

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

МЕТОДИКА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Методические указания
по выполнению курсовой работы (проекта)
для направления подготовки 08.03.01 «Строительство»

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Пенза 2015

УДК 624.012.45 (076.2)

ББК 38.626.1 Я73

Ж51

*Методические указания подготовлены в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рекомендовано Редсоветом университета

Рецензент – кандидат технических наук, профессор
кафедры «Строительные конструкции»
И.С. Гучкин (ПГУАС)

Ж51 Железобетонные конструкции. Методика расчета конструкций многоэтажных каркасных зданий: методические указания по выполнению курсовой работы (проекта) для направления подготовки 08.03.01 «Строительство» / О.В. Лаврова, С.А. Толушов, С.А. Болдырев; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова. – Пенза: ПГУАС, 2015. – 40 с.

Приведены сведения о расчёте и конструировании железобетонных несущих конструкций каркаса многоэтажного здания. Рассмотрены примеры расчёта панели перекрытия с круглыми пустотами, разрезного ригеля, центрально нагруженной колонны и фундамента.

Методические указания подготовлены на кафедре «Строительные конструкции» и базовой кафедре ПГУАС при МУП «Пензгорстройзаказчик» и предназначены для использования студентами, обучающимися по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» при выполнении курсовой работы по дисциплине «Железобетонные конструкции».

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства», 2015

© Лаврова О.В., Толушов С.А.,
Болдырев С.А., 2015

Предисловие

Методические указания составлены на основании типовой программы дисциплины «Железобетонные конструкции» для высших учебных заведений. Оно рассчитаны на самостоятельное выполнение студентами курсовой работы по данной дисциплине.

Указания содержат 4 раздела, в которых рассмотрены примеры расчета сборной плиты перекрытия с круглыми пустотами, сборного разрезного ригеля, сборной колонны многоэтажного здания и центрально-нагруженного монолитного фундамента. В приложениях приведены необходимые справочные материалы, а также рабочие чертежи всех конструкций, рассмотренных в данных указаниях.

В методических указаниях обозначения и единицы измерения физических величин соответствуют основным нормативным документам по проектированию железобетонных конструкций.

Методические указания способствуют овладению знаниями нормативной базы в области инженерных изысканий, принципов проектирования зданий и сооружений (ПК-1); овладению методами проведения инженерных изысканий, технологией проектирования деталей и конструкций в соответствии с техническим заданием с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов и систем автоматизированного проектирования (ПК-2).

ПЛИТА С КРУГЛЫМИ ПУСТОТАМИ

Плита междуэтажного перекрытия с номинальными размерами в плане 2,2×6 м эксплуатируется при положительной температуре и влажности окружающей среды 40-65 %.

Временная нормативная нагрузка на перекрытие – 5 кН/м². Способ изготовления – заводской по агрегатно-поточной технологии с натяжением арматуры на упоры. Бетон тяжёлый, с объёмным весом 24 кН/м³.

Расчётный пролёт плиты (рис. 1) при опирании на ригель перекрытия поверху

$$l_0 = l - \frac{b}{2} = 6000 - \frac{250}{2} = 5875 \text{ мм} = 5,875 \text{ м.}$$

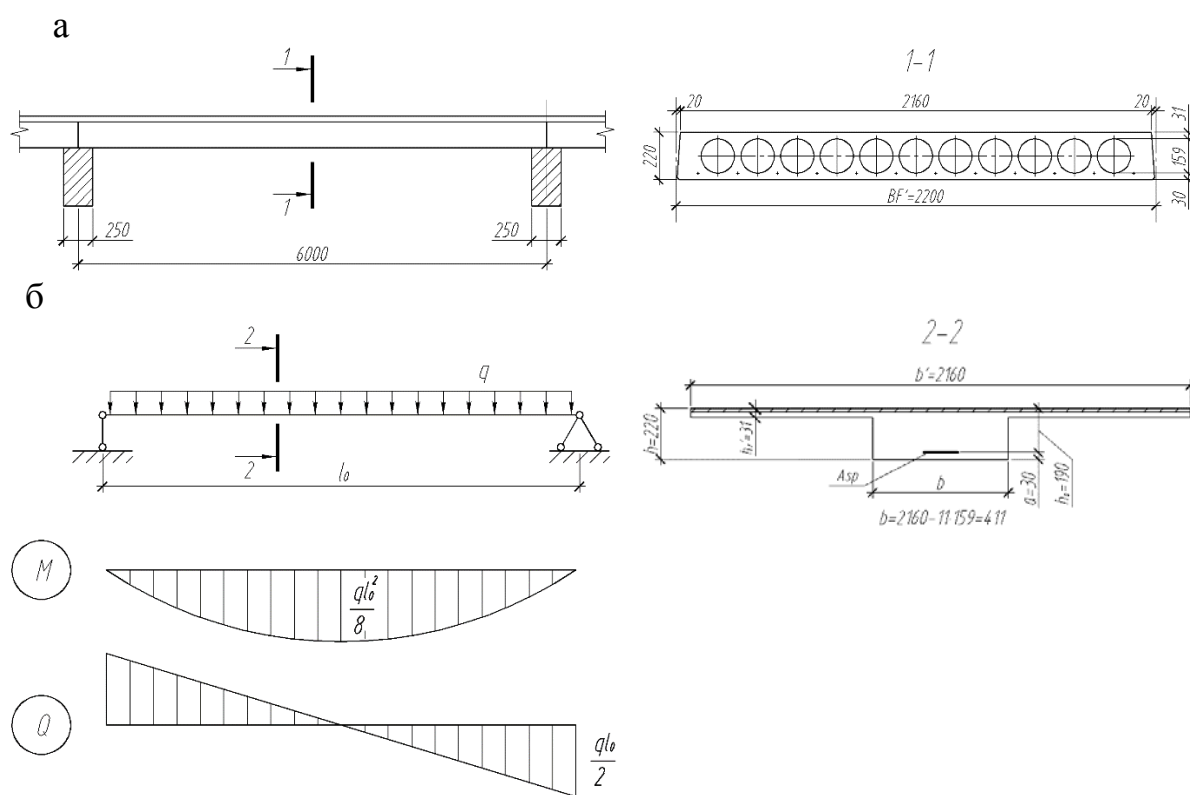


Рис. 1. Геометрические размеры (а) и расчётная схема (б) плиты

Подсчёт нагрузок на 1 м² перекрытия приведён в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Нагрузки на 1м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная: – от массы плиты ($\delta=0,12$ м, $\gamma=25$ кН/м ³)	0,12·25=3,0	1,1	3,3
– от массы пола (по заданию)	0,8	1,2	0,96
Временная (по заданию)	5,0	1,2	6,0
в т.ч. длительная	3,5	1,2	4,2
кратковременная	1,5	1,2	1,8
Всего:	8,8	–	10,26
В т.ч. постоянная и длительная	7,3	–	–

Определяется расчётная нагрузка на 1 м длины плиты при ширине 2,2 м с учётом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (класс ответственности здания II):

– для расчета по прочности

$$q = 10,26 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 21,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

– для расчета по второй группе предельных состояний

$$\text{полная } q_{tot} = 8,8 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 18,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

$$\text{длительная } q_l = 7,3 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 15,257 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчётные усилия:

– для расчета по прочности

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{21,44 \cdot 5,875^2}{8} = 92,52 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{21,44 \cdot 5,875}{2} = 62,98 \text{ кН}.$$

– для расчета по второй группе предельных состояний

$$M_{tot} = \frac{q_{tot}l_0^2}{8} = \frac{18,39 \cdot 5,875^2}{8} = 79,34 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_l = \frac{q_l l_0^2}{8} = \frac{15,257 \cdot 5,875^2}{8} = 65,83 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Назначаются геометрические размеры поперечного сечения плиты (см. рис. 1).

Расчётные характеристики материалов:

– бетон – тяжелый класса В35.

$$R_b = 19,5 \text{ МПа}, R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}, R_{bn} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа},$$

$$R_{bm} = 1,95 \text{ МПа}, E_b = 34500 \text{ МПа}$$

(определяется в соответствии с прил. 1);

– арматура – напрягаемая класса А1000Ø10 мм.

$$R_{sn} = 1000 \text{ МПа}, R_s = 830 \text{ МПа}, R_{sw} = 300 \text{ МПа}, E_s = 200000 \text{ МПа}$$

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Проверяется положение нейтральной оси:

$$\begin{aligned} R_b b'_f h'_f \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 19,5 \cdot 10^3 \cdot 2,16 \cdot 0,031 \cdot \left(0,19 - \frac{0,031}{2} \right) = \\ &= 228 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 92,52 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке – расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 2160$ мм.

Определяется значение коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{92,52}{19,5 \cdot 10^3 \cdot 2,16 \cdot 0,19^2} = 0,0608 < \alpha_R = 0,293.$$

α_R принимается согласно прил. 3.

Следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется. Сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06} = 0,062;$$

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,062}{0,357} = 0,174.$$

ξ_R определяется согласно приложению 3.

Условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условной работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,174 = 1,2 > 1,1.$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b'_f h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,062 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 2,16 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 830 \cdot 10^3} = 0,000543 \text{ м}^2 = 5,43 \text{ см}^2.$$

Так как пустот в плите 11, согласно прил. 4 принимается $8\emptyset 10 A1000$.

$$A_{sp}^{\phi} = 6,28 \text{ см}^2.$$

В многопустотных плитах в соответствии с [2] наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры не должно превышать $2h$ ($2 \cdot 220 = 440$ мм) и не должно быть более 400 мм.

Выполняется проверка расстояния между осями стержней продольной арматуры.

$$\frac{2180 - 29 \cdot 10 - 159 \cdot 11}{2} = 70,5 \text{ мм}$$
 – расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

$$\frac{2180 - 2 \cdot 70,5}{8} = 254,875 < 400 \text{ мм},$$

следовательно, расчет выполнен верно.

Расчет прочности наклонных сечений плиты

В соответствии с [1] в многопустотных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Выполняется проверочный расчет.

$$q = 21,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \text{ – полная,}$$

где $q_v = 12,54 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – временная нагрузка.

Расчет выполняется из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где Q – поперечная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисление поперечной силы, воспринимаемой бетоном Q_b

$$Q_b = \frac{M_b}{c}.$$

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,33 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19^2 = 38,48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь.

σ_{sp} принимается до 700 МПа для стержневой арматуры и округляется до 10 МПа.

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 700 \cdot 10^3 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} = 439,6 \text{ кН}.$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 0,3984 - 0,072 = 1,33,$$

где A_1 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = bh = 0,411 \cdot 0,22 = 0,09042 \text{ м}^2;$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{439,6}{19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,09042} = 0,249.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{38,48}{15,17}} = 1,6 \text{ м}.$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется в соответствии с формулой

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{38,48}{15,17}} = 1,6 \text{ м}.$$

Наиболее выгодное расположение проекции наклонного сечения c при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле, указанной выше. При этом должны выполняться условия

$h_0 < c < 3h_0$; $h_0 = 19 \text{ см} < c = 160 \text{ см}$, однако $3h_0 = 57 \text{ см} < c \Rightarrow$ верхнее условие не выполняется, поэтому принимаем $c = 57 \text{ см}$ и вычисляем Q_b

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{38,48}{0,57} = 67,5 \text{ кН}.$$

При вычислении Q_b должны выполняться следующие условия

$$Q_{b,\min} \leq Q_b \leq Q_{b,\max};$$

$$Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19 = 50,76 \text{ кН};$$

$$Q_{b,\max} = 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19 = 253,79 \text{ кН}.$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимается Q_b .

Вычисление поперечной силы, воспринимаемой хомутами Q_{sw}

Усилие Q_{sw} определяется по формуле $Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0$ в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{38,48 \cdot 15,17} = 48,32 \text{ кН.}$$

Проверяем условие

$$Q_{b1} = 48,32 < \varphi_n R_{bt} b h_0 = 1,33 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19 = 135,01 \text{ кН.}$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле

$$q_{sw} = \frac{(Q - Q_{b,\min} - 3h_0 q_1)}{1,5h_0} = \frac{(62,98 - 50,76 - 3 \cdot 0,19 \cdot 15,17)}{1,5 \cdot 0,19} = 12,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} = 12,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \geq 0,25\varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,33 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 = 177,654 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad -$$

условие не выполняется.

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \\ 62,98 \leq 67,5 + Q_{sw},$$

$Q_b < Q$, следовательно, установка поперечной арматуры не требуется по расчету.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Согласно [1] к заданной плите предъявляются требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, т.е. допускается непродолжительное раскрытие трещин шириной $a_{cr1} = 0,3$ мм и продолжительное $a_{cr2} = 0,2$ мм.

Геометрические свойства:

Находится площадь приведенного сечения

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot h + \alpha \cdot A_{sp},$$

где α – коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,8.$$

$$A_{red} = 2160 \cdot 39 + 2160 \cdot 38 + 586 \cdot 143 + 5,8 \cdot 628 = 2538 \cdot 10^2 \text{ мм.}$$

Принимается толщина защитного слоя бетона $a=30$ мм.

Определяется статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot y_3 + b \cdot h \cdot y_2 + b_f \cdot h_f \cdot y_1 + a \cdot \alpha \cdot A_{sp} = \\ = 2160 \cdot 39 \cdot \left(220 - \frac{39}{2}\right) + 586 \cdot 143 \cdot \left(38 + \frac{143}{2}\right) + 2160 \cdot 38 \cdot \frac{38}{2} + \\ + 30 \cdot 5,8 \cdot 628 = 2773,4 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

а

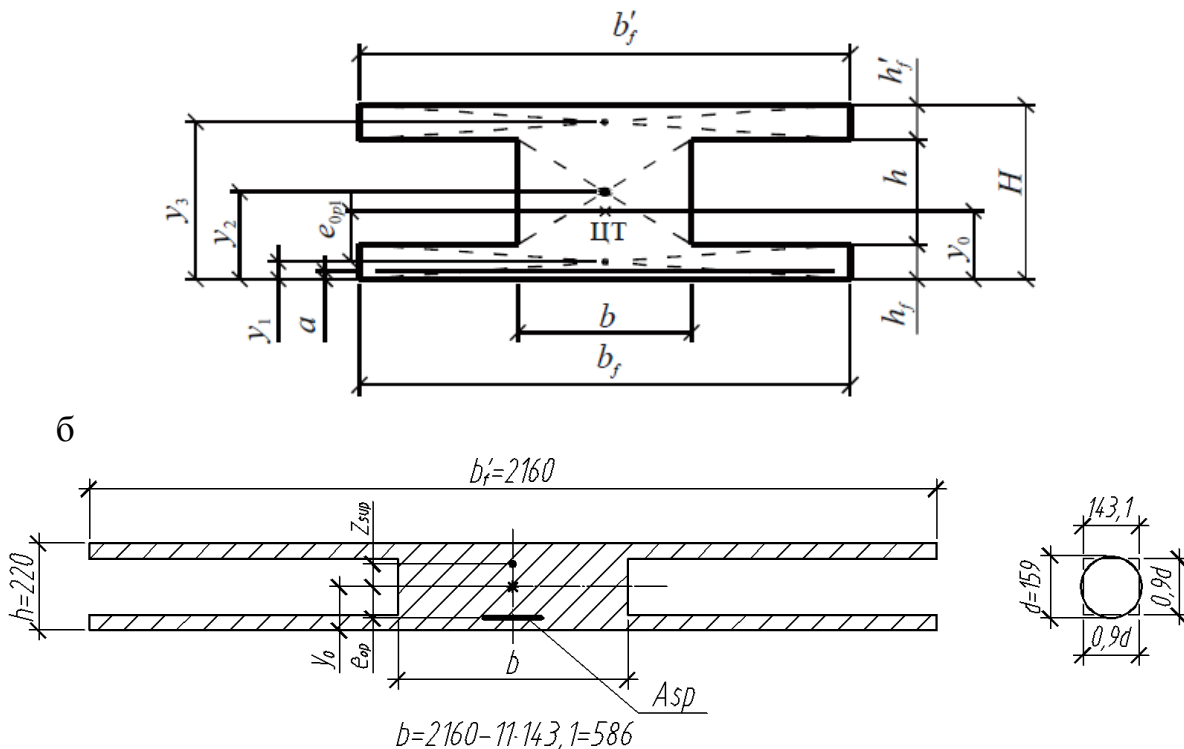


Рис. 2. К расчету геометрических свойств сечения (а) и расчетное поперечное сечение плиты при расчете по второй группе предельных состояний (б)

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{2773,4 \cdot 10^4}{2538 \cdot 10^2} = 109 \text{ мм.}$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения

$$e_{0pl} = y_0 - a = 109 - 30 = 79 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b'_f \cdot h_f^3}{12} + b'_f \cdot h'_f \cdot (y_0 - y_3)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (y_0 - y_2)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \\ &+ b_f \cdot h_f \cdot (y_0 - y_1)^2 + a \cdot A_{sp} \cdot e_{0pl}^2 = \\ &= \frac{2160 \cdot 39^3}{12} + 2160 \cdot 39 \cdot \left(109 - \left(220 - \frac{39}{2} \right) \right)^2 + \frac{583 \cdot 143^3}{12} + \\ &+ 583 \cdot 143 \cdot \left(109 - \left(38 + \frac{143}{2} \right) \right)^2 + \frac{2160 \cdot 38^3}{12} + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& +2160 \cdot 38 \cdot \left(109 - \frac{38}{2}\right)^2 + 5,8 \cdot 628 \cdot 79^2 = \\
& = 10677420 + 705278340 + 142067723,4 + 20842,25 + 9876960 + \\
& + 664848000 + 22732218,4 = 1555,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

Момент сопротивления приведенного сечения:

– относительно нижней грани

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{1555,5 \cdot 10^6}{109} = 14271 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

– относительно верхней грани

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{H - y_0} = \frac{1555,5 \cdot 10^6}{220 - 109} = 14014 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Упругопластический момент приведенного сечения:

– относительно нижней грани

$$W_{pl}^{inf} = \gamma \cdot W_{red}^{inf} = 1,25 \cdot 14271 \cdot 10^3 = 17839 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

– относительно верхней грани

$$W_{pl}^{sup} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} = 1,25 \cdot 14014 \cdot 10^3 = 17518 \cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

где значения коэффициента γ , учитывающего пластические свойства бетона, принимаются по прил. 5.

Сечение двутавровое симметричное:

$$\frac{b'_f}{b} = \frac{2160}{586} = 3,69 \leq 6;$$

$$\frac{b'_f}{b} = 3,169 > 2.$$

Принимается $\gamma=1,25$.

Определяется расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{14271 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^2} = 56,23 \text{ мм}$$

и до верхней ядровой точки

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{14271 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^2} = 56,23 \text{ мм}.$$

Определение потерь предварительного напряжения

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma=1$.

Первые потери

Величина предварительного напряжения $\sigma_{sp} \geq 0,3R_{sn}$. Также для арматуры А1000 – не более $0,9R_{sn}$.

Многопустотные плиты перекрытий, как правило, изготавливаются с применением электротермического способа натяжения арматуры. σ_{sp} назначается с учетом допустимых температур нагрева. В расчете принимается данный метод.

Для стержневой арматуры верхний предел σ_{sp} при электротермическом методе – 700 МПа. Принимается это значение:

$$\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа.}$$

При электротермическом способе натяжения среди первых потерь учитываются только потери от релаксаций $\Delta\sigma_{sp1}$. Для стержневой арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 700 = 21 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада $\Delta\sigma_{sp2} = 0$ (исключаются технологией изготовления плит).

Потери от деформации формы $\Delta\sigma_{sp3} = 0$ и потери от деформации анкеров $\Delta\sigma_{sp4} = 0$ учитываются при расчете длины заготовки арматуры).

Таким образом, первые потери

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 21 + 0 + 0 + 0 = 21 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 6,28 \cdot 10^4 \cdot (700 - 21) \cdot 10^3 = 426,41 \text{ кН.}$$

Вторые потери

Потери от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа,}$$

где $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ – деформация усадки бетона В35.

Максимальное сжимающее напряжение на уровне крайнего волокна без учета влияния собственного веса плиты

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p1} \cdot y_0}{I_{red}} = \frac{426,41 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^{-4}} + \frac{426,41 \cdot 10^3 \cdot 0,079 \cdot 0,109}{155500 \cdot 10^{-8}} = \\ &= 1680102,44 + 2361296,79 = 4041399,23 \text{ Па} = 4,04 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Принимается передаточная прочность бетона $R_{bp} = 15$ МПа .

$\sigma_{bp} = 4,04 < 0,9R_{bp} = 13,5$ МПа – условие выполняется.

Нагрузка от собственной массы плиты

$$q_{gn} = 3,0 \cdot 2,2 = 6,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Изгибающий момент от собственного веса плиты

$$M_{gn} = \frac{q_{gn} \cdot l_0^2}{8} = \frac{6,6 \cdot 5,875^2}{8} = 28,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение на уровне центра тяжести продольной арматуры

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{0p1} - M_{gn}) \cdot e_{0p1}}{I_{red}} = \\ &= \frac{426,41 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^{-4}} + \frac{(426,41 \cdot 10^3 \cdot 0,079 - 28470) \cdot 0,079}{155500 \cdot 10^{-8}} = \\ &= 1680102,44 + 265012,74 = 1945115,18 \text{ Па} = 1,94 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Потери от ползучести арматуры $\Delta\sigma_{sp6}$

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

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона (принимается по прил. 6). Для класса бетона В35 и нормальной влажности 40–75% $\varphi_{b,cr} = 2,1$.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,8;$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_{red}} = \frac{6,28}{2538} = 0,0024;$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8 \cdot 5,8 \cdot 2,1 \cdot 1,94 \cdot 10^3}{1 + 5,8 \cdot 0,0024 \cdot \left(1 + \frac{0,079 \cdot 0,079 \cdot 2538 \cdot 10^{-4}}{155500 \cdot 10^{-8}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,1)} = \\ &= \frac{18903,36}{1,07} = 17,66 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Суммарные вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 17,66 = 57,66 \text{ МПа}.$$

Полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 21 + 57,66 = 78,66 < 100 \text{ МПа,}$$

следовательно, принимаются полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа.}$$

Усилие в арматуре с учетом всех потерь

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}) = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot (700 - 100) \cdot 10^3 = 376,8 \text{ кН.}$$

Расчет трещиностойкости плиты

Момент трещинообразования сечения

$$M_{crc} = R_{btm} \cdot W_{pl}^{inf} + P_2 (e_{0p1} + r_{sup}) \cdot \gamma_{sp},$$

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

$$\begin{aligned} M_{crc} &= 1,95 \cdot 10^3 \cdot 0,017839 + 376,8 \cdot (0,079 + 0,055) \cdot 0,9 = \\ &= 34,79 + 45,44 = 80,23 \text{ кН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

Принимается $M_n = M_{tot} = 79,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (для конструкций 3-й категории требований по трещиностойкости).

$$M_{crc} = 80,23 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_n = 79,34,$$

следовательно, условие выполняется, трещины в растянутой зоне бетона не образуются. Расчет на раскрытие трещин производится в случае невыполнения условия.

Расчет прогибов для участков без трещин в растянутой зоне

Расчет производится из условия

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб от внешней нагрузки,

f_{ult} – предельно допустимый прогиб.

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм;}$$

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{r} \right),$$

где S – табличный коэффициент, в случае загрузки для плиты, равный $\frac{5}{48}$ (см. прил. 6).

Полная кривизна в сечении с наибольшим моментом

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2,$$

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

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Принимается $\psi_s = 1$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}}$$

Коэффициент φ_c находится при помощи дополнительных коэффициентов по таблице прил. 7.

Вспомогательные коэффициенты

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(2160 - 586) \cdot 39}{586 \cdot 190} = 0,55;$$

$$e_s = \frac{M_n}{P_2} = \frac{79,34}{376,8} = 0,21;$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{0,21}{0,19} = 1,1;$$

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = \frac{25,5 \cdot 10^3}{15 \cdot 10^{-4}} = 1,7 \cdot 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где $\varepsilon_{b,red} = 15 \cdot 10^{-4}$ при непродолжительном действии нагрузки;

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{25,5} = 11,76;$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{6,28 \cdot 10^{-4}}{0,411 \cdot 0,19} = 0,008.$$

В соответствии с полученными значениями вспомогательных коэффициентов принимается $\varphi_c = 0,25$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{79,34}{0,25 \cdot 0,586 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0046 \text{ м}^{-1};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{65,83}{0,25 \cdot 0,586 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0038 \text{ м}^{-1};$$

$$f = \frac{5}{48} \cdot 5,875^2 \cdot 0,0084 = 0,030 \text{ м} = 30 \text{ мм};$$

$$f = f_{ult} = 30 \text{ мм}$$

Условие выполняется, прогиб не превышает предельно допустимого значения.

РАЗРЕЗНОЙ РИГЕЛЬ

Требуется запроектировать разрезной ригель перекрытия при свободном опирании концов ригеля на консоли колонны. Опирание плит перекрытия осуществляется на ригель по верху. Шаг колонн в направлении длины ригеля равен 7 м.

Бетон для ригеля перекрытия следует принять тяжёлый. Класс бетона В35. В качестве продольной арматуры ригеля целесообразно применить арматуру класса А400, в качестве поперечной – арматуру класса А240. На рисунке 3 показана конструктивная схема перекрытия.

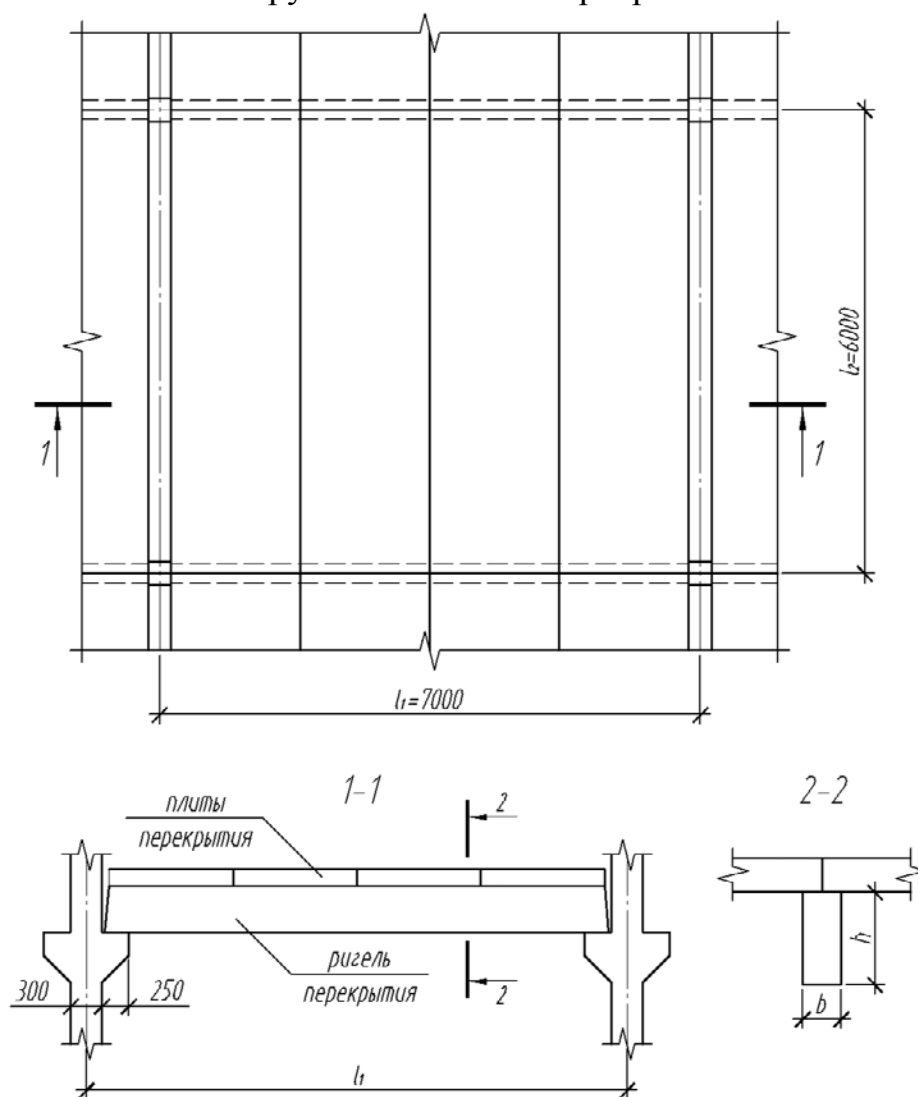


Рис. 3. Конструктивная схема перекрытия

Назначаются размеры поперечного сечения ригеля. Высота сечения

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12} \right) \cdot L_p = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12} \right) \cdot 7000 = 600 \text{ мм},$$

где L_p – пролет ригеля в осях.

Ширина сечения

$$b = (0,3 \div 0,5) \cdot h = (0,3 \div 0,5) \cdot 600 = 250 \text{ мм.}$$

Конструктивная длина ригеля

$$l_p = L_p - b_k - 2a = 7000 - 400 - 2 \cdot 20 = 6560 \text{ мм,}$$

где b_k – размер сечения колонны,

a – зазор между колонной и торцом ригеля.

Длина расчетного пролета ригеля

$$l_0 = L_p - b_k - 2a - c = 7000 - 400 - 2 \cdot 2 - 140 = 6420 \text{ мм} = 6,42 \text{ м,}$$

где c – длина площадки опирания, принимается $c=14$ см.

Расчетная нагрузка на 1 погонный метр от веса ригеля (сечение $0,25 \times 0,6$ м, плотность железобетона $\gamma = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$, учитывается коэффициент

надежности $\gamma_f = 1,1$ $q_p = (0,25 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1) = 4,125 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Полная нагрузка с учетом нагрузки от перекрытия и коэффициента надежности $\gamma_n = 0,95$

$$q = (4,125 + 10,26 \cdot 6) \cdot 0,95 = 62,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчетные усилия в ригеле:

Пролетный момент

$$M_{np} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{62,4 \cdot 6,42^2}{8} = 321,49 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечная сила

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{62,4 \cdot 6,42}{2} = 200,3 \text{ кН.}$$

Прочность нормальных сечений ригеля в пролете

Расчетные характеристики материалов:

– бетон – тяжелый класса В35.

$R_b = 19,5$ МПа, $R_{bt} = 1,3$ МПа, $R_{bn} = R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{btin} = 1,95$ МПа,

$E_b = 34500$ МПа (определяется в соответствии с прил. 1);

– арматура – напрягаемая класса А400, $R_s = 355$ МПа.

Расчетное сечение в середине пролета рассматривается как прямоугольное с размерами $0,25 \times 0,6$ м. Предварительно назначается рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 60 - 6 = 54$ см.

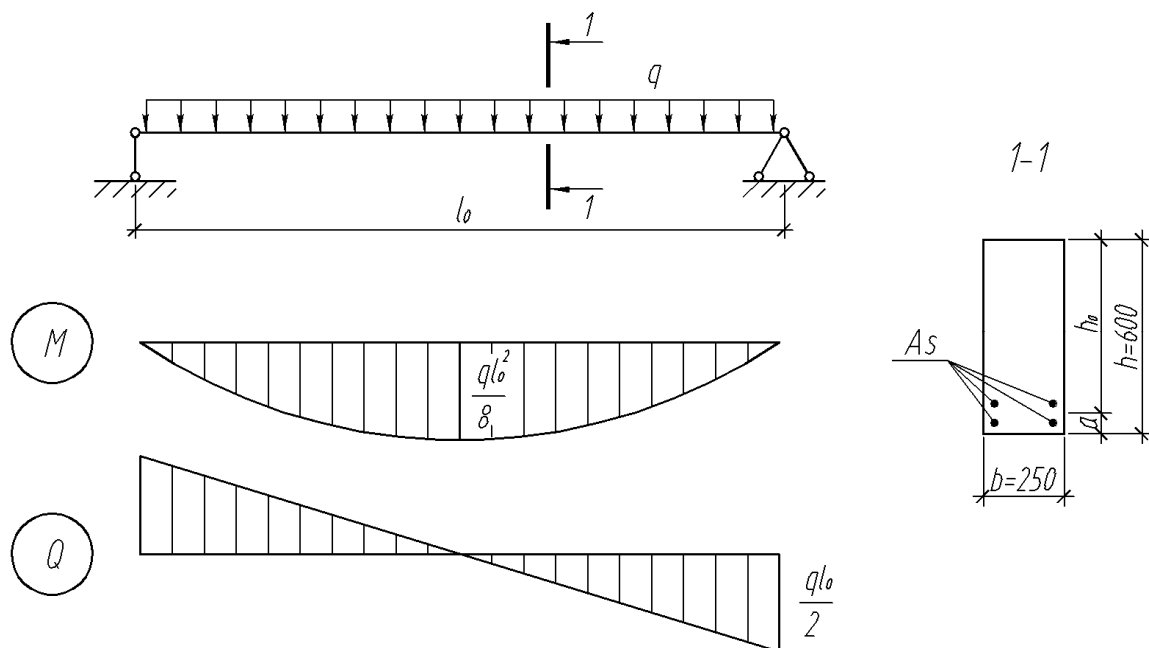


Рис. 4. Расчётная схема ригеля

Определяется относительная высота сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{266,49}{19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,54^2} = 0,23.$$

По таблице прил. 3 для арматуры А400 определяются $\xi_R = 0,531$ и $\alpha_R = 0,39$.

$\alpha_R > \alpha_m$, следовательно, сжатой арматуры по расчету не требуется. Сечение можно рассчитывать как прямоугольное с одиночной арматурой.

Площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,2 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,54}{355 \cdot 10^3} = 0,00148 \text{ м}^2 = 14,8 \text{ см}^2,$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,19} = 0,2$

Принимаются 4Ø22 А400с $A_s = 15,2 \text{ см}^2$.

Расчет прочности ригеля по наклонным сечениям

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

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

Принимается поперечная арматура А240 Ø10, $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$ с площадью стержня $0,785 \text{ см}^2$. В поперечном сечении располагаются два плоских каркаса.

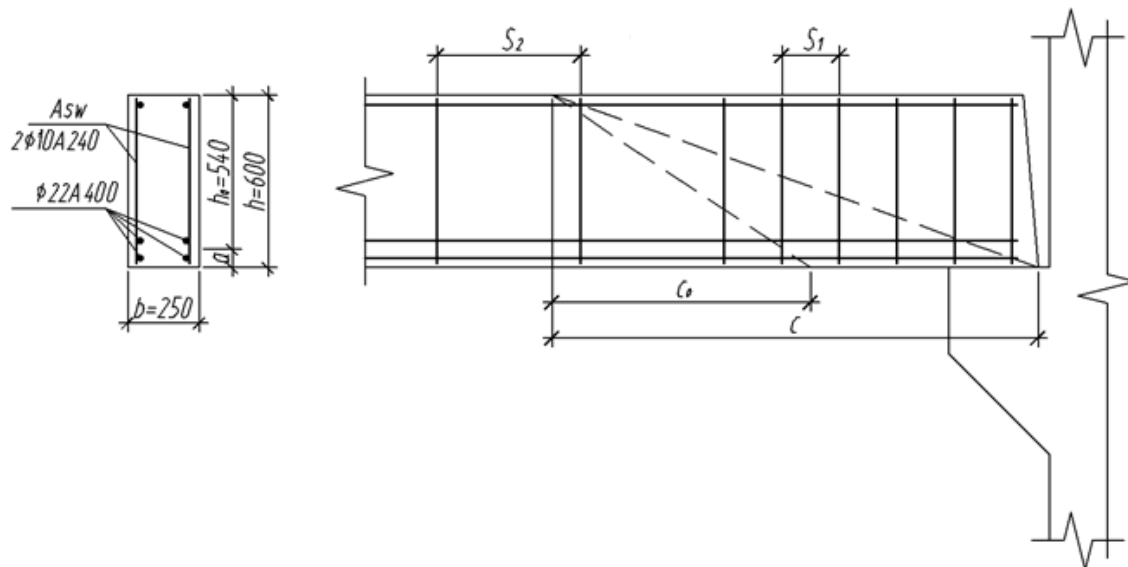


Рис. 5. К расчёту прочности ригеля по наклонному сечению

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном Q_b

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,54^2 = 142,16 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_v = 6,0 \cdot 6 \cdot 0,95 = 34,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \text{ – временная нагрузка,}$$

$q_1 = q - \frac{q_v}{2} = 62,4 - \frac{34,2}{2} = 45,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – полная погонная нагрузка от постоянных и временных нагрузок.

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{142,16}{45,3}} = 1,77 \text{ м.}$$

При определении c должны выполняться условия

$h_0 = 54 \text{ см} < c < 3h_0 = 162 \text{ см}$ – неверно, принимается $c = 150 \text{ см}$.

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{142,16}{1,5} = 94,77 \text{ кН.}$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 < Q_b < Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0;$$

$$Q_b = 94,77 \text{ кН} > Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,54 = 87,75 \text{ кН};$$

$$Q_b = 94,77 \text{ кН} < Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,54 = 438,75 \text{ кН.}$$

Условия выполняются. Для дальнейших расчетов принимается

$$Q_b = 94,77 \text{ кН.}$$

Требуемая интенсивность хомутов q_w определяется в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{142,16 \cdot 45,3} = 160,5 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = 160,5 < \frac{2M_b}{h_0} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 142,16}{0,54} - 200,3 = 326,22 \text{ кН},$$

тогда

$$q_{sw} = \frac{(Q_{\max} - Q_{b1})}{1,5h_0} = \frac{(200,1 - 160,5)}{1,5 \cdot 0,54} = 48,89 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчетный максимальный шаг хомутов

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}}{48,89} = 0,54 \text{ м}.$$

По конструктивным требованиям при рабочей высоте сечения 540 мм шаг должен быть не более $\frac{540}{2} = 270$ мм и не более 300 мм. Принимается шаг 250 мм.

Фактическая погонная нагрузка на хомуты

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}}{0,25} = 106,76 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами Q_{sw}

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 106,76 \cdot 1,08 = 86,48 \text{ кН},$$

где c_0 – длина проекции наклонной трещины, равная c , не более

$$2h_0 = 2 \cdot 0,54 = 1,08.$$

$$Q = Q_{\max} - q_1c_0 = 200,3 - 45,3 \cdot 1,08 = 151,38 \text{ кН}.$$

$$Q = 151,38 \text{ кН} \leq Q_b + Q_{sw} = 94,77 + 86,48 = 181,25 \text{ кН}$$

Условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

Конструктивные требования обязывают для балок высотой более 150 мм на опорах участках длиной $\frac{l}{4}$ иметь шаг поперечных стержней не более $\frac{1}{2}$ рабочей высоты элемента и не более 300 мм. На остальной части

пролета шаг стержней не должен превышать $\frac{3}{4}h$ или 500 мм.

Следовательно, на приопорных участках за подрезкой шаг не должен быть более $\frac{540}{2} = 270$ мм на остальной части пролета $\frac{3}{4} \cdot 500 = 405$ мм.

Окончательно принимаются:

- на приопорных участках $s_{w1} = 250$ мм;
- на остальной части пролета $s_{w2} = 400$ мм.

СБОРНАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОЛОННА

Требуется запроектировать среднюю колонну первого этажа 4-этажного здания (без подвала).

Сетка колонн 6×7 м, высота этажа – 4,8 м.

Снеговой район – IV. Нагрузка от веса плит покрытия и кровли – $5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Колонна проектируется из тяжёлого бетона класса В35 с продольной рабочей арматурой класса А400.

Расчёт прочности колонны выполняется на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом и заключается в подборе продольной арматуры.

Определяется нагрузка на колонну с грузовой площадки, соответствующей заданной сетке колонн $7 \times 6 = 42 \text{ м}^2$ и коэффициентом надёжности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (для II класса ответственности здания). На колонну первого этажа передаётся нагрузка от 3-х перекрытий (при числе этажей – 4) и от одного покрытия (рис. 6).

Нагрузка от одного перекрытия:

– от веса плиты перекрытия, пола и временная нагрузка (см. табл. 1):
 $10,26 \cdot 42 \cdot 0,95 = 409,4 \text{ кН}$;

– от собственного веса ригеля сечением $b \cdot h = 0,25 \times 0,6 \text{ м}$ длиной

$l_2 = 7 \text{ м}$ при плотности железобетона $\gamma = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ и

$\gamma_f = 1,1$: $0,25 \cdot 0,6 \cdot 7 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 27,4 \text{ кН}$;

– от собственного веса колонны сечением $b \cdot h = 0,3 \times 0,3 \text{ м}$ при высоте этажа 4,8 м: $0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,8 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 11,3 \text{ кН}$.

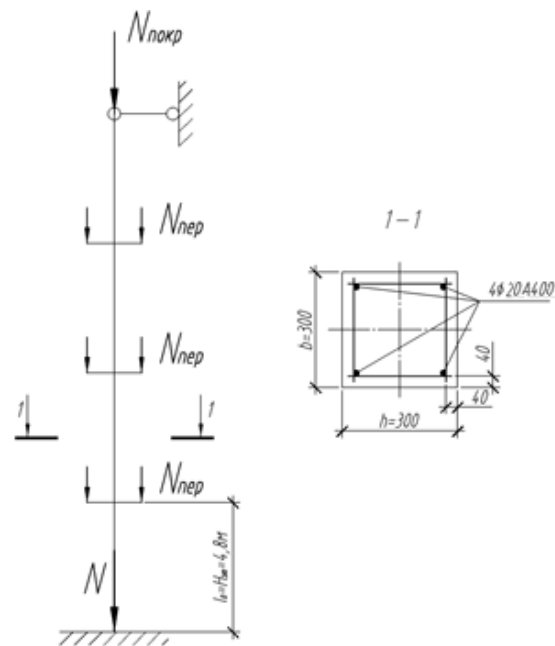


Рис. 6. Расчётная схема колонны

Таким образом, полная расчётная нагрузка на колонну от одного перекрытия составит $N_{пер} = 409,4 + 27,4 + 11,3 = 448,1$ кН.

Нагрузка от покрытия:

– постоянная нагрузка составит $5 \cdot 42 \cdot 0,95 = 199,5$ кН при распределённой нагрузке от кровли и плит, равной $5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

– временная нагрузка от снега (IV снеговой район, 2,4 кПа) будет равна $2,4 \cdot 42 \cdot 0,95 = 95,76$ кН.

Таким образом, полная расчётная нагрузка от покрытия с учётом нагрузки от ригеля и колонны верхнего этажа составит $N_{покp} = 199,5 + 95,76 + 27,4 + 11,3 = 333,96$ кН.

Суммарная (максимальная) величина продольной силы в колонне первого этажа (при заданном количестве этажей – 4):

$$N = N_{пер} \cdot (4 - 1) + N_{покp} = 448,1 \cdot (4 - 1) + 333,96 = 1678,26 \text{ кН}$$

Расчетные характеристики материалов:

– бетон – тяжелый класса В35, $R_b = 19,5$ МПа.

– продольная арматура – напрягаемая класса А400, $R_s = 355$ МПа.

Расчет прочности колонны 1-го этажа

Рабочая высота колонны l_0 принимается равной высоте этажа $H = 4,8$ м.

Принимается начальный эксцентриситет $e_0 = 1$ см, так как при свободном опирании момент в опоре приближен к 0.

Вычисляются величины случайных эксцентриситетов

$$e_a = \frac{480}{600} = \frac{480}{600} = 0,0056 = 0,8 \text{ см};$$

$$e_a = \frac{h_k}{30} = \frac{0,3}{30} = 0,01 \text{ м} = 1 \text{ см}.$$

Так как разница между начальным и случайными эксцентриситетами минимальна, Расчет колонны проводится как для элемента, сжатого со случайными эксцентриситетами.

Вычисляется гибкость стойки

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{480}{30} = 16 > 4,0.$$

Необходим учет влияния прогиба на начальный эксцентриситет.

Уравнение прочности сжатого со случайными эксцентриситетами элемента

$$N \leq \varphi (R_b b h_0 + R_{sc} A'_s),$$

где $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s$, причем $\varphi \leq \varphi_{sb}$, $\alpha_s = \frac{\mu R_s}{R_b}$

Принимается отношение

$$\frac{N_{дл}}{N} = 1,$$

где $N_{дл}$ – расчетная продольная сила от постоянной и длительной нагрузки.

По таблице прил. 9 находятся коэффициенты φ_b и φ_{sb} из предположения, что промежуточные стержни в сечении отсутствуют:

$$\varphi_b = 0,89;$$

$$\varphi_{sb} = 0,90.$$

Принимается коэффициент $\varphi = \varphi_b = 0,89$.

$$A_s = \frac{N - \varphi R_b b h_0}{\varphi R_s} = \frac{1678,26 - 0,89 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,26}{0,89 \cdot 355 \cdot 10^3} = 10,27 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7,31 \text{ см}^2.$$

Количество арматуры определяется исходя из минимального коэффициента армирования $\mu_{\min} = 0,15\%$.

$$A_s = A'_s = \mu_{\min} b h_0 = 0,15 \cdot 0,3 \cdot 0,26 = 1,17 \text{ см}^2.$$

Принимается арматура 4Ø20 А400 с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

Поперечная арматура принимается в соответствии с требованиями [1]. Диаметр назначается не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее Ø6 мм. Принимается арматура из стержней А240Ø6.

Шаг арматуры устанавливается не более $15d$ (d – диаметр продольной арматуры) и не более 500 мм. Принимается шаг 400 мм.

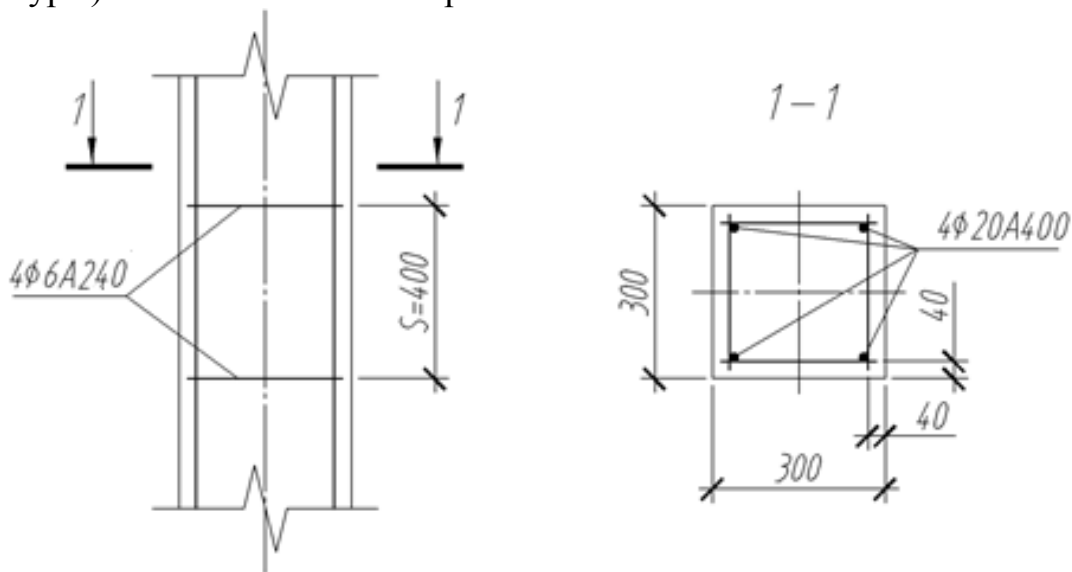


Рис. 7. Детали армирования колонны

ЦЕНТРАЛЬНО-НАГРУЖЕННЫЙ ФУНДАМЕНТ

Нормативное продольное усилие на фундамент

$$N_{ser} = \frac{N}{\gamma_f} = \frac{1678,26}{1,15} = 1459,36 \text{ кН},$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Условное расчетное сопротивление грунта и глубина заложения фундамента (по заданию):

$$R_0 = 0,3 \text{ МПа};$$

$$H_1 = 1,5 \text{ м}.$$

Требуемая площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma_m H_1} = \frac{1459,36}{0,3 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,5} = 5,4 \text{ м}^2,$$

где γ_m – вес фундамента и грунта на его обрезах (обычно $20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$)

Высота фундамента должна обеспечивать неизменяемость расчетной схемы сооружения, а также прочность самого фундамента, не допуская продавливания.

Сторона фундамента принимается не менее

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{5,4} = 2,32 \text{ м}.$$

Принимается сторона 2,4 м.

Условие прочности на продавливание

$$h_0 = -\frac{h_k}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = -\frac{0,3}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1678,26}{1,3 \cdot 10^3 + 0,3 \cdot 10^3}} = 0,36 \text{ м},$$

где p – реакция грунта под подошвой фундамента от расчетных нагрузок.

$$p = \frac{N}{A} = \frac{1678,26}{5,4} = 310 \text{ кПа} \cong R_0 = 0,3 \text{ МПа}.$$

Высота фундамента определяется исходя из надежности заделки колонны в фундаменте

$$H = 1,5h_k + 250 = 1,5 \cdot 300 + 250 = 700 \text{ мм}.$$

Высота фундамента в зависимости от необходимой зоны анкеровки продольной арматуры колонны в фундаменте

$$H = l_{an} + 250 = 24 \cdot \emptyset + 250 = 24 \cdot 20 + 250 = 730 \text{ мм.}$$

Принимается высота 750 мм со ступенями высотой 400 и 350 мм соответственно.

С учетом бетонной подготовки под подошвой фундамента рабочая высота фундамента

$$h_0 = H - a = 750 - 50 = 700 \text{ мм,}$$

а для первой ступени

$$h_{01} = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Также для обеспечения прочности фундамента от скалывания ширина верхней ступени принимается такой, чтобы линия пересечения граней уступов не выходила за условную линию, проведенную под углом 45°. Принимается $a_1 = 900$ мм.

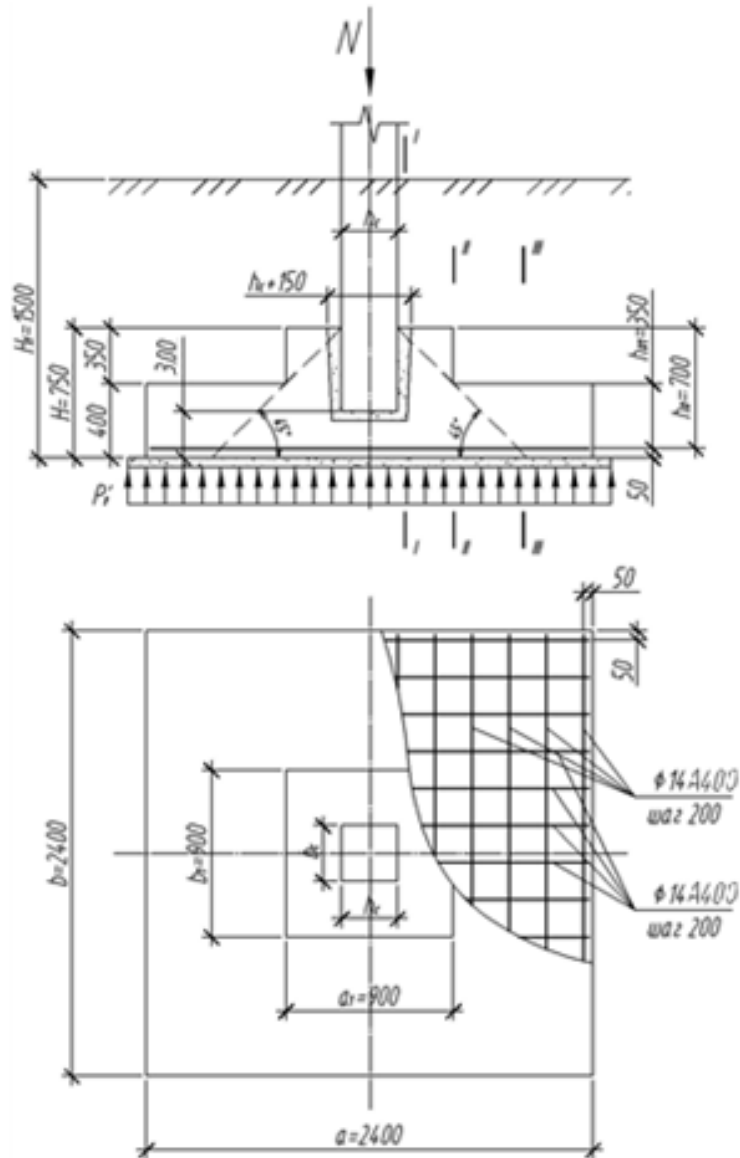


Рис. 8. Расчётные сечения и армирование фундамента

Расчет прочности подошвы фундамента

Определяются значения изгибающих моментов в расчётных сечениях по грани сечения колонны (сечение I–I) и по грани первой ступени (сечение II–II)

$$M_{I-I} = \frac{p(a - h_k)^2 b}{8} = \frac{300 \cdot (2,4 - 0,3)^2 \cdot 2,4}{8} = 396,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{II-II} = \frac{p(a - a_1)^2 b}{8} = \frac{300 \cdot (2,4 - 0,9)^2 \cdot 2,4}{8} = 202,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Площадь сечения арматуры в расчетных сечениях.

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условий:

$$A_{s I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_s h_0} = \frac{396,9}{0,9 \cdot 355 \cdot 10^3 \cdot 0,7} = 0,0017,7 \text{ м}^2 = 17,7 \text{ см}^2,$$

$$A_{s II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 R_s h_{01}} = \frac{202,5}{0,9 \cdot 355 \cdot 10^3 \cdot 0,35} = 0,00157 \text{ м}^2 = 18,1 \text{ см}^2.$$

Принимается нестандартная сварная сетка с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой $12\varnothing 14 \text{ A400}$ ($A_s = 18,47 \text{ см}^2$) с шагом стержней 200 мм.

Процент армирования расчётных сечений с учётом фактически принятой арматуры равен

$$\mu_{I-I} = \frac{A_s}{b_I \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1847}{900 \cdot 700} \cdot 100\% = 0,29\%,$$

$$\mu_{II-II} = \frac{A_s}{b \cdot h_{01}} \cdot 100\% = \frac{1847}{2400 \cdot 700} \cdot 100\% = 0,11\%,$$

что больше $\mu_{\min} = 0,05\%$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Текст].
2. Пособие к СП 52-101-2003 по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры [Текст].
3. Пособие к СП 52-102-2004 по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона [Текст].
4. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия [Текст].
5. Кузнецов, В.С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий [Текст]: учеб. пособие / В.С. Кузнецов. – М.: Изд-во АСВ, 2013. – 200 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Нормативные и расчетные характеристики бетона

Класс бетона В	Сжатие осевое, МПа		Растяжение осевое, МПа		Модуль упругости, МПа
	R_{bn}	R_b	$R_{bt,n}$	R_{bt}	
В10	7,5	6,0	0,85	0,56	$19,0 \cdot 10^3$
В15	11,0	8,5	1,1	0,75	$24,0 \cdot 10^3$
В20	15,0	11,5	1,35	0,90	$27,5 \cdot 10^3$
В25	18,5	14,5	1,55	1,05	$30,0 \cdot 10^3$
В30	22,0	17,0	1,75	1,15	$32,5 \cdot 10^3$
В35	25,5	19,5	1,95	1,30	$34,5 \cdot 10^3$
В40	29,0	22,0	2,1	1,40	$36,0 \cdot 10^3$
В45	32,0	25,0	2,25	1,50	$37,0 \cdot 10^3$
В50	36,0	27,5	2,45	1,60	$38,0 \cdot 10^3$
В55	39,5	30,0	2,60	1,70	$39,0 \cdot 10^3$
В60	43,0	33,0	2,75	1,80	$39,5 \cdot 10^3$

Приложение 2

Механические характеристики арматуры

Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления для предельных состояний			
		II группы, МПа	I группы, МПа		
		растяжению $R_{s,ser}(R_{sn})$	растяжению продольной арматуры, R_s	растяжению (от поперечной силы), R_{sw}	сжатию R_{sc}
A240	6-40	240	215	170	215
A300	10-40	300	270	215	270
A400	6-40	400	355	285	355
A500	6-40	500	435	300	400
B500	3-12	500	415	300	360
A540	20-40	540	450	300	200
A600	10-40	600	520	300	400
A800	10-40	800	695	300	400
A1000	10-40	1000	830	300	400
B _p 1200	8	1200	1000	—	400
B _p 1300	7	1300	1070	—	400
B _p 1400	4,5,6	1400	1170	—	400
B _p 1500	3	1500	1250	—	400
K1400 (K-7)	15	1400	1170	—	400
K1500 (K-7)	6,9,12	1500	1250	—	400
K1500 (K-19)	14	1500	1250	—	400

Приложение 3

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны бетона

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Приложение 4

Таблица 1

Сортамент горячекатаной арматуры (ГОСТ 5781-82)

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Наличие диаметра в сортаменте			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		B500	A240, A400, A500	A540	A600, A800, A1000
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	+			
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,092	+			
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+		+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+		+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+		+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208		+		+
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578		+		+
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998		+		+
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	2,466		+	+	+
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984		+	+	+
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84		+	+	+
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,85	43,10	49,26	55,42	4,83		+	+	+
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31		+	+	+
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99		+	+	+
40	12,566	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	9,865		+	+	+

Примечание. Знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Сортамент канатной арматуры

Класс каната	Диаметр, мм	Масса 1 м длины, кг	Расчетная площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней								
			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.

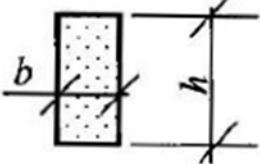
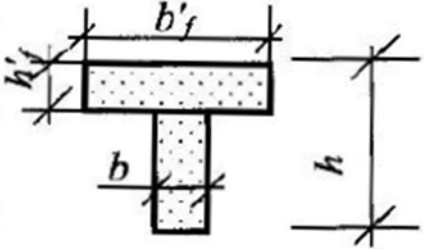
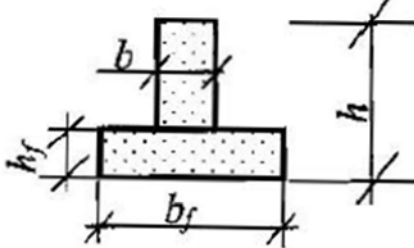
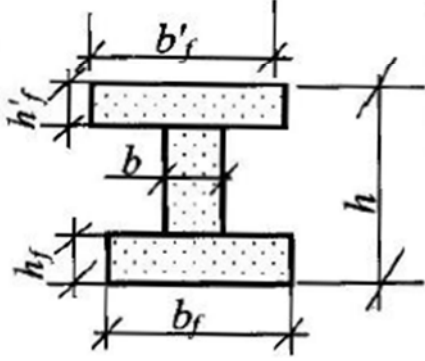
Таблица 3

Классы тяжелого бетона, рекомендуемые для преднапряженных конструкций

Класс бетона	В20	В30	В20	В30	В30
Класс арматуры	А540–А800	А1000	Вр1200, Вр1300	Вр-1400, Вр-1500	К1400, К1500

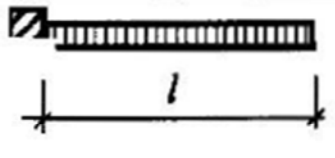
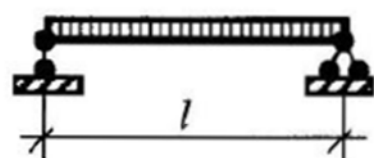
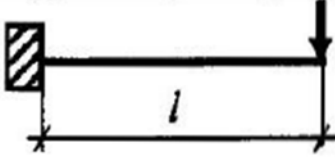
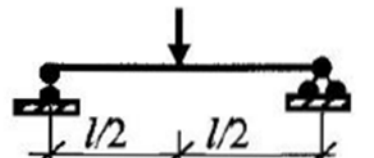
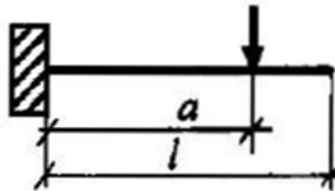
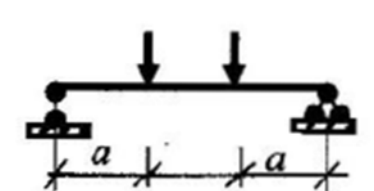
Приложение 5

Значение коэффициента γ для определения упругопластического момента сопротивления некоторых сечений

Характеристика сечения	γ	Форма поперечного сечения
Прямоугольное	1,3	
Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,3	
Тавровое с полкой, расположенной в растянутой зоне: – при $b_f/b \leq 2$ – при $b_f/b > 2$	1,2 1,15	
Двутаверное симметричное (коробчатое): – при $b_f/b = b'_f/b \leq 2$ – при $2 < b_f/b = b'_f/b \leq 6$ – при $b_f/b = b'_f/b > 6$	1,3 1,25 1,2	

Приложение 6

К определению прогибов железобетонных элементов

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

Приложение 7

Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ в зависимости от относительной влажности воздуха и класса бетона

Относительная влажность среды, %	Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B60
Более 75 (повышенная)	2,8	2,4	2,02	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0
40–70 (нормальная)	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,4
Ниже 40 (пониженная)	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,0

Примечания:

- Относительная влажность воздуха окружающей среды принимается по СНиП 23-01-99 как средняя месячная относительная влажность наиболее теплого месяца для района строительства.
- Модуль деформаций сжатого бетона E_{b1} принимается:
 - при непродолжительном действии нагрузки $E_{b1} = 0,85E_b$;
 - при продолжительном действии нагрузки $E_{b1} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr})$.

Значения коэффициента φ_c для определения кривизны элемента на участках с трещинами

φ_f	e_s/h_0	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных												
		0,03	0,07	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9	1,1	1,5	2,0
0,0	0,8	0,18	0,21	0,24	0,25	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,3	0,31	0,31	0,32
	1,0	0,09	0,13	0,18	0,19	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,3
	1,2	0,06	0,1	0,14	0,16	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,09	0,13	0,15	0,18	0,2	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,34	0,37	0,38	0,4	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	1,0	0,12	0,18	0,24	0,27	0,3	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,4	0,42	0,43
	1,2	0,07	0,13	0,19	0,22	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,11	0,17	0,2	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,4
0,4	0,8	0,46	0,48	0,51	0,53	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,6	0,6
	1,0	0,14	0,22	0,3	0,33	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,5	0,52	0,54	0,55
	1,2	0,1	0,14	0,22	0,26	0,31	0,35	0,38	0,4	0,42	0,45	0,48	0,5	0,52
	1,3	0,11	0,13	0,2	0,24	0,29	0,33	0,36	0,38	0,4	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,64	0,67	0,68	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	1,0	0,16	0,25	0,35	0,39	0,45	0,5	0,53	0,55	0,57	0,6	0,63	0,65	0,68
	1,2	0,14	0,16	0,25	0,29	0,36	0,41	0,44	0,47	0,5	0,53	0,57	0,6	0,63
	1,3	0,15	0,14	0,23	0,27	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,8	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,9	0,9
	1,0	0,17	0,27	0,4	0,45	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,7	0,74	0,77	0,8
	1,2	0,17	0,17	0,27	0,32	0,4	0,46	0,5	0,54	0,57	0,61	0,66	0,7	0,74
	1,3	0,19	0,15	0,24	0,29	0,37	0,42	0,47	0,5	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	1,0	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	1,0	0,18	0,29	0,44	0,5	0,58	0,64	0,59	0,72	0,75	0,8	0,85	0,88	0,91
	1,2	0,21	0,18	0,29	0,35	0,43	0,5	0,55	0,59	0,53	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,19	0,26	0,31	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

Примечания:

1. Более подробная таблица содержится в пособии по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.
2. Для элементов таврового, двутаврового и прямоугольного профилей при выполнении условий $h'_f \leq 0,3h_0$ и $\alpha'_s < 0,2h_0$ кривизну допускается определять по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}}$$

где $E_{b,red} = R_{b,ser}/\epsilon_{b1,red}$ и значение $\epsilon_{b1,red}$ равно:

- $\epsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$ при непродолжительном действии нагрузки;
- $\epsilon_{b1,red} = 24 \cdot 10^{-4}$ при продолжительном действии нагрузки ($W > 75\%$);
- $\epsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$ при продолжительном действии нагрузки ($75\% \geq W \geq 45\%$);
- $\epsilon_{b1,red} = 34 \cdot 10^{-4}$ при продолжительном действии нагрузки ($W < 40\%$);

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

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}}$$

Допускается принимать $\psi_s = 1,0$, ($\alpha_{s1} = \alpha_{s2}$). При этом если расчетный прогиб больше допустимого, $f > f_{ult}$, расчет производят с учетом реального значения коэффициента ψ_s .

Приложение 9

Значения коэффициентов φ_b и φ_{sb} для расчета сжатых элементов из тяжелого бетона

Условия армирования	$\frac{N_e}{N}$	φ	Коэффициенты φ_b и φ_{sb} при l_0/h							
			6	8	10	12	14	16	18	20
При отсутствии промежуточных стержней или при их площади менее $A_{s,топ}/3$	0	φ_b	0,93	0,92	0,91	0,89	0,89	0,88	0,86	0,84
		φ_{sb}	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
	0,5	φ_b	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
	1,0	φ_b	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,8	0,74
При площади сечения промежуточных стержней более $A_{s,топ}/3$	0	φ_b	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
		φ_{sb}	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	φ_b	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1,0	φ_b	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,77	0,70	0,62

Примечания:

1. N_e – продольная сила от постоянных и длительных нагрузок, N – продольная сила от действия всех нагрузок.
2. $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s$, $\varphi \leq \varphi_{sb}$.
3. $\alpha_s = R_{счл}/R_b$.
4. При $\alpha_s > 0,5$ принимать $\varphi = \varphi_{sb}$.

Монолитный фундамент под колонну

2-2

1-1

Армирование сборной колонны

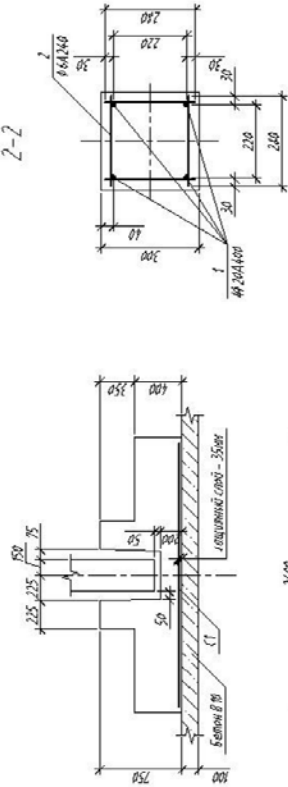
Групповая спецификация

Пл.	Объемные	Наименование	Мат.	Масса, кг, м³	Примечание
		Колонна			
		Сварочные электроды			
	КПН	Каркас пространственный	1	70,29	
	С2	Сварная сетка	30		
		Детали			
	МБГ	Тактавая деталь	1		
		Бетон В35		0,7 м³	
		Фундамент			
		Сварочные электроды			
	С1	Сварная сетка	1	66,64	
		Бетон В20		2,36 м³	

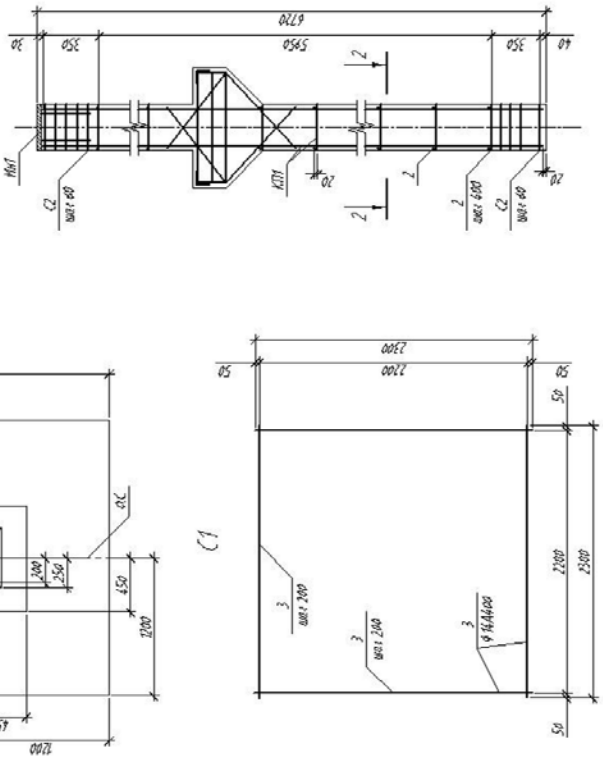
Марка изделия	Пол. дет.	Наименование	Кол.	Масса, кг, м³	Масса изделий, кг
КПН	1	Колонна			
	2	В20А400, ГОСТ5774-42, L=4670	4	65,79	70,29
		Ф6А240, ГОСТ5774-42, L=240	72	4,50	
		Фундамент			
С1	3	Ф14А400, ГОСТ5774-42, L=2300	24	66,64	66,64

Мат.	Мас. гр.	Листы	№ док.	По-др.	Дата

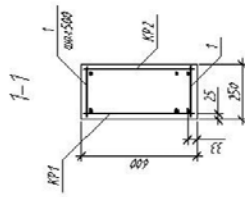
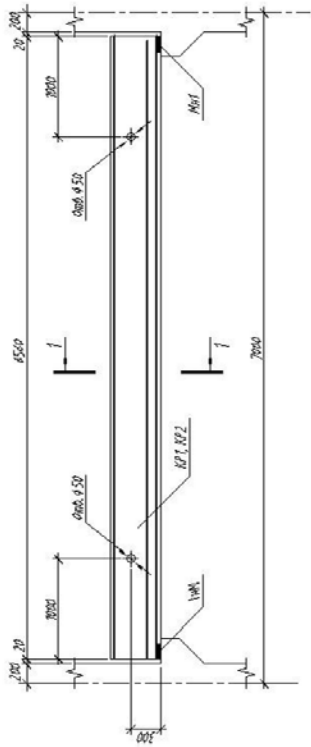
Монолитный фундамент под колонну



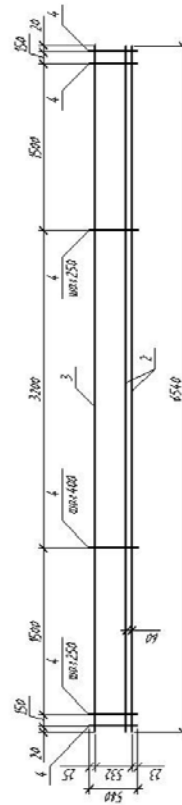
Армирование сборной колонны



Армирование разрезного ригеля



KP1



Спецификация элементов разрезного ригеля

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
	KP1	Стержневые арматуры	2	105,14	
	Мн1	Сварной каркас	1	3,97	
1		Бетон В35	24	0,96 м ³	

Групповая спецификация

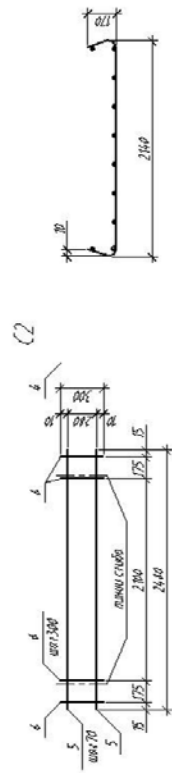
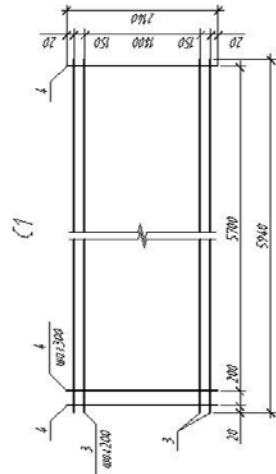
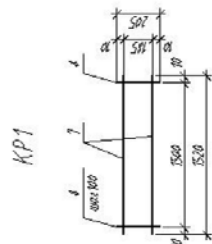
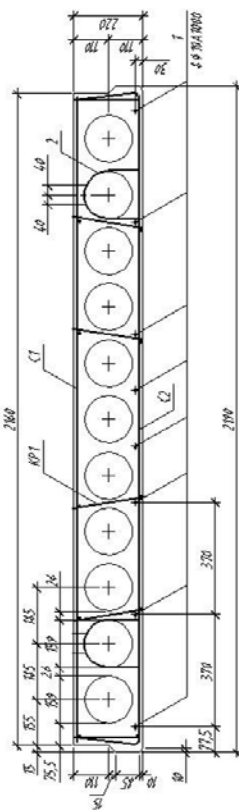
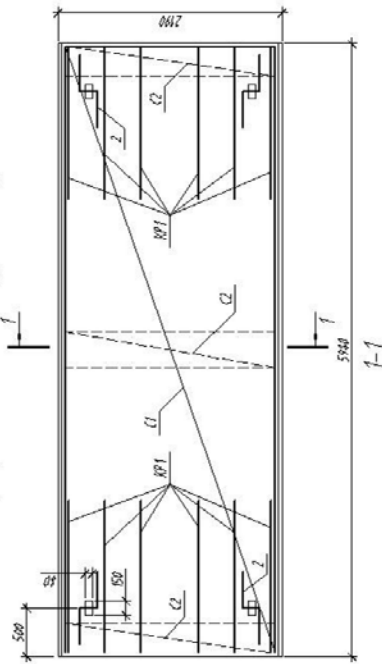
Нарядный номер	Поз. Обоз.	Наименование	Кол.	Масса, т/объем, м ³	Масса, кг
KP1	2	Ø22A400, ГОСТ 5781-42, L=6540	2	39,03	53,07
	3	Ø12A400, ГОСТ 5781-42, L=6540	1	5,41	
	4	Ø10A240, ГОСТ 5781-42, L=6540	23	4,23	

Ведомость расхода стали, кг

Нарядный номер	Итого арматуры			
	Арматура класса			
	Ø10	Ø12	Ø22	Итого
	12,20	12,10	5,41	39,83
				44,44
				57,04

Матр.	Изм. ин.	Листов	№ докум.	Год	Длина	Ширина	Листов	Листов

Армирование плиты с круглыми пустотами



Спецификация элементов плиты с круглыми пустотами

Поз.	Обозначение	Наименование	Мат.	Масса, кг	Примечание
	C1	Сварочные электроды	1	11,44	
	C2	Сварная сетка	3	4,26	
	KP1	Сварной каркас	2	7,44	
		Астала			
2		А4А240, ГОСТ5781-42, L=1250	4	1,975	
1		А8А1000, ГОСТ5781-42, L=6000	4	29,62	
		Бетон В35		15,7 Н³	

Грунтовая спецификация

Марка грунта	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса грунта, кг	Масса обшивки, кг
C1	3	А4Б500, ГОСТ6727-40, L=5940	12	7,01	11,44
	4	А4Б500, ГОСТ6727-40, L=2100	21	7,45	
C2	5	А4Б500, ГОСТ6727-40, L=2100	5	1,22	1,42
	6	А4Б500, ГОСТ6727-40, L=300	10	0,20	
KP1	7	А4Б500, ГОСТ6727-40, L=1520	2	0,30	
	8	А4Б500, ГОСТ6727-40, L=205	10	0,32	

Изм.	Кол. черт.	Лист	ИР. док.	Гр. док.	Листов	Листов

Учебное издание

Лаврова Ольга Владимировна
Толушов Сергей Александрович
Болдырев Сергей Александрович

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

МЕТОДИКА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Методические указания
по выполнению курсовой работы (проекта)
для направления подготовки 08.03.01 «Строительство»

Под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова

В авторской редакции
Верстка Н.В. Кучина

Подписано в печать 20.11.15. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Уч.-изд. л. 5,0. Тираж 80 экз.
Заказ № 411.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.