

ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

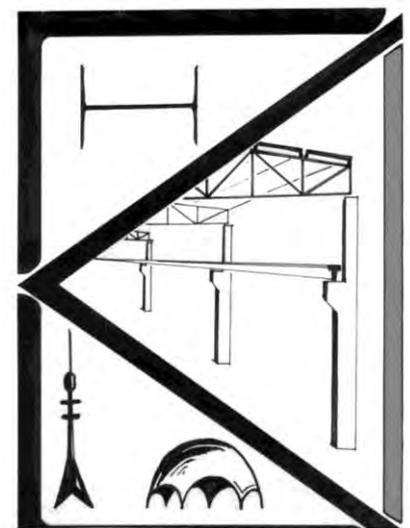
Кафедра «Строительные конструкции, здания и сооружения»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические указания к курсовому проекту для студентов
специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское
строительство»*

Часть 2

**РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ ЗДАНИЙ В СБОРНОМ
ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ**



Могилев 2015

УДК 69.059
ББК 38.7
Ж 51

Рекомендовано к опубликованию
Центром менеджмента качества образовательной деятельности
ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет»

Одобрено кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооруже-
ния» «07» октября 2014 г., протокол № 2

Составители: д-р техн. наук, доц. С. Д. Семенюк;
канд. техн. наук Ю. Г. Москалькова;
ст. преподаватель Т. С. Самольго

Рецензент канд. техн. наук, доц. И. В. Лесковец

Методические указания содержат примеры расчета и конструирования монолитных железобетонных конструкций, подлежащих расчету в курсовом проекте. Приведены рекомендации по компоновке элементов монолитного перекрытия и даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебное издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 2

Ответственный за выпуск	С. Д. Семенюк
Технический редактор	А. А. Подошевки
Компьютерная верстка	Е. С. Фитцова

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Государственное учреждение высшего профессионального образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 24.01.2014.
Пр. Мира, 43, 212000, Могилев.

© ГУ ВПО «Белорусско-Российский
университет», 2015



1 Основные указания по компоновке элементов сборного перекрытия

Балочные сборные перекрытия состоят из панелей перекрытия и поддерживающих их ригелей, образующих вместе с колоннами несущий каркас здания. В зданиях с неполным каркасом ригели в крайних пролетах одним концом опираются на наружные несущие стены, другим – на промежуточные колонны каркаса.

Существует большое разнообразие схем компоновки сборных перекрытий. Целесообразно ригели располагать в поперечном направлении здания. В этом случае панели располагаются вдоль здания. На рисунке 1 показана рекомендуемая схема сборного перекрытия при использовании ригелей прямоугольного или таврового типов и панелей ребристого типа. При раскладке панелей учитывалось, что колонны мешают свободной их раскладке, а поэтому в местах расположения колонн устанавливают специальные панели, имеющие вырез, называемые панелью-распоркой. Панель-распорка опирается на ригели перекрытия своими продольными ребрами. Для обеспечения монтажа панель-распорка в верхней полке имеет вырез по размерам сечения колонны. Ширина панели-распорки должна приниматься не менее 80 см.

В курсовом проекте компоновка конструктивной схемы перекрытия в зависимости от типа применяемых ригелей и панелей сводится к разбивке перекрытия на сборные панели и к установлению основных геометрических размеров панелей и ригелей.

При выполнении этой задачи должно быть учтено следующее:

- 1) обеспечить пространственную жесткость здания;
- 2) стремиться к минимальному количеству типоразмеров панелей и ригелей перекрытия;
- 3) выполнить для упрощения статического расчета ригеля его загрузку ребристыми плитами не менее чем в четырех точках по длине.

В промышленном строительстве в качестве несущих элементов сборного железобетонного перекрытия широкое распространение получили ребристые панели с ребрами вниз. Ребристая панель представляет собой коробчатый элемент, состоящий из двух продольных ребер, связанных между собой поверху монолитной плитой, которая усилена рядом поперечных ребер-диафрагм.

Основные габариты панели – номинальную ширину B и длину L – принимают по результатам компоновки перекрытия. Конструктивные размеры будут меньше номинальных на величину монтажных зазоров. По ширине панели зазор 15 мм, по длине – 40 мм. При опирании панелей на полки ригелей $l_{\text{констр.}} = L - a - b_{\text{риг}}$ (a – величина монтажного зазора, $b_{\text{риг}}$ – ширина ригеля поверху).

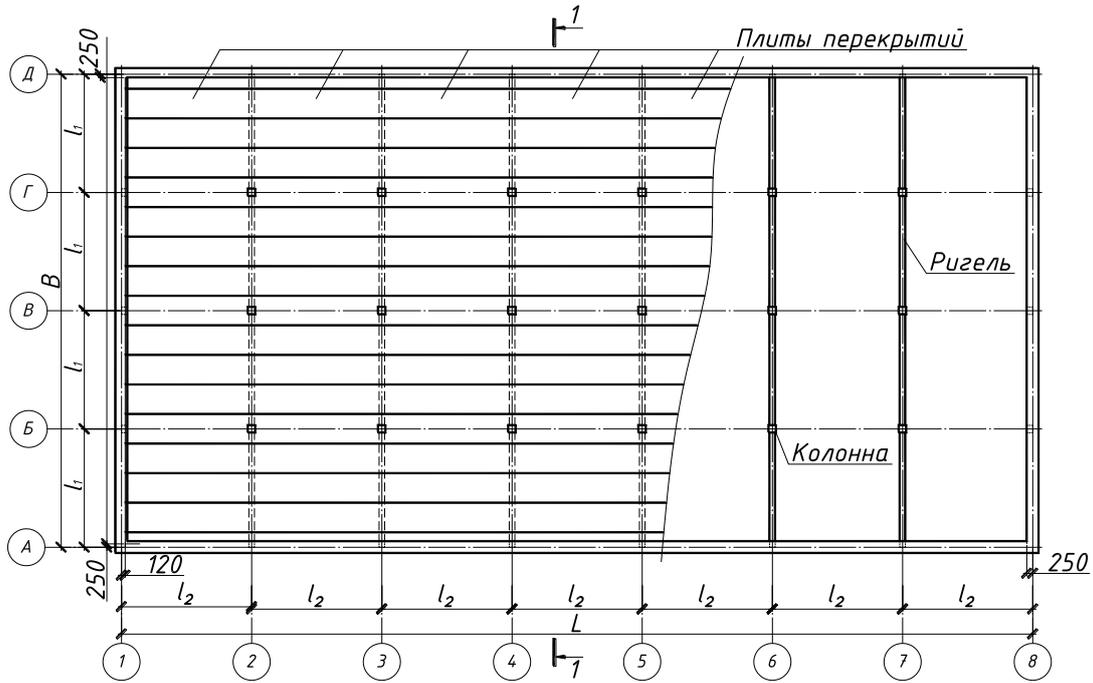


Рисунок 1 – Компоновка сборного ребристого перекрытия

Минимальная толщина плиты (полки) в ребристых панелях перекрытий с ребрами вниз составляет не менее 50 мм. При значительных нагрузках (свыше 25 кН/м²) толщина полки может быть увеличена до 80÷100 мм. В любом случае толщина полки не должна быть менее 1/30 ее большего пролета.

Высоту поперечных ребер назначают не менее 1/10 пролета данных ребер (1/10 ширины панели). Обычно высота поперечных ребер принимается равной 150–200 мм. Ширина поперечных ребер назначается в соответствии с конструктивными требованиями: по низу – 40–60 мм, по верху – 80–100 мм.

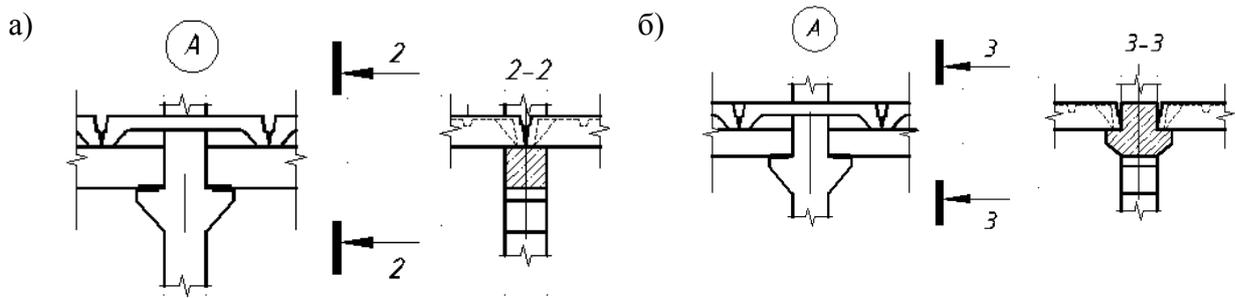
Полная высота ребра (панели) может быть принята $h = (1/20–1/30)L$, а ширина – соответственно (0,2–0,3) от высоты ребра. Следует отметить, все размеры элементов панели округляются до 10 мм.

Месторасположение поперечных ребер панели выбирается таким образом, чтобы торцевые и средние участки плиты были бы примерно одинаковыми и, кроме того, отношение сторон (l_y / l_x) было бы близко к единице. В этом случае каждый участок плиты будет работать в двух направлениях, как плита, опертая по контуру.

Ригель сборного панельного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции и монтируется из однопролетных сборных элементов. С целью повышения жесткости каркаса здания, экономии материалов и уменьшения конструктивной высоты перекрытия ригель проектируется неразрезным. Неразрезность обеспечивается за счет сварки выпусков арматуры, закладных и накладных деталей и омоноличивания стыков со-

прягаемых элементов.

Форма поперечного сечения ригеля назначается в зависимости от способа опирания на него панелей. При укладке панелей поверху ригелей сечение последних принимается, как правило, прямоугольным (рисунок 2, а). При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение должно иметь полки (рисунок 2, б).



а – укладка плит перекрытия по верху ригеля; б – опирание плит перекрытия в пределах высоты ригеля

Рисунок 2 – Узел опирания плит перекрытия

Ориентировочные размеры поперечного сечения ригелей с прямоугольной формой поперечного сечения могут назначаться следующими: высота $h = (1/8 - 1/12)L$, где L – пролет ригеля; ширина сечения $b = (0,3 - 0,4)h$, но не менее 200 мм.

При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь ширину 200–300 мм, высота ригеля $h = (1/8 - 1/12)L$, а вылет полок для опирания панелей – 100–175 мм. Сечение ригеля принимаем с учетом установленной градации размеров.

2 Расчет и конструирование сборной железобетонной многопустотной плиты перекрытия

2.1 Расчет нагрузки, действующей на плиту

Исходные данные: тип здания – гражданское; размер здания в плане $A \times B = 28 \times 37$ м; количество этажей $n_1 = 5$; высота этажа $H_1 = 3,4$ м; нормативная временная нагрузка на перекрытие $p^n = 8,1$ кН/м²; район строительства – г. Минск.

Характеристики материалов сборного варианта:

– плиты перекрытия: бетон класса C25/30; рабочая арматура класса S500;

– ригеля: бетон класса C20/25; рабочая арматура класса S500.

Определение нагрузок, действующих на плиту, представлено в таблице 1.

Таблица 1 – Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент безопасности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянная g :			
линолеум $t = 2$ мм, $\rho = 12$ кН/м ³	0,039	1,35	0,53
мастика $t = 1$ мм, $\rho = 15$ кН/м ³	0,039	1,35	0,53
ц/п стяжка $t = 50$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	0,27	1,35	0,365
ж/б плита $h = L/20 = 5600/20 = 280$ мм	2,2	1,35	2,97
Итого постоянная	$G_k = 3,28$		$G_d = 3,388$
Переменная q :			
длительно действующая	$Q_{1k} = 2,835$	1,5	$Q_{1d} = 4,2525$
$0,35 \cdot Q_k = 0,35 \cdot 8,1$ кПа			
кратковременно действующая	$Q_{2k} = 5,265$	1,5	$Q_{2d} = 7,8975$
$0,65 \cdot Q_k = 0,65 \cdot 8,1$ кПа			
Итого временная	$Q_k = 8,1$		$Q_d = 12,15$
Полная	$F_k = 11,38$		$F_d = 15,538$

Нагрузка на 1 п. м плиты составит:

– нормативная постоянная и длительно действующая

$$G_{lk} = G_{lk} \cdot b = (3,28 + 2,835)1,2 = 7,34 \text{ кН/м};$$

– полная нормативная

$$F_k = F_k \cdot b = 11,38 \cdot 1,2 = 13,66 \text{ кН/м};$$

– полная расчетная

$$F_d = F_d \cdot b = 15,538 \cdot 1,2 = 18,65 \text{ кН/м}.$$

2.2 Определение усилий, возникающих в сечениях плиты от действия внешней нагрузки

Расчетный пролет плиты равен расстоянию между серединами опор (рисунок 3):

$$l_{\text{eff}} = L - 2 \cdot a - 2 \cdot c - b_p = 5600 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 65 - 300 = 5130 \text{ мм}.$$



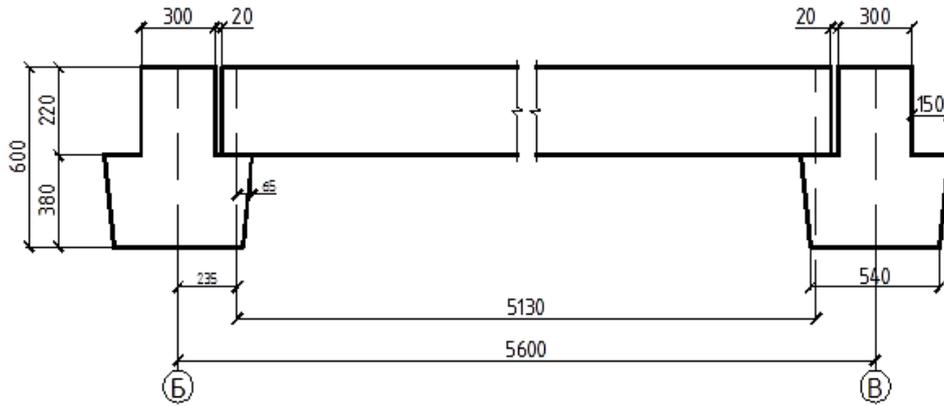


Рисунок 3 – К определению расчетного пролета плиты

Расчетная схема и эпюра моментов и поперечных сил показаны на рисунке 4.

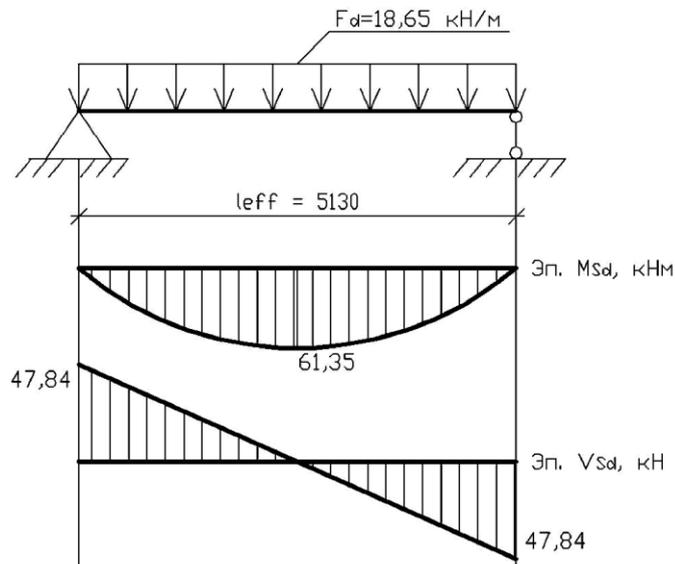


Рисунок 4 – Расчетная схема плиты

Максимальный изгибающий момент от полной расчетной нагрузки

$$M_{Sd} = \frac{F_d \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{18,65 \cdot 5,13^2}{8} = 61,35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальный изгибающий момент от полной нормативной нагрузки

$$M_{Sd,k} = \frac{F_k \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{13,66 \cdot 5,13^2}{8} = 44,94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальный изгибающий момент от постоянной и длительно действующей нагрузок

$$M_{Sd,lk} = \frac{G_{lk} \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{7,34 \cdot 5,13^2}{8} = 24,15 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила от полной расчетной нагрузки

$$V_{Sd} = \frac{F_d \cdot l_{eff}}{2} = \frac{18,65 \cdot 5,13}{2} = 47,84 \text{ кН}.$$

2.3 Расчет сопротивления сечений, нормальных к продольной оси плиты

Поперечное сечение многопустотной плиты приводим к эквивалентному тавровому сечению (рисунок 5).

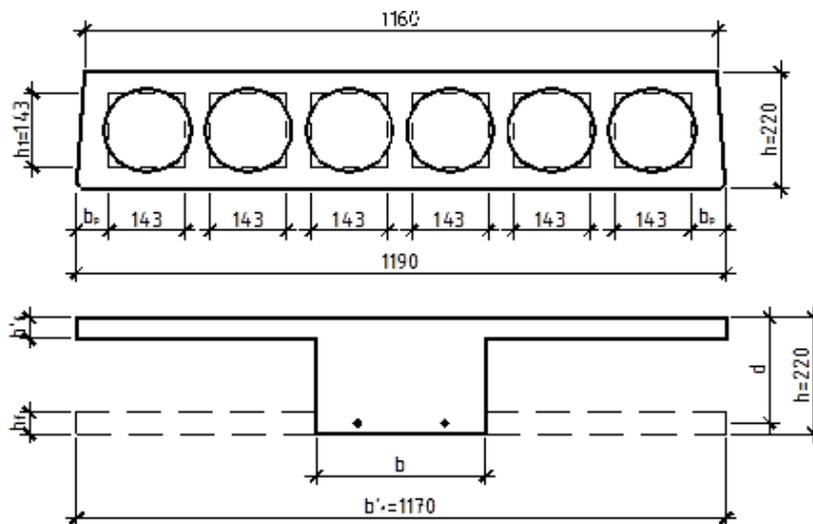


Рисунок 5 – Расчетное сечение плиты

Заменяем круглые отверстия диаметром $d_n = 159$ мм равновеликими по площади квадратами со стороной h_1 :

$$h_1 = 0,9 \cdot d_n = 0,9 \cdot 159 = 143 \text{ мм}.$$

Тогда высота полки двутавра

$$h_f = h_f^I = \frac{h - h_1}{2} = \frac{220 - 143}{2} = 38,5 \text{ мм}.$$

Приведенная толщина ребер

$$b = 1170 - 143 \cdot 6 = 312 \text{ мм}.$$

Расчетная ширина сжатой полки $b_f^I = 1170$ мм.

Рабочая высота сечения

$$d = h - c - 0,5\varnothing = 220 - 20 - 0,5 \cdot 14 = 193 \text{ мм.}$$

Так как $\frac{h_f^I}{h} = \frac{38,5}{220} = 0,175 > 0,1$, то в расчет вводим всю ширину полки $b_f^I = 1170$ мм.

Определяем изгибающий момент, который может воспринять сечение при полной сжатой полке:

$$M_{Sd} = 61,35 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_f' = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f'(d - 0,5 \cdot h_f') = 1,0 \cdot 16,67 \cdot 1,17 \cdot 0,0385 \times \\ \times (0,193 - 0,5 \cdot 0,0385) 10^3 = 130,47 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Следовательно, нейтральная линия проходит в полке и расчет производим как для элементов прямоугольного сечения с размерами $b_f' \times d$.

Вычисляем значение коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{61,35 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 16,67 \cdot 1170 \cdot 193^2} = 0,0844,$$

где α – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения, $\alpha = 1,0$;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, $\gamma_c = 1,5$.

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0844} = 0,088.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lin}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{435}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,52,$$



где ω – характеристика сжатой зоны бетона,

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,717,$$

k_c – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона 0,85;

$\sigma_{s,lim}$ – напряжения в арматуре, для арматуры S500, $\sigma_{s,lim} = f_{yd}$;

$\sigma_{sc,u}$ – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения, $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

Так как $\xi = 0,088 < \xi_{lim} = 0,52$, то растянутая арматура достигла предельных деформаций. Разрушение сечения происходит пластически, т. е. предельного сопротивления достигает арматура, появляется трещина, которая развивается по высоте сечения, а затем предельного значения прочности достигает бетон, конструкция разрушается.

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = (1 - 0,5 \cdot \xi) = 1 - 0,5 \cdot 0,088 = 0,956.$$

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{61,35 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,956 \cdot 193} = 764,38 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетку С-1 с рабочей арматурой 4 \varnothing 16 класса S500 с $A_{st} = 804 \text{ мм}^2$ и с шагом 370 мм и распределительной арматурой \varnothing 6 класса S240 с шагом 200 мм. Конструктивно принимаем сетку С-2 с диаметром стержней 6 мм S500 и шагом 200 мм.

2.4 Расчет сопротивления сечений, наклонных к продольной оси

Расчет по наклонному сечению производим с учетом действия поперечной силы V_{sd} , максимальное значение которой определено на опоре. Учитывая эпюру поперечных сил, поперечную арматуру устанавливаем на 1/4 длины плиты с двух сторон у торца. Поперечную арматуру назначаем из стержней S240 диаметром 6 мм.

Шаг поперечной арматуры на приопорных участках

$$S = 100 \text{ мм} < \frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм}.$$

Шаг поперечной арматуры в остальной части пролета

$$S = 150 \text{ мм} < \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 220 = 165 \text{ мм} < 500 \text{ мм}.$$

Принимаем восемь стержней с $A_{sw} = 226,4 \text{ мм}^2$.

Находим линейное усилие, которое могут воспринять поперечные стержни:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} = \frac{28,3 \cdot 8 \cdot 174}{100} = 393,94 \text{ Н},$$

где f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры, определяемое по [1].

Проверяем условие обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = 0,3 \cdot \eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d, \quad (1)$$

где

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \rho = 1 + 5 \cdot 6,25 \cdot 0,0073 = 1,23;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{35 \cdot 10^3} = 5,71,$$

где E_{cm} – среднее значение модуля упругости бетона; для бетона класса С20/25 $E_{cm} = 35 \text{ ГПа}$ [1].

$$\rho = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{28,3 \cdot 8}{312 \cdot 100} = 0,0073;$$

$$\eta_{c1} = 1 - \beta \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 16,67 = 0,8333;$$

$$V_{Sd} = 47,84 \text{ кН} < V_{Rd} = 0,3 \cdot 1,23 \cdot 0,8333 \cdot 16,67 \cdot 312 \cdot 193 = 308,66 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Вычисляем поперечную силу V_{wc} , которую могут воспринять бетон и поперечная арматура:

$$V_{wc} = 2 \cdot \sqrt{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 \cdot v_{sw}}, \quad (2)$$

где



$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(b_f^I - b) \cdot h_f^I}{b \cdot d} = 0,75 \cdot \frac{115,5 \cdot 38,5}{312 \cdot 193} = 0,055;$$

$$b_f^I - b \leq 3 \cdot h_f^I = 3 \cdot 38,5 = 115,5 \text{ мм};$$

$$f_{ctd} = 0,21 \cdot \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = 0,21 \cdot \frac{25^{\frac{2}{3}}}{1,5} = 1,197 \text{ МПа}.$$

Тогда

$$V_{wc} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot (1 + 0,055) \cdot 1,197 \cdot 312 \cdot 193^2 \cdot 393,94} = 215,06 \text{ кН} > V_{sd} = 47,84 \text{ кН},$$

следовательно, прочность наклонных сечений обеспечена.

2.5 Определение геометрических характеристик приведенного сечения

Площадь приведенного сечения (при $A_{st} = 565 \text{ мм}^2$)

$$A_{red} = A_c + \alpha_e \cdot A_{st} = (1170 \cdot 38,5 + 312 \cdot 181,5) + 5,71 \cdot 565 = 104899,15 \text{ мм}^2.$$

Отношение модулей упругости бетона E_{cm} и арматурной стали E_s

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{35 \cdot 10^3} = 5,71.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = \sum A_i \cdot y_i + \alpha_e \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} = 1170 \cdot 38,5 \cdot 200,75 + \\ + 312 \cdot 181,5 \cdot 110 + 5,71 \cdot 565 \cdot 193 = 15894510,7 \text{ мм}^2,$$

где y_i – расстояние от нижней грани до центра тяжести i -й части сечения.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_o = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{15894510,7}{104899,15} = 151,52 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, прохо-



дядей через центр тяжести сечения:

$$I_{\text{red}} = \sum \left[I_i + A_i (y_0 - y)^2 \right] + \alpha_e \cdot A_{\text{sp}} \cdot y_1 = \frac{312 \cdot 181,5^3}{12} + 312 \cdot 181,5 \times \\ \times (151,64 - 110)^2 + \left(\frac{1170 \cdot 38,5^3}{12} + 1170 \cdot 38,5 \cdot (151,64 - 200,75)^2 \right) + \\ + 5,71 \cdot 565 \cdot (151,64 - 27) = 3682464565 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней его грани

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{y_0} = \frac{3682464565}{151,64} = 24284255,9 \text{ мм}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения с учетом неупругих деформаций растянутого бетона (с учетом коэффициента $\gamma = 1,75$ для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне)

$$W_{\text{pl}} = \gamma \cdot W_{\text{red}} = 1,75 \cdot 24284255,9 = 42497447,83 \text{ мм}^3.$$

2.6 Расчет плиты по образованию трещин

Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси, для изгибаемых элементов следует производить из условия

$$M_{\text{sd},k} \leq M_{\text{cr}}, \quad (3)$$

где $M_{\text{sd},k}$ – изгибающий момент от нормативной нагрузки, определенной при $\gamma_f = 1,0$;

M_{cr} – изгибающий момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин (усилие трещинообразования).

Усилие трещинообразования допускается определять по упрощенной зависимости как для бетонного сечения по формуле

$$M_{\text{cr}} = f_{\text{ctm}} \cdot W_c, \quad (4)$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона на осевое растяжение (для бетона класса C25/30 $f_{\text{ctm}} = 2,6$ МПа [1]);

W_c – момент сопротивления бетонного сечения.



$$M_{cr} = 2,6 \cdot 42497447,83 = 110,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{cr} = 110,49 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd,k} = 44,94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие соблюдается, следовательно, расчет по раскрытию трещин не требуется. Если условие (3) не соблюдается, т. е. $M_{sd,k} > M_{cr}$, то необходим расчет по раскрытию трещин.

2.7 Расчет плиты по раскрытию трещин

Значение предельно допустимой ширины раскрытия трещин при почти постоянном сочетании нагрузок (при постоянной и длительной нагрузках) для элементов без предварительного напряжения арматуры $w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$.

Ширина раскрытия трещин w_k определяется по формуле

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (5)$$

где $S_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами;

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ – разность средних относительных деформаций и бетона между трещинами,

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (6)$$

где k_t – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки, $k_t = 0,6$ – при кратковременном действии нагрузки, $k_t = 0,4$ – при длительном действии нагрузки;

σ_s – напряжение в растянутой арматуре сечения с трещиной;

$\rho_{p,eff}$ – эффективный процент армирования продольной арматурой,

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p'}{A_{c,eff}}. \quad (7)$$

ξ_1 – поправочный коэффициент прочности сцепления, учитывающий различные диаметры напрягаемой и арматурной стали; при отсутствии в сечении напрягаемых элементов ($A_p = 0$) использовании в сечении только ненапрягаемой арматуры $\xi_1 = 0$;

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутого бетона, окружающего арматуру [6, рисунок 7.1], с высотой $h_{c,ef}$, причем



$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d); \\ (h - x)/3; \\ h/2. \end{cases} \quad (8)$$

Максимальное окончательное расстояние между трещинами может быть рассчитано по формуле

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (9)$$

где \varnothing – диаметр стержня; если в сечении используются различные диаметры стержней, необходимо применять заменяющий (эквивалентный) диаметр \varnothing_{eq} : для сечения с n_1 стержнями диаметром \varnothing_1 и n_2 стержнями с диаметром \varnothing_2 следует применять формулу

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \varnothing_1^2 + n_2 \varnothing_2^2}{n_1 \varnothing_1 + n_2 \varnothing_2}; \quad (10)$$

c – защитный слой бетона для продольной арматуры;

k_1 – коэффициент, учитывающий свойства сцепления арматуры, $k_1 = 0,8$ – для стержней с хорошими свойствами сцепления, $k_1 = 1,6$ – для стержней с почти гладкой поверхностью (например, напрягающие элементы);

k_2 – коэффициент, учитывающий распределения относительных деформаций, $k_2 = 0,5$ – для изгиба, $k_2 = 1,0$ – для чистого растяжения.

Значения коэффициентов k_3 и k_4 могут быть приняты равными 3,4 и 0,425 соответственно [6].

Также ширина раскрытия трещин может быть определена по упрощенной методике. Определяем процент армирования сечения:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d}. \quad (11)$$

Для сечений прямоугольной формы, армированных арматурой класса S500, плечо внутренней пары сил z в сечении с трещиной для второй стадии напряженно-деформированного состояния определяется следующим образом:

- $z = 0,9 \cdot d$ при $\rho_1 \leq 0,5 \%$;
- $z = 0,85 \cdot d$ при $0,5 \% < \rho_1 \leq 1,0 \%$;
- $z = 0,8 \cdot d$ при $\rho_1 > 1,0 \%$.

Напряжения в рабочей арматуре



$$\sigma_{st} = \frac{M_{Sd,k}}{A_s \cdot z} \quad (12)$$

Если напряжения в арматуре меньше необходимых для раскрытия трещин на величину $w_{k,lim} = 0,4$ мм, то необходимости в проверке нет.

2.8 Расчет плиты по деформациям

Расчет железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{lim}, \quad (13)$$

где a_k – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб (перемещение) [7, разд. 10].

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе $a(\infty, t_0)$ по упрощенной формуле

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \cdot \frac{M_{Sd} \cdot \ell_{eff}^2}{B(\infty, t_0)}, \quad (14)$$

где α_k – коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента, для изгибаемых элементов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, $\alpha_k = 5/48$ [8, таблица 11.1];

M_{Sd} – максимальное значение расчетного момента по предельным состояниям второй группы;

$B(\infty, t_0)$ – изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки,

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}, \quad (15)$$

где I_{II} , I_I – моменты инерции сечения с трещиной и без трещины соответственно;

$E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона; при действии длительной нагрузки



$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}, \quad (16)$$

где $\Phi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести для бетона; допускается принимать $\Phi(\infty, t_0) = 0$.

$$E_{c,eff} = \frac{35}{1 + 0} = 35 \text{ ГПа.}$$

$$x_1 = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + a_e (A_{st} \cdot d + A_{sc} \cdot d)}{b \cdot h + a_e (A_{st} + A_{sc})} = \frac{0,5 \cdot 312 \cdot 220^2 + 5,71 \cdot 792 \cdot 193}{312 \cdot 220 + 5,71 \cdot 792} = 115,5 \text{ мм};$$

$$I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(x_1 \cdot \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot A_{sc} (x_1 - d)^2 - \alpha_e \cdot A_{st} (d - x_1)^2 =$$

$$= \frac{312 \cdot 220^3}{12} + 312 \cdot 220 \left(124,76 - \frac{220}{2} \right)^2 + 5,71 \cdot 792 (193 - 124,76)^2 = 314,8 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{792}{312 \cdot 193} = 0,013;$$

$$x_{II} = d \cdot \sqrt{\alpha_e \cdot \rho_1 (2 + \alpha_e \cdot \rho_1) - \rho_1 \cdot \alpha_e} = 193 \times$$

$$\times \sqrt{5,71 \cdot 0,013 (2 + 5,71 \cdot 0,013) - 0,013 \cdot 5,71} = 57,2 \text{ мм.}$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot \rho_1 \cdot b \cdot d (d - x_{II})^2 + \alpha_e \cdot \rho_{12} \cdot b \cdot d (x_{II} - d)^2 =$$

$$= \frac{312 \cdot 57,2^3}{3} + 5,71 \cdot 0,013 \cdot 312 \cdot 193 (193 - 57,2)^2 + 0 = 109,69 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

$$B(\infty, t_0) = \frac{32 \cdot 10^3 \cdot 109,69 \cdot 10^6}{1 - 1 \cdot 0,5 \left(\frac{9,34}{33,9} \right)^2 \left(1 - \frac{109,69 \cdot 10^6}{314,8 \cdot 10^6} \right)} = 3,6 \cdot 10^{12}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета свободно опертой однопролетной плиты, загруженной равномерно распределенной нагрузкой:

$$a_{\max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{33,9 \cdot 10^6}{3,6 \cdot 10^{12}} \cdot 5,22^2 = 26,5 \text{ мм.}$$



При пролете $\ell = 3$ м $a_{\text{lim}} = 1/150 \cdot \ell$, при пролете $\ell = 6$ м $a_{\text{lim}} = 1/200$.
Тогда для пролета $\ell = 5,4$ м принимаем $a_{\text{lim}} = 1/190 \cdot \ell$:

$$a_{\text{lim}} = \frac{5220}{190} = 27,36 \text{ мм.}$$

$$a_{\text{max}} = 26,5 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = 27,36 \text{ мм.}$$

Условие выполняется.

Таким образом, максимальной прогиб в середине пролета балки не превышает предельно допустимый.

3 Расчет и конструирование ригеля с подрезкой

3.1 Расчет нагрузки, действующей на ригель

Нагрузка на 1 п. м ригеля

$$F_{\text{pd}} = F_{\text{d}} \cdot \ell + G_{\text{кр}} \cdot \gamma_{\text{G}} = 15,538 \cdot 6 + 7,2 \cdot 1,35 = 102,96 \text{ кН/м,}$$

где $G_{\text{кр}}$ – собственный вес ригеля;

γ_{G} – коэффициент безопасности по нагрузке, $\gamma_{\text{G}} = 1,35$.

$$G_{\text{кр}} = (h_{\text{p}} \cdot b_{\text{p}} + 2 \cdot A_{\text{CE}}) \rho = \left(0,6 \cdot 0,3 + 2 \left(\frac{0,15 - 0,135}{2} \cdot 0,38 \right) \right) \times \\ \times 2,5 \cdot 10 = 7,2 \text{ кН/м.}$$

Определим расчетный пролет ригеля (рисунок 6).

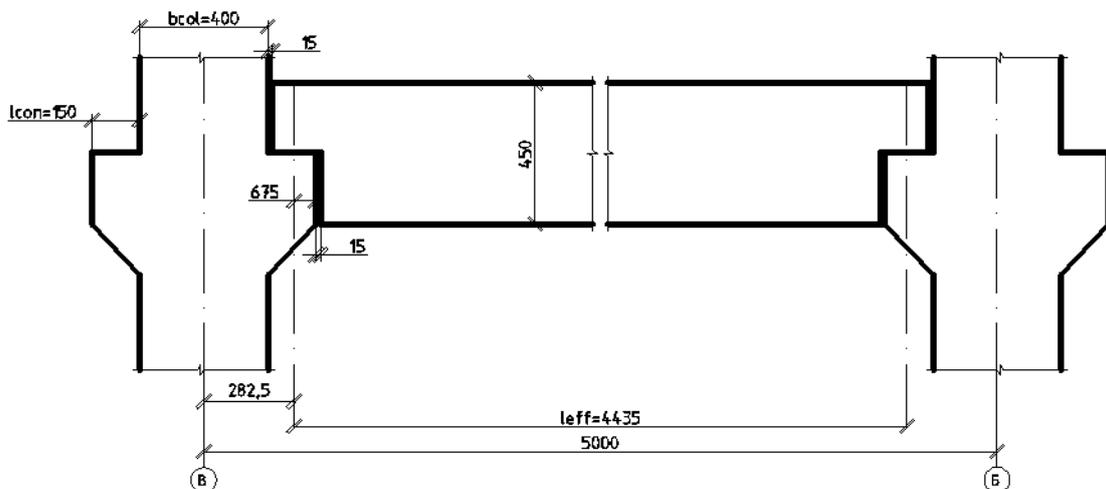


Рисунок 6 – К определению расчетного пролета ригеля

$$l_{\text{eff}} = l - b_{\text{col}} - l_{\text{con}} = 6000 - 400 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 67,5 = 5435 \text{ мм.}$$

3.2 Определение усилий, возникающих в сечениях ригеля от действия внешней нагрузки

Ригель рассматриваем как свободно опертую балку с максимальным моментом в середине пролета, опорами для которой служат колонны, а крайними – стены. При расчете делаем два сечения: по длине ригеля в зоне максимального момента и на опоре в зоне подрезки.

Значение максимального изгибающего момента (рисунок 7) в сечении ригеля вычислим по формуле

$$M_{\text{Sd}} = \frac{F_{\text{pd}} \cdot l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{102,96 \cdot 5,435^2}{8} = 380,16 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Значение поперечных сил на промежуточных опорах (см. рисунок 7)

$$V_{\text{Sd}} = \frac{F_{\text{pd}} \cdot l_{\text{eff}}}{2} = \frac{102,96 \cdot 5,435}{2} = 279,79 \text{ кН.}$$

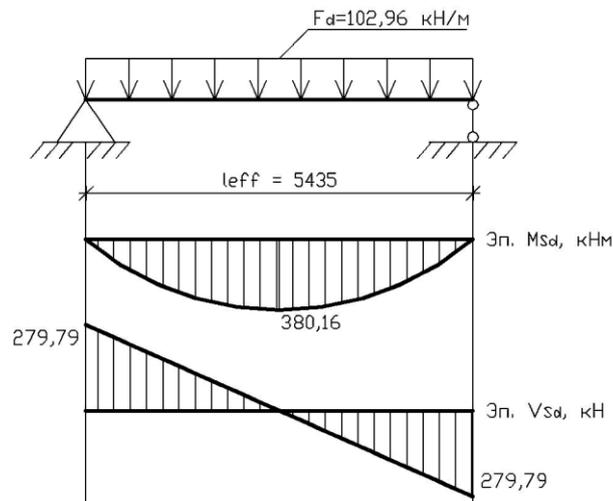


Рисунок 7 – Расчетная схема ригеля

3.3 Расчет прочности нормальных сечений ригеля

Проверку достаточности принятых размеров ригеля выполняем по значению изгибающего момента в пролете.

Рабочая высота сечения

$$d = h - c - 0,5\varnothing = 600 - 20 - 0,5 \cdot 22 = 569 \text{ мм.}$$

Ширина ригеля $b = b_p = 300$ мм.

Расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33$ МПа.

Коэффициент

$$\alpha_m = \frac{380,16 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 300 \cdot 569^2 \cdot 1} = 0,294.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,294} = 0,358.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона определяется следующим образом:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,743;$$

$$\xi_{lim} = \frac{0,743}{1 + \frac{435}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,743}{1,1}\right)} = 0,549;$$

$$\xi = 0,358 < \xi_{lim} = 0,549.$$

Следовательно, растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Относительное плечо пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = (1 - 0,5 \cdot \xi) = 1 - 0,5 \cdot 0,358 = 0,821.$$

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры

$$A_{st} = \frac{380,16 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,821 \cdot 569} = 1870,78 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø25 S500 с $A_{st} = 1963 \text{ мм}^2$.

3.4 Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси ригеля

Шаг стержней принимаем 150 мм. Принимаем Ø10 S500 с $A_s = 78,5 \text{ мм}^2$.



Находим линейное усилие, которое могут воспринять поперечные стержни:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} = \frac{78,5 \cdot 324}{150} = 169,56 \text{ Н/мм.}$$

Вычисляем поперечную силу V_{wc} , которую могут воспринять бетон и поперечная арматура:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk(0.05)}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1 \text{ МПа ;}$$

$$V_{wc} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 569^2 \cdot 169,56} = 362,98 \text{ кН} > V_{sd} = 279,79 \text{ кН.}$$

Следовательно, прочность наклонных сечений обеспечена.
По наклонной полосе между трещинами:

$$\rho = \frac{A_{sw}}{b_p \cdot S} = \frac{78,5}{300 \cdot 150} = 0,0017;$$

$$\eta_{cl} = 1 - \beta \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 13,33 = 0,867;$$

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \rho = 1 + 5 \cdot 6,25 \cdot 0,0017 = 1,05;$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{32 \cdot 10^3} = 6,25;$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd} = 0,3 \cdot \eta_{wl} \cdot \eta_{cl} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d;$$

$$V_{sd} = 279,79 \text{ кН} < V_{Rd} = 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,867 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 569 = 621,43 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

3.5 Расчет подрезки ригеля

В связи с уменьшением высоты опорной части ригеля требуется проверить прочность опорной части ригеля по наклонному ослабленному сечению на действие поперечной силы, задавшись диаметром арматуры, классом и шагом поперечных стержней подрезки. Назначаем хомуты из арматуры класса S500 диаметром 10 мм. Шаг стержней поперечной арма-



туры принимаем $S = 50$ мм. Принимаем $2\text{Ø}10$ S500 с $A_s = 157$ мм² (рисунок 8).

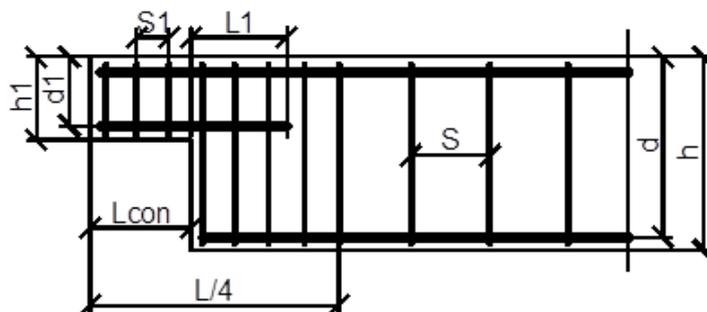


Рисунок 8 – Армирование подрезки ригеля

Находим линейное усилие, которое могут воспринять поперечные стержни:

$$v_{sw1} = \frac{157 \cdot 324}{50} = 1017,36 \text{ Н/мм.}$$

Рабочая высота опорной части ригеля
 $d_1 = 450 - 20 - 0,5 \cdot 10 = 425$ мм.

Вычисляем поперечную силу V_{wcl} , которую могут воспринять бетон и поперечная арматура:

$$\begin{aligned} V_{wcl} &= 2 \cdot \sqrt{\eta_{c2} \cdot f_{ctd} \cdot b_p \cdot d_1^2 \cdot v_{sw,1}} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 425^2 \cdot 1017,36} = \\ &= 664,1 \text{ кН} > V_{Sd} = 279,79 \text{ кН} \end{aligned}$$

Следовательно, прочность наклонных сечений обеспечена.

Определим длину участка за подрезом, на которой должен быть сохранен шаг $S_1 = 50$ мм:

$$\ell_1 = \frac{V_{Sd}}{v_{sw1}} + S_1 = \frac{279,79 \cdot 10^3}{1017,36} + 50 = 325,02 \text{ мм} \approx 330 \text{ мм.}$$

3.6 Определение площади продольной арматуры, расположенной в подрезке

Вычислим изгибающий момент в нормальном сечении, расположенном в уменьшенной по высоте части ригеля:



$$M_{\text{под}} = V_{\text{Sd}} \left(\ell_{\text{inc}} - \frac{\ell_{\text{con}}}{2} \right), \quad (17)$$

где ℓ_{inc} – проекция наклонной трещины, развивающейся из угла подрезки,

$$\ell_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{Sd}}}{v_{\text{sw1}}} = \frac{279,79 \cdot 10^3}{1017,36} = 275,02 \text{ мм}.$$

$$M_{\text{под}} = 279,79 \cdot \left(0,275 - \frac{0,15}{2} \right) = 55,958 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{под}}}{\alpha \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_p \cdot d_1^2} = \frac{55,958 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 425^2} = 0,077.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,077} = 0,081;$$

$$\xi = 0,081 < \xi_{\text{lim}} = 0,574.$$

Следовательно, растянутая арматура достигла предельных деформаций.

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,081 = 0,96.$$

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры в подрезке

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{под}} - \frac{v_{\text{sw1}} \cdot \ell_{\text{inc}}^2}{2}}{f_{\text{yd}} \cdot \eta \cdot d_1} = \frac{55,958 \cdot 10^6 - \frac{1017,36 \cdot 275,02^2}{2}}{435 \cdot 0,96 \cdot 425} = 98,51 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 12$ S500 с $A_{\text{st}} = 226 \text{ мм}^2$.

Определим длину анкеровки продольной арматуры:

$$\ell_{\text{bd}} = \frac{V_{\text{Sd}}}{2 \cdot v_{\text{sw1}}} + 5 \cdot d = \frac{279,79 \cdot 10^3}{2 \cdot 1017,36} + 5 \cdot 12 = 197,5 \text{ мм} < 20 \cdot d = 20 \cdot 12 = 240 \text{ мм}.$$

Принимаем $\ell_{\text{bd}} = 240 \text{ мм}$.

3.7 Построение эпюры материалов

С целью экономичного армирования и обеспечения прочности се-



чений балки строим эпюру материалов, представляющую собой эпюру изгибающих моментов, которые может воспринять элемент по всей длине. Значение изгибающих моментов в каждом сечении при известной площади рабочей арматуры, относительную высоту сжатой зоны бетона, относительное плечо внутренней пары сил вычисляют по формулам:

$$M_{sd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta; \quad (18)$$

$$\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}; \quad (19)$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi. \quad (20)$$

На участках с $A_{st} = \text{const}$ значения M_{Rd} постоянны и эпюра изображается прямой линией. При обрыве стержней с целью обеспечения прочности наклонных сечений по изгибающему моменту их заводят за сечение, где они не требуются по расчету на длину не менее 20 диаметров.

Эпюра материалов должна охватывать эпюру изгибающих моментов.

Армируем пролет четырьмя стержнями $\varnothing 25$ S500. Два стержня $\varnothing 25$ S500 обрываем в пролете. Заводим на длину $20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500$ мм от места их теоретического обрыва. Два стержня $\varnothing 25$ S500 доводим до обеих опор. Вычислим изгибающие моменты, воспринимаемые этими стержнями:

– для 2 $\varnothing 25$

$$\xi = \frac{982 \cdot 435}{1 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 569} = 0,188;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,188 = 0,906;$$

$$M_1 = 435 \cdot 982 \cdot 569 \cdot 0,906 = 220,24 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– для 1 $\varnothing 25$

$$\xi = \frac{490,9 \cdot 435}{1 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 569} = 0,094;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,094 = 0,953;$$

$$M_2 = 435 \cdot 490,9 \cdot 569 \cdot 0,953 = 115,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_1 + 2 \cdot M_2 = 220,24 + 2 \cdot 115,8 = 451,84 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Sd,max} = 380,16 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как в средних пролетах могут возникать значительные отрицательные моменты, для их восприятия по всей длине пролетов устанавли-



ваются стержни 2Ø12 S500.

Для 2Ø12

$$\xi = \frac{226 \cdot 435}{1 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 569} = 0,043;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,043 = 0,978;$$

$$M_3 = 435 \cdot 226 \cdot 569 \cdot 0,978 = 54,73 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В подрезке 2Ø12

$$\xi = \frac{226 \cdot 435}{1 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 419} = 0,058;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,058 = 0,971;$$

$$M_4 = 435 \cdot 226 \cdot 419 \cdot 0,971 = 40 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Результаты расчетов сводим в таблицу 2.

Таблица 2 – К построению эпюры материалов

Диаметр и количество стержней	Рабочая высота сечения d, мм	Фактическая площадь сечения стержней A_{st} , мм ²	Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} , МПа	Относительная высота сжатой зоны ξ	Коэффициент η	Момент M_{Rd} , кН·м
Нижняя арматура в пролете (b = 300 мм)						
2Ø25	569	982	435	0,188	0,906	220,24
1Ø25	569	490,9	435	0,094	0,953	115,8
1Ø25	569	490,9	435	0,094	0,953	115,8
Верхняя арматура в пролете						
2Ø12	569	226	435	0,043	0,978	54,73
Нижняя арматура на опоре						
2Ø12	425	226	435	0,058	0,971	40,95
Верхняя арматура на опоре						
2Ø12	419	226	435	0,058	0,971	40

4 Расчет и конструирование сборного железобетонного неразрезного ригеля

4.1 Определение расчетных пролетов ригеля

Размеры здания в плане 19,2×49,0 м. Сетка колонн в осях 6,4×7,0 м. Число этажей $n_{\text{п}} = 5$, высота этажа $H_{\text{п}} = 4,2$ м (рисунок 9).



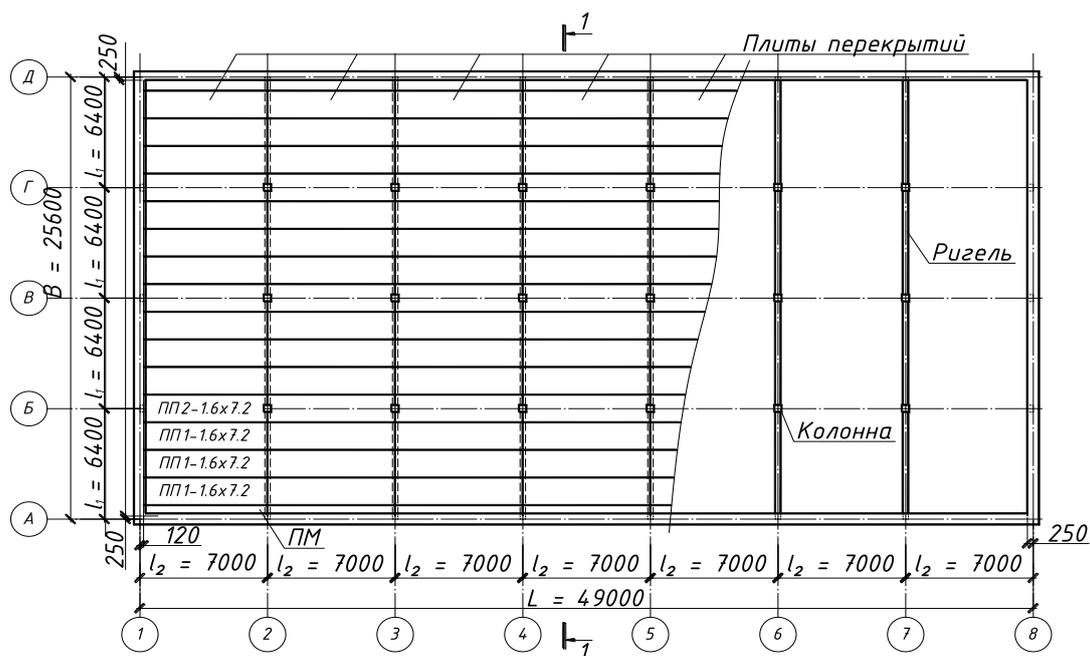


Рисунок 9 – План перекрытий

Нормативная переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие $q_k = 10 \text{ кН/м}^2$, частный коэффициент безопасности по нагрузке – $\gamma_F = 1,5$.

По степени ответственности здание относится к классу I (коэффициент безопасности по назначению конструкции $\gamma_n = 1,0$), по условиям эксплуатации – ХС1. Класс бетона по прочности на сжатие С20/25. Нормативные и расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33 \text{ МПа}$, $f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$.

Для бетона С20/25 $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ [1], $\omega_c = 0,810$, $k_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_c / K_2 = 1,947$ [8].

Продольная и поперечная арматуры приняты класса S500. Расчетные характеристики для арматуры: $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$; $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$ (для диаметров 6–22 мм), $f_{yd} = 417 \text{ МПа}$ (для диаметров 25–40 мм), $f_{ywd} = 313 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Расчетный пролет ригеля (рисунок 10) в крайних пролетах принимается равным расстоянию от оси его опоры на стене до оси колонны:

$$l_{0,кр} = l - a + \frac{l_{sup}}{2} = 6400 - 250 + \frac{380}{2} = 6340 \text{ мм},$$

где l – расстояние между разбивочными осями;

a – привязка стены (расстояние от внутренней грани наружной стены до разбивочной оси), принимаемая равной 250 мм;

l_{sup} – величина заделки ригеля в стену, принимаемая кратной половине кирпича, но не менее 25 см. Принимаем $l_{sup} = 380 \text{ мм}$.

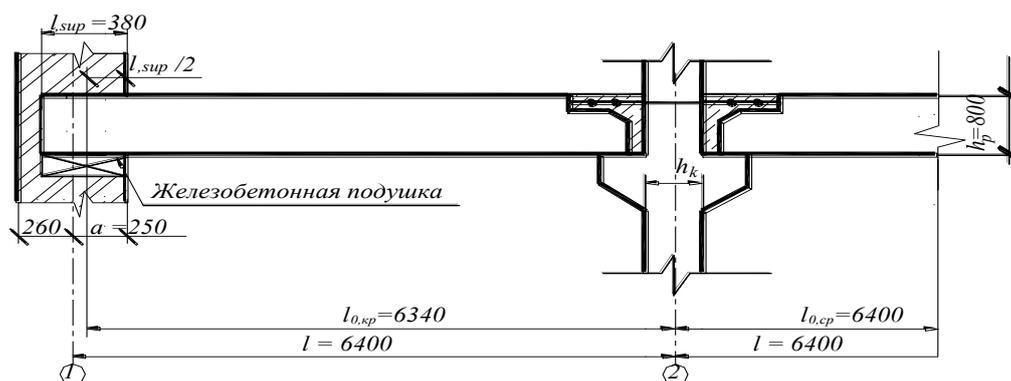


Рисунок 10 – К определению расчетных пролетов ригеля

Расчетный пролет ригеля в средних пролетах принимается равным расстоянию между осями колонн: $l_{0,сп} = l = 6400$ мм.

4.2 Подсчет нагрузок на ригель

Принимаем следующую конструкцию пола перекрытия: плиточный пол, цементно-песчаная стяжка. Высота ребра панели – кратно 50 мм.

Нагрузка на 1 м^2 поверхности плиты приведена в таблице 3.

Таблица 3 – Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1 Постоянные g			
Плиточный пол $t = 10$ мм, $\rho = 20$ кН/м ³	0,20	1,35	0,27
Цементно-песчаная стяжка $t = 15$ мм, $\rho = 22$ кН/м ³	0,33	1,35	0,45
Собственный вес плиты при $h = L/20 = 7000/20 = 350$ мм	2,4	1,35	3,24
Итого g	2,93		3,96
2 Переменная q (по заданию)	10,0	1,5	15,0

Расчетные нагрузки на 1 п. м ригеля при ширине грузовой площади 7 м и коэффициенте безопасности по назначению здания $\gamma_n = 1$ составят:

- постоянная $g_{sd} = 3,96 \cdot 7,0 \cdot 1 = 27,72$ кН/м,
- переменная $q_{sd} = 15,0 \cdot 7,0 \cdot 1 = 105,0$ кН/м.

Для определения нагрузки от массы ригеля задаемся размерами его сечения: $h = 1/8 \cdot l = 1/8 \cdot 640 = 80$ см.

Ширину сечения ригеля следует назначать следующим образом:

$b = (0,3-0,4) \cdot h = (0,3-0,4) \cdot 80 = 24-32$ см. Принимаем $b = 30$ см.

Тогда суммарная (с учетом нагрузки от ригеля) постоянная нагрузка

$$g_{sd} = 27,72 + 0,30 \cdot 0,8 \cdot 25,0 \cdot 1,35 \cdot 1 = 35,82 \text{ кН/м.}$$

Для определения усилий в неразрезном ригеле определяем максимальное расчетное сочетание действующих нагрузок:

– первое основное сочетание

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \cdot \Psi_{0,i} = 35,82 + 105,0 \cdot 0,7 = 109,32 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} = 35,82 \cdot 0,85 + 105,0 = 135,45 \text{ кН/м}^2.$$

К дальнейшим расчетам принимаем второе основное сочетание нагрузок, для которого постоянная нагрузка

$$g_{sd} = 35,82 \cdot 0,85 = 30,45 \text{ кН/м.}$$

4.3 Статический расчет ригеля и перераспределение усилий

В курсовом проекте с целью уменьшения объема расчетов статический расчет ригеля в упругой стадии и с учетом перераспределения усилий рекомендуется выполнять на ЭВМ. Для каждой из рассмотренных комбинаций загрузки строится эпюра изгибающих моментов и поперечных сил, при этом их целесообразно строить на одной оси (рисунок 11).

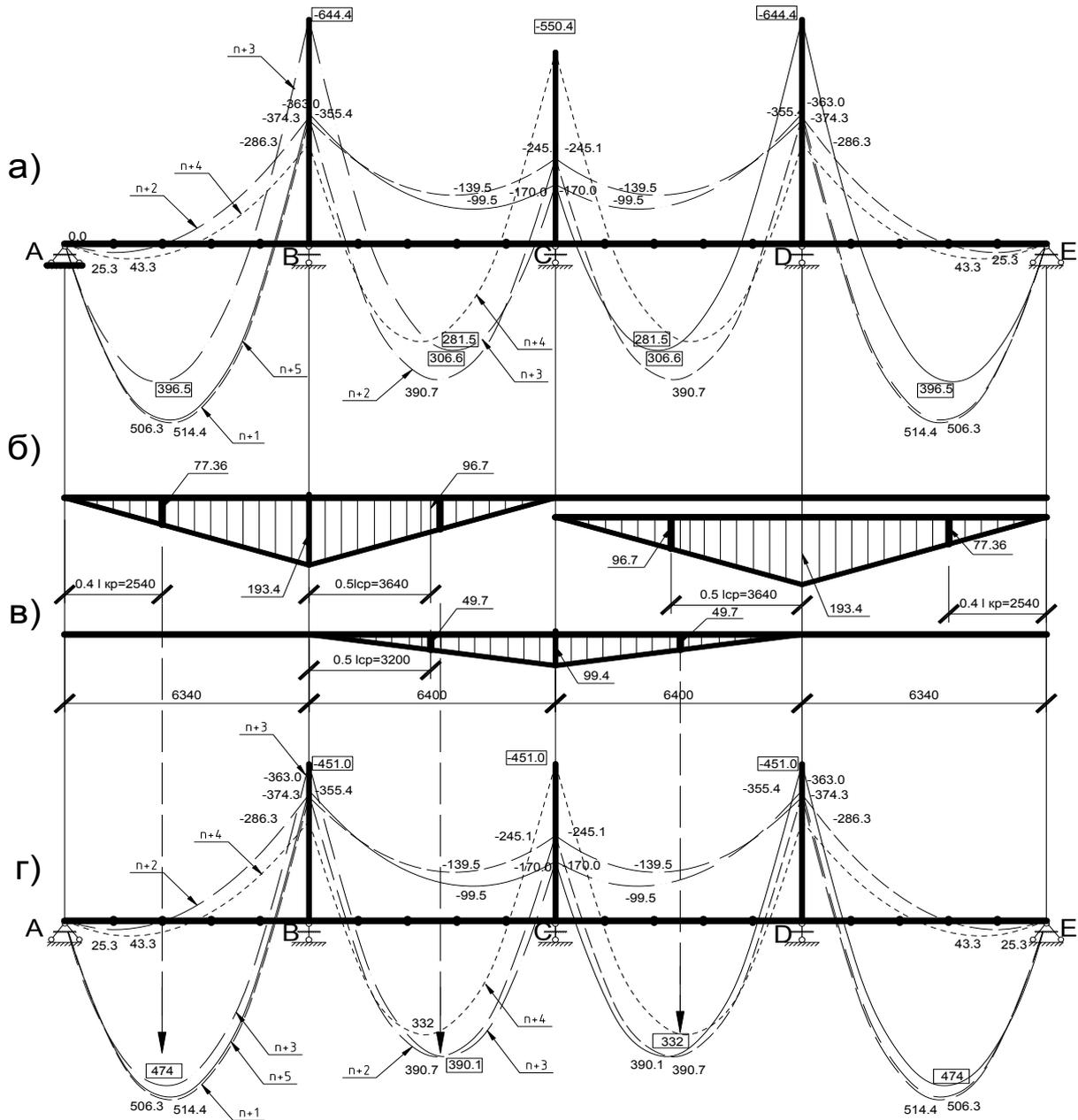
В целях обучения навыкам перераспределения усилий в статически неопределимых системах в курсовом проекте студентам рекомендуется самостоятельно произвести перераспределение моментов, сравнив полученные данные с результатами расчета на ЭВМ.

Перераспределение усилий производится отдельно для каждой ветви огибающей эпюры M_{sd} . Величина снижения опорных и пролетных моментов не ограничивается, но в целях уменьшения ширины раскрытия трещин в пластических шарнирах рекомендуется, чтобы ординаты выравненной эпюры M_{sd} во всех расчетных сечениях составляли не менее 70 % их вычисленных по упругой схеме значений.

На рисунке 11 в качестве примера показаны эпюры M_{sd} для различных вариантов загрузки четырехпролетного ригеля. В данном случае на промежуточных опорах (опора В и опора D) имеется максимальный отрицательный момент ($M_{sd} = 644,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$). Имеет смысл предусмотреть здесь возникновение пластических шарниров, что позволит уменьшить опорные моменты на величину, принятую на первом шаге: $\Delta M_{sd} = 644,4 \cdot 0,3 = 193,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (см. рисунок 11, б). Это, в свою очередь, приведет к увеличению пролетных моментов ветви n+3 на ординату треугольной эпюры, равную 77,5 кН·м в первом пролете и 83,5 кН·м во втором пролете (ординаты определяются из построенной треугольной эпюры в характерных точках максимумов соответствующих пролетных моментов). После сложения ор-

динат эпюр в первом пролете изгибающие моменты составят:

- на опорах В и D: $M_{Sd} = -644,4 + 193,4 = -451,0$ кН·м;
- в первом пролете $M_{Sd} = 396,5 + 77,5 = 474,0$ кН·м, что не превышает ординату ветви n+1, в которой имеется максимальный изгибающий пролетный момент, равный 514,4 кН·м;
- во втором пролете $M_{Sd} = 306,6 + 83,5 = 390,1$ кН·м, что не превышает значения ветви n+2, в которой имеется максимальный изгибающий пролетный момент, равный 390,7 кН·м.



а – эпюры изгибающих моментов до перераспределения усилий; б, в – эпюры добавочных изгибающих моментов в первом и втором пролетах соответственно; г – эпюры изгибающих моментов после перераспределения усилий

Рисунок 11 – Перераспределение усилий в неразрезном ригеле

С целью унификации армирования опорных участков ригелей и снижения их материалоемкости производим выравнивание опорных моментов на всех его опорах до величины $M_{Sd} = -451,0$ кН·м после перераспределения.

В результате получим, что величины ординат добавочной треугольной эпюры (рисунок 11, в) на опоре С составят для ветви n+4: $\Delta M_{Sd} = 550,4 - 451,0 = 99,4$ кН·м. Величины изгибающего момента во втором и третьем пролетах добавочной эпюры составят 49,7 кН·м.

Складывая соответствующие ординаты эпюр, получаем величину пролетного изгибающего момента после перераспределения, равную 332,0 кН·м ($281,5 + 49,7 = 332,0$ кН), что не превышает ординату ветви n+2, при которой максимальный изгибающий пролетный момент равен 390,7 кН·м.

4.4 Уточнение высоты сечения ригеля

Высоту сечения ригеля уточняют по опорному моменту, действующему по грани опоры ригеля на колонне. Принимая размеры сечения колонны 40×40 см, определяем наибольшие величины изгибающих моментов по грани колонны при комбинациях загрузки 1 + 2, 1 + 3, 1 + 4, 1 + 5 соответственно:

$$M_{гр} = M - V_{min} \cdot \frac{h_k}{2} \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{гр}^{n+1} = 355,4 - 114,7 \cdot \frac{0,4}{2} = 332,46 \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{гр}^{n+2} = 363,0 - 153,8 \cdot \frac{0,4}{2} = 332,24 \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{гр}^{n+3} = 451,0 - 507,6 \cdot \frac{0,4}{2} = 349,48 \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{гр}^{n+4} = 286,3 - 141,7 \cdot \frac{0,4}{2} = 257,96 \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{гр}^{n+5} = 374,3 - 129,4 \cdot \frac{0,4}{2} = 348,42 \quad \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Больший изгибающий момент по грани опоры $M_{гр}^{n+3} = 349,48$ кН·м является расчетным.



$$d = \sqrt{\frac{M_{гр.}}{\alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{349,48 \cdot 10}{0,242 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 0,3}} = 60,1 \text{ см} .$$

Предполагая расположение арматуры в два ряда по высоте сечения ригеля, принимаем расстояние от его растянутой грани до центра тяжести арматуры у этой грани равным $c = 6$ см. Тогда полная высота сечения

$$h = d + c = 60,1 + 6 = 66,1 \text{ см}.$$

Назначаем $h = 80$ см (высота сечения ригеля при $h > 60$ см принимается кратной 100 мм). Рабочая высота сечения ригеля в пролете

$$d = h - c = 80 - 6 = 74 \text{ см}.$$

Проверяем соответствие размеров сечения ригеля:

$$0,3 \cdot h = 24 \text{ см} < b = 30 \text{ см} < 0,4 \cdot h = 32 \text{ см}.$$

Условие соблюдается, следовательно, размеры сечения ригеля не изменяем. Так как уточненная высота сечения не отличается от первоначально принятой, перерасчет нагрузки от массы ригеля не производим.

4.5 Определение площади сечения продольной арматуры

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают на прочность по моменту в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах и на средней опоре.

Расчет продольной арматуры ригеля производим как для изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Для арматуры S500

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 2,175\text{‰} \text{ и } \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{417}{2 \cdot 10^5} = 2,085\text{‰} .$$

Тогда

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,618 \text{ (при } 6 \leq \varnothing \leq 22);$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,085 + 3,5} = 0,627 \text{ (при } \varnothing > 25);$$



$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,618 (1 - 0,416 \cdot 0,618) = 0,372;$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,627 (1 - 0,416 \cdot 0,627) = 0,375.$$

Пролет 1 (нижняя арматура).

$$M_{Sd} = 514,4 \text{ кН}\cdot\text{м}; c = 60 \text{ мм}; d = 0,74 \text{ м}; b = 0,3 \text{ м}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{514,4}{1 \cdot 13,33 \cdot 0,3 \cdot 0,74^2 \cdot 1000} = 0,235 < \alpha_{m,lim} = 0,375;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,235}{1,947}} = 0,860;$$

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{514,4 \cdot 10}{417 \cdot 0,860 \cdot 0,74} = 19,38 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры

$$A_{st,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,13 \cdot 0,3 \cdot 0,74 \cdot 100 = 2,88 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } \rho_{min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,2}{500} = 0,114, \text{ но не менее } 0,13 \text{ \%}.$$

Принимаем $\rho_{min} = 0,13 \text{ \%}$.

Принимаем $2\varnothing 28 + 2\varnothing 25 \text{ S500}$ ($A_{st} = 22,14 \text{ см}^2$).

Пролет 2 (нижняя арматура).

$$M_{Sd} = 390,7 \text{ кН}\cdot\text{м}; c = 60 \text{ мм}; d = 0,74 \text{ м}; b = 0,3 \text{ м}.$$

$$\alpha_m = \frac{390,7}{1 \cdot 13,33 \cdot 0,3 \cdot 0,74^2 \cdot 1000} = 0,178 < \alpha_{m,lim} = 0,372;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,178}{1,947}} = 0,898;$$

$$A_{st} = \frac{390,7 \cdot 10}{435 \cdot 0,898 \cdot 0,74} = 13,52 \text{ см}^2.$$



Принимаем $2\varnothing 20 + 2\varnothing 25$ S500 ($A_{st} = 16,10 \text{ см}^2$).

Количество верхней арматуры определяем по отрицательным пролетным, если они имеются, и опорным изгибающим моментам.

Пролет 1 (верхняя арматура).

Так как в первом пролете отрицательный изгибающий момент отсутствует, принимаем конструктивное армирование в верхней зоне:

$$A_{st} = A_{st,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,13 \cdot 0,3 \cdot 0,765 \cdot 100 = 2,98 \text{ см}^2.$$

Для данной площади назначаем $2\varnothing 14$ S500 ($A_{st} = 3,08 \text{ см}^2$).

Пролет 2 (верхняя арматура).

$$M_{sd} = 139,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Принимаем однорядное расположение арматуры в верхней зоне, тогда при $c = 35$ мм рабочая высота сечения ригеля $d = 800 - 35 = 765$ мм; $b = 300$ мм.

$$\alpha_m = \frac{139,5}{1 \cdot 13,33 \cdot 0,3 \cdot 0,765^2 \cdot 1000} = 0,06 < \alpha_{m,\lim} = 0,372;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,06}{1,947}} = 0,968;$$

$$A_{st} = \frac{139,5 \cdot 10}{435 \cdot 0,968 \cdot 0,765} = 4,33 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 20$ S500 ($A_{st} = 6,28 \text{ см}^2$). С целью унификации армирования ригеля во всех пролетах верхнюю арматуру следует назначать одинаковой.

На опоре В (верхняя арматура).

$$M_{gp} = 349,48 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Учитывая конструктивное решение опорного узла типового ригеля, принимаем $c = 75$ мм. Тогда $d = 800 - 75 = 725$ мм, $b = 300$ мм.

$$\alpha_m = \frac{349,48}{1 \cdot 13,33 \cdot 0,3 \cdot 0,725^2 \cdot 1000} = 0,166 < \alpha_{m,\lim} = 0,375;$$



$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,166}{1,947}} = 0,906;$$

$$A_{st} = \frac{349,48 \cdot 10}{417 \cdot 0,906 \cdot 0,725} = 12,76 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3Ø25 S500 ($A_s = 14,73 \text{ см}^2$).

4.6 Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Расчет поперечной арматуры ведут для трех наклонных сечений: у крайней опоры и у первой промежуточной опоры слева и справа. Целесообразнее расчет начинать для сечений у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила.

Первая промежуточная опора слева. $V_{Sd,max} = V_b^{\text{II}} = 531,0 \text{ кН}$. Площадь продольного армирования в расчетном сечении $A_{st} = 14,73 \text{ см}^2$. Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять требованиям по сварке. При максимальном диаметре продольной арматуры плоского каркаса 25 мм принимаем поперечную арматуру диаметром $\varnothing_{sw} = 10 \text{ мм}$ площадью $0,785 \text{ см}^2$. Так как ригель армируется пространственным каркасом, состоящим из двух плоских каркасов, то в расчетах на прочность по наклонным сечениям учитывается площадь поперечной арматуры двух каркасов, т. е. $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил начинается проверкой условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct}; \quad (21)$$

где V_{Sd} – расчетная поперечная сила от внешних воздействий;

$V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования,

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d = \\ &= \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) 1,52 (100 \cdot 0,007 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] 300 \cdot 725 = 95615 \text{ Н} = 95,6 \text{ кН}, \end{aligned}$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0,293 + 0) 300 \cdot 725 = 63728 \text{ Н} = 63,73 \text{ кН}.$$

В данном случае

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{725}} = 1,52 < 2,0.$$

Принимаем $k = 1,52$, $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$.

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{14,73}{30 \cdot 72,5} = 0,007 < 0,02.$$

Принимаем $\rho_1 = 0,006$.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,52^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,293 \text{ МПа.}$$

$k_1 = 0,15$ и $\sigma_{cp} = 0$ при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы).

Поскольку $V_{Sd,max} = 531,0 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 95,6 \text{ кН}$, то необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Расчет поперечной арматуры производим на основе стержневой модели (по методу ферменной аналогии).

Назначаем расчетное сечение на расстоянии $a_{w1} = 700$ мм от грани опоры, что меньше $d = 725$ мм и больше $0,5 \cdot z = 0,5 \cdot \eta \cdot d = 0,5 \cdot 0,875 \cdot 725 = 317$ мм. Расчетная поперечная сила в расчетном сечении на расстоянии $a_{w1} = 700$ мм от грани опоры составляет

$$V_{Sd} = V_{Sd,max} - (g + q)a_{w1} = 531,0 - (30,45 + 105,0)0,7 = 436,2 \text{ кН.}$$

В критическом расчетном сечении должно выполняться условие

$$\tau_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{b \cdot d_z} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (22)$$

где τ_{Sd} – касательные напряжения в расчетном сечении;

d_z – расстояние между верхней и нижней продольными арматурами в сечении, $d_z = d - c = 725 - 35 = 690$ мм.

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,6(1 - 20/250) = 0,552.$$

Касательные напряжения в данном сечении



$$\tau_{sd} = \frac{436,2 \cdot 10}{30 \cdot 69} = 2,107 \text{ МПа} < 0,5 \cdot 0,552 \cdot 13,33 = 3,68 \text{ МПа.}$$

Определяем максимально возможное значение $\cot\theta$ из условия применимости метода:

$$1 \leq \cot\theta = \frac{\omega + \sqrt{\omega^2 - 4}}{2} \leq 2,5,$$

где

$$\omega = \cot\theta + \tan\theta = \frac{d_z \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd}}{V_{sd}} = \frac{69,0 \cdot 30 \cdot 0,552 \cdot 13,33}{436,2 \cdot 10} = 3,49.$$

Так как $1 < \cot\theta = \frac{3,49 + \sqrt{3,49^2 - 4}}{2} = 3,17 > 2,5$, принимаем $\cot\theta = 2,5$.

Тогда, приняв ориентировочно $z = \eta \cdot d = 0,9 \cdot d$, определяем следующее:

$$\frac{A_{sw}}{S} \leq \frac{V_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = \frac{436,2 \cdot 100}{0,9 \cdot 72,5 \cdot 313 \cdot 2,5} = 0,854 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Полученное значение отношения $\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)$ должно удовлетворять условию

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right) \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max}$$

где

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot b_w \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot 300 \cdot \sqrt{20}}{500} = 0,215 \text{ мм}^2/\text{мм};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w}{2f_{ywd}} = \frac{0,552 \cdot 13,33 \cdot 300}{2 \cdot 313} = 3,53 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

$$0,215 < 0,854 < 3,53 \text{ мм}^2/\text{мм}^2.$$

При использовании $2\varnothing 10$ S500 ($A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$) расчетный шаг поперечных стержней должен быть не более $S \leq 157 / 0,854 = 184 \text{ мм}$.

Окончательно в приопорной зоне длиной $1/4$ пролета можно принимать шаг поперечных стержней $S = 150 \text{ мм}$ (кратно 50 мм), что удовле-



творяет конструктивным требованиям $S \leq h/3 = 267$ мм и $S \leq 300$ мм.

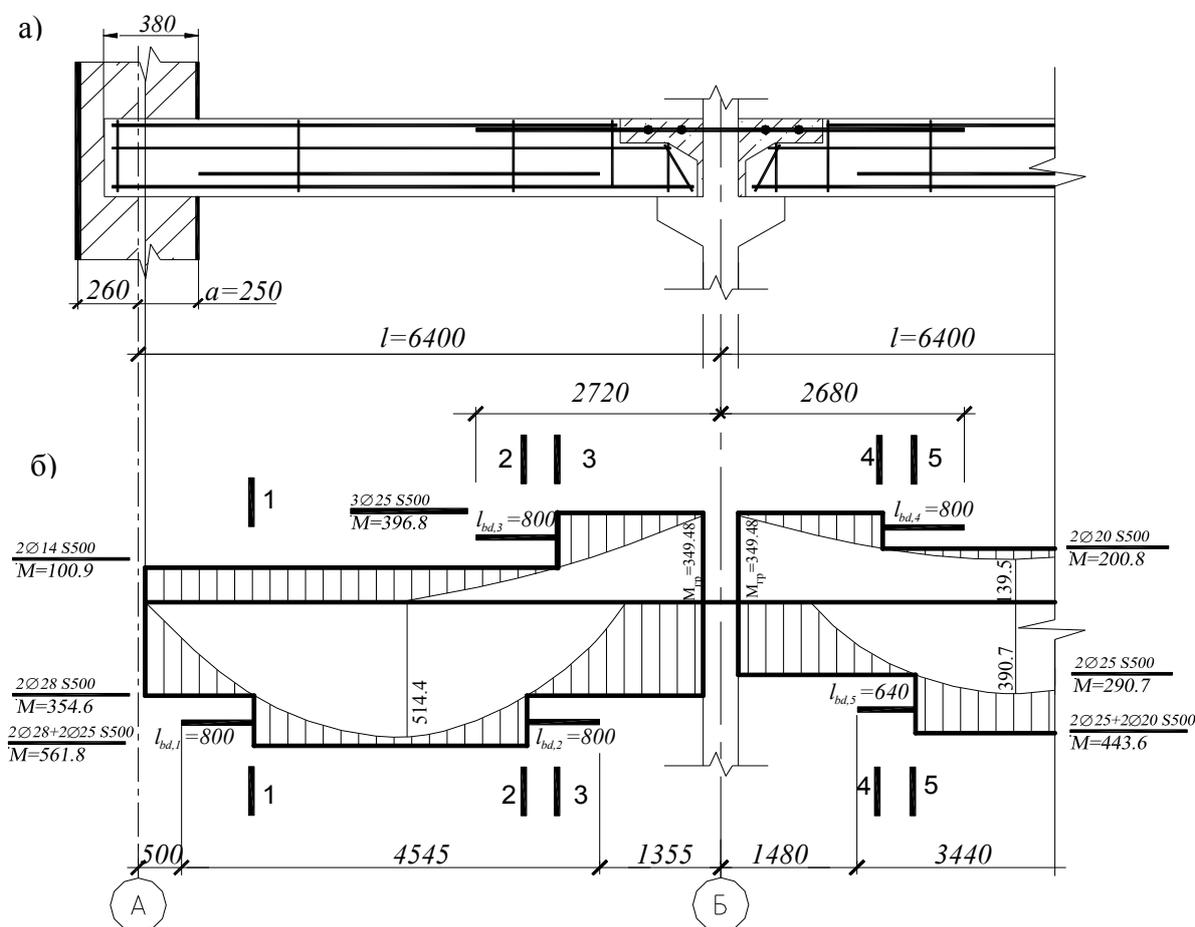
В средней части пролета шаг поперечных стержней должен назначаться не более $3/4 \cdot h$ и не более 500 мм.

Принимаем $S = 500$ мм $< 3/4 \cdot 800 = 600$ мм.

Аналогично вышеприведенному расчету выполняются расчеты наклонных сечений у крайней опоры и первой промежуточной опоры справа.

4.7 Построение эпюры арматуры (эпюры материалов)

Для экономии стали часть продольных стержней арматурного каркаса обрывают в пролете в соответствии с огибающей эпюрой моментов. Места обрыва стержней позволяет установить эпюра арматуры (рисунок 13).



а – схема армирования; б – эпюра материалов

Рисунок 12 – К построению эпюры материалов

Пролет 1

Продольная арматура $2\varnothing 28 + 2\varnothing 25$ S500 ($A_{st} = 22,14$ см²).

Вычисляем характеристики сечения: уточненное значение $c = 73$ мм, тогда $d = 800 - 73 = 727$ мм.

$$\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{22,14 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 30 \cdot 72,7} = 0,392 < \xi_{lim} = 0,627;$$

$$\eta = 1 - k_2 \cdot \xi = 1 - 0,416 \cdot 0,392 = 0,837.$$

Ордината эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_{st} = 22,14$ см²):

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta = 417 \cdot 22,14 \cdot 72,7 \cdot 0,837 \cdot 10^{-3} = 561,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Два из четырех стержней (2Ø25) обрываем в пролете.

Для сечения с оставшимися 2Ø28 ($A_{st} = 12,32$ см²) при $c = 44$ мм, $d = 800 - 44 = 756$ мм.

$$\xi = \frac{12,32 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 30 \cdot 75,6} = 0,210 < \xi_{lim} = 0,627;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,210 = 0,913.$$

Ордината эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_{st} = 12,32$ см²):

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta = 417 \cdot 12,32 \cdot 75,6 \cdot 0,913 \cdot 10^{-3} = 354,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Пролет 2

Арматура 2Ø20+2Ø25 S500 ($A_{st} = 16,10$ см²).

При $c = 62,5$ мм $d = 800 - 62,5 = 737,5$ мм.

$$\xi = \frac{6,28 \cdot 435 + 9,82 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 30 \cdot 73,75} = 0,286 < \xi_{lim} = 0,618;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,286 = 0,881.$$

Ордината эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_{st} = 16,1$ см²):



$$M_{Rd} = (6,28 \cdot 435 + 9,82 \cdot 417) \cdot 73,75 \cdot 0,881 \cdot 10^{-3} = 443,6 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Два из четырех стержней ($2\varnothing 20$) обрываем в пролете.

Для сечения с оставшимися $2\varnothing 25$ ($A_{st} = 9,82 \text{ см}^2$) находим при $c = 37,5 \text{ мм}$ $d = 800 - 37,5 = 762,5 \text{ мм}$.

$$\xi = \frac{9,82 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 30 \cdot 76,25} = 0,166 < \xi_{lim} = 0,618;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,166 = 0,931.$$

Ордината эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_{st} = 9,82 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 417 \cdot 9,82 \cdot 76,25 \cdot 0,931 \cdot 10^{-3} = 290,7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Опора В

Арматура $3\varnothing 25$ S500 ($A_{st} = 14,73 \text{ см}^2$), $c = 75 \text{ мм}$, $d = 725 \text{ мм}$.

$$\xi = \frac{14,73 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 30 \cdot 72,5} = 0,262 < \xi_{lim} = 0,627;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,262 = 0,891.$$

Ордината эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_{st} = 14,73 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 417 \cdot 14,73 \cdot 72,5 \cdot 0,891 \cdot 10^{-3} = 396,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

На некотором удалении от опоры обрываем все стержни.

Пролет 1

Верхняя арматура принята из $2\varnothing 14$ S500 ($A_{st} = 3,08 \text{ см}^2$), $d = 800 - 30 = 770 \text{ мм}$.

$$\xi = \frac{3,08 \cdot 435}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 30 \cdot 77,0} = 0,054 < \xi_{lim} = 0,618;$$



$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,054 = 0,978.$$

Тогда несущая способность сечения

$$M_{Rd} = 435 \cdot 3,08 \cdot 77,0 \cdot 0,978 \cdot 10^{-3} = 100,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Пролет 2

Верхняя арматура принята $2\varnothing 20$ ($A_{st} = 6,28 \text{ см}^2$), $d = 770 \text{ мм}$.

$$\xi = \frac{6,28 \cdot 435}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 30 \cdot 77,0} = 0,109 < \xi_{lim} = 0,618;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,109 = 0,955.$$

Ордината эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_{st} = 6,28 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 435 \cdot 6,28 \cdot 77,0 \cdot 0,955 \cdot 10^{-3} = 200,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4.8 Определение длины анкеровки обрываемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого следует на объемлющую эпюру моментов наложить эпюру арматуры. Точки, в которых ординаты эпюр будут общими (точки пересечения), определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (рисунок 12, б).

Для обеспечения прочности наклонных сечений ригеля по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее

$$\ell_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \ell_{b,rqd} \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq \ell_{b,min}, \quad (23)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ – коэффициенты, характеризующие условия анкеровки;

$\ell_{b,rqd}$ – базовая длина анкеровки;

$A_{s,red}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры;

$\ell_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимаемая более либо равной наибольшему значению из величин: $\{0,6\ell_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\}$ – для растянутых стержней; $\{0,3\ell_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\}$ – для сжатых стержней.

Кроме того, общая длина запуска стержня за точку теоретического обрыва для растянутых стержней должна быть не менее $0,5h$, где h – высота ригеля.

В связи с тем, что произведение $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5$ изменяется в пределах от 0,7 до 1,0, величина α_4 в условиях обрыва арматуры второстепенной балки не учитывается, а величина α_1 принимается равной 1,0, то в курсовом проекте с целью уменьшения расчетной части разрешается принимать $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 0,7$.

Анкеровка стержней продольной арматуры на свободной опоре осуществляется путем заведения за внутреннюю грань опоры на длину не менее: $5\varnothing$ в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно; $10\varnothing$ в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, если до опоры доводится не менее $2/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете; $15\varnothing$ то же, если до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете.

Сечения 1–1, 2–2 (см. рисунок 12)

В сечении обрываются стержни $\varnothing 25$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 12,32 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 28$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 22,14 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 28 + 2\varnothing 25$). Принимаем $l_{b,rqd} = 53 \cdot 25 = 1325 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрываемых стержней

$$l_{bd,1} = l_{bd,2} = 0,7 \cdot 1325 \cdot \frac{9,82}{22,14} = 411,4 \text{ мм.}$$

Величины остальных параметров:

$$0,6 \cdot l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1325 = 795 \text{ мм;}$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм;}$$

$$h / 2 = 800 / 2 = 400 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,1} = l_{bd,2} = 800 \text{ мм}$.

Сечения 3–3 и 4–4

В сечениях обрываются стержни $\varnothing 25$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры в сечении 3–3 $A_{s,red} = 3,08 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 14$), в сечении 4–4 $A_{s,red} = 6,28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$), принятая площадь сечения арматуры в се-



чениях $A_{s,prov} = 14,73 \text{ см}^2$ ($3\varnothing 25$ мм). Принимаем $l_{b,rqd} = 53 \cdot 25 = 1325$ мм.

Длина анкеровки обрывааемых стержней в сечении 3–3

$$l_{bd,3} = 0,7 \cdot 1325 \cdot \frac{3,08}{14,73} = 194,0 \text{ мм.}$$

Длина анкеровки обрывааемых стержней в сечении 4–4

$$l_{bd,4} = 0,7 \cdot 1325 \cdot \frac{6,28}{14,73} = 395,4 \text{ мм.}$$

Величины остальных параметров:

$$0,6 \cdot l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1325 = 795,0 \text{ мм;}$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм;}$$

$$h / 2 = 800 / 2 = 400 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,3} = l_{bd,4} = 800$ мм.

Сечение 5–5

В сечении обрываются стержни $\varnothing 20$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 6,28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 16,10 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20 + 2\varnothing 25$ мм); $l_{b,rqd} = 53 \cdot 20 = 1060$ мм. Длина анкеровки обрывааемых стержней:

$$l_{bd,5} = 0,7 \cdot 1060 \cdot \frac{6,28}{16,10} = 289,4 \text{ мм.}$$

Величины остальных параметров:

$$0,6 \cdot l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1060 = 636 \text{ мм;}$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм;}$$

$$h / 2 = 800 / 2 = 400 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,5} = 640$ мм.

Длина анкеровки стержней откладывается в том же масштабе, который принят для построения эпюры материалов, от точки теоретического



обрыва в направлении, где обрываема арматура не требуется по условиям прочности нормальных сечений (см. рисунок 12).

5 Указания по конструированию узла сопряжения ригеля с колонной

Ригель в многоэтажных зданиях с полным и неполным каркасами в местах опирания на колонны воспринимает отрицательный изгибающий момент. В сечениях, где действует отрицательный момент, нижняя часть сечения сжата (сжатая зона), а верхняя часть сечения растянута (растянутая зона). Восприятие отрицательного момента ригелем на опорах обеспечивается элементами специальной конструкции его сопряжения с колоннами.

На опорном участке ригеля в верхней (растянутой) зоне имеется арматура, рассчитанная на восприятие растягивающего усилия, возникающего от отрицательного момента. Эта арматура двух соседних ригелей должна быть равнопрочно соединена между собой путем сварки арматурных выпусков из колонны (рисунок 13). Соединения арматурных выпусков осуществляется путем ванной сварки их с арматурными вставками того же диаметра.

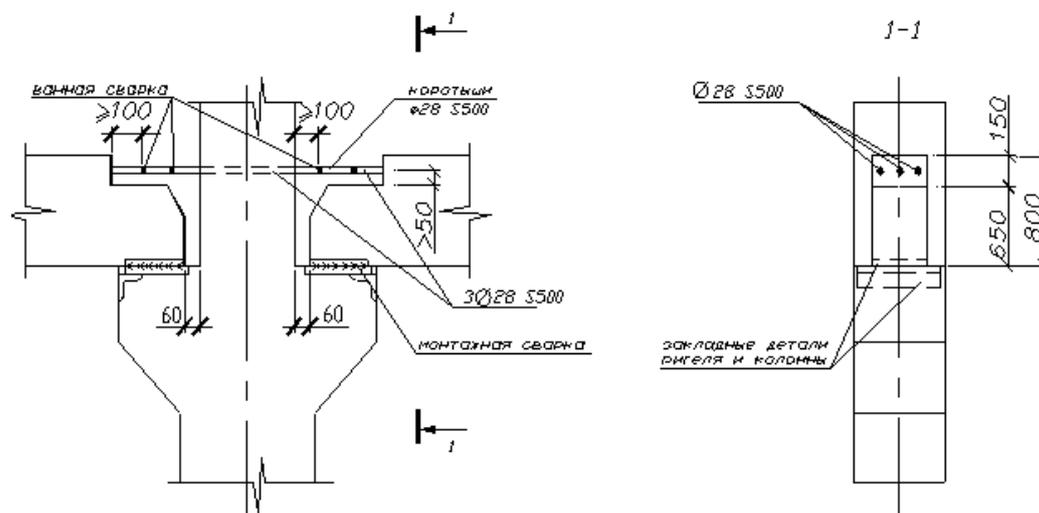


Рисунок 13 – Стык ригеля с колонной

Восприятие сжимающих усилий в сжатой зоне опорных сечений ригеля обеспечивается замоноличиванием зазора между торцом ригеля и гранью колонны, а также сварным соединением находящейся там продольной арматуры через закладные детали ригеля и консоли колонны. Кроме того, закладная деталь ригеля обеспечивает анкеровку продольной арматуры и требуемую величину защитного слоя бетона, а также фиксацию положения ригеля при монтаже. Опорная реакция ригеля в местах опирания его на колонны воспринимается консолями колонны (см. рису-

нок 13). Существуют и другие варианты конструкции узла опирания ригелей на колонны, которые по желанию студента могут быть применены в курсовом проекте. Однако конструкция стыка должна быть жесткой.

6 Расчет стыка колонн

Из условия производства работ стыки колонн назначают на расстоянии 1–1,2 м выше перекрытия. При выбранных конструкциях и условиях работы колонны наиболее целесообразным является стык с ванной сваркой продольных стержней.

Для осуществления этого стыка в торцах стыкуемых звеньев колонн в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки. При четырех стержнях подрезки располагают по углам. Глубина подрезки должна позволять устанавливать инвентарные медные формы для сваривания выпусков продольных стержней колонны. Суммарная высота подрезок принимается не более 300 мм и не менее восьми диаметров. После сварки стык замоноличивают бетоном того же класса или ниже на одну ступень класса бетона колонны. Стык такого типа должен рассчитываться для стадий: до замоноличивания как шарнирный на монтажные (постоянные) нагрузки и после замоноличивания как жесткий с косвенным армированием на эксплуатационные (полные) нагрузки.

В данном примере приняты бетон класса C20/25 и выпуски арматуры длиной 30 см и диаметром 36 мм из стали S500.

Рассмотрим устройство стыка, где действует продольная сила:

– от полных нагрузок

$$N_{Sd} = N_{Sd}^{II} - (N_{Sd}^I - N_{Sd}^{II}) = 2986,3 - (3874,3 - 2986,3) = 2098,3 \text{ кН},$$

– от длительно действующих нагрузок

$$N_{Sd,lt} = 1790,9 - (2280,2 - 1790,9) = 1301,6 \text{ кН},$$

где N_{Sd}^I , N_{Sd}^{II} – нагрузка на колонну в уровне первого и второго этажей соответственно.

При расчете стыка до замоноличивания усилие от нагрузки воспринимается бетоном выступа колонны, усиленным сетчатым армированием ($N_{Rd,1}$) и арматурными выпусками, сваренными ванной сваркой ($N_{Rd,2}$). Поэтому условие прочности стыка имеет вид:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,1} + N_{Rd,2} = \alpha_u \cdot f_{cud,eff} \cdot A_{C0} + 0,5\phi_1 \cdot f_{cd} \cdot A_{S,tot}, \quad (24)$$

где α_u – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений под центрирующей прокладкой, $\alpha_u = 0,75$;



A_{C0} – площадь смятия, принимаемая равной площади центрирующей прокладки или площади распределительного листа, если она приваривается при монтаже к распределительному листу и его толщина не менее $1/3$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки;

φ_1 – коэффициент продольного изгиба выпусков арматуры;

$A_{S,tot}$ – площадь сечения всех выпусков арматуры;

$f_{cud,eff}$ – приведенная призмная прочность бетона:

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \varphi_o \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{cd} + \varphi_o \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s \leq 2 \cdot f_{cud}, \quad (25)$$

Размеры сечения подрезки из условия размещения медных форм принимаем $b_1 \times h_1 = 10 \times 10$ см, а расстояние от грани сечения до оси сеток косвенного армирования в пределах подрезки $c_1 = 20$ мм; за пределами подрезки $c_2 = 10$ мм (рисунок 14).

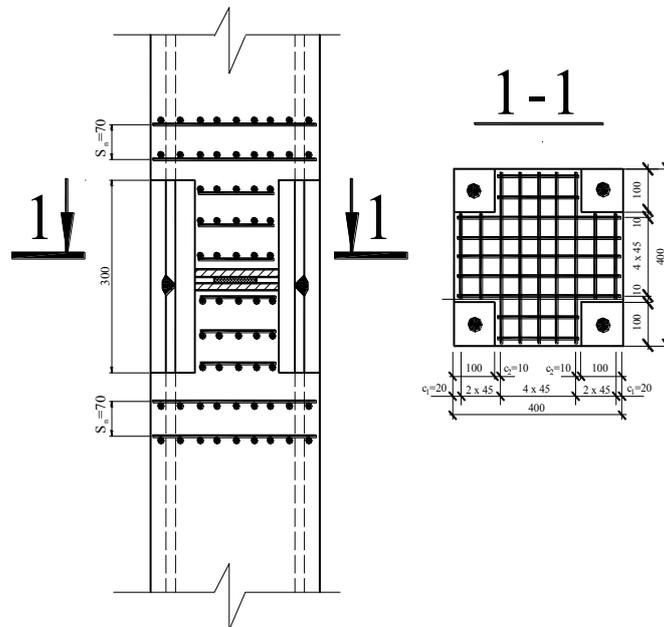


Рисунок 14 – К расчету стыка колонн между собой

Тогда площадь части сечения, ограниченная осями крайних стержней сетки косвенного армирования:

$$\begin{aligned} A_{eff} &= (b_c - 2c_1)(h_c - 2c_1) - 4(b_1 - c_2)(h_1 - c_2) = \\ &= (40 - 2 \cdot 2)(40 - 2 \cdot 2) - 4(10 - 1)(10 - 1) = 972 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Центрирующую прокладку назначают толщиной 12–20 мм с размерами в плане не более $1/3$ соответствующего размера сечения колонны. Размеры распределительных листов определяют площадь смятия бетона. Для уменьшения расхода стали не следует назначать площадь распределительных

тельных листов больше, чем половина расчетного сечения стыка. Толщина распределительных листов принимается 15–20 мм.

Центрирующую прокладку и распределительные листы в торцах колонн назначаем толщиной 2 см, а размеры в плане центрирующей прокладки – 10×10 см, что не превышает 1/3 ширины колонны, т. е. $1/3 \cdot 40 = 13,3$ см, распределительных листов – 20×20 см.

За площадь смятия A_{C0} принимаем площадь распределительного листа, поскольку его толщина 20 мм превышает 1/3 расстояния от края листа до центрирующей прокладки: $(20 - 10)/2 \cdot 1/3 = 1,67$ см, т. е.

$$A_{C0} = 20 \cdot 20 = 400 \text{ см}^2. \text{ Принимаем } A_{cl} = A_{eff} = 972 \text{ см}^2.$$

Коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии:

$$\begin{aligned} \omega_u &= 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{co}}} - 1 \right) = 1 + 10,33 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,86}{11,11} \left(\sqrt{\frac{972}{400}} - 1 \right) = \\ &= 1,45 < \omega_{u,max} = 3,5; \end{aligned}$$

где k_f – коэффициент [1, таблица 7.6], для элементов с косвенным армированием $k_f = 1,0$;

$$k_u = 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ctd}} = 0,8 \cdot \frac{11,11}{0,86} = 10,33 < 14,0.$$

Тогда при $\gamma_c = 1,87$ получают: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,8 = 11,11$ МПа, $f_{ctd} = 0,21(f_{ck})^{2/3}/\gamma_c = 0,21 \cdot 20^{2/3}/1,8 = 0,86$ МПа.

Для сеток косвенного армирования применяется арматурная проволока класса S500 при диаметре не более 5 мм или арматурные стержни классов S240, S500 при диаметрах 6–14 мм. Минимально допустимый коэффициент косвенного армирования $\rho = 0,125$ [1, п. 5.92]. Сварные сетки конструируем из проволоки $\varnothing 5$ S500 с $f_{yd} = 417$ МПа и $A_{sx} = A_{sy} = 0,2 \text{ см}^2$. Размеры ячеек сетки должны быть не менее 45 мм, не более $1/4 \cdot b_k$ и не более 100 мм [1, п. 11.2.25]. Шаг сеток следует принимать не менее 60 мм, не более 150 мм и не более 1/3 стороны сечения.

Как видно из рисунка 14, в каждом направлении сетки число длинных стержней 5, коротких – 4. Расчетная длина длинных стержней 36,0 см, коротких – 18,0 см.

Коэффициент косвенного армирования

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot \ell_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot \ell_y}{A_{eff} \cdot S_n} = \frac{10 \cdot 0,02 \cdot 36 + 8 \cdot 0,2 \cdot 18}{972 \cdot 7} = 0,015.$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования



$$\varphi_o = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,288} = 1,93,$$

где

$$\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10} = \frac{0,015 \cdot 417}{1,1 \cdot 10,67 + 10} = 0,288.$$

Так как расчет ведется в стадии монтажа (переходная расчетная ситуация), то $\alpha = 1,1$.

Определяется значение $f_{cud,eff}$:

$$f_{cud,eff} = 1,45 \cdot 1,0 \cdot 11,11 + 1,93 \cdot 0,015 \cdot 417 \cdot 3,06 = 53,62 \text{ МПа},$$

где

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{e0}}{A_{eff}} = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{400}{972} = 3,06.$$

Так как $f_{cud,eff} = 53,62 \text{ МПа} > 2f_{cud} = 2 \cdot 1,45 \cdot 1,0 \cdot 11,11 = 32,22 \text{ МПа}$, то в дальнейших расчетах принимается $f_{cud,eff} = 32,22 \text{ МПа}$.

Рассчитываются усилия $N_{Rd,1}$ и $N_{Rd,2}$.

$$N_{Rd,1} = 0,75 \cdot 32,22 \cdot 100 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 966,6 \text{ кН}.$$

Для вычисления усилия $N_{Rd,2}$ определяется радиус инерции арматурного стержня диаметром 36 мм: $i = \frac{d}{4} = \frac{3,6}{4} = 0,9 \text{ см}$.

Расчетная длина выпусков арматуры равна длине выпусков арматуры, т. е. $\ell_0 = \ell = 30 \text{ см}$. Гибкость выпусков арматуры $\lambda = \frac{\ell_0}{i} = \frac{30}{0,9} = 33,3$.

Коэффициент продольного изгиба арматуры $\varphi_1 = 0,901$.

Усилие, воспринимаемое выпусками арматуры:

$$N_{Rd,2} = 0,5 \cdot \varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot A_{s,tot} = 0,5 \cdot 0,901 \cdot 417 \cdot 100 \cdot 40,72 \cdot 10^{-3} = 765,0 \text{ кН}.$$

Предельная продольная сила, воспринимаемая незамоноличенным стыком:

$$N_{Rd} = N_{Rd,1} + N_{Rd,2} = 966,6 + 765,0 = 1731,6 \text{ кН} > N_{Sd,lt} = 1301,6 \text{ кН}.$$

Таким образом, прочность колонны в стыке до замоноличивания больше усилий от длительно действующих нагрузок. Проверку прочности



в стадии эксплуатации можно не производить, т. к. добавится еще прочность замоноличенного бетона и, таким образом, прочность стыка колонны будет такой же, как и в сечении ствола колонны.

Список литературы

- 1 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.
- 2 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 1). – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2004. – 31 с.
- 3 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 3). – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2006. – 6 с.
- 4 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 4). – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2007. – 4 с.
- 5 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 5). – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2009. – 14 с.
- 6 **ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250).** Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2010. – 191 с.
- 7 **СНиП 2.01.07-85.** Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1986. – 49 с.
- 8 **Пецольд, Т. М.** Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: курс лекций / Т. М. Пецольд, В. В. Тур. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.
- 9 **Тур, В. В.** Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В. В. Тур, А. А. Кондратчик. – Брест: БГТУ, 2000. – 400 с.
- 10 **Байков, В. Н.** Железобетонные конструкции. Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
- 11 **Голышев, А. В.** Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие / А. В. Голышев. – Киев: Будівельник, 1990. – 496 с.
- 12 **Дрозд, Я. Н.** Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Я. Н. Дрозд, Г. П. Пастушков. – Минск: Выш. шк., 1984. – 250 с.
- 13 **Попов, Н. Н.** Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций / Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – М.: Высш. шк., 1989. – 320 с.
- 14 Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие / Под ред. А. Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будівельник, 1990. – 544 с.
- 15 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

