

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Оренбургский государственный университет»
Кафедра строительных конструкций

В.И. Рязанов, М.А. Аркаев

РАСЧЕТ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ В СООТВЕТСТВИИ С СП 52-102-2003

Рекомендовано к изданию Редакционно-издательским советом
федерального государственного бюджетного образовательного учреждения
высшего профессионального образования «Оренбургский государственный
университет» в качестве методических указаний для студентов, обучающихся
по программам высшего образования по направлению
08.03.01 Строительство

Оренбург

2015

УДК 624.013.35 001.4(07)
ББК 38.53 я 7
Р-99

Рецензент - кандидат технических наук В.О.Штерн

Рязанов, В.И.

Р 99 Расчет многопустотных плит перекрытий: методические указания / В.И. Рязанов, М.А. Аркаев; Оренбургский государственный университет-Оренбург: ОГУ, 2015. – 25 с.

Методические указания предназначены для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов, обучающихся по программам высшего образования по направлению подготовки 08.03.01 Строительство.

УДК 624.012(076.5)
ББК 38.53 я7

© Рязанов В.И.,
© Аркаев М.А., 2015
© ОГУ, 2015

Содержание

1	Компоновка сборного междуэтажного перекрытия.....	4
2	Материалы многопустотных плит.....	5
3	Сбор нагрузок и усилий, действующих на плиты.....	6
3.1	Расчет нормальных сечений многопустотных плит.....	6
3.2	Расчет наклонных сечений многопустотных плит	8
4	Геометрические характеристики приведенного сечения.....	10
5	Величина предварительного напряжения, потери предварительного напряжения.....	12
6	Расчет плиты по образованию трещин в нормальных сечениях.....	15
7	Расчет ширины раскрытия трещин.....	15
8	Расчет многопустотных панелей по деформациям.....	17
	Список использованных источников	21
	Приложение А Характеристики бетона.....	22
	Приложение Б Характеристики арматуры.....	23
	Приложение В Граничная относительная высота сжатой зоны.....	24
	Приложение Г Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и канатов.....	25

1 Компоновка сборного междуэтажного перекрытия

Проектирование сборного междуэтажного перекрытия начинают с выполнения компоновки конструктивной схемы, в состав которой входят многопустотные плиты перекрытия, опирающиеся на сборные ригели и наружные несущие стены.

В зависимости от заданной в задании на курсовую работу сетки колонн плиты и ригели перекрытия могут быть с одинаковыми и неодинаковыми пролетами.

Известно, что технико-экономические показатели по перекрытию в целом будут различаться от продольного или поперечного расположения ригеля. Наиболее экономичный вариант перекрытия с заданными размерами компоновочной сетки несущих конструкций определяют на основе сравнения продольной и поперечной схем по следующим показателям: расход бетона и стали на 1 м² перекрытия, количество монтажных элементов (плит и ригелей) на все здание (или на одну типовую секцию), количество типоразмеров и марок сборных элементов, вес монтажных элементов, количество доборных элементов, наличие монолитных участков.

Номинальная длина плит может изменяться от 3 до 12 м. При этом конструктивная длина плит будет на 20-40 мм меньше номинальной. Принятая номинальная ширина плит будет отличаться от конструктивной на 10-20 мм в меньшую сторону. Высота сечения плиты назначается из соотношения $\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}$ длины и составляет 220 мм для плит длиной до 9 м и 320 мм для плит длиной более 9 м. Количество пустот определяется шириной ребер между пустотами, величина которых составляет от 25 до 40 мм. Толщина верхней и нижней полостей составляет от 25 до 35 мм.

2 Материалы многопустотных плит

Многопустотные плиты перекрытия могут изготавливаться как из тяжелого, так и легкого бетонов классов В20...В30.

Если класс рабочей арматуры в задании не задан, то им следует задаться, а затем принять соответствующий класс бетона. Расчеты многопустотной панели по первой и второй группам предельных состояний выполняются с использованием следующих характеристик бетона и арматуры:

Расчетное сопротивление бетона при расчетах по I и II группам предельных состояний сжатию $R_{b,scr}$, растяжению $R_{bt,ser}$, начальный модуль деформаций бетона E_b ; коэффициента ползучести бетона на сжатие $\varphi_{b,cr}$.

Расчетное сопротивление бетона сжатию R_b , растяжению R_{bt} ;

Коэффициент условий работы бетона γ_{b2} .

Расчетное сопротивление арматуры при расчетах по II группе предельных состояний растяжению $R_{s,ser}$.

Расчетное сопротивление арматуры растяжению R_s , получаемое делением R_{sn} на соответствующий коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным:

1,1 - для арматуры классов А240, А300, А400;

1,15 - для арматуры классов А500, А600, А800;

1,2 - для арматуры классов А540, А1000, В500, Вр1200, Вр1500, К1400 и К1500.

Эти характеристики принимаются в соответствии с таблицами А.1, А.2, А.3, А.4 приложения А и таблицами Б.1, Б.2, Б.3 приложения Б.

Помимо напрягаемой – продольной арматуры в сечениях пустотной панели имеется и ненапрягаемая в виде сварных сеток и плоских каркасов. Сетки и каркасы изготавливаются из арматурной стали классов В500 и А400. Сетки устанавливаются в верхней и нижней зонах, как правило, из конструктивных соображений. Площадь поперечных стержней плоских сварных каркасов и их

шаг назначается расчетом панели по наклонным сечениям, при этом используется расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению R_{sw} по таблице Б.3 приложения Б.

3 Сбор нагрузок и усилия, действующие на плиты

Все нагрузки, действующие на пустотную панель перекрытия делятся на: постоянные и длительно действующие, кратковременно действующие. Если в задании величина кратковременно действующей нагрузки не задана, то всю заданную полезную нагрузку требуется самостоятельно разбить на длительно действующую и кратковременно действующую. Сбор нагрузок рекомендуется производить в табличной форме.

Таблица 1 - Сбор нагрузок на 1м панели перекрытия

Наименование и подсчет нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент безопасности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
---------------------------------	----------------------------	--------------------------------------	--------------------------

3.1 Расчет нормальных сечений многопустотной плиты

Многопустотная панель при расчете нормальных сечений, принимается двутаврового профиля с полками в сжатой и растянутой зонах. При этом высота сжатой полки принимается равной минимальной толщине слоя бетона над пустотой.

Так как сечение имеет полку в сжатой зоне, то метод расчета нормальных сечений панели определяется положением нейтральной оси. Если нейтральная ось проходит в пределах полки, то в расчете ширина сечения принимается равной ширине сжатой полки $b = b_f$. Положение нейтральной оси устанавливают из выражения:

$$M \leq R_b b_f h_f (h_0 - 0,5h_f) \quad (3.1)$$

где h_f - высота сжатой полки, мм;

b_f - ширина пустотной панели, мм;

h_0 - рабочая высота сечения, мм.

$$h_0 = h - a \quad (3.2)$$

где a - защитный слой бетона, не менее 15 мм и не менее диаметра арматурного стержня. Если условие 3.1 выполняется, то величина коэффициента определяется из выражения:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} \quad (3.3)$$

В зависимости от класса арматуры по приложению В находим значение ξ_R , тогда:

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi_R) \quad (3.4)$$

Если $\alpha_m \leq \alpha_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Далее следует определить значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} \quad (3.5)$$

Площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s}, \quad (3.6)$$

где
$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \quad (3.7)$$

Если $\frac{\xi}{\xi_R} < 0,6$, то допускается не использовать формулу 3.7, принимая

$$\gamma_{s3} = 1,1.$$

Используя таблицу Г.1 приложения Г, принимаем необходимое количество стержней рабочей арматуры с площадью не менее определенной из выражения 3.6.

3.2 Расчет наклонных сечений многопустотной плиты

Необходимо проверить условие прочности по бетонной полосе между наклонными трещинами

$$Q \leq 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (3.8)$$

При этом вводимая в расчет ширина сечения b принимается без учета свесов полок.

Условие (3.8) должно выполняться всегда. Если оно не выполняется, то необходимо увеличить размеры сечения.

Расчет по наклонным сечениям производится из условия :

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (3.9)$$

где Q – поперечная сила в рассматриваемом сечении, кН;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном, кН;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами, кН;

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (3.10)$$

$$M_b = 1,5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (3.11)$$

φ_n - коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонных сечений:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot \frac{P}{R_b \cdot A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b \cdot A_1} \right)^2, \quad (3.12)$$

где P - усилие обжатия от предварительного натяжения арматуры с учетом потерь, кН;

A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки, м³.

$$P \approx 0,7 \cdot \sigma_{sc} \cdot A_{sp}, \quad (3.13)$$

Длина невыгоднейшего расположения наклонного сечения при действии эквивалентной распределенной нагрузки

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \quad (3.14)$$

$$c \geq h_0$$

$$c \leq 3 \cdot h_0$$

Для конструкций загруженных равномерно распределенной по всей площади нагрузкой допускается принимать $q_1 = q$.

При вычислении Q_b должны выполняться условия:

$$Q_b \leq Q_{bmax} \quad (3.15)$$

$$Q_b \geq Q_{bmin} \quad (3.16)$$

$$\text{где } Q_{bmin} = 0.5 \cdot R_{bt} + b \cdot h_0 \quad (3.17)$$

$$Q_{bmax} = 2.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \quad (3.18)$$

Требуемая интенсивность условия, воспринимаемая хомутами:

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{bmin} - 3 \cdot h_0 \cdot q_1}{1.5 \cdot h_0} \quad (3.19)$$

$$q_{sw} \geq 0.25 \cdot \varphi_n R_{bt} \cdot b \quad (3.20)$$

Если условие (3.20) не выполняется, то поперечная арматура по расчету не требуется, и её устраивают конструктивно. Если условие выполняется, то расчетный шаг хомутов определяется из выражения (3.21)

$$S_w = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} \quad (3.21)$$

При этом шаг хомутов должен быть не более $0,5h_0$ и не более 300 мм.

4 Геометрические характеристики приведенного сечения

Расчеты панели по II группе предельных состояний выполняются по приведенному сечению, имеющему вид двутавра.

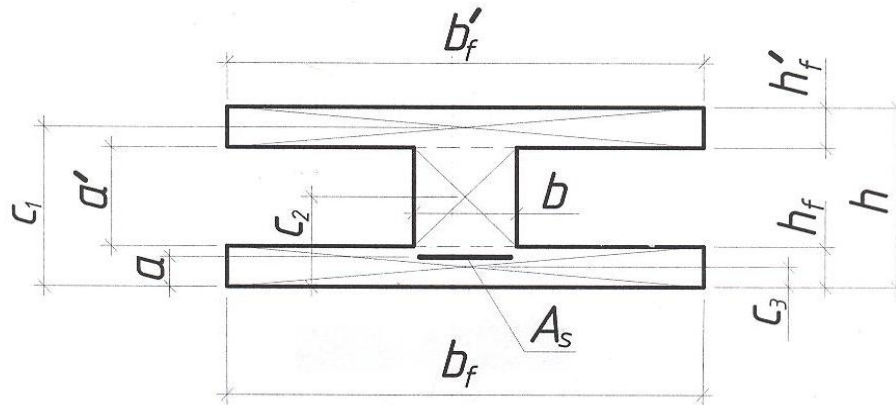


Рисунок 1 – Двутавровое сечение панели

Получить двутавровое сечение возможно, заменяя круглые отверстия в сечении плиты квадратными из условия равенства моментов инерции круга и квадрата. Допускается принимать размер стороны эквивалентного квадрата.

$$a^{\wedge} \approx 0,9 \cdot \alpha$$

α - диаметр отверстия

Тогда $b = b_f - \sum a^{\wedge}$

$$h_f^{\wedge} = h_f = \frac{h - a^{\wedge}}{2}$$

Приводя сечение к одному материалу, используют коэффициент приведения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} \quad (4.1)$$

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_s = 2 \cdot b_f \cdot h_f^{\wedge} + b \cdot (h - 2 \cdot h_f^{\wedge}) + \alpha \cdot A_s \quad (4.2)$$

Статический момент приведенного сечения, относительно нижней грани панели:

$$S_{red} = S_b + \alpha \cdot S_s = b_f \cdot h_f \cdot a + b(h - 2 \cdot h_f) \cdot 0,5 \cdot h + b_f \cdot h_f \cdot 0,5 \cdot h_f + \alpha \cdot A_s \cdot a \quad (4.3)$$

Центр тяжести приведенного сечения располагается на расстоянии y от нижней грани плиты:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} \quad (4.4)$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси параллельной нижней грани проходящей через центр тяжести приведенного сечения

$$J_{red} = \frac{b_f (h_f)^3}{12} + b_f \cdot h_f (h - y - 0,5 \cdot h_f)^2 + b(h - 2h_f)(0,5 \cdot h - y)^2 + b_f \cdot h_f (y - 0,5 \cdot h_f)^2 + \alpha \cdot A_s (y - a_s)^2 \quad (4.5)$$

Моменты сопротивления приведенного сечения:

- относительно крайнего растянутого волокна

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y} \quad (4.6)$$

- относительно крайнего сжатого волокна

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y} \quad (4.7)$$

Упруго - пластический момент сопротивления допускается определять из выражения:

$$W_{pe} = \gamma \cdot W_{red} \quad (4.8)$$

где γ - коэффициент, зависящий от формы и соотношения размеров сечения $\gamma = 1,5$ для двутавровых сечений при $\frac{b_f}{b} = \frac{b'_f}{b} \geq 2$.

5 Величина предварительного напряжения, потери предварительного напряжения

Величина предварительного напряжения арматуры принимается в зависимости от её класса:

для горячекатаной:

$$\sigma_{sp} = 0.9R_{sn}; \quad (5.1)$$

для холоднотянутой:

$$\sigma_{sp} = 0.8R_{sn} \quad (5.2)$$

В любом случае $\sigma_{sp} \geq 0.3R_{sn}$

Все потери предварительного напряжения делятся на две группы.

Первая включает в себя :

1. Потери от релаксации напряжений в арматуре для сталей класса А600, А800, А1000

- при механическом способе натяжения :

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0.1\sigma_{sp} - 20 \quad (5.3)$$

- при электротермическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0.03\sigma_{sp} \quad (5.4)$$

Для холоднотянутых сталей класса $B_p 1200$; $B_p 1500$; $K - 1500$

- при механическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0.22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sn}} - 0.1 \right) \sigma_{sp} \quad (5.5)$$

- при электротермическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0.05\sigma_{sp} \quad (5.6)$$

2. Потери от температурного перепада:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t \quad (5.7)$$

при отсутствии данных: $\Delta t = 65^\circ$

3. Потери от деформаций стальной формы:

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} E_s \cdot \frac{\Delta l}{l} \quad (5.8)$$

n – количество стержней, натягиваемых не одновременно, шт.;

Δl - сближение упоров при действии усилия P_i , мм;

l - расстояние между наружными гранями упоров, мм.

Допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30 \text{ МПа}$, а при электротермическом способе натяжения $\Delta\sigma_{sp3}$ не учитывать.

4. Потери от деформации анкеров

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \quad (5.9)$$

Δl - обжатие анкеров или смещение в зажиме анкеров.

l - расстояние между наружными гранями упоров в мм.

При отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2$ мм.

Вторые потери включают в себя:

5. Потери от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = E_{bsh} \cdot E_s \quad (5.10)$$

E_{bsh} = деформации усадки бетона

$E_{bsh} = 0,0002$ - для бетона В35 и ниже

$E_{bsh} = 0,00025$ – бетона В40

$E_{bsh} = 0,0003$ – для бетона В45 и выше

6. Потери от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.8\varphi_{bcr} \cdot \alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 \pm \frac{e_{opl} y_s A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0.8\varphi_{bcr})} \quad (5.11)$$

φ_{bcr} - коэффициент ползучести, принимаемый в соответствии с таблицей 2.

Таблица 2

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
выше 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
ниже 40 (пониженная)	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

П р и м е ч а н и е - Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по [СНиП 23-01-99](#) как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

α - коэффициент приведения

μ_{sp} - коэффициент армирования

σ_{bp} - напряжения в бетоне определяемые на уровне напрягаемой арматуры

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} \cdot e_{opl} \cdot y_s}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_s}{I_{red}} \quad (5.12)$$

Усилие обжатие с учетом первых потерь

$$P_1 = (A_{sp} + A'_{sp})(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) \quad (5.13)$$

Эксцентриситет усилия обжатия

$$e_{opl} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}} \quad (5.14)$$

где y_s, y'_s - расстояние между центром тяжести соответствующей напрягаемой арматуры и центром тяжести приведенного сечения, мм;

M – изгибающий момент от собственного веса элемента, действующий в стадии обжатия в рассматриваемом сечении, кН·м.

6 Расчет плиты по образованию трещин в нормальных сечениях

Изгибаемые элементы по образованию трещин рассчитываются из условия:

$$M \leq M_{crc} \quad (6.1)$$

где M_r – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения $M = M_{ser}$, кН·м.;

M_{crc} - момент, воспринимаемый нормальный к продольной оси сечением, при образовании трещин, кН·м.

$$M_{crc} = R_{btser} \cdot W_{pc} \pm M_{rp} \quad (6.2)$$

где

$$M_{rp} = P(e_{0p} + r) \quad (6.3)$$

Если условие (6.1) выполняется, то трещины в нормальных сечениях не образуются, если же нет, то трещины образуются, и следует определить ширину их раскрытия.

7 Расчет ширины раскрытия трещин

Ширину раскрытия трещин принимают равной:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \ell_s \quad (7.1)$$

где σ_s - приращение напряжения в продольной предварительно напряженной арматуре в сечении с трещиной принимается.

$$\sigma_s = \frac{P}{S_{red}}(h_0 - x)\alpha_{s1} \quad (7.2)$$

x – высота сжатой зоны определяется из выражения:

$$\frac{J_{red}}{S_{red}} = \frac{M}{P} \pm e_{sp} - (h_0 - x) \quad (7.3)$$

α_{s1} - коэффициент приведения арматуры к бетону.

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} \quad (7.4)$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона.

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} ; \quad \varepsilon_{b1,red} = 0,0015 \quad (7.5)$$

Значение базового расстояния между трещинами ℓ_s определяется по формуле:

$$\ell_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s + A_{sp}} \cdot d_s \quad (7.6)$$

и принимается не менее $10d_s$ и 100 мм и не более $40d_s$ и 400 мм.

φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки

1,0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль арматуры.

0,5-для арматуры периодического профиля и канатов;

0,8-для гладкой арматуры А240.

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение деформаций растянутой арматурой между трещинами.

Ширину раскрытия трещин принимают равной:

- при продолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1} \quad (7.7)$$

- при непродолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} \quad (7.8)$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин, определяемая по формуле (7.1)

при $\varphi_1 = 1,4$ действии постоянных и длительных нагрузок;

a_{crc2} - то же, при $\varphi_1 = 1$ и действии всех нагрузок;

a_{crc3} - то же, при действии постоянных и длительных нагрузок.

При этом предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин следует принимать не более:

а) из условия сохранности арматуры:

0.3 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0.4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

б) из условия ограничения проницаемости конструкций:

0.2 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0.3 мм - при непродолжительном раскрытии трещин.

8 Расчет многопустотной плиты по деформациям

Целью данного расчёта является определения значение прогиба и сравнение его с предельно допустимыми:

$$f \leq f_{ult} \quad (8.1)$$

где f - прогиб элемента от действия внешних нагрузок, м;

f_{ult} - значение предельно допустимого прогиба определяемого по СП 20.13330.2011.

Для элементов постоянного сечения работающих как свободно опертые балки прогиб допускается определять по формуле:

$$f = \left(\frac{I}{r} \right)_{\max} \cdot Sl^2, \quad (8.2)$$

где $\left(\frac{I}{r} \right)_{\max}$ – полная кривизна сечения с небольшим изгибающим момен-

том.

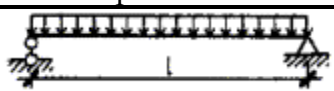
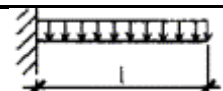

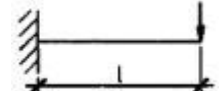
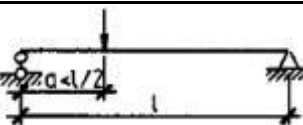
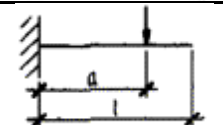
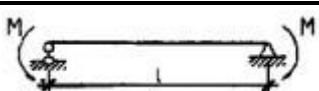
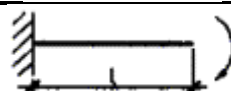
S - коэффициент, принимаемый по таблице 3.

Полная кривизна изгибаемых элементов определяется по формуле:

а) на участках без трещин в растянутой зоне:

$$\frac{I}{r} = \left(\frac{I}{r} \right)_1 + \left(\frac{I}{r} \right)_2 - \left(\frac{I}{r} \right)_3, \quad (8.3)$$

Таблица 3

Схема загрузки свободно опертой балки	Коэффициент S	Схема загрузки консольной балки	Коэффициент S
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{8l^2}$		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$
	$\frac{1}{8}$		$\frac{1}{2}$

П р и м е ч а н и е - При загрузении элемента сразу по нескольким схемам $S = \Sigma S_i M_i / \Sigma M_i$, где S_i и M_i - соответственно коэффициент S и момент M в середине пролета балки или в заделке консоли для каждой схемы загрузки. В этом случае кривизна $\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ - определяется при значении M , равном ΣM_i .

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна соответственно от непродолжительного действия, действия кратковременных нагрузок и продолжительного действия постоянных и продолжительных нагрузок;

- $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - кривизна от непродолжительного действия усиления предварительного обжатия Р (т.е. при действии $M=Pe_{op}$);

б) на участках с трещинами на растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (8.4)$$

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

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

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

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ - кривизна, обусловленная остаточным выгибом элемента из-за усадки и ползучести бетона.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s \cdot h_0}, \quad (8.5)$$

где σ_{sb} и σ'_{sb} - напряжение в арматуре от усадки и ползучести бетона, определяемая как сумма потерь предварительного напряжения для арматуры от усадки и ползучести растянутой и сжатой зоны.

Кривизна оси элемента на участке без трещин определяется по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} \cdot I_{red}}, \quad (8.6)$$

где М – изгибающий момент от внешней нагрузки или усилия предварительного обжатия;

E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона принимаемый равным:

- при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b \quad (8.7)$$

- при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{\varphi_{b,cr}} \quad (8.8)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по таблице 2.

Кривизну изгибаемого элемента от действия усилия обжатия при наличии трещин в растянутой зоне определяют по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{P}{S_{red} \cdot E_{b,red}}, \quad (8.9)$$

где S_{red} – статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатой зоны, принимаемый равным:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}, \quad (8.10)$$

где $\varepsilon_{b1,red}$ равно:

- при непродолжительном действии нагрузок - $15 \cdot 10^{-4}$;

- при продолжительном действии нагрузок в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды W (%):

при $W > 75$ - $24 \cdot 10^{-4}$;

при $75 \geq W \geq 40$ - $28 \cdot 10^{-4}$;

при $W < 40$ - $34 \cdot 10^{-4}$.

Список использованных источников

1. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2003)/ ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. - М. ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. - 158с.
2. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит, спец. вузов / под ред. В. М. Бондаренко.- 3-е изд., испр. - М.: Высш. шк., 2008. - 876 с: ил.
3. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции : учеб. для вузов / под ред. В. М. Бондаренко.- 2-е изд., перераб. и доп. - М. : Высш. шк., 2002. - 876 с. : ил - ISBN 5-06-003162-4.
4. Бондаренко, В. М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: учеб. пособие / В. М. Бондаренко, В. И. Римшин .- 3-е изд., доп. - М. : Высш. шк., 2009. - 590 с. : ил. - Прил.: с. 486-585. - Библиогр.: с. 586-587. - ISBN 978-5-06-006093-5.

Приложение А (справочное) Характеристики бетона

Таблица А.1

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$, $R_{b,ser}$	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 $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$	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)

Таблица А.2

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	8,5 (86,6)	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}	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,80 (18,3)

Таблица А.3

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие									
B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
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)

Таблица А.4

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
выше 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
ниже 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 23-01-99](#) как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Приложение Б (справочное) Характеристики арматуры

Таблица Б.1

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,l}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
A240	6 - 40	240 (2450)
A300	10 - 40	300 (3050)
A400	6 - 40	400 (4050)
A500	6 - 40	500 (5100)
A540	20 - 40	540 (5500)
A600	10 - 40	600 (6100)
A800	10 - 40	800 (8150)
A1000	10 - 40	1000 (10200)
B500	3 - 12	500 (5100)
Bp1200	8	1200 (12200)
Bp1300	7	1300 (13200)
Bp1400	4; 5; 6	1400 (14300)
Bp1500	3	1500 (15300)
K1400 (K-7)	15	1400 (14300)
K1500 (K-7)	6; 9; 12	1500 (15300)
K1500 (K-19)	14	1500 (15300)

Таблица Б.2

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}		растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	215 (2200)	215 (2200)	B500	415 (4250)	360 (3650)
A300	270 (2750)	270 (2750)	Bp1200	1000 (10200)	400 (4100)
A400	355 (3600)	355 (3600)	Bp1300	1070 (10900)	"-
A500	435 (4450)	400 (4100)	Bp1400	1170 (11900)	"-
A540	450 (4600)*	200 (2000)	Bp1500	1250 (12750)	"-
A600	520 (5300)	400 (4100)	K1400	1170 (11900)	"-
A800	695 (7050)	"-	K1500	1250 (12750)	"-
A1000	830 (8450)	"-			

* Если при упрочнении вытяжкой арматуры класса A540 контролируется удлинение и напряжение арматуры, расчетное сопротивление растяжению R_s допускается принимать равным 490 МПа (5000 кгс/см²).

Таблица Б.3

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{sw} , МПа (кгс/см ²)	170 (1730)	215 (2190)	285 (2900)	300 (3060)	300 (3060)

Приложение В (справочное)

Граничная относительная высота сжатой зоны

Таблица В.1

σ_{sp}/R_s	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1500	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	0,35	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

П р и м е ч а н и я

1. Для арматуры класса А540 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 $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$.

Приложение Г (справочное)

Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры

Таблица Г.1

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры классов А и В, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг	Диаметры арматуры классов		Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		В	А	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	+	-	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	+	-	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	+	-	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	6,75
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	11,3
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	-	+	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	-	+	18
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	-	+	20
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	-	+	22
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	-	+	24
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	-	+	27
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,83	-	+	30,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	-	+	34,5
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	-	+	39,5
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	-	+	43,5

Примечания

1. Номинальный диаметр стержней для арматуры периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней.
2. Знак «+» определяет наличие диаметра в сортаменте.

Таблица Г.2

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм ² , при их числе								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	51	102	153	204	255	306	357	408	459
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4
К-19	14	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	900,9	1029,6	1158,3

Примечание - Номинальный диаметр арматурного каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.