p}(t) = \frac{\ell_2}{E_c J_n} I99,645 + \frac{\ell_3}{E_c J_n} I99,645 = 399,29 \frac{\ell}{E_c J_n}.$$

Учитывая, что для всех пролетов ригеля величины ℓ и $E_c J_n$ одинаковы, составляем систему трехчленных уравнений вида (7.8):

$2M_1(t)(3,050+3,050) + M_2(t)\ 2,590 + 4I4,28I = 0;$

$M_1(t)2,590 + 2\ M_2(t)\ (2,7I7+2,7I7) + M_3(t)2,590+399,29 = 0;$

$M_2(t)2,590 + 2\ M_3(t)\ (3,050+3,050) + 4I4,28I = 0,$

откуда во втором приближении

$$M_1(t) = M_3(t) = -29,II \text{ тс·м}; \quad M_2(t) = -22,87 \text{ тс·м}.$$

Затем в той же последовательности находим величины лишних неизвестных в третьем приближении:

$$M_1(t) = M_3(t) = -30,00 \text{ тс·м}; \quad M_2(t) = -22,49 \text{ тс·м}.$$

Так как в четвертом приближении получены практически такие же величины опорных моментов, в качестве окончательных принимаем значения, полученные в третьем приближении.

В последней колонке табл. 3 приведены величины изгибающих моментов по участкам после перераспределения усилий. Из этой таблицы видно, что наибольший положительный момент возникает в первом пролете на участке I3 ($M = 28,52$ тс·м). Величина момента M_I на этом же участке от нагрузок, приложенных до замыкания ригеля, равна I2,30 тс·м (см. последний столбец табл. I настоящего приложения).

Для этого участка производим окончательный расчет по образованию трещин.

По формулам раздела 2 настоящих методических рекомендаций определяем напряжения, вызванные усадкой и ползучестью бетонов.

Усилия и напряжения в бетоне сборных элементов на уровне растянутого края сечения конструкции от усадки бетонов:

$$N_y = 13{,}9\cdot10^{-5}\cdot 2{,}15\cdot10^{5}\cdot 3225\,\frac{2{,}18}{3{,}90} + 20{,}2\cdot10^{-5}\cdot 2{,}4\cdot10^{5} \times$$

$$\times\ 600\,\frac{2{,}18}{3{,}85} + 16{,}2\cdot10^{-5}\cdot 3{,}25\cdot10^{5}\cdot 1600 = 154600 \text{ кгс};$$

$$M_y = 13{,}9\cdot10^{-5}\cdot 2{,}15\cdot10^{5}\cdot 3225\cdot 22{,}38\,\frac{2{,}18}{3{,}90} + 20{,}2\cdot10^{-5}\cdot 2{,}4 \times$$

$$\times\ 10^{5}\cdot 600\cdot 13{,}96\,\frac{2{,}18}{3{,}85} - 16{,}2\cdot10^{-5}\cdot 3{,}25\cdot10^{5}\cdot 1600\cdot 16{,}04 =$$

$$= 84400 \text{ кгс}\cdot\text{см};$$

$$\sigma_{cy} = \frac{1}{2{,}18}\left(\frac{154600}{3215{,}1} - \frac{84400}{1650000}\cdot 43{,}54 - 16{,}2\cdot10^{-5}\cdot 3{,}25\cdot10^{5}\right) =$$

$$= -3{,}12 \text{ кгс/см2}.$$

Напряжения в бетоне сборных элементов на уровне растянутого края сечения конструкции к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности от предварительного обжатия сборных элементов:

$$\sigma_{1.н} = \frac{150000}{1678} + \frac{150000\cdot 9{,}65}{394920}\cdot 27{,}0 = 188{,}36 \text{ кгс/см2};$$

то же, после приобретения монолитным бетоном заданной прочности – см. формулу (2.15) настоящих методических рекомендаций

$$\sigma_{cn} = \frac{1}{2{,}18}\left\{\frac{150000}{1678}\left[\frac{1600}{3215{,}1} + \frac{25664}{1650000}\cdot 43{,}54 - \frac{9{,}65}{235{,}4} \times\right.\right.$$

$$\left.\left. \times\ \left(\frac{800}{3215{,}1} - \frac{345500}{1650000}\cdot 43{,}54\right)\right] - 188{,}36\cdot 1{,}0\right\} = -23{,}32 \text{ кгс/см2}.$$

Напряжения в бетоне сборных элементов на уровне растянутого края сечения конструкции к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности от постоянных нагрузок:

$$\sigma_{1.в} = -\frac{12{,}30\cdot10^{5}}{394920}\cdot 27{,}0 = -84{,}09 \text{ кгс/см2};$$

то же, после приобретения монолитным бетоном заданной прочности – см. формулу (2.18) настоящих методических рекомендаций

$$\sigma_{cn} = \frac{1}{2{,}18}\left[\frac{12{,}30\cdot10^{5}}{394920}\left(\frac{800}{3215{,}1} - \frac{345500}{1650000}\cdot 43{,}54\right) + 84{,}09\cdot 1{,}0\right] =$$

$$= 25{,}90 \text{ кгс/см2}.$$

Начальные и полные значения напряжений в бетоне сборных элементов на уровне растянутого края сечения конструкции от внешних нагрузок, приложенных после замыкания конструкции:

$$\sigma_{c.в} = -\frac{28{,}52\cdot10^{5}}{1939240}\cdot 49{,}7 = -73{,}09 \text{ кгс/см2};$$

$$\sigma_c(t) = -73{,}09\left(1 - \frac{1{,}0}{2{,}18}\right) + \frac{28{,}52\cdot10^{5}}{2{,}18\cdot 1939240}\left(\frac{18250}{3215{,}1} -\right.$$

$$\left. - \frac{2219000}{1650000}\,43{,}54\right) = -75{,}23 \text{ кгс/см2}.$$

Напряжения в бетоне сборных элементов на уровне растянутого края сечения конструкции, вызванные усадкой и ползучестью бетонов (см. п. 4.2 настоящих методических рекомендаций):

$$\sigma_{c(y+n)} = -3,12-23,32+25,90-75,23+73,09 = -2,68 \text{ кгс/см2}.$$

Расчет по образованию трещин производим по формуле (4.1). Проверяем условия (4.2) и (4.3):

$$\frac{M_1 y_1'}{J_{1.n}} + \frac{M y_c'}{J_n} = \frac{12,3 \cdot 10^5}{394920} \cdot 33,0 + \frac{28,52 \cdot 10^5}{1939240} \cdot 10,3 =$$

$$= 117,9 \text{ кгс/см2} < 0,7 R_{np\,II} = 0,7 \cdot 280 = 196 \text{ кгс/см2};$$

$$\frac{n_{M_1} M y_{M_1}'}{J_n} = \frac{0,662 \cdot 28,52 \cdot 10^5}{1939240} \cdot 20,3 = 19,8 \text{ кгс/см2} < 0,7 R_{np\,II} =$$

$$= 0,7 \cdot 115 = 80,5 \text{ кгс/см2}.$$

Так как оба условия не выполняются, принимаем $k_1 = k = 1$ В результате

$$M_T = 150000 \left(9,65 + \frac{14630}{1678}\right) \frac{39020}{14630} + 12,3 \cdot 10^5 \left(1 - \frac{39020}{14630}\right) -$$

$$- 2,68 \cdot 39020 + 20 \cdot 77250 = 6738600 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 67,39 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Изгибающие моменты в сечениях ригеля при действии различных видов нагрузок приведены в табл. 4.

Таблица 4

Сечение ригеля	Изгибающие моменты, тс·м, при действии нагрузки			
	постоянной	временной		общей
		длительной	кратковременной	
В крайнем пролете (участок 13)	12,30	28,52	12,98	53,80
На первой промежуточной опоре	0,0	-30,00	-18,08	-48,08
Во втором от края пролете (участок 16)	12,64	16,02	6,10	34,76
На средней опоре	0,0	-22,49	-12,05	-34,54

Из этих данных видно, что во всех пролетных сечениях выполняется условие

$$M + M_1 < M_T.$$

Для опорных сечений ригеля ширину раскрытия трещин определяем по наибольшему значению опорного момента – на первой промежуточной опоре. Полная ширина раскрытия трещин равна [6]

$$a_T = a_{T1} - a_{T2} + a_{T3},$$

где

$a_{т1}$ – ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки;

$a_{т2}$ – то же, от кратковременного действия постоянной и длительной нагрузок;

$a_{т3}$ – ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянной и длительной нагрузок.

Все величины $a_{тi}$ вычисляем по формуле (5.10) настоящих методических рекомендаций.

При кратковременном действии всей нагрузки имеем:

$C_{дл} = 1$; $\eta = 1$; $\Delta\gamma = 0$; $k = 1$; $x_0 = 27{,}4$ см (см. табл. 2);

$F = 2029$ см2; $F_{дм} = 40{,}72$ см2; $\rho_a = 45{,}24$ см; $h_0 = 64$ см.

По формуле (5.12) находим

$$k_a = \frac{2029 - 40 \cdot 27{,}4}{2029 - 40 \cdot 27{,}4 + 2{,}2 \cdot 6{,}15 \cdot 40{,}72} = 0{,}629.$$

Так как для опорных сечений $\beta_п' = \beta$ и $M_т = R_{мр} W_т$, по формулам (5.7) и (5.11) имеем:

$$z_0 = 64 - 27{,}4 + \frac{2}{3} \cdot 27{,}4 = 54{,}87 \text{ см};$$

$$\sigma_a = \frac{48{,}08 \cdot 10^5}{40{,}72 \cdot 54{,}87} = 2150 \text{ кгс/см2}.$$

При $\sigma_б = 0$ по табл. 5.1 имеем $K_{сц} = 0{,}51$. Тогда

$$a_{т1} = 3{,}4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}629 \frac{2150 \cdot 40{,}72}{45{,}24 \cdot 0{,}51 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5} = 0{,}0338 \text{ см}.$$

Аналогичным образом определяем величину $a_{т2}$:

$x_0 = 27{,}85$ см; $k_a = 0{,}624$; $z_0 = 54{,}72$ см; $\sigma_a = 1350$ кгс/см2;

$$a_{т2} = 3{,}4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}624 \frac{1350 \cdot 40{,}72}{45{,}24 \cdot 0{,}51 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5} = 0{,}0211 \text{ см}.$$

При длительном действии нагрузки $x_0 = 27{,}85$ см;

$x = 32{,}09$ см; $\Sigma J_{от} = 615100$ см^4; $\Sigma J_т = 892900$ см^4 (см. табл. 2).

По формуле (5.2) вычисляем:

$$C_{дл} = \frac{615100}{892900} \cdot \frac{64 - 32{,}09}{64 - 27{,}85} (1 + 1{,}0) = 1{,}22;$$

$$k_a = \frac{2029 - 40 \cdot 27{,}85}{2029 - 40 \cdot 27{,}85 + 2{,}2 \cdot 6{,}15 \cdot 40{,}72} = 0{,}624;$$

$$z_0 = 64 - \frac{1}{3} \cdot 27{,}85 = 54{,}72 \text{ см};$$

$$\sigma_a = \frac{30 \cdot 10^5}{40{,}72 \cdot 54{,}72} = 1346 \text{ кгс/см2};$$

$$a_{т3} = 3{,}4 \cdot 1{,}22 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}624 \frac{1346 \cdot 40{,}72}{45{,}24 \cdot 0{,}51 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5} = 0{,}0256 \text{ см}.$$

Полная ширина раскрытия трещин:

$$a_т = 0,0338 - 0,02II + 0,0256 = 0,0383 \text{ см}.$$

П р и м е р 2. Определить прогиб в середине пролета сборно-монолитной конструкции, сечение которой показано на рисунке настоящего приложения.

Данные для расчета. Конструкция представляет собой свободно-лежащую на двух опорах балку пролетом l = I0 м. К балке приложена равномерно распределенная нагрузка как до, так и после приобретения монолитным бетоном заданной прочности. Сборный элемент воспринимает нагрузку q_1 = I тс/м; нагрузка на конструкцию q_{qA} = 4 тс/м. Сборный элемент преднапряжен, $N_{1,0}$ = = I50 тс, e_{1H} = 9,65 см. Остальные данные – по примеру I настоящего приложения.

Максимальные изгибающие моменты в середине пролета:

$$M_1 = \frac{I \cdot I0^2}{8} = I2,5 \text{ тс·м};$$

$$M_{qA} = \frac{4 \cdot I0^2}{8} = 50,0 \text{ тс·м};$$

$$M_1 + M_{qA} = 62,5 \text{ тс·м}.$$

Момент образования трещин равен 67,39 тс·м (см. пример I), поэтому нормальные трещины в конструкции отсутствуют.

Кривизну от усадки бетонов определяем по формуле (3.I) настоящих методических рекомендаций:

$$\frac{1}{\rho_y} = \frac{84400}{3,25 \cdot I0^5 \cdot I650000} = 0,0I6 \cdot I0^{-5} \text{ I/см}.$$

Кривизну от длительного действия усилий предварительного обжатия сборных элементов находим по формулам (3.2) и (3.3):

$$\frac{1}{\rho_{1.0}} = \frac{I50000 \cdot 9,65}{3,25 \cdot I0^5 \cdot 394920} = I,I28 \cdot I0^{-5} \text{ I/см};$$

$$\varphi = \frac{I}{I650000}\left(345500 + 25664\,\frac{235,4}{9,65}\right) = 0,589;$$

$$\frac{1}{\rho_n} = -I,I28 \cdot I0^{-5} \cdot 0,589 = -0,664 \cdot I0^{-5} \text{ I/см}.$$

Кривизну от длительного действия нагрузки q_1 вычисляем по формулам (3.4) и (3.5):

$$\frac{1}{\rho_{1.8}} = \frac{I2,5 \cdot I0^5}{3,25 \cdot I0^5 \cdot 394920} = 0,974 \cdot I0^{-5} \text{ I/см};$$

$$\varphi = \frac{345500}{I650000} = 0,209;$$

$$\frac{1}{\rho_n} = 0,974 \cdot I0^{-5} \cdot 0,209 = 0,204 \cdot I0^{-5} \text{ I/см}.$$

Кривизну сечений от длительного действия нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, определяем по формулам (3.9) – (3.II):

$$\frac{1}{\rho_\ell} = \frac{50 \cdot 10^5}{3{,}25 \cdot 10^5 \cdot 1939240} = 0{,}733 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см};$$

$$\varphi = \frac{2219000}{1650000} = 1{,}345;$$

$$\frac{1}{\rho(t)} = 0{,}733 \cdot 10^{-5} (1{,}18 + 1{,}345) = 1{,}848 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Полный прогиб конструкции в середине пролета

$$f(t) = 1000^2 \left(\frac{1}{8} \cdot 0{,}016 - \frac{1}{8} \cdot 0{,}664 + \frac{5}{48} \cdot 0{,}204 + \frac{5}{48} \cdot 1{,}848\right) \times$$

$$\times 10^{-5} = 1{,}33 \text{ см}.$$

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

M_1 – изгибающий момент от собственного веса сборных элементов и монолитного бетона и от внешних нагрузок, действующих к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

M и M_{dl} – изгибающий момент от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, и длительно действующая часть указанного момента.

$N_{1.0}$ – равнодействующая сил предварительного обжатия сборных элементов с учетом потерь, проявившихся до приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

N_0 – равнодействующая сил предварительного обжатия надопорных участков с.н.к. с учетом первых потерь.

E_a – модуль упругости арматурной стали.

E_c и $E_м$ – модули упругости, соответственно, бетона сборных элементов и монолитного бетона.

$$n_a=\frac{E_a}{E_c};\quad n_м=\frac{E_м}{E_c}.$$

ε_{yc} и $\varepsilon_{yм}$ – относительные деформации усадки бетона сборных элементов и монолитного бетона к рассматриваемому моменту времени t .

φ_c и $\varphi_м$ – характеристики ползучести бетона сборных элементов и монолитного бетона к рассматриваемому моменту времени t .

$R_{c.пр}$ и $R_{м.пр}$ – сопротивления бетона сборных элементов и монолитного бетона осевому сжатию.

$R_{c.р}$ и $R_{м.р}$ – то же, осевому растяжению.

R_a – сопротивление арматуры растяжению.

$F_{aм}$, F_{ac} и F'_{ac} – площади поперечных сечений арматуры, соответственно $A_м$, A_c и A'_c.

F_c и J_c – площадь бетона в поперечном сечении сборных элементов и собственный момент инерции указанной площади.

$F_м$ и $J_м$ – площадь поперечного сечения монолитного бетона и собственный момент инерции указанной площади.

$F_{1.п}$ и $J_{1.п}$ – площадь приведенного сечения сборных элементов и собственный момент инерции указанного сечения.

$F_п$ и $J_п$ – то же, сечения конструкции, приведенного к бетону сборных элементов.

$$r^2_{1.п}=\frac{J_{1.п}}{F_{1.п}};\quad r^2_п=\frac{J_п}{F_п}.$$

$e_{1.н}$ и $e_н$ – эксцентриситеты сил $N_{1.0}$ и N_0 относительно ц.т., соответственно, приведенного сечения сборных элементов и сечения конструкции, приведенного к бетону сборных элементов.

$W_{1.0}$ и $W_{1.т}$ – моменты сопротивления приведенного сечения сборных элементов относительно крайних растянутых волокон, определяемые, соответственно, как для упругого материала и с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

W_0 и $W_т$ – то же, сечения конструкции, приведенного к бетону сборных элементов.

$в$, $в_п'$ и $в_п$ – ширина ребра и ширина сжатой и растянутой полок сечения конструкции, приведенного к бетону сборных элементов.

h_0, $h_п'$ и $h_п$ – рабочая высота поперечного сечения конструкции и высота сжатой и растянутой полок указанного сечения.

i_1 – расстояние от ц.т. приведенного сечения сборных элементов до ц.т. площади бетона в указанном сечении.

$i_{мо}$ и $i_{со}$ – расстояния от ц.т. сечения конструкции, приведенного к бетону сборных элементов, до ц.т., соответственно, площади монолитного бетона и площади бетона в сечении сборных элементов.

Принятые сокращения: ц.т. – центр тяжести;
н.о. – нейтральная ось;
с.о.к. – статически определимые конструкции;
с.н.к. – статически неопределимые конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

I. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. - Харьков: изд-во Харьковского университета, 1968, 323 с.

2. Инструкция по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из плотного силикатного бетона. СН 165-76. - М.: Стройиздат, 1977, 48 с.

3. Методические рекомендации по учету влияния ползучести бетона при расчете железобетонных стержней и стержневых систем / НИИСК Госстроя СССР.-Киев, 1981, 73 с.

4. Методические рекомендации по определению ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах / НИИСК Госстроя СССР.-Киев, 1982, 32 с.

5. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций. - Киев: Будівельник , 1982, 152 с.

6. Строительные нормы и правила, ч. II, гл. 21. "Бетонные и железобетонные конструкции . Нормы проектирования" (СНиП II-21-75).- М.: Стройиздат, 1976, 89 с.

7. Улицкий И.И., Чжан Чжун-яо, Гольшев А.Б. Расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов. - Киев: Госстройиздат УССР, 1960, 495 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
I. Общие положения	3
2. Определение напряжений	4
3. Определение кривизн	II
4. Расчет по образованию трещин	I9
5. Расчет по раскрытию трещин	20
6. Расчет по закрытию трещин	24
7. Определение усилий в многопролетных неразрезных балках	25
8. Определение параметров ползучести и усадки бетонов	30
Приложение. Примеры расчета	34
Условные обозначения	49
Литература	5I

Научно-исследовательский институт строительных конструкций Госстроя СССР

Александр Борисович Голышев
Виталий Петрович Полищук
Валиахмат Файзуллаевич Усманов
и другие

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО УЧЕТУ ВЛИЯНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНОВ
ПРИ РАСЧЕТЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ

Редактор А.И.Капитоненко

Передано в произв. I7.I2.82. Подп.к печ. I0.I2.82. БФ 37I79. Формат бум. 60х84 I/I6. Бум. для множ. аппаратов. Офсетная печать. 3,023усл.п.л., 4,5 уч.-изд.л., 3,25 п.л. Тираж 295 экз. Зак. № 2497. Цена 40 коп.

Научно-исследовательский институт строительных конструкций Госстроя СССР
252I80 Киев, ул. И.Клименко, 5/2

Ф.-п.л. НИИСП Госстроя УССР 252I80 Киев, И.Клименко,5/2

gost.e-ecolog.ru