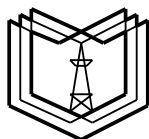


Министерство науки и высшего образования Российской Федерации



КГЭУ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Казанский государственный энергетический университет»

**ОБЕСПЕЧЕНИЕ КОНСТРУКТИВНОЙ
БЕЗОПАСНОСТИ И ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ
ПРИГОДНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ С НЕПОЛНЫМ
КАРКАСОМ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ
ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАГРУЗКИ**

Учебно-методическое пособие

Казань
2021

УДК 624.012.35
ББК 38.53
О-13

**Обеспечение конструктивной безопасности и эксплуатацион-
О-13 ной пригодности железобетонных конструкций здания с неполным
каркасом при увеличении эксплуатационной нагрузки : учебно-
методическое пособие / составитель О. В. Радайкин. – Казань : КГЭУ,
2021. – 56 с.**

Изложены требования к содержанию и оформлению курсового проекта по дисциплине «Техническая эксплуатация, обследование и оценка состояния несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений». Приведены методика, примеры расчёта и конструирования усиления железобетонных конструкций здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями, запроектированного по системе «Радиус»: круглопустотной предварительно напряжённой плиты перекрытия крайнего пролёта, крайнего и среднего ригеля перекрытия среднего этажа, колонны нижнего этажа.

Предназначено для обучающихся по образовательной программе направления подготовки 08.04.01 Строительство, направленность (профиль) «Проектирование, эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений».

УДК 624.012.35
ББК 38.53

ВВЕДЕНИЕ

Данное учебно-методическое пособие составлено с целью оказания помощи обучающимся, приступающим к выполнению курсового проекта по дисциплине «Техническая эксплуатация, обследование и оценка состояния несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений», предполагающего разработку усиления здания для обеспечения его конструктивной безопасности и эксплуатационной пригодности при увеличении эксплуатационной нагрузки.

Рассмотрены примеры усиления железобетонных конструкций многоэтажного здания со сборно-монолитными перекрытиями по системе «Радиус»: круглопустотной предварительно напряжённой плиты перекрытия крайнего пролёта, крайнего и среднего ригеля перекрытия среднего этажа, колонны нижнего этажа.

1. ЗАДАНИЕ И ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Задание на курсовой проект «Обеспечение конструктивной безопасности и эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций здания с неполным каркасом при увеличении эксплуатационной нагрузки»:

Выполните проект реконструкции здания, рассмотренного в примере расчёта, приведённом в [1], за исключением временной нормативной нагрузки на перекрытие, которая принимается $(P_l + P_t)_{\text{н}}^{\text{пер}} = 7 \text{ кН/м}^2$ вместо 2 кН/м^2 . Такое увеличение нагрузки вызовет необходимость в усилении элементов здания. Все прочие необходимые параметры здания примите по [1] в зависимости от варианта выданного преподавателем задания.

2. ТРЕБОВАНИЯ К СОДЕРЖАНИЮ И ОФОРМЛЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект состоит из пояснительной записки (ПЗ) и графического материала. Объем пояснительной записки – 15–20 страниц текста, набранного на компьютере. Графическая часть курсового проекта выполняется на двух листах формата А1.

2.1. Структура пояснительной записки

В пояснительной записке материал располагается следующим образом:

- титульный лист;
- бланк задания на курсовой проект;
- оглавление;
- введение;
- основная часть;
- список использованной литературы;
- приложения.

Титульный лист является первым листом и оформляется в соответствии с определенными требованиями (прил. А).

Бланк задания на курсовой проект является основным документом, используемым при выполнении курсовой работы. Оформляется в произвольной форме и содержит исходные данные для расчета.

Во *введении* дается краткая характеристика объекта проектирования.

Основная часть включает в себя:

- расчет усиления круглопустотной предварительно напряжённой плиты перекрытия крайнего пролёта;
- сбор нагрузок на элементы каркаса;
- статический расчёт поперечной рамы;
- расчет усиления крайнего ригеля;
- расчет усиления среднего ригеля;
- расчет усиления колонны;
- заключение (выводы).

Список использованной литературы содержит библиографические описания использованных в ходе выполнения курсового проекта источников.

2.2. Оформление пояснительной записки

Текст ПЗ должен быть набран на компьютере в текстовом редакторе Microsoft Word и распечатан на одной стороне листа белой бумаги формата А4 с соблюдением следующих размеров полей: левое – 30 мм, правое – 15 мм, верхнее и нижнее – 20 мм.

Для набора текста ПЗ следует использовать: гарнитуру шрифта – Times New Roman, размер шрифта (кегля) основного текста – 14 пт, подрисовочных подписей, примечаний, сносок, примеров – 12 пт, в таблицах – не менее 10 пт, цвет шрифта – черный.

Абзацный отступ выполняется одинаковым по всему тексту и равен 1,25 см, межстрочный интервал – полуторный, выравнивание текста – по ширине.

В записке используется сквозная нумерация страниц и приложений, входящих в её состав. Страницы нумеруются, начиная с титульного листа.

Термины и определения понятий, используемые в записке должны быть едиными и соответствовать стандартам, а при их отсутствии общепринятым в научно-технической литературе. При оформлении перечня терминов и определений список терминологических статей располагают столбцом без знаков препинания в конце. Слева без абзацного отступа в алфавитном порядке приводятся термины, справа через тире – их определения.

Перечень сокращений и обозначений. Перечень сокращений, условных обозначений, символов, единиц физических величин и определений должен располагаться столбцом без знаков препинания в конце строки. Слева

без абзацного отступа в алфавитном порядке приводятся сокращения, условные обозначения, символы, единицы физических величин, а справа через тире – их детальная расшифровка.

Оформление иллюстраций. Все иллюстрации (графики, схемы) именуются рисунками. Они должны быть связаны с текстом и содержать подрисуночную подпись. Рисунок располагают в работе после первого упоминания в тексте или на следующей странице. Все рисунки имеют сквозную нумерацию в пределах раздела. Каждая подрисуночная подпись содержит номер рисунка.

Оформление таблиц. Размещение и нумерация таблиц в тексте аналогично рисункам. Номер помещается над таблицей и сопровождается полным словом «Таблица». У всех таблиц должны быть заголовки. Таблицу необходимо располагать в записке непосредственно после текста, в котором она упоминается.

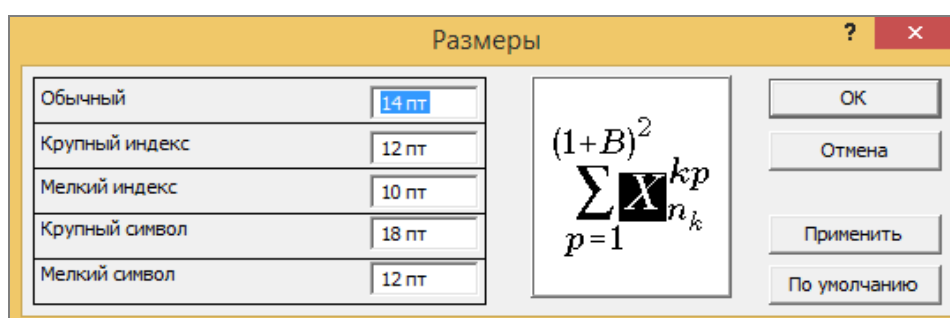
Формулы, уравнения. Расчетные уравнения и формулы приводятся сначала в общем виде, затем в них подставляют численные значения величин и записывают результат расчета с указанием размерности. Все расчеты должны быть выполнены в международной системе единиц СИ [2].

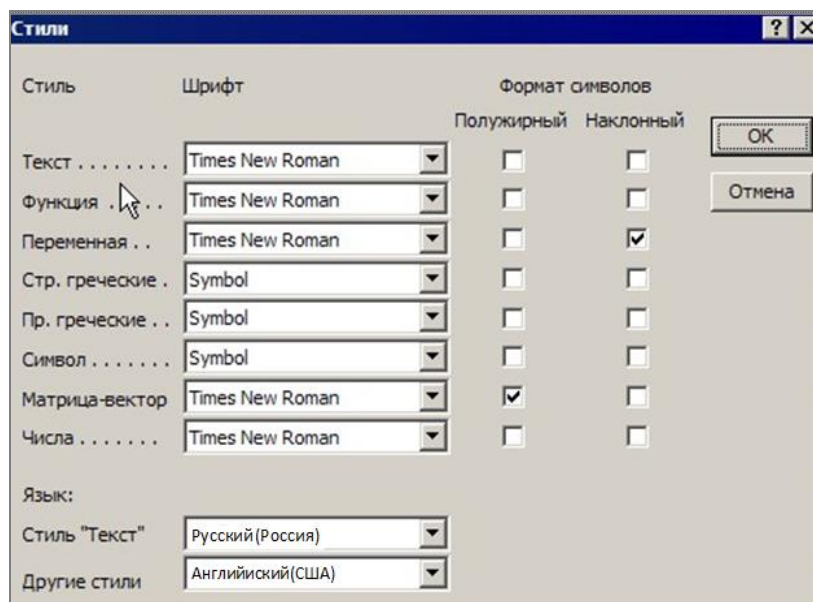
Формулы должны быть набраны в Microsoft Equation 3.0 или MathType шрифтом тех же гарнитуры и кегля, что и основной текст, к которому они относятся (табл. 2.1, рис. 2.1).

Таблица 2.1

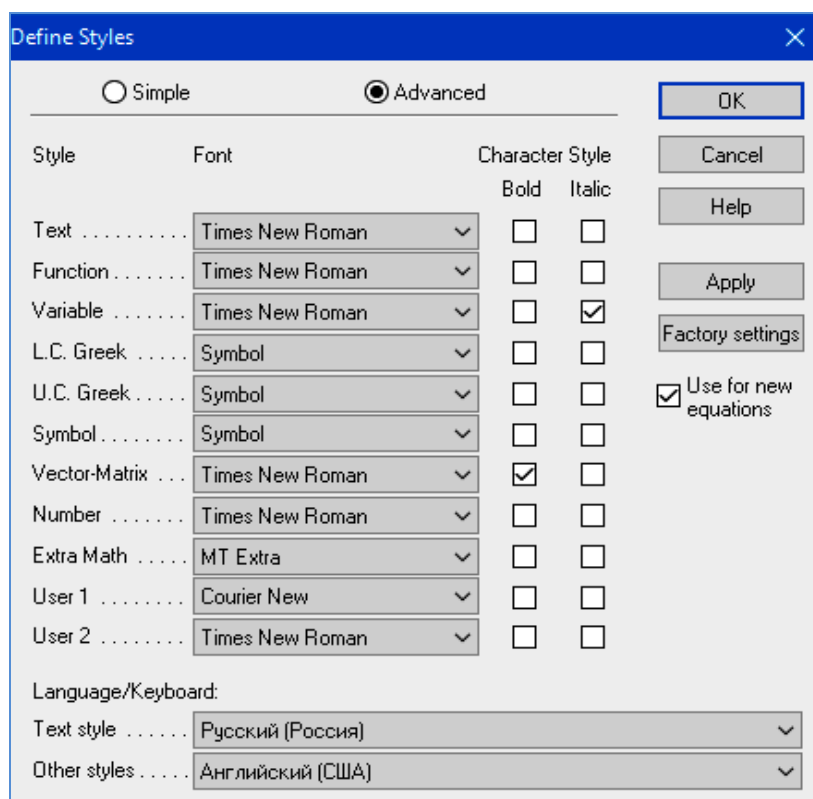
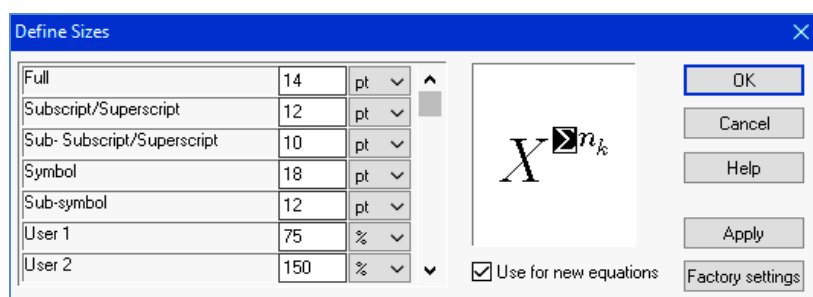
Соответствие типов элементов

Типы элементов в MathType	Типы элементов в Equation 3.0
Full	Обычный
Subscript/Superscript	Крупный индекс
Sub-Subscript/Superscript	Мелкий индекс
Symbol	Крупный символ
Sub-Symbol	Мелкий символ





a



b

Рис. 2.1. Диалоговые окна задания размеров и определения стилей в Microsoft Equation 3.0 (a) и MathType (б)

Список использованных источников – перечень библиографических записей всех использованных в процессе поиска источников. Количество и характер источников (библиографических записей) в списке дают представление о степени изученности конкретной проблемы, подтверждают точность и достоверность приведенных в тексте заимствований: ссылок, цитат, информационных и статистических данных.

Нет необходимости ссылаться на электронный документ в случае существования его печатного аналога. Прежде чем процитировать или сделать ссылку на то или иное представленное в интернете произведение, стоит внимательно проанализировать степень авторитетности источника. Любая работа должна иметь четкое заглавие и быть подписана автором или группой авторов; следует убедиться, что содержание документа защищено знаком авторского права. Поскольку отношение к цитированию и ссылкам на сетевые ресурсы не везде одинаково, общим правилом является предварительная консультация у руководителя по поводу возможности их использования в своих работах.

Библиографические записи располагают в порядке появления ссылок на источники в тексте, нумеруют арабскими цифрами с точкой и печатают с абзачного отступа. В тексте ссылки на библиографические записи оформляют арабскими цифрами в квадратных скобках.

Например: [4]; [6–9]; [11, с. 98–100]; [14, 17].

Каждая запись должна быть оформлена в соответствии с требованиями п. 7 «Затекстовая библиографическая ссылка» ГОСТ 7.0.5 [3].

Список должен содержать не менее двух ссылок на иностранные источники. Библиографическая запись в данном случае выполняется на языке публикации.

Пример оформления списка использованных источников приведен в приложении Б.

Приложения. В приложения помещают материал, дополняющий текст ПЗ, например: графический материал; таблицы; расчеты; описания аппаратуры и приборов, алгоритмов; листинги программ; акт внедрения научного исследования (при наличии) и т. д. Также допускается в качестве приложения использовать самостоятельные конструкторские документы (габаритные чертежи, схемы и др.).

На все приложения в тексте ПЗ должны быть даны ссылки.

Приложения следует располагать в порядке следования ссылок на них в тексте.

Приложения обозначают заглавными буквами русского алфавита, начиная с А, за исключением букв Ё, Й, З, О, Ч, Ъ, Ы, Ь. Допускается обозначение приложений буквами латинского алфавита, за исключением букв I и O. В случае полного использования букв русского и латинского алфавитов допускается обозначать приложения арабскими цифрами.

Приложение должно иметь заголовок, который записывают с прописной буквы, полужирным шрифтом, отдельной строкой по центру без точки в конце.

Например:

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обоев

Если в документе одно приложение, его обозначают «Приложение А».

2.3. Оформление графического материала

Графическая часть курсового проекта выполняется на двух листах формата А1 (841×594 мм) и представляет собой чертежи усиления конструкций сборно-монолитного каркаса здания, рассчитанных в пояснительной записке согласно заданию.

Ниже приведен перечень стандартов, рекомендуемых при оформлении графического материала:

ГОСТ 2.109 ЕСКД. Основные требования к чертежам

ГОСТ 2.120 ЕСКД. Технический проект

ГОСТ 2.301 ЕСКД. Форматы

ГОСТ 2.314 ЕСКД. Указания на чертежах о маркировании и клеймении изделий

ГОСТ Р 21.1101. Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации

3. ПРИМЕР РАСЧЕТА

3.1. Расчёт усиления круглопустотной предварительно напряжённой плиты перекрытия крайнего пролёта

По результатам компоновки перекрытия здания [1] имеем в рассмотрении плиту крайнего пролёта с номинальной шириной $b_{\text{п}} = 1500$ мм, высотой $h_{\text{п}} = 220$ мм, расчётным пролётом $l_{0\text{п}} = 5\,630$ мм. Временная расчётная нагрузка на перекрытие составляет:

$$(P_l + P_t)_{\text{р}}^{\text{пер}} = \gamma_f (P_l + P_t)_{\text{н}}^{\text{пер}} = 1,2 \cdot 7 = 8,4 \text{ кН/м}^2.$$

Предположим, что толщина нового слоя бетона, уложенного на плиту с целью усиления её верхней опорной части, составляет $50 + 60 = 110$ мм, где 50 мм – высота полки монолитного ригеля [1].

Расчётная постоянная нагрузка от перекрытия

$$P_d^{\text{пер}} = 4,04 + 0,11 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 6,91 \text{ кН/м}^2,$$

где $4,04 \text{ кН/м}^2$ – расчётная нагрузка от междуэтажных перекрытий [1, с. 23]¹.

Суммарная расчётная нагрузка на перекрытие

$$(P_d + P_l + P_t)_{\text{р}}^{\text{пер}} = (6,91 + 8,4) \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 21,82 \text{ кН/м},$$

где номинальная ширина плиты $b_{\text{п}} = 1,5$ м.

Расчётный изгибающий момент в пролётном сечении плиты (рис. 3.1):

$$M_l = \frac{9}{128} (P_d + P_l + P_t)_{\text{р}}^{\text{пер}} l_0^2 = \frac{9}{128} \cdot 21,82 \cdot 5,63^2 = 48,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчётный изгибающий момент в опорном сечении плиты (в месте опирания плиты на ригель):

$$M_{\text{sup}} = \frac{(P_d + P_l + P_t)_{\text{р}}^{\text{пер}} l_0^2}{8} = \frac{21,82 \cdot 5,63^2}{8} = 86,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

¹ См. табл. 1.1 «Сбор нагрузок на покрытия и междуэтажные перекрытия».

Расстояние от места сопряжения плиты и ригеля до сечения, где пролетный момент M_l максимален: $x = 0,625l_0 = 0,625 \cdot 5630 = 3520$ мм.

Расчетная поперечная сила в месте опирания плиты на стену:

$$Q = \frac{3}{8}(p_d + p_l + p_t)_{\text{пер}} l_0 = \frac{3}{8} \cdot 21,82 \cdot 5,63 = 46,07 \text{ кН.}$$

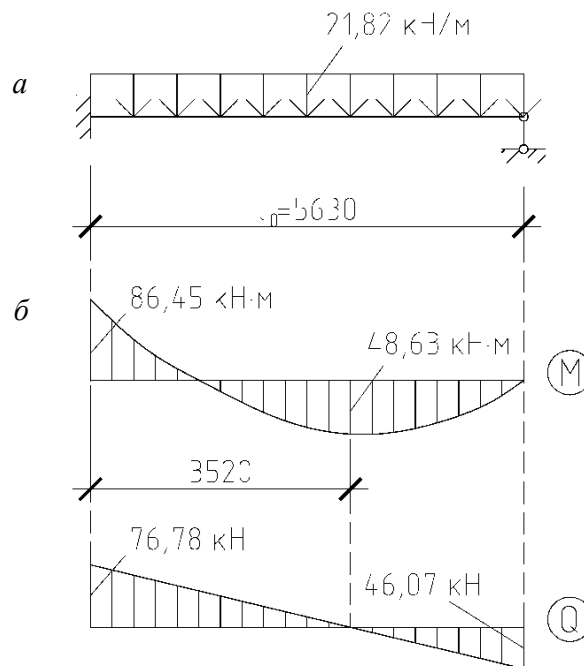


Рис. 3.1. К расчёту плиты перекрытия крайнего пролёта:
а – расчётная схема; б – эпюры M и Q

Расчетная поперечная сила в месте опирания плиты на ригель:

$$Q = \frac{5}{8}(p_d + p_l + p_t)_{\text{пер}} l_0 = \frac{5}{8} \cdot 21,82 \cdot 5,63 = 76,78 \text{ кН.}$$

Определим несущую способность плиты по нормальному сечению при армировании ее восемью канатами К1500 диаметром 6 мм при классе бетона В30 как принято в [1].

$$R_s A_{sp} = R_b b'_f x \Rightarrow x = \frac{R_s A_{sp}}{R_b b'_f} = \frac{1300 \cdot 181,6}{0,9 \cdot 17 \cdot 1460} = 10,6 \text{ мм,}$$

так как высота $x < 30,5$ мм – сжатая зона проходит в пределах полки.

Тогда

$$[M] = R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) = 0,9 \cdot 17 \cdot 1\,460 \cdot 10,6 \cdot (195 - 0,5 \cdot 10,6) = \\ = 44\,929\,536 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 44,93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Имеем $M_l > [M]$ ($48,63 \text{ кН} \cdot \text{м} > 44,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$). Следовательно, требуется усилить плиту по нормальному сечению в пролёте.

Усиление проводится путем установки плоских каркасов в пустоты плиты, для чего в их полке прорубаются отверстия. После установки каркасов отверстия заполняются бетоном класса по прочности на сжатие не ниже класса бетона плиты и не менее В25. Количество устанавливаемых каркасов определяется методом подбора. Диаметр нижней продольной арматуры каркасов принимается в пределах $d_s = 12 \dots 32 \text{ мм}$, класс арматуры – А400, А500С.

Первоначально выполним усиление одним каркасом с нижней продольной арматурой $\varnothing 12$ А400 (рис. 3.2) и проверим несущую способность плиты.

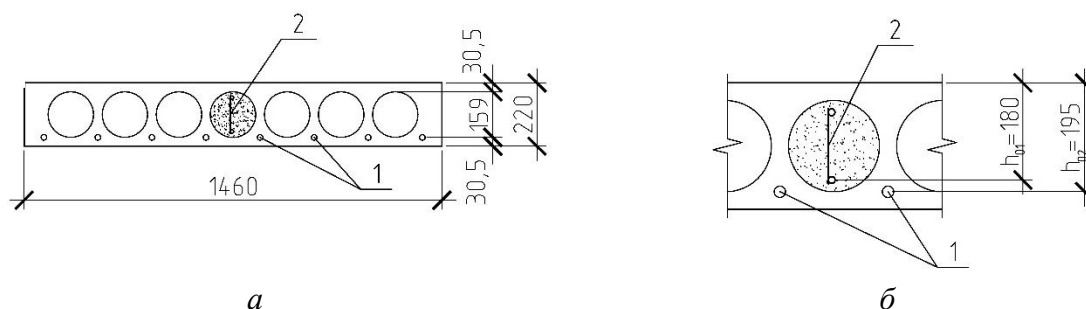


Рис. 3.2. К расчёту усиления плиты по нормальным сечениям в пролёте: а – сечение плиты; б – к определению рабочей высоты приведённого сечения h_{0red} ; 1 – канаты $\varnothing 6$ К1500; 2 – каркас усиления

$$R_s A_{sp} + R_s A_s = R_b b'_f x.$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b'_f} = \frac{1\,300 \cdot 181,6 + 350 \cdot 113,1}{0,9 \cdot 17 \cdot 1\,460} = 12,3 \text{ мм}.$$

Так как $x < h'_f$ ($12,3 \text{ мм} < 30,5 \text{ мм}$), сжатая зона проходит в пределах верхней полки.

Рабочая высота приведенного сечения (рис. 3.2, б):

$$h_{0red} = \frac{A_s h_{01} + A_{sp} h_{02}}{A_s + A_{sp}} = \frac{113,1 \cdot 180 + 181,6 \cdot 195}{113,1 + 181,6} = 189,2 \text{ мм.}$$

Несущая способность усиленной плиты:

$$\begin{aligned} [M] &= R_b b'_f x (h_{0red} - 0,5x) = 0,9 \cdot 17 \cdot 1\,460 \cdot 12,3 \cdot (189,2 - 0,5 \cdot 12,3) = \\ &= 50\,294\,342 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 50,29 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_l = 48,63 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Таким образом, несущая способность плиты, усиленной одним каркасом, обеспечена.

Выполним теперь расчёт усиления плиты по нормальному сечению в месте опирания плиты на ригель. Усиление производится с помощью опорной арматуры и бетона, укладываемых поверх плиты перекрытия и ригеля (рис. 3.3, а). Требования к выбору арматуры и бетона те же, что и при усилении плиты в пролете.

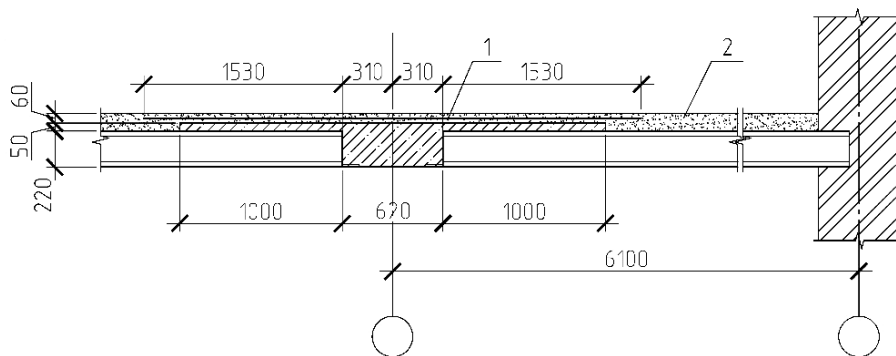
Определим положение нижней границы сжатой зоны:

$$M_{sup} \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f);$$

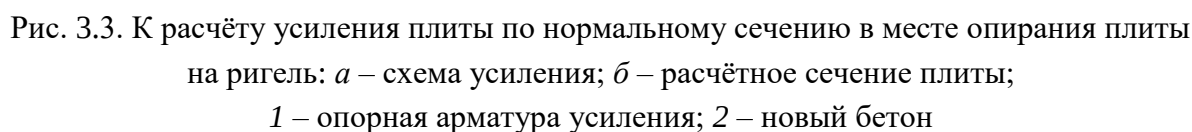
$$86,45 \cdot 10^6 < 0,9 \cdot 17 \cdot 1\,460 \cdot 30,5 \cdot (300 - 0,5 \cdot 30,5),$$

$$86,45 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < 194,00 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $270 + 24 + 0,5 \cdot 12 = 300 \text{ мм}$ – расстояние от нижней поверхности плиты до центра тяжести усиливающей арматуры, которую предварительно приняли $\varnothing 12 \text{ A400}$ (рис. 3.3, б).



а


$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{86,45 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 17 \cdot 1\,460 \cdot 300^2} = 0,043;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,043} = 0,044 < \xi_R,$$

$$\text{где } \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{350}{700}} = 0,533.$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b' f h_0}{R_s} = \frac{0,044 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 1\,460 \cdot 300}{350} = 842 \text{ mm}^2.$$

Длину стержней от места опирания плиты на ригель принимаем равной

$$l = \frac{l_0}{4} + 10d = \frac{5630}{4} + 10 \cdot 12 = 1528 \text{ мм} \approx 1530 \text{ мм (рис. 3.3, а).}$$

С помощью этой арматуры komponуем сетки, которые будут укладываться вдоль вторых от торцов здания цифровых осей.

14

Рассмотрим плиту в месте опирания на ригель.

Проверяем прочность плиты по бетонной полосе между наклонными сечениями:

$$Q \leq 0,3R_b b h_0; \quad (3.1)$$

$$76,78 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 347 \cdot 300 \cdot 10^{-3} \text{ кН},$$

$$76,78 \text{ кН} < 477,82 \text{ кН}.$$

где $b = 347$ мм – ширина ребра расчетного сечения плиты [1, с. 96]².

Следовательно, прочность плиты по бетонной полосе между наклонными сечениями обеспечена.

Проверяем прочность плиты по сечению, наклонному к продольной оси:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (3.2)$$

где Q_b – усилие, воспринимаемое бетоном; Q_{sw} – усилие, воспринимаемое поперечной арматурой.

Имеем:

$$0,5R_{bt} b h_0 \leq Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} \leq 2,5R_{bt} b h_0, \quad (3.3)$$

где $\varphi_{b2} = 1,5$ и $c = 2h_0$:

$$\frac{0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 347 \cdot 300}{10^3} < \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 347 \cdot 300^2}{2 \cdot 300 \cdot 10^3} < \frac{2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 347 \cdot 300}{10^3},$$

$$53,87 \text{ кН} < 80,81 \text{ кН} < 269,36 \text{ кН}.$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c, \quad (3.4)$$

где $\varphi_{sw} = 0,75$.

² См. рис. 7.1 «К расчету плиты перекрытия».

При усилении плиты по нормальному сечению в пролете был принят один каркас, который устанавливается в круглом отверстии (см. рис. 3.2). Примем поперечную арматуру этого каркаса из $\varnothing 6$ А240 ($A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$) с шагом в опорной зоне $s_w = 90 \text{ мм}$, что не более $0,5h_0 = 0,5 \cdot 180 = 90 \text{ мм}$ и 300 мм . В средней зоне примем $s_w = 130 \text{ мм}$, что не более $0,75h_0 = 0,75 \cdot 180 = 135 \text{ мм}$ и не более 500 мм .

Тогда

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 28,3}{90} = 53 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}. \quad (3.5)$$

Поперечная арматура, согласно [4], учитывается в расчете, если выполняется условие:

$$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b. \quad (3.6)$$

Проверяем это условие:

$$\begin{aligned} q_{sw} &= 53 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}, \\ 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 347 &= 89,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}, \\ 53 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} &< 89,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}. \end{aligned}$$

Следовательно, поперечная арматура в расчете не учитывается. Тогда условие (3.2) будет иметь вид:

$$Q \leq Q_b, \quad (3.7)$$

$$Q = 76,78 \text{ кН}, \quad Q_b = 80,81 \text{ кН},$$

$$76,78 \text{ кН} < 80,81 \text{ кН}.$$

Таким образом, прочность плиты по наклонному сечению обеспечена.

3.2. Сбор нагрузок на элементы каркаса

Выполняем сбор нагрузок на ригель перекрытия и на колонну нижнего этажа. Ригель перекрытия также будет усиляться, поэтому при сборе нагрузок учитывается увеличение его сечения.

Опорная усиливающая арматура ригеля будет укладываться непосредственно на опорную арматуру усиления плиты. Исходя из предполагаемого диаметра усиливающей опорной арматуры ригеля в 12...16 мм, примем увеличение толщины полки ригеля на 75 мм.

Площадь сечения ригеля с учётом увеличения толщины полки составит [1, с. 20]³:

$$A_p = 0,62 \cdot 0,22 + 2,62(0,05 + 0,075) = 0,4639 \text{ м}^2.$$

Нагрузка от собственного веса ригеля перекрытия [1, с. 22]⁴:

$$P_d^{\text{риг.пер}} = 0,4639 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 12,12 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Ригель покрытия усиливать не надо (так как временная нагрузка от снега остается неизменной), поэтому нагрузка от его собственного веса составляет

$$P_d^{\text{риг.пок}} = 6,99 \frac{\text{кН}}{\text{м}} [1].$$

Расчетная нагрузка на 1 пог. м ригеля от покрытия с учетом собственного веса ригеля составит:

– постоянная:

$$P_d^{\text{пок}} = P_d^{\text{риг.пок}} \cdot l_1 \cdot \gamma_n,$$

где $P_d^{\text{пок}} = 5,37 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – расчетная постоянная нагрузка на покрытие [1, с. 23]⁵.

Тогда

$$P_d^{\text{пок}} = 6,99 + 5,37 \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 39,13 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

³ См. рис. 1.15 «Расчетная схема поперечного сечения монолитного ригеля».

⁴ См. формулу (1.1).

⁵ См. табл. 1.1 «Сбор нагрузок на покрытия и междуэтажные перекрытия».

– временная от снега:

$$(P_l + P_t)_p^{\text{пок}} = 2,4 \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 14,36 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– полная:

$$P_p^{\text{пок}} = 39,13 + 14,36 = 53,49 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчетная нагрузка на 1 пог. м ригеля от перекрытия с учетом собственного веса ригеля составит:

– постоянная:

$$P_d^{\text{пер.}} = P_d^{\text{риг., пер.}} + P_d^{\text{пер.}} \cdot l_1 \cdot \gamma_n = 12,12 + 6,91 \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 53,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

где $P_d^{\text{пер.}} = 6,91 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (см. п. 3.1 «Расчёт усиления круглопустотной предварительно напряжённой плиты перекрытия крайнего пролёта»);

– временная:

$$(P_l + P_t)_p^{\text{пер}} = 8,4 \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 50,27 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– полная:

$$P_p^{\text{пер.}} = 53,48 + 50,27 = 103,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчетная продольная сила, действующая на колонну первого этажа, с учетом ее собственного веса равна:

$$\begin{aligned} N &= P_p^{\text{пок}} \cdot l_2 + (n_{\text{эт}} - 1) \cdot \left[P_d^{\text{пер.}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \cdot \varphi_3 \right] \cdot l_2 + n_{\text{эт}} \cdot H_{\text{эт}} \cdot P_p^{\text{к}} = \\ &= 53,49 \cdot 6 + (5 - 1) \cdot (53,48 + 50,27 \cdot 0,547) \cdot 6 + 5 \cdot 3 \cdot 1,63 = 2\,288,85 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Здесь: $n = 5$ – число этажей (см. исходные данные); $H_{\text{эт}} = 3$ м – высота этажа (см. исходные данные); $P_p^{\text{к}} = 1,63$ кН/м – собственный вес 1 пог. м колонны сечением 250×250 мм [1]; φ_3 – коэффициент сочетаний [5]:

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,693 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,547,$$

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{37,8}{9}}} = 0,693,$$

$$A = l_1 \cdot l_2 = 6,3 \cdot 6 = 37,8 \text{ м}^2, \quad A_1 = 9 \text{ м}^2 \quad [5];$$

$n = 4$ – число перекрытий.

3.3. Статический расчёт поперечной рамы

Статический расчет поперечной рамы выполняем по аналогии с расчетом, приведенным в [1]. Рассматривается рама среднего этажа.

Поперечное сечение усиленного ригеля приведено на рис. 3.4.

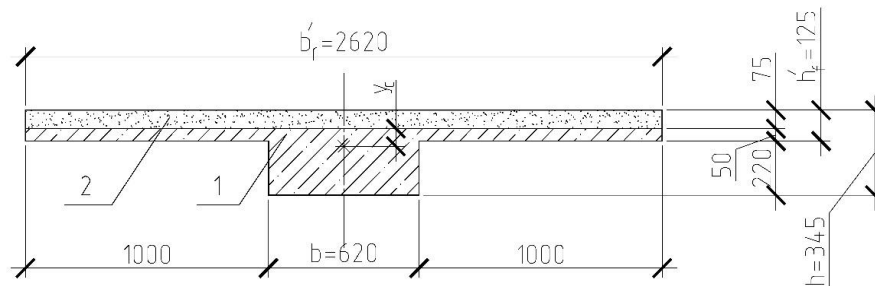


Рис. 3.4. Поперечное сечение усиленного ригеля: 1 – старый бетон; 2 – новый бетон

При следующих значениях параметров:

$$\begin{aligned} S_1 &= (h - h'_f) b \left(h'_f + \frac{h - h'_f}{2} \right) = \\ &= (345 - 50) \cdot 620 \cdot \left(125 + \frac{345 - 125}{2} \right) = 42\,981\,500 \text{ мм}^3; \end{aligned}$$

$$S_2 = b'_f h'_f \frac{h'_f}{2} = 2\,620 \cdot 125 \cdot \frac{125}{2} = 20\,468\,750 \text{ мм}^3;$$

$$A = (h - h'_f) b + b'_f h'_f = (345 - 125) 620 + 2\,620 \cdot 125 = 463\,900 \text{ мм}^2$$

определяем геометрические характеристики элементов поперечной рамы:

– центр тяжести сечения ригеля без учёта армирования:

$$y_c = \frac{S_1 + S_2}{A} = \frac{42\,981\,500 + 20\,468\,750}{463\,900} = 136,78 \text{ мм};$$

– момент инерции сечения ригеля без учёта армирования:

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{b(h-h'_f)^3}{12} + b(h-h'_f) \left[(h-y_c) - \frac{h-h'_f}{2} \right]^2 + \frac{b'_f h'^3_f}{12} + b'_f h'_f \left(y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{620 \cdot (345-125)^3}{12} + 620 \cdot (345-125) \left[(345-136,78) - \frac{345-125}{2} \right]^2 + \\ &+ \frac{2\,620 \cdot 125^3}{12} + 2\,620 \cdot 125 \cdot \left(136,78 - \frac{125}{2} \right)^2 = 4\,099\,440\,004 \text{ мм}^4; \end{aligned}$$

– момент инерции сечения колонны без учёта армирования:

$$I_k = \frac{b_k h_k^3}{12} = \frac{250 \cdot 250^3}{12} = 325\,520\,833,3 \text{ мм}^4.$$

Погонная жесткость:

– ригеля (класс бетона В30):

$$i_p = \frac{E_{bp} \cdot I_p}{0,5l_2 + 0,5l_2} = \frac{32\,500 \cdot 4\,099\,440\,004}{3\,000 + 3\,000} = 22\,205\,300\,000 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^3;$$

– колонны (класс бетона В20):

$$i_k^{inf} = i_k^{sup} = \frac{E_{bk} \cdot I_k}{0,5 \cdot H_{эт}} = \frac{27\,500 \cdot 325\,520\,833,3}{0,5 \cdot 3\,000} = 5\,967\,881\,944 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^3,$$

где E_{bp} – начальный модуль деформаций бетона по табл. Г.4 (прил. Г).

Соотношение погонных жесткостей колонны и ригеля:

$$\eta = \frac{i_{\kappa}^{inf} + i_{\kappa}^{sup}}{i_p} = \frac{5\,967\,881\,944 + 5\,967\,881\,944}{22\,205\,300\,000} = 0,538.$$

Изгибающие моменты ригеля в опорных сечениях M_i вычисляем по формуле:

$$M_i = \left[\gamma_1 P_d^{\text{пер}} + \gamma_n (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] \cdot l_2^2,$$

где γ_1 и γ_n ($n = 2, 3, 4$) – коэффициенты, определяемые по табл. В.1 (прил. В) в зависимости от схем загрузки и коэффициента η ; $P_d^{\text{пер}} = 53,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – постоянная расчетная нагрузка на 1 пог. м ригеля перекрытия (см. выше); $(P_l + P_t)_p^{\text{пер}} = 50,27 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – временная расчетная нагрузка на 1 пог. м ригеля перекрытия (см. выше); $l_2 = 6 \text{ м}$ – расчетная длина ригеля.

Схема расположения опорных моментов приведена на рис. 3.5.

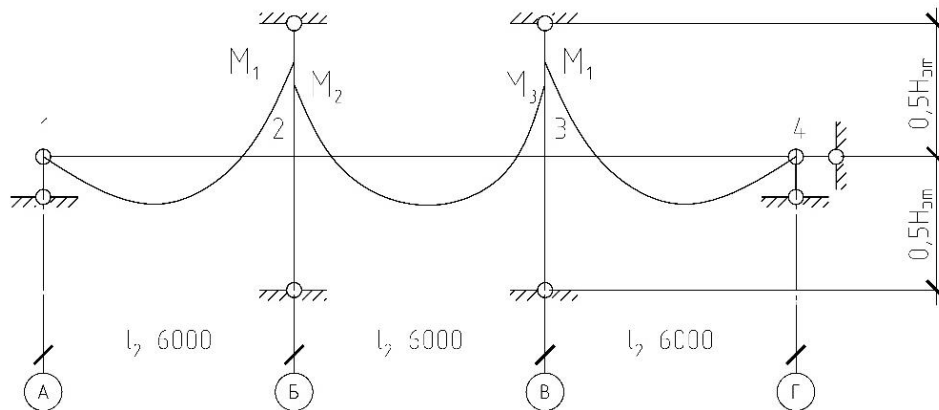


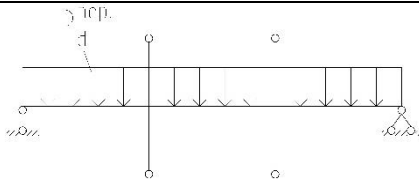
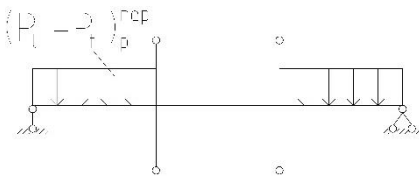
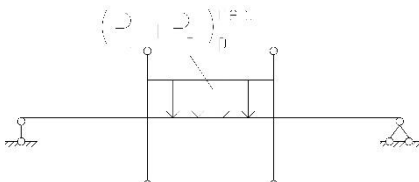
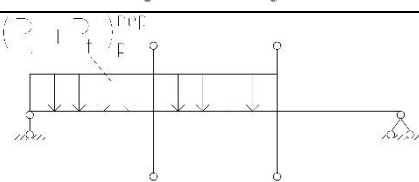
Рис. 3.5. Схема расположения опорных моментов

Расчеты выполняем в табличной форме (табл. 3.1). Изгибающий момент ригеля в опорном сечении находим из уравнения трёх моментов:

$$M_3^{(4)} = \frac{(P_l + P_t) \cdot l_2^2}{16} - \frac{M_2^{(4)}}{4} = -\frac{50,27 \cdot 6^2}{16} - \frac{(-190,74)}{4} = -65,42 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Таблица 3.1

Определение расчетных изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях

Схема загрузки	Расчетные опорные моменты, кН·м		
	M_1	M_2	M_3
Постоянные нагрузки			
	$-0,1076 \cdot 53,48 \cdot 6^2 = -207,16$	$-0,092 \cdot 53,48 \cdot 6^2 = -177,13$	
Временные нагрузки			
	$-0,070 \cdot 50,27 \cdot 6^2 = -126,68$	$-0,033 \cdot 50,27 \cdot 6^2 = -59,72$	
	$-0,0377 \cdot 50,27 \cdot 6^2 = -68,23$	$-0,0591 \cdot 50,27 \cdot 6^2 = -106,77$	
	$-0,1159 \cdot 50,27 \cdot 6^2 = -209,75$	$-0,1054 \cdot 50,27 \cdot 6^2 = -190,75$	$-65,42$

Определяем изгибающие моменты в пролетных сечениях ригеля. В крайнем пролете невыгодная комбинация схем загрузки – «1+2», изгибающий момент в опорном сечении ригеля составит:

$$M_1^{(1+2)} = -207,16 + (-126,68) = -333,84 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

поперечные силы будут соответственно равны:

$$Q_1^{(1+2)} = \frac{\left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] \cdot l_2}{2} + \frac{M_{(1)}^{1+2}}{l_2} = \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} + \frac{-333,84}{6} = 255,61 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+2)} = \frac{\left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] \cdot l_2}{2} - \frac{M_{(1)}^{1+2}}{l_2} = \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} + \frac{-333,84}{6} = 367,19 \text{ кН}.$$

Максимальный пролётный момент

$$M_{\text{лп}}^{(1+2)} = \frac{\left[Q_1^{(1+2)} \right]^2}{2 \left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right]} = \frac{255,61^2}{2 \cdot (53,48 + 50,27)} = 314,87 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В среднем пролете невыгодная комбинация схем загрузки – «1+3», изгибающий момент в опорном сечении ригеля:

$$M_2^{(1+3)} = M_3^{(1+3)} = -177,13 - 106,77 = -283,90 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

максимальный пролетный момент

$$\begin{aligned} M_{2\text{пр}}^{(1+3)} &= \frac{\left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] \cdot l_2^2}{8} + M_2^{(1+3)} = \\ &= \frac{(53,48 + 50,27) 6^2}{8} + (-283,90) = 182,98 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Перераспределение изгибающих моментов в ригеле из-за образования пластического шарнира производим по аналогии с [1]:

$$\Delta M_1 = -0,3M_1^{(1+4)} = -0,3 \cdot [-207,16 + (-209,75)] = 125,07 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\begin{aligned} \Delta M_2 &= -M_2^{(1+4)} + M_1^{(1+4)} + \Delta M_1 = \\ &= -[-177,13 + (-190,74) + (-207,16 + (-209,75))] + 125,07 = 76,03 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$\Delta M_3 = \frac{\Delta M_2}{3} = \frac{76,03}{3} = 25,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Значения изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях на эпюре выравненных моментов определяем по формуле:

$$M_i = M_i^{(1+4)} + \Delta M_i;$$

$$M_1 = (-207,16 + (-209,75)) + 125,07 = -291,84 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = (-177,13 + (-190,74)) + 76,03 = -291,84 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = (-177,13 + (-65,42)) + 25,34 = -217,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рассчитываем изгибающие моменты $M_{1\text{пр}}$ и $M_{2\text{пр}}$ в пролетных сечениях ригеля на эпюре выравненных моментов.

В крайнем пролете изгибающий момент ригеля в опорном сечении для комбинации схем загрузки «1+4» составит:

$$M_1^{(1+4)} = -207,16 + (-209,75) = -416,91 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы $Q_1^{(1+4)}$ и $Q_2^{(1+4)}$ будут соответственно равны:

$$\begin{aligned} Q_1^{(1+4)} &= \frac{\left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] \cdot l_2}{2} + \frac{M_1^{(1+4)}}{l_2} = \\ &= \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} + \frac{-416,91}{6} = 241,77 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} - \frac{-416,91}{6} = 380,74 \text{ кН.}$$

Расстояние x от опоры, в которой значение перерезывающих усилий в крайнем пролете равно нулю, а изгибающий момент максимален, находим из уравнения:

$$Q_1^{(1+4)} - \left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] x = 0,$$

$$241,77 - (53,48 + 50,27)x = 0,$$

$$x = \frac{241,77}{(53,48 + 50,27)} = 2,33 \text{ м.}$$

Находим изгибающий момент в пролетном сечении ригеля для комбинации «1+4»:

$$\begin{aligned} M_{1\text{пр}}^{(1+4)} &= Q_1^{(1+4)} x - \left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] \frac{x^2}{2} = \\ &= 241,77 \cdot 2,33 - (53,48 + 50,27) \cdot \frac{2,33^2}{2} = 281,70 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Определяем значение $\Delta M_{1\text{пр}}$ на выравнивающей эпюре в точке $x = 2,33 \text{ м}$:

$$\Delta M_{1\text{пр}} = \frac{(\Delta M_1 - \Delta M_2)x}{l_2} + \Delta M_2 = \frac{(125,07 - 76,03) \cdot 2,33}{6} + 76,03 = 95,07 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент $M_{1\text{пр}}$ в пролетном сечении ригеля на эпюре выравненных моментов составит:

$$M_{1\text{пр}} = M_{1\text{пр}}^{(1+4)} + \Delta M_{1\text{пр}} = 281,70 + 95,07 = 376,77 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

В среднем пролете изгибающие моменты ригеля $M_2^{(1+4)}$ и $M_3^{(1+4)}$ в опорном сечении на второй и третьей опорах для комбинации схем загрузки «1+4» будут соответственно равны:

$$M_2^{(1+4)} = -177,13 + (-190,74) = -367,87 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3^{(1+4)} = -177,13 + (-65,42) = -242,55 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перерезывающие усилия $Q_1^{(1+4)}$ и $Q_2^{(1+4)}$ в среднем пролете монолитного ригеля составят:

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} + \frac{-367,87 - (-242,55)}{6} = 290,36 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} - \frac{-367,87 - (-242,55)}{6} = 332,14 \text{ кН}.$$

Определяем изгибающий момент в пролетном сечении среднего ригеля при комбинации нагрузений «1+4», который находится в центре среднего пролета:

$$\begin{aligned} M_{2\text{пр}}^{(1+4)} &= \frac{\left[Q_1^{(1+4)} \right]^2}{2 \cdot \left[P_d^{\text{пер.}} + (P_l + P_t) \right]} + M_2^{(1+4)} = \\ &= \frac{290,36^2}{2 \cdot (53,48 + 50,27)} + (-367,87) = 38,44 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Значение момента на выравнивающей эпюре в центре среднего пролета составляет:

$$\Delta M_{2\text{пр}} = \frac{\Delta M_2 + \Delta M_3}{2} = \frac{76,03 + 25,34}{2} = 50,69 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент $M_{2\text{пр}}$ в пролетном сечении ригеля на эпюре выравненных моментов равен:

$$M_{2\text{пр}} = M_{2\text{пр}}^{(1+4)} + \Delta M_{2\text{пр}} = 38,44 + 50,69 = 89,13 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля:

1) по грани крайней колонны слева:

– для комбинации схем загрузки «1+4» и выровненной эпюры моментов:

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} + \left(-\frac{231,84}{6} \right) = 262,61 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} - \left(-\frac{291,84}{6} \right) = 359,89 \text{ кН};$$

$$M_1^* = M_1 + Q_2^{(1+4)} \frac{h_k}{2} = -291,84 + 359,89 \cdot \frac{0,25}{2} = -246,85 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– для комбинации схем загрузки «1+3»:

$$Q_2^{(1+3)} = \frac{P_d^{\text{пер}} \cdot l_2}{2} - \frac{M_1^{(1+3)}}{l_2} = \frac{53,48 \cdot 6}{2} - \frac{(-207,16 + (-68,23))}{6} = 206,34 \text{ кН};$$

$$M_1^{(1+3)*} = M_1^{(1+3)} + Q_2^{(1+3)} \frac{h_k}{2} = -207,16 + (-68,23) + 206,34 \cdot \frac{0,25}{2} = -249,60 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– для комбинации схем загрузки «1+2»:

$$Q_2^{(1+2)} = 367,19 \text{ кН (см. выше);}$$

$$M_1^{(1+2)*} = M_1^{(1+2)} + Q_2^{(1+2)} \frac{h_k}{2} = -333,84 + 367,19 \cdot \frac{0,25}{2} = -287,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

2) по грани средней колонны справа:

– для комбинации схем загрузки «1+4» и выровненной эпюры моментов:

$$\begin{aligned} Q_1^{(1+4)} &= \frac{\left[P_d^{\text{пер}} + (P_l + P_t)_p^{\text{пер}} \right] l_2}{2} - \frac{(M_2 - M_3)}{l_2} = \\ &= \frac{(53,48 + 50,27) \cdot 6}{2} - \frac{-291,84 - (-217,21)}{6} = 323,69 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$M_2^* = M_2 + Q_1^{(1+4)} \frac{h_k}{2} = -291,84 + 323,69 \cdot \frac{0,25}{2} = -251,38 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

По остальным схемам загрузки действующие изгибающие моменты ригеля в опорном сечении справа колонны меньше, чем слева, следовательно, их можно не вычислять.

По результатам вычислений расчётные (максимальные) изгибающие моменты соответственно равны:

1) в опорном сечении по грани средней колонны:

$$M_{оп} = M_1^{(1+2)*} = -287,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

2) в пролётном сечении ригеля:

– крайнего пролёта:

$$M_{пр}^1 = M_{1пр} = 376,77 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– среднего пролёта:

$$M_{пр}^2 = M_{2пр}^{(1+3)} = 182,98 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.4. Расчет усиления крайнего ригеля

Расчет усиления по нормальным сечениям на опоре. Расчетный изгибающий момент $M_{оп} = 287,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Армирование в растянутой опорной зоне ригеля до реконструкции было принято из 3 $\varnothing 16$ и 2 $\varnothing 18$ А400 [1]. Это армирование обеспечивает восприятие момента $M_{оп} = 94,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Усиливающая арматура должна обеспечить восприятие момента $M_{оп} = 287,94 - 94,91 = 193,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Расчетное сечение усиленного ригеля представлено на рис. 3.6: $h_0 = 345 - 30 = 315 \text{ мм}$; $\alpha_R = 0,391$ (см. выше); $\xi_R = 0,533$.

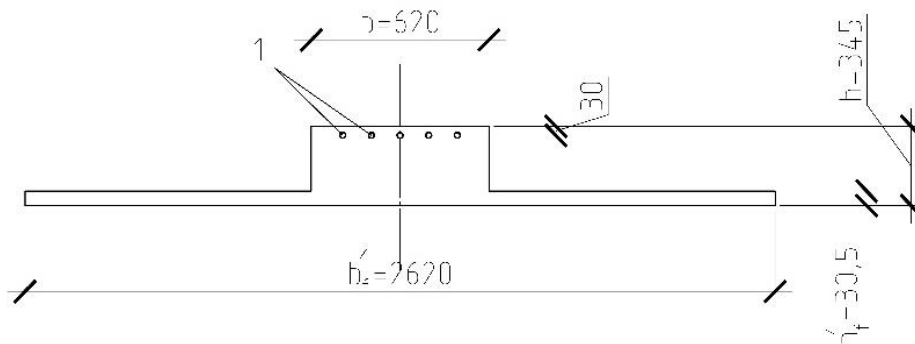


Рис. 3.6. Расчетное сечение усиленного ригеля на опоре:
1 – усиливающая опорная арматура

Проверяем условие:

$$M_{\text{оп}} \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f),$$

$$M_{\text{оп}} = 193,03 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 30,5 \cdot (315 - 0,5 \cdot 30,5) \cdot 10^{-6} = 409,60 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$193,03 \text{ кН} \cdot \text{м} < 409,60 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{оп}}}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{193,03 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 315^2} = 0,049.$$

$\alpha_m < \alpha_R$ ($0,049 < 0,391$) – сжатая арматура по расчету не требуется.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,049} = 0,050;$$

$$A_s = \frac{R_b b'_f h_0 \xi}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 315 \cdot 0,050}{350} = 1804 \text{ мм}^2,$$

где R_s – расчетные сопротивления арматуры на растяжение по табл. Г.5 (прил. Г).

Принимаем 5 Ø22 А400 с $A_s = 1\,900 \text{ мм}^2$. Длину стержней от места сопряжения ригеля с колонной принимаем равной:

$$l = \frac{l_2}{4} + 10d = \frac{6\,000}{4} + 10 \cdot 22 = 1\,720 \text{ мм.}$$

С помощью этой арматуры komponуем сетки, которые будут укладываться вдоль цифровых осей здания.

Расчет усиления по нормальным сечениям в пролете. Расчетный изгибающий момент $M_{пр} = 376,77 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Армирование в растянутой пролетной зоне крайнего ригеля до реконструкции принято из 2 $\varnothing 22$ и 2 $\varnothing 20$ А400 с $A_s = 1388 \text{ мм}^2$ [1].

Усиляющая арматура будет привариваться к пролетной арматуре ригеля через коротыши. Перед приваркой коротышей у ригеля отбивается защитный слой бетона. Согласно [6] коротыши принимаются диаметром 10...40 мм, длиной 50...200 мм и располагаются через 200...1 000 мм. Класс арматуры – А240. Примем коротыши Ø16 А240. Усиляющую арматуру $A_{s,d}$ будем определять методом подбора. Вначале примем арматуру $A_{s,d}$ из 4 Ø28 А400 с $A_s = 2\,463\text{ мм}^2$.

Тогда из рис. 3.7:

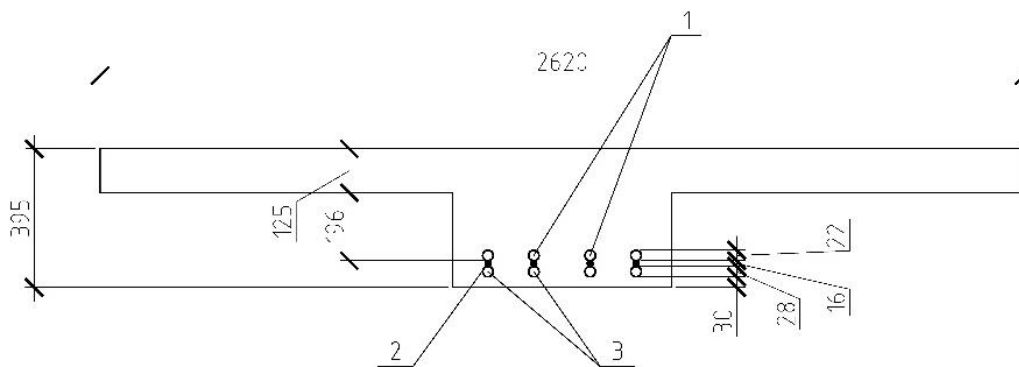


Рис. 3.7. К расчёту усиления ригеля по нормальным сечениям в пролёте:
1 – существующая арматура ригеля; 2 – коротыш; 3 – арматура усиления

$$A_{s\ red} = 1\ 388 + 2\ 463 = 3\ 851\ \text{MM}^2;$$

$$h = 125 + 196 + 16 + 28 + 30 = 395 \text{ mm},$$

где $220 - 24 = 196$ мм (24 мм – защитный слой продольной арматуры до реконструкции [1]; 30 мм – защитный слой продольной арматуры после реконструкции).

$$h_0 = 125 + 196 - \frac{22}{2} = 310 \text{ мм};$$

$$h_{0d} = 125 + 196 + 16 + \frac{28}{2} = 351 \text{ мм};$$

$$h_{0red} = \frac{A_s h_0 + A_{sd} h_{0d}}{A_s + A_{sd}} = \frac{1\,388 \cdot 310 + 2\,463 \cdot 351}{3\,851} = 336 \text{ мм}.$$

Проверяем условие

$$R_b b'_f h'_f > R_s A_{s\,red},$$

$$0,9 \cdot 17 \cdot 2\,620 \cdot 125 \cdot 10^{-3} > 350 \cdot 3\,851 \cdot 10^{-3},$$

$$5\,010,75 \text{ кН} > 1\,347,85 \text{ кН}.$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.

$$R_b b'_f x = R_s A_{s\,red},$$

$$x = \frac{R_s A_{s\,red}}{R_b b'_f} = \frac{350 \cdot 3\,851}{0,9 \cdot 17 \cdot 2\,620} = 33,62 \text{ мм};$$

$$\xi = \frac{x}{h_{0red}} = \frac{33,62}{336} = 0,100; \quad \xi_R = 0,533;$$

$$0,100 < 0,533.$$

Проверяем несущую способность усиленного ригеля:

$$M_{пр} \leq R_b b'_f x (h_{0red} - 0,5x);$$

$$376,77 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 33,62 \cdot (336 - 0,5 \cdot 33,62) \cdot 10^{-6},$$

$$376,77 \text{ кН} \cdot \text{м} < 506,10 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, несущая способность обеспечена. Так как получился значительный запас по прочности, то рассмотрим случай усиления 4 Ø25 А400 ($A_s = 1963 \text{ мм}^2$).

Имеем:

$$A_{s \text{ red}} = 1\,388 + 1\,963 = 3\,351 \text{ мм}^2;$$

$$h = 125 + 196 + 16 + 25 + 25 = 387 \text{ мм};$$

$$h_{0d} = 125 + 196 + 16 + \frac{25}{2} = 349,5 \text{ мм};$$

$$h_{0 \text{ red}} = \frac{1\,388 \cdot 310 + 1\,963 \cdot 349,5}{3\,351} = 333 \text{ мм};$$

$$0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 125 \cdot 10^{-3} > 350 \cdot 3351 \cdot 10^{-3},$$

$$5\,010,75 \text{ кН} > 1\,172,85 \text{ кН};$$

$$x = \frac{350 \cdot 3351}{0,9 \cdot 17 \cdot 2620} = 29,26 \text{ мм};$$

$$376,77 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 29,26 \cdot (333 - 0,5 \cdot 29,26) \cdot 10^{-6},$$

$$376,77 \text{ кН} \cdot \text{м} > 373,42 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, усиления арматурой 4 Ø25 А400 недостаточно, поэтому окончательно принимаем арматуру усиления из 4 Ø28 А400.

Расчет усиления по наклонным сечениям. Вначале рассмотрим зону примыкания ригеля к колонне, где $Q = Q_2^{(1+2)} = 367,19 \text{ кН}$. Без усиления ригель воспринимает $Q = 143,48 \text{ кН}$ [1]. Следовательно, поперечная арматура усиления должна обеспечить восприятие поперечного усилия $\Delta Q = 367,19 - 143,48 = 223,71 \text{ кН}$.

$$\Delta Q = \Delta q_{sw} \cdot c,$$

где $c = h_{0\text{ red}} = 336 \text{ мм}$;

$$\Delta q_{sw} = \frac{\Delta Q}{c} = \frac{223,71 \cdot 10^3}{336} = 665,80 \frac{\text{Н}}{\text{мм}};$$

$$\Delta q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w};$$

$$A_{sw} = \Delta q_{sw} \frac{s_w}{R_{sw}}.$$

Примем хомуты усиления из арматуры класса А240. Тогда $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$ (табл. Г.1, прил. Г). Шаг хомутов s_w назначаем из условия [4]:

$$s_w \leq \begin{cases} 0,5 h_{0\text{ red}}; \\ 300 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем $s_w = 150 \text{ мм} < 0,5 \cdot 336 = 168 \text{ мм} < 300 \text{ мм}$. Тогда

$$A_{sw} = 665,80 \cdot \frac{150}{170} = 587 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту принимаем 2 Ø20 А240 с $A_{sw} = 628 \text{ мм}^2$ (табл. Д.1, прил. Д). Размещаем хомуты усиления на расстоянии от опоры $\frac{l_2}{4} = \frac{6\,000}{4} = 1\,500 \text{ мм} > 3h_{0\text{ red}} = 3 \cdot 336 = 1\,008 \text{ мм}$.

Рассмотрим теперь зону примыкания крайнего ригеля к стене, где $Q = Q_1^{(1+2)} = 255,61 \text{ кН}$:

$$\Delta Q = 255,61 - 143,48 = 112,13 \text{ кН};$$

$$\Delta q_{sw} = \frac{112,13 \cdot 10^3}{336} = 333,72 \frac{\text{Н}}{\text{мм}};$$

$$A_{sw} = 333,72 \cdot \frac{150}{170} = 295 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 Ø14 А240 с $A_{sw} = 308 \text{ мм}^2$. Размещаем хомуты усиления на расстоянии от стены, равном 1 500 мм. Шаг хомутов $s_w = 150 \text{ мм}$.

3.5. Расчет усиления среднего ригеля

Вначале определяем сечение нижней растянутой арматуры на действие изгибающего момента $M = M_2^{\text{пр}} = 48,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$, действовавшего до реконструкции [1].

Исходные данные для расчета: $b = 620 \text{ мм}$, $h = 270 \text{ мм}$, $b'_f = 2620 \text{ мм}$, $h'_f = 50 \text{ мм}$, $a = 35 \text{ мм}$, бетон класса В30, арматура из стали класса А400; $\xi_R = 0,533$, $\alpha_R = 0,391$ (см. выше).

$$h_0 = 270 - 35 = 235 \text{ мм}.$$

Проверяем условие

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f);$$

$$48,74 \text{ кНм} < 0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 50 (235 - 0,5 \cdot 50) \cdot 10^{-6},$$

$$48,74 \text{ кН} \cdot \text{м} < 420,90 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, сжатая зона бетона располагается в пределах полки.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{48,74 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 235^2} = 0,022.$$

$\alpha_m < \alpha_R$ ($0,022 < 0,391$) – сжатая арматура по расчету не требуется.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} = 0,022;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 17 \cdot 2620 \cdot 235 \cdot 0,022}{350} = 592,13 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (табл. Д.1, прил. Д) принимаем 4 Ø14 с $A_s = 616 \text{ мм}^2$.

Выполним теперь расчет ригеля на действие поперечной силы, действовавшей до реконструкции, $Q = Q_{\max} = Q_1^{(1+4)} = 92,53 \text{ кН}$ [1].

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями производится из условия (3.1). Имеем:

$$92,53 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 620 \cdot 235 \cdot 10^{-3},$$

$$92,53 \text{ кН} \leq 668,76 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность ригеля по бетонной полосе между наклонными сечениями обеспечена.

Выполняем расчет прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению. Из условия свариваемости диаметр поперечной арматуры должен быть $d_{sw} \geq \frac{d_s}{4} = \frac{14}{4} = 3,5 \text{ мм}$. Принимаем $d_{sw} = 4 \text{ мм}$ из арматуры класса В500, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ (табл. Г.1, прил. Г). Количество поперечных стержней принимаем равным количеству продольных – 4 шт. Тогда площадь сечения 4-х стержней диаметром 4 мм составит $A_{sw} = 50,2 \text{ мм}^2$ (табл. Д.1, прил. Д). Шаг поперечных стержней в приопорной зоне:

$$s_w \leq \begin{cases} 0,5h = 0,5 \cdot 235 = 117,5 \text{ мм}; \\ 300 \text{ мм}. \end{cases}$$

Назначаем $s_w = 100 \text{ мм}$. Проверяем условие (3.2), в котором усилие Q_b определяется по формуле (3.3), а усилие Q_{sw} – по формуле (3.4):

$$0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 620 \cdot 235 \cdot 10^{-3} < \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 620 \cdot 235^2}{2 \cdot 235 \cdot 10^3} < \frac{2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 620 \cdot 235}{10^3},$$

$$75,40 \text{ кН} < 113,10 \text{ кН} < 377,0 \text{ кН}.$$

По формуле (3.5):

$$q_{sw} = \frac{300 \cdot 50,2}{100} = 150,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Проверяем условие (3.6):

$$150,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} < 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 620 \frac{\text{Н}}{\text{мм}},$$

$$150,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} < 160,43 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Следовательно, поперечная арматура в расчете не учитывается, и условие (3.2) записывается в виде условия (3.7), по которому имеем:

$$92,53 \text{ кН} < 113,10 \text{ кН}.$$

Таким образом, прочность ригеля по наклонному сечению до реконструкции обеспечена.

Усиление ригеля производим шпренгельной затяжкой. Согласно [6], шпренгелевые затяжки следует изготавливать из стали классов А240, А400, А500, А600 диаметром от 12 до 36 мм. Выполним расчет усиления в соответствии с [7].

Момент, воспринимаемый ригелем в пролете до реконструкции $M = M_2^{\text{пр}} = M(q_0) = 48,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Момент, действующий в пролете после реконструкции: $M = M_2^2 = M(q_{\text{rec}}) = 182,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Поперечная сила, воспринимаемая ригелем до реконструкции $Q(q_0) = 113,10 \text{ кН}$. Поперечная сила, действующая после реконструкции

$$Q = Q_{\text{max}} = Q_2^{(1+4)} = Q(q_{\text{rec}}) = 380,74 \text{ кН}.$$

Затяжки будут закрепляться на поверхности нового уложенного бетона (рис. 8).

Площадь сечения затяжек определяем методом подбора исходя из условия (3.1) [7]:

$$H = \left[\frac{M(q_{\text{rec}}) - M(q_0)}{h_1} + \sigma_{sp} \cdot A_s \right] \cdot 0,8 \leq 0,8 R_s A_s, \quad (3.8)$$

где h_1 – расстояние от точки крепления затяжки до центра тяжести шпренгеля на горизонтальном участке. Предварительно принимаем:

$$h_1 = h + 50 = 345 + 50 = 395 \text{ мм},$$

где 345 мм – высота усиленного ригеля (рис. 3.4).

Первоначально принимаем затяжки из 2 Ø28 А400 ($A_s = 1\,232 \text{ мм}^2$) и проверяем условие (3.8):

$$\left[\frac{(182,98 - 48,74) \cdot 10^6}{395} + 100 \cdot 1\,232 \right] \cdot 0,8 > 0,8 \cdot 350 \cdot 1\,232,$$

$$370\,438 \text{ Н} > 344\,960 \text{ Н}.$$

Условие (3.8) не выполняется, поэтому увеличиваем сечение затяжек до 2 Ø32 А400 ($A_s = 1\,609 \text{ мм}^2$) и вновь проверяем условие (3.8):

$$\left[\frac{(182,98 - 48,74) \cdot 10^6}{395} + 100 \cdot 1\,609 \right] \cdot 0,8 < 0,8 \cdot 350 \cdot 1\,609,$$

$$400\,598 \text{ Н} < 450\,520 \text{ Н}.$$

Таким образом, принимаем затяжки из 2 Ø32 А400 при величине распора $H = 400\,598 \text{ Н}$.

Уточняем значение h_1 :

$$h_1 = h + d_{\text{с оп}} + \delta_{\text{пл}} + \frac{d_s}{2} = 345 + 40 + 4 + \frac{32}{2} = 405 \text{ мм},$$

где $d_{\text{с оп}} = 40 \text{ мм}$ и $\delta_{\text{пл}} = 4 \text{ мм}$ – соответственно диаметр опорной детали и толщина опорной пластины в месте сгиба затяжек.

Уточняем значение распора H :

$$H = \left[\frac{(182,98 - 48,74) \cdot 10^6}{405} + 100 \cdot 1\,609 \right] \cdot 0,8 = 393\,885 \text{ Н}.$$

Определяем значение угла φ (см. рис. 3.8) из системы выражений (3.2) и (3.3) [7]:

$$\begin{cases} V = Q(q_{rec}) - Q(q_0), \\ V = H \cdot \operatorname{tg}\varphi. \end{cases} \quad (3.9)$$

В первое уравнение данной системы подставляем вместо V соответствующее выражение и решаем его относительно φ :

$$Q(q_{rec}) - Q(q_0) = H \operatorname{tg}\varphi,$$

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{Q(q_{rec}) - Q(q_0)}{H} = \frac{(380,74 - 113,10) \cdot 10^3}{393\,885} = 0,679,$$

$$\varphi = 37,97^\circ.$$

Величина a (см. рис. 3.7) равна:

$$a = \frac{h_1}{\operatorname{tg}\varphi} = \frac{405}{0,679} = 596 \text{ мм.}$$

Согласно [7], проверим прочность усиленного ригеля как внецентренно сжатого элемента:

$$e_0 = \frac{M_{\Pi}}{N} = \frac{M_{\Pi}}{H} = \frac{106,18}{393,885} = 0,270 \text{ м} = 27 \text{ см,}$$

где M_{Π} – изгибающий момент в системе от полной нагрузки:

$$\begin{aligned} M_{\Pi} &= M(q_{rec}) + H \cdot y - V \cdot a = 182,98 \cdot 10^6 + 393,885 \cdot 210 \cdot 10^3 - \\ &- (380,74 - 113,10) \cdot 10^3 \cdot 596 = 106,18 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 106,18 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Здесь:

$$y = 75 + \frac{h_p}{2} = 75 + \frac{270}{2} = 210 \text{ мм,}$$

где 75 мм – толщина бетона усиления (см. рис. 3.4); $h_p = 270$ мм – высота ригеля до реконструкции.

$$e = e_0 - y + h_{0 \text{ red}} = 27 - 21 + 33,6 = 39,6 \text{ см};$$

$$e' = e_0 - y + a'_s = 27 - 21 + 2,8 = 8,8 \text{ см},$$

где $a'_s = 75 - 24 - 12 - \frac{22}{2} = 28 \text{ мм} = 2,8 \text{ см}$ – расстояние от сжатой грани ригеля до центра тяжести опорной арматуры из 5 Ø22 А400; 75 мм – толщина бетона усиления (см. рис. 3.4); 24 мм и 12 мм – согласно рис. 3.3; 22 мм – диаметр усиливающей опорной арматуры.

Составляем сумму проекций внутренних и внешних усилий на продольную ось ригеля при $N = H$ и находим высоту сжатой зоны бетона x :

$$\sum N = 0,$$

$$R_s A_s - R_b b'_f x - R_{sc} A'_s + N$$

$$350 \cdot 616 - 0,9 \cdot 17 \cdot 2 \cdot 620 \cdot x - 350 \cdot 1 \cdot 900 + 393 \cdot 885 = 0,$$

где $A_s = 616 \text{ мм}^2$ – продольная растянутая арматура ригеля до реконструкции (4 Ø14 А400); $A'_s = 1 \cdot 900 \text{ мм}^2$ – усиливающая опорная арматура ригеля (5 Ø22 А400).

Из последнего выражения получили $x = -1,4 \text{ мм} < 0$. В этом случае прочность проверяется по условию:

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a'_s),$$

$$393 \cdot 885 \cdot 8,8 \cdot 10^{-6} < 350 \cdot 616 \cdot (310 - 28) \cdot 10^{-6},$$

$$34,66 \text{ кН} \cdot \text{м} < 60,80 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $h_0 = 345 - 35 = 310 \text{ мм}$; 345 мм – высота усиленного ригеля (см. рис. 3.4); 35 мм – расстояние от растянутой грани ригеля до центра тяжести растянутой арматуры из 4 Ø14 А400.

Таким образом, усиленный ригель обладает достаточной несущей способностью.

Выполняем расчет узла крепления затяжки к бетонной поверхности пола. Расчёт ведём в соответствии с [7].

Высота гайки узла крепления определяется длиной резьбы. Резьба гайки и шпренгеля работает на срез. Материал гайки принимаем такой же, как и у шпренгеля, т. е. сталь класса А400, $R_{уп} = R_{сн} = 400$ МПа, поэтому расчёт на срез достаточно выполнить только для гайки.

Расчетное сопротивление срезу материала гайки

$$R_{ср} = 0,58 \frac{R_{уп}}{\gamma_m} = 0,58 \frac{400}{1,05} = 221 \text{ МПа}.$$

Величину основания резьбы принимаем $s_p = 4$ мм (см. рис. 3.5 [7]).

Площадь среза определяется по формуле:

$$A_{ср} = 2\pi r s_p = 2 \cdot 3,14 \cdot 12,5 \cdot 4 = 314 \text{ мм}^2,$$

где $r = \frac{d-3}{2} - 2 = \frac{32-3}{2} - 2 = 12,5$ мм (см. рис. 3.5 [7]).

Несущая способность одного витка резьбы:

$$N_{ср} = R_{ср} \cdot \gamma_c \cdot A_{ср} \cdot n_{ср} = 221 \cdot 0,9 \cdot 314 \cdot 1 = 62,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 62,5 \text{ кН}.$$

Число витков резьбы

$$n_b = \frac{N}{N_{ср}} = \frac{238,2}{62,5} = 3,8 \text{ шт.},$$

где $N = \frac{1}{2} \sqrt{(V \cdot \text{ctg} \varphi)^2 + V^2} = \frac{1}{2} \sqrt{(267,64 \cdot 1,473)^2 + 267,64^2} = 238,2 \text{ кН}$ – растягивающее усилие; $V = 380,74 - 113,10 = 267,64 \text{ кН}$ – см. первое уравнение системы (3.9).

Принимаем $n_b = 4$ шт.

Высота гайки равна:

$$h_{\Gamma} = n_b \cdot s_p + s_p = 4 \cdot 4 + 4 = 20 \text{ мм}.$$

Общая схема усиления ригелей крайнего и среднего пролета приведена на рис. 3.8.

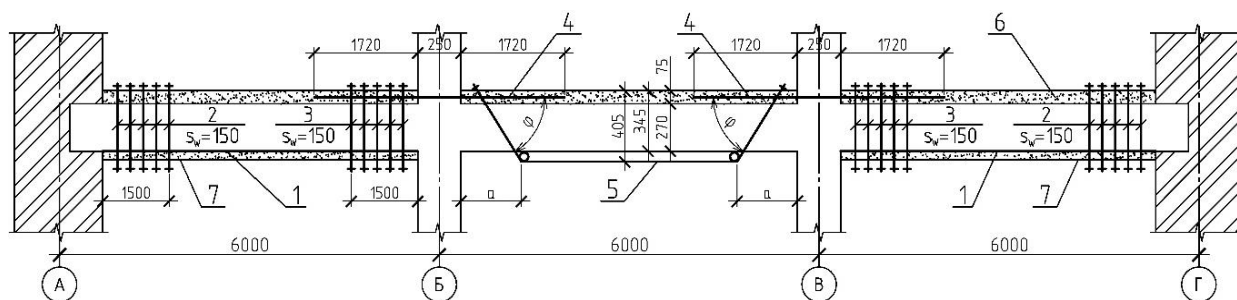


Рис. 3.8. Общая схема усиления ригелей крайнего и среднего пролета: 1 – горизонтальные затяжки из 4 $\varnothing 28$ A400; 2 – хомуты из $\varnothing 14$ A240; 3 – хомуты из $\varnothing 20$ A240; 4 – опорная арматура 5 $\varnothing 22$ A400; 5 – шпренгельная затяжка 2 $\varnothing 32$ A400; 6 – бетон усиления B30; 7 – новый бетон B30

3.6. Расчет усиления колонны

Рассматриваем колонну как элемент, сжатый со случайным эксцентриситетом [1]. Усиление выполняем с помощью железобетонной обоймы. Исходные данные для расчета [1]: сечение колонны 250×250 мм, класс бетона B20, несущая способность $N_u = 835,34$ кН. Конструктивные требования [6, 8]: толщина обоймы принимается в пределах $t = 50 \dots 300$ мм, класс бетона – по классу бетона усиливаемой колонны, но не менее B25, диаметр

хомутов $d_{sw} \geq 6$ мм, шаг их установки $S_w \leq \begin{cases} 15d_{sc}; \\ 3t; \\ 150 \text{ мм} \end{cases}$, диаметр продольной

сжатой арматуры усиления $d_{sc} = 16 \dots 40$ мм. Расчетная продольная сила на колонну составляет $N = 2\,288,85$ кН (см. п. 3.2 «Сбор нагрузок на элементы каркаса»). Усиление, которое должно быть воспринято обоймой, равно:

$$\Delta N = N - N_u = 2\,288,5 - 835,34 = 1\,453,16 \text{ кН.}$$

Расчет усиления выполняется исходя из условия [8]:

$$\Delta N \leq \psi \eta \left[\left(\eta \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right]. \quad (3.10)$$

Здесь:

$\psi = \eta = 1$ – как при сжатии со случайным эксцентриситетом;

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый в соответствии с [1] равным $\varphi = 0,896$;

A'_s – площадь сечения продольной арматуры обоймы;

A_b – площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и бетоном колонны (без учета защитного слоя);

R_{sw} – расчетное сопротивление хомутов обоймы (табл. Г.2, прил. Г);

R_{sc} – расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры обоймы (см. там же);

m_b – коэффициент условий работы бетона: $m_b = 1$ – при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы; $m_b = 0,7$ – при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы; $m_b = 0,35$ – без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

μ – процент армирования хомутами, определяемый по формуле:

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{h \cdot b \cdot s_w} \cdot 100 = \frac{2A_s(250+250)}{250 \cdot 250 \cdot 150} \cdot 100 = 0,0107A_s,$$

где A_s – площадь сечения хомута; $h = b = 250$ мм – размеры сечения колонны; s_w – шаг установки хомутов.

Расчет по выражению (3.10) проводится методом подбора.

Первоначально назначаем хомуты $\varnothing 6$ А240 ($A_s = 23,8$ мм²), продольную арматуру 4 $\varnothing 16$ А240 ($A'_s = 804$ мм²), класс бетона обоймы В25 ($R_b = 14,5$ МПа – табл. Г.3, прил. Г), толщину обоймы $t = 100$ мм, $R_{sw} = 150$ МПа и $R_{sc} = 190$ МПа (табл. Г.2, прил. Г).

Имеем:

$$\mu = 0,0107 \cdot 28,3 = 0,303 \%;$$

$$A_b = (450 - 2 \cdot 20) \cdot (100 - 20) \cdot 2 + 250 \cdot (100 - 20) \cdot 2 = 105\,600 \text{ мм}^2,$$

где 20 мм – величина защитного слоя бетона (рис. 3.9).

Проверяем условие (3.10):

$$1453,51 \text{ кН} > 1 \cdot 0,896 \cdot \left[\left(\frac{1 \cdot 3 \cdot 0,303}{1 + 0,303} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 250^2 + 1 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 105600 + 190 \cdot 804 \right] \cdot 10^{-3},$$

$$1453,51 \text{ кН} > 1430,23 \text{ кН}.$$

Прочность усиленной колонны не обеспечена. Увеличиваем продольную арматуру обоймы до 4 Ø18 A240 ($A'_s = 1018 \text{ мм}^2$). Остальные параметры не меняем, имеем:

$$1453,51 \text{ кН} < 1 \cdot 0,896 \cdot \left[\left(\frac{1 \cdot 3 \cdot 0,303}{1 + 0,303} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 250^2 + 1 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 105600 + 190 \cdot 1018 \right] \cdot 10^{-3},$$

$$1453,51 \text{ кН} < 1466,66 \text{ кН}.$$

Следовательно, несущая способность усиленной колонны обеспечена (рис. 3.9).

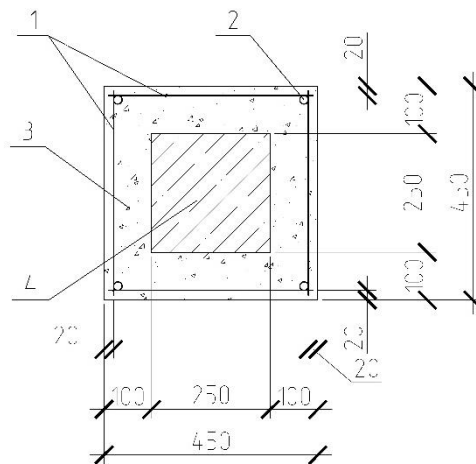


Рис. 3.9. К усилению колонны железобетонной обоймой: 1 – хомуты; 2 – продольная арматура; 3 – бетон усиления; 4 – усиливаемая колонна

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Проектирование железобетонных и каменных конструкций здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями: учебное пособие / Б. С. Соколов, Г. П. Никитин, А. Н. Седов, М. Р. Загидуллин. – Казань : КГАСУ, 2007. – 116 с. – Текст : электронный. – URL: https://gbk.kgasu.ru/images/stories/metodmat/GOS3_2014/B3.V1Ekonom/b3.v1posobiekp1.pdf (дата обращения: 20.12.2021).

2. ГОСТ 8.417-2002 Государственная система обеспечения единства измерений (ГСИ). Единицы величин : введен Постановлением Государственного комитета Российской Федерации по стандартизации и метрологии от 4 февраля 2003 г. № 38-ст : взамен ГОСТ 8.417-81 : дата введения 2003-09-01. – Москва : Стандартинформ, 2018. – 28 с.

3. ГОСТ Р 7.0.5-2008 Библиографическая ссылка. Общие требования и правила составления : утвержден и введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 28 апреля 2008 г. № 95-ст : введен впервые : дата введения 2009-01-01. – Москва : Стандартинформ, 2008. – 19 с.

4. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 : утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19.12.2018 г. № 832/пр : введен 20.06.2019. – URL: <https://docs.cntd.ru/document/554403082> (дата обращения: 20.12.2021). – Текст : электронный.

5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России) от 03.12.2016 г. № 891/пр : введен 04.06.2017. – URL: <https://docs.cntd.ru/document/456044318> (дата обращения: 20.12.2021). – Текст : электронный.

6. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Текст : электронный // НИИСК. – Москва : Стройиздат, 1989. – 104 с. – URL: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4294845/4294845893.pdf> (дата обращения: 23.12.2021).

7. Усиление железобетонной балки шпренгельными затяжками: методические указания к курсовому проектированию для студентов направления «Строительство» профиля «Промышленное и гражданское строительство»

по дисциплине «Реконструкция зданий, сооружений и застройки» / составитель Н. Г. Палагин. – Казань: Изд-во Казанского государственного архитектурно-строительного университета, 2014. – 16 с.

8. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») // ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.

9. Железобетонные и каменные конструкции / В. М. Бондаренко, Р. О. Бакиров, В. Г. Назаренко, В. И. Римшин ; под редакцией В. М. Бондаренко. – Москва : Высшая школа, 2002. – 876 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Образец оформления титульного листа

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Казанский государственный энергетический университет»

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

к курсовому проекту по дисциплине:

«Техническая эксплуатация, обследование и оценка состояния
несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений»

**ОБЕСПЕЧЕНИЕ КОНСТРУКТИВНОЙ
БЕЗОПАСНОСТИ И ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ
С НЕПОЛНЫМ КАРКАСОМ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ
ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАГРУЗКИ**

Выполнил: ст. группы ЭОСм-1-21
Иванов И.И.

Проверил: доцент каф. ЭОС
Радайкин О.В.

Казань
2021

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Образец оформления списка использованных источников

Книжные издания

Колтухова И.М. Классика и современная литература: почитаем и подумаем вместе: учеб.-метод. пособие. Симферополь: Ариал, 2017. 151 с.

Морозов С.Л. Единый универсальный календарь и его применение в мировой экономике, астронавигации и религии в эпоху четвертой цифровой промышленной революции: моногр. 7-е изд., испр. и доп. М.: Ваш формат, 2017. 190 с.

Игнатьев С.В., Мешков И.А. Принципы экономико-финансовой деятельности нефтегазовых компаний: учеб. пособие. М.: Изд-во МГИМО, 2017. 144 с.

Варламова Л.Н., Баюн Л.С., Быстрикова К.А. Управление документацией: англо-русский аннотированный словарь стандартизированной терминологии. М.: Спутник, 2017. 398 с.

Распределенные интеллектуальные информационные системы и среды: учеб. / А.Н. Швецов [и др.]. Курск: Университетская книга, 2017. 196 с.

Издание без авторов под заглавием

Институциональная экономика: сб. науч. ст. V Междунар. науч. конф. Москва, 2017. 382 с.

Лабораторные работы по химии: учеб. пособие / под ред. проф. Н.В. Коровина. М.: Высшая школа, 1986. 239 с.

Многочастные издания

Издание в целом

Васильев В.П. Аналитическая химия: учеб. для вузов: в 2 ч. М.: Высшая школа, 1989. 2 ч.

Отдельный том (часть, книга)

Васильев В.П. Аналитическая химия: учеб. в 2 ч. М.: Высшая школа, 1989. Ч. 2: Физико-химические методы анализа. 254 с.

Законы, приказы, постановления

О порядке применения налоговых льгот по продукции средств массовой информации и книжной продукции: письмо Гос. налог. службы Рос. Федерации от 21 марта 1996 г. № ВГ-4-03/22н // Собрание законодательств Рос. Федерации. № 6. С. 125–128.

О теплоснабжении [Электронный ресурс]: федер. закон Рос. Федерации от 27 июля 2010 г. № 190-ФЗ (ред. от 29 июля 2018 г.). Доступ из справ.-правовой системы «Гарант» (дата обращения: 22.05.2019).

О порядке подготовки и принятия решения о предоставлении водного объекта в пользование [Электронный ресурс]: постановление Правительства Рос. Федерации от 30 декабря 2006 г. № 844. URL: <http://docs.cntd.ru/document/902022238> (дата обращения: 24.01.2020).

Правила

Правила по охране труда при эксплуатации электроустановок [Электронный ресурс]: утв. приказом Министерства труда и социальной защиты Рос. Федерации 24 июля 2013 г. № 328н. URL: <http://docs.cntd.ru/document/499037306> (дата обращения: 22.05.2019).

Правила по охране труда при эксплуатации электроустановок: утв. приказом Министерства труда и социальной защиты Рос. Федерации 24 июля 2013 г. № 328н // Сборник инструкций по охране труда. М.: Альфа-Пресс, 2018. 256 с.

Стандарты

ГОСТ Р 7.0.4-2006. Издания. Выходные сведения. Общие требования и правила оформления. М.: Стандартинформ, 2006. 43 с.

Патентные документы

Приемопередающее устройство: пат. 2187888 Рос. Федерация № 2000131736/09; заявл. 18.12.00; опубл. 20.08.02, Бюл. № 23. 3 с.

Авторское свидетельство

Устройство для осуществления режима всасывания и режима нагнетания: а. с. 257961 СССР № 496045-25-08; заявл. 21.09.51; опубл. 30.04.84, Бюл. № 16.

Диссертация

Аврамова Е.В. Публичная библиотека в системе непрерывного библиотечно-информационного образования: дис. ... канд. пед. наук. СПб., 2017. 361 с.

Автореферат диссертации

Величковский Б.Б. Функциональная организация рабочей памяти: автореф. дис. ... д-ра психол. наук. М., 2017. 44 с.

Компьютерные программы на оптических носителях

КОМПИАС-3D LT V 12: система трехмерного моделирования для домашнего использования и учебных целей. М.: 1С, 2017. 1 электр. опт. диск (CD-ROM).

Сайты в сети «Интернет»

Правительство Российской Федерации: [сайт]. [М., 2019]. URL: <http://government.ru> (дата обращения: 19.02.2018).

Жилищное право: актуальные вопросы законодательства [Электронный ресурс]: электрон. журн. 2019. № 1. URL: <http://www.gilpravo.ru> (дата обращения: 20.08.2020).

Порядок присвоения номера ISBN [Электронный ресурс] // Российская книжная палата: [сайт]. [2018]. URL: <http://bookchamber.ru/isbn.html> (дата обращения: 22.05.2018).

Составные части ресурсов

Статья, раздел и др. из монографического издания

Калинина Г.П., Смирнова В.П. Развитие научно-методической работы в Книжной палате // Российская книжная палата: славное прошлое и надежное будущее: материалы науч.-метод. конф. к 100-летию РКП. М.: РКП, 2017. С. 61–78.

Калинина Г.П., Смирнова В.П. Развитие научно-методической работы в Книжной палате [Электронный ресурс] // Российская книжная палата: славное прошлое и надежное будущее: материалы науч.-метод. конф. к 100-летию РКП. М.: РКП, 2017. С. 61–78. URL: <http://www.bookchamber.ru/> (дата обращения: 17.09.2020).

... из многочастного издания

Иванов В.К. Культурное наследие России // Тр. Санкт-Петербургского гос. ин-та культуры. СПб., 2015. Т. 211: Анализ информации в библиотеке: ресурсы, технологии, проекты. С. 172–177.

...из сериального издания

Щербина М.В. Развитие научно-технического потенциала региона // Вестник науки. 2017. № 217. С. 21–22.

Влияние психологических свойств личности на графическое воспроизведение зрительной информации / С.К. Быструшкин [и др.] // Сибирский педагогический журнал. 2017. № 4. С. 136–144.

Скрипник К.Д. Лингвистический поворот и философия языка Дж. Локка: интерпретации, комментарии, теоретические источники // Вестник Удмуртского университета. 2017. Т. 27, № 2. С. 139–146.

Московская А.А., Берендяев А.А., Москвина А.Ю. Между социальным и экономическим благом: конфликт проектов легитимации социального предпринимательства в России. DOI 10.14515/monitoring.2017.6.02 // Мониторинг общественного мнения: экономические и социальные перемены. 2017. № 6. С. 31–35.

...с сайта в сети Интернет

Грязев А. «Пустое занятие»: кто лишает Россию права вето в СБ ООН: в ГА ООН возобновлены переговоры по реформе Совета Безопасности [Электронный ресурс] // Газета.ru. 2018. 2 февр. URL: https://www.gazeta.ru/politics/2018/02/02_a_11634385.shtml (дата обращения: 09.02.2018).

Библиографическое описание книг из ЭБС

Грекул В.И. Методические основы управления ИТ-проектами [Электронный ресурс]: учеб. пособие. 2-е изд. М.: ИНТУИТ, 2016. 473 с. Доступ из ЭБС «Лань».

Полевой С.А. Проектный менеджмент: базовый курс [Электронный ресурс]: учеб. / под ред. С.А. Полевого. М.: КноРус, 2018. 191 с. Доступ из ЭБС ВООК.ru.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Таблица В.1

Значения коэффициентов γ_n для определения опорных моментов в ригеле

Схема нагрузки	Момент	Коэффициент η					
		0,25	0,5	1	2	5	20
1	M_1	0,1046	0,1074	0,1102	0,1112	0,1121	0,1128
	$M_2 = M_3$	0,0952	0,0923	0,089	0,0862	0,0842	0,0834
2	M_1	0,0616	0,0693	0,0791	0,0891	0,0995	0,1075
	$M_2 = M_3$	0,0401	0,0336	0,0254	0,0172	0,0089	0,0026
3	M_1	0,043	0,0381	0,0331	0,0231	0,0131	0,0042
	$M_2 = M_3$	0,0551	0,0587	0,0636	0,069	0,0754	0,0808
4	M_1	0,1168	0,116	0,1152	0,1144	0,1136	0,1128
	M_2	0,1103	0,1058	0,1001	0,0943	0,0879	0,0847
Примечание – Промежуточные значения коэффициентов γ_n определять линейной интерполяцией							

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Прочностные и деформативные характеристики тяжелого бетона и арматуры

Таблица Г.1

Расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) растяжению для предельных состояний первой группы

Класс арматуры	R_{sw} , МПа
A240	170
A400	280
A500	300
B500	300

Таблица Г.2

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обойм

Армирование	Расчетные сопротивления арматуры из стали класса A240, МПа
Поперечная арматура	150
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43
Продольная арматура при передаче нагрузки: на обойму с одной стороны	130
на обойму с двух сторон	190

Таблица Г.3

Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие

B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие R_b															
6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	37,0	41,0	44,0	47,5
Растяжение R_{bt}															
0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,10	2,15	2,20

Таблица Г.4

Начальный модуль упругости тяжелого бетона при сжатии и растяжении
при классе бетона по прочности на сжатие

B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
19,5	21,5	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5	41,0	42,0	42,5	43,0

Таблица Г.5

Расчетные сопротивления арматуры для предельных
состояний первой группы

Класс арматуры	Растяжение R_s	Сжатие R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435 (400)
A600	520	470 (400)
A800	695	500 (400)
A1000	870	500 (400)
B500	435	415 (380)
Bp500	415	390 (360)
Bp1200	1 050	500 (400)
Bp1300	1 130	500 (400)
Bp1400	1 215	500 (400)
Bp1500	1 300	500 (400)
Bp1600	1 390	500 (400)
K1400	1 215	500 (400)
K1500	1 300	500 (400)
K1600	1 390	500 (400)
K1700	1 475	500 (400)
Примечание – Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки		

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Таблица Д.1

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240, A400	A500, A600	A800, A1000	B500
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	+	—	—	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	—	—	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1 018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1 077	1 231	1 385	1,208	+	+	+	+
16	201,1	402	603	804	1 005	1 206	1 407	1 608	1 810	1,578	+	+	+	+
18	254,5	509	763	1 018	1 272	1 527	1 781	2 036	2 290	1,998	+	+	+	—
20	314,2	628	942	1 256	1 571	1 885	2 199	2 513	2 828	2,466	+	+	+	—
22	380,1	760	1 140	1 520	1 900	2 281	2 661	3 041	3 421	2,984	+	+	+	—
25	490,9	982	1 473	1 963	2 454	2 945	3 436	3 927	4 418	3,84	+	+	+	—
28	615,8	1 232	1 847	2 463	3 079	3 685	4 310	4 926	5 542	4,83	+	+	+	—
32	804,3	1 609	2 413	3 217	4 021	4 826	5 630	6 434	7 238	631	+	+	+	—
36	1 017,9	2 036	3 054	4 072	5 089	6 107	7 125	8 143	9 161	7,99	+	+	—	—
40	1 256,6	2 513	3 770	5 027	6 283	7 540	8 796	10 093	11 310	9,865	+	+	—	—

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
1. Задание и исходные данные для выполнения курсового проекта	4
2. Требования к содержанию и оформлению курсового проекта	4
2.1. Структура пояснительной записки	4
2.2. Оформление пояснительной записки	5
2.3. Оформление графического материала	9
3. Пример расчета.....	10
3.1. Расчёт усиления круглопустотной предварительно напряжённой плиты перекрытия крайнего пролёта	10
3.2. Сбор нагрузок на элементы каркаса	17
3.3. Статический расчёт поперечной рамы	19
3.4. Расчет усиления крайнего ригеля	28
3.5. Расчет усиления среднего ригеля	34
3.6. Расчет усиления колонны	41
Библиографический список.....	44
Приложения	46

Учебное издание

ОБЕСПЕЧЕНИЕ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ
И ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ С НЕПОЛНЫМ КАРКАСОМ
ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАГРУЗКИ

Учебно-методическое пособие

Составитель: **Радайкин** Олег Валерьевич

Кафедра энергообеспечения предприятий, строительства зданий
и сооружений КГЭУ

Редактор И. В. Краснова
Компьютерная верстка И. В. Красновой

Подписано в печать 17.12.2021.
Формат 60×84 1/16. Усл. печ. л. 3,25. Уч.-изд. л. 1,15.
Заказ № 384/эл.

Редакционно-издательский отдел КГЭУ
420066, г. Казань, ул. Красносельская, 51