

Министерство образования и науки Российской Федерации

Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет

Строительный факультет

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

Проектирование четырехэтажного промышленного здания

Учебное пособие

**Санкт-Петербург
2018**

УДК 624.012.45

Рецензенты: Генеральный директор ООО «Стройэксперт» С.В. Терман (Санкт-Петербург), канд. техн. наук Ю.С. Конев (СПбГАСУ)

Проектирование четырех этажного промышленного здания: Учеб. пособие / А. А. Веселов, В. И. Жуков, Н. С. Новожилова, А.О. Хегай. – 2-е. изд., перераб. и доп. – СПб.:СПбГАСУ, 2018. – 133с.
ISBN 978-59227-0154-9

В пособие даются пояснения по выбору расчетных схем, сбору нагрузок и методики расчета. Выполнение курсового проекта № 1 по железобетонным конструкциям рассчитано на использование данного учебного пособия и ранее изданных методических указаний, в которых приведены задание на курсовое проектирование в соответствии с шифром (номер зачетной книжки) студента, состав и объем проекта № 1 и необходимые справочные материалы, а также нормативные документы.

Пособие рассчитано на студентов всех строительных специальностей заочной и вечерней форм обучения.

© А. А. Веселов, В. И. Жуков,
Н. С. Новожилова, А.О. Хегай 2018
© Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет, 2018

ВВЕДЕНИЕ

Курсовое проектирование призвано закрепить теоретические знания, привить необходимые навыки практического их применения, стимулировать профессиональную подготовку будущих специалистов. В процессе курсового проектирования студенты знакомятся с нормативными документами по расчету и конструированию элементов зданий и сооружений, осваивают методику инженерных расчетов, степень их детализации и получают опыт графического оформления проекта.

При выполнении курсового проекта № 1 по железобетонным конструкциям, кроме данного учебного пособия, рекомендуем использовать методические указания [9, 10] по курсовому проектированию, разработанные на основе СНиП 2.03.01–84. В работах [9, 10] приведены задания на курсовое проектирование в соответствии с шифром (номером зачетной книжки), определены состав и объем расчетной и графической частей курсового проекта, даны ссылки на литературные источники.

Курсовой проект № 1 по железобетонным конструкциям предусматривает проектирование междуэтажных перекрытий четырехэтажного промышленного здания с несущими кирпичными стенами и внутренним неполным железобетонным каркасом, а также колонн и фундаментом под них.

Междуэтажные перекрытия проектируются в двух вариантах – в монолитном и сборном железобетоне, при этом для монолитного перекрытия производятся расчет и конструирование только плиты и второстепенной балки. Перекрытия в сборном железобетоне проектируются полностью – с расчетом и конструированием плиты, неразрезного ригеля, колонны с консолями и фундамента.

В задании на курсовое проектирование приводятся схематические план и разрез здания, указывается длина и ширина здания в свету, между внутренними гранями стен; высота этажей между отметками чистого пола; временная нагрузка на перекрытия, в том числе кратковременная; снеговая нагрузка; расчетное давление на основание и другие сведения; привязка стен к разбивочным осям равна 120мм.

Студенты специальности ПГС выполняют проект в полном объеме. Студенты других специальностей разрабатывают проект

только сборного перекрытия, при этом им разрешается проектировать ригель разного типа и не рассчитывать прогиб панели.

Курсовой проект № 1 представляется в виде расчетно-пояснительной записки, четко написанной ручкой без помарок на стандартных листах с полями. В записке должны быть приведены расчетные схемы и эскизы, поясняющие текст.

Графическая часть проекта выполняется на 1,5 – 2,0 стандартных листах чертежей со спецификацией арматуры и выборкой материалов (пример оформления – см. приложение).

Фактический объем курсового проекта устанавливается преподавателем на практических занятиях или на вводных лекциях.

Единицы СИ в расчетах железобетонных конструкций.

За единую систему физических величин принята СИ – единичная Международная система единиц. Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве, был введен в действие с 1 июля 1984 г. [14].

Так как 1 МПа (мегапаскаль) соответствует $1\text{Н}/\text{мм}^2$ (Н – ньютон), в учебном пособии в расчетах элементов введены: сила и нагрузка, Н (ньютон), размеры сечений, мм, соответственно площади сечений – мм^2 , объемы, статические моменты сопротивления сечений – мм^3 , моменты инерции сечения – мм^4 ; напряжения, расчетные сопротивления, модуль упругости и сдвига – $\text{Н}/\text{мм}^2$, или что то же, МПа.

Глава 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

В соответствии с заданием требуется запроектировать четырехэтажное здание промышленного типа с размерами в плане между внутренними гранями стен $L = 36,6$ м, $B = 24,6$ м. Стены кирпичные несущие толщиной 510 мм. Привязка разбивочных осей стен принята равной 120 мм.

Оконные проемы в здании приняты шириной 2,3 м, высотой 2,1 м. Высота этажей между отметками чистого пола $h_{эт} = 4,2$ м. Временная нагрузка нормативная на всех междуэтажных перекрытиях $v^n = 12$ кН/м², в том числе кратковременная $v_{sh}^n = 1,5$ кН/м². Снеговая нагрузка на кровле $v_{сн}^n = 1$ кН/м².

Подошва фундаментов основывается на грунте с расчетным сопротивлением $R = 0,3$ МПа. Отметка подошвы фундамента – 1,5 м.

Междуэтажные железобетонные перекрытия опираются на наружные кирпичные стены и внутренние железобетонные колонны. Кровельное покрытие опирается только на наружные стены. В качестве несущих элементов покрытия используются сборные железобетонные фермы или балки. Промежуточные колонны доводятся только до междуэтажного перекрытия четвертого этажа.

Классы бетона и арматуры выбираются проектировщиками в соответствии с действующими нормативными документами.

Состав пола на междуэтажных перекрытиях и на первом этаже принимается типовым в зависимости от назначения помещения и характера технологии производства в нем.

1.1. Разбивка балочной клетки

Основные принципы проектирования разбивочной схемы балочной клетки монолитного железобетонного перекрытия изложены в учебнике [9] и учебном пособии [11].

При рекомендуемой величине пролетов второстепенных и главных балок от 5,0 до 7,0 м, в зависимости от интенсивности временной нагрузки на заданной длине здания в свету $L = 36,6$ м и ширине $B = 24,6$ м могут быть приняты 6 пролетов второстепенных продольных балок и 4 пролета главных поперечных балок. С учетом реко-

мендаций [11] о целесообразности уменьшения до 10 % крайних пролетов балок в сравнении со средним получим (рис. 1)

$$L = 36,6 = 0,9l_{1_CP} + 4l_{1_CP} + 0,9l_{1_CP} = 5,8l_{1_CP},$$

откуда

$$l_{1_CP} = \frac{L}{5,8} = \frac{36,6}{5,8} = 6,31 \text{ м.}$$

Принимая с округлением средние пролеты второстепенных балок $l_{CP} = 6,3 \text{ м}$, получим величину крайних пролетов

$$l_{1_KP} = \frac{(36,6 - 6,3 \cdot 4)}{2} = 5,7 \text{ м.}$$

При рекомендуемом шаге второстепенных балок от 1,8 до 2,5 м в каждом из четырех пролетов главных балок могут располагаться по три пролета плиты. С учетом рекомендаций [13] о целесообразности уменьшения до 20 % крайних пролетов плиты в сравнении со средними получим

$$B = 24,6 = 0,8l_{2_CP} + 10l_{2_CP} + 0,8l_{2_CP} = 11,6l_{2_CP},$$

откуда

$$l_{2_CP} = \frac{B}{11,6} = \frac{24,6}{11,6} = 2,12 \text{ м.}$$

1.2. Расчет плиты перекрытия

В соответствии с п. 5.4 [3] толщина плиты монолитных перекрытий промышленных зданий принимается не менее 60 мм. Принимаем толщину плиты $h_f = 80 \text{ мм}$.

Для определения расчетных пролетов плиты задаемся приближенно размерами поперечного сечения второстепенных балок:

$$h_{BB} = \frac{l_{1_CP}}{12} = \frac{6300}{12} = 525 \text{ мм}, \quad b_{BB} = \frac{h_{BB}}{3} = \frac{525}{3} = 175 \text{ мм}, \quad \text{принимаем}$$
$$h_{BB} = 550 \text{ мм}, \quad h_{BB} = 200 \text{ мм.}$$

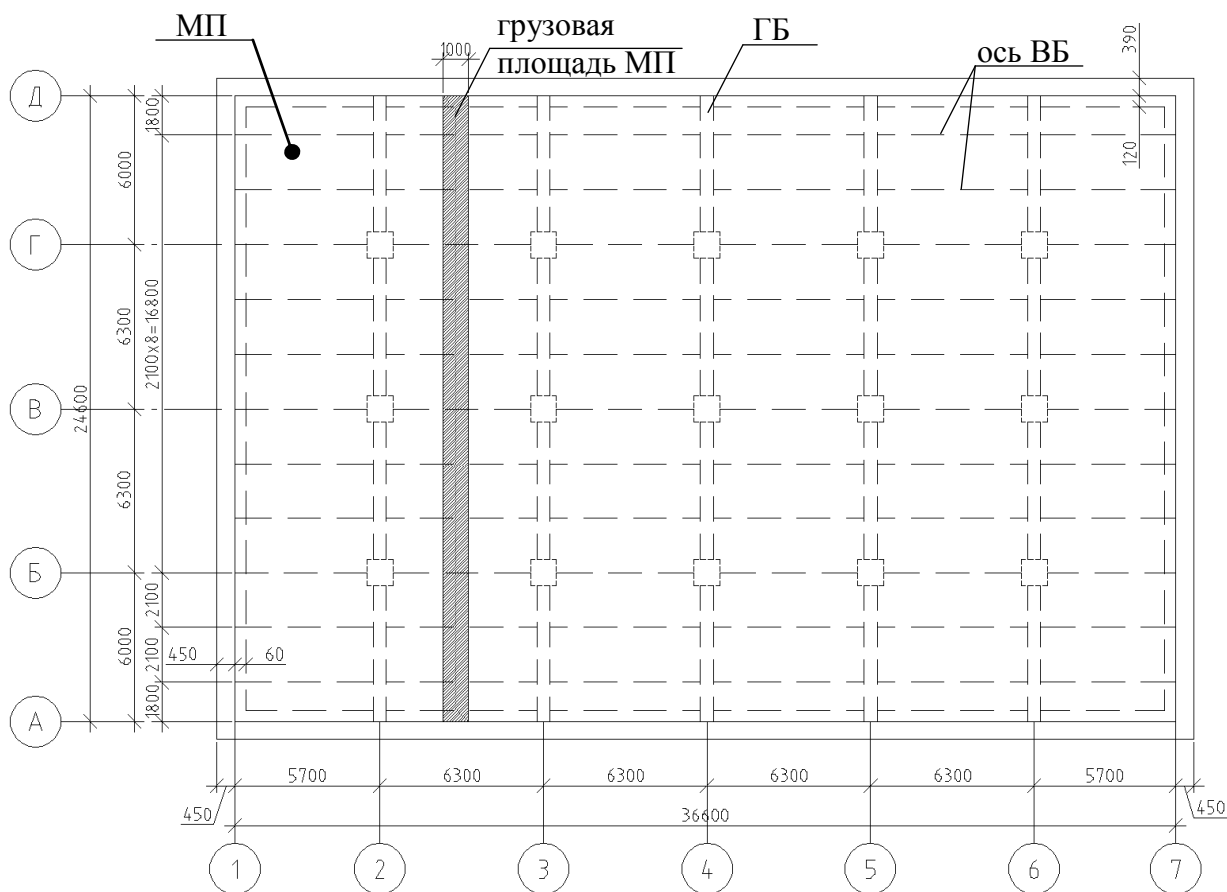


Рис. 1. Схема монолитного перекрытия
 МП – монолитная плита, ВБ – второстепенная балка, ГБ – главная балка.

Принимая с округлением средние пролеты плиты $l_{CP}^2 = 2,1$ м, получим величину крайних пролетов

$$l_{2_KP} = \frac{(24,6 - 2,1 \cdot 10)}{2} = 1,8 \text{ м.}$$

За расчетные пролеты плиты принимаем:

- в средних пролетах – расстояния в свету между гранями второстепенных балок
- в крайних – расстояния от граней второстепенных балок до середины площадок опирания плиты на стену (рис. 2).

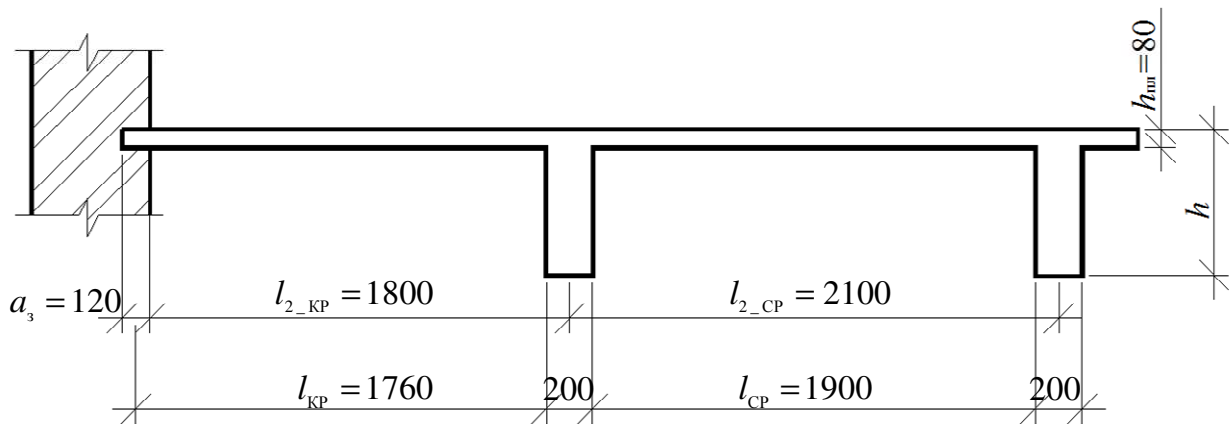


Рис. 2. Общий вид монолитной плиты перекрытия

При ширине второстепенных балок $b = 200$ мм и глубине заделки плиты в стену в рабочем направлении $a_3 = 120$ мм (полкирпича) получим

$$l_{\text{KP}} = l_{2_KP} - 0,5b_{BB} + 0,5a_3 = 1800 - 0,5 \cdot 200 + 0,5 \cdot 120 = 1760 \text{ мм},$$

$$l_{\text{CP}} = l_{2_CP} - 2 \cdot 0,5b_{BB} = 2100 - 2 \cdot 0,5 \cdot 200 = 1900 \text{ мм}.$$

Расчетные пролеты плиты в длинном направлении при ширине главных балок (ориентировочно) 300 мм и глубине заделки плиты в стены в нерабочем направлении $a_3 = 60$ мм (четверть кирпича)

$$l_{\text{KP}} = 5700 - 0,5 \cdot 300 + 0,5 \cdot 60 = 5580 \text{ мм},$$

$$l_{\text{CP}} = 6300 - 2 \cdot 0,5 \cdot 300 = 6000 \text{ мм}.$$

При соотношении длинной и короткой сторон $\frac{5580}{1900} = 2,94$ плита условно рассчитывается [4] как балочная неразрезная многопролетная, работающая в коротком направлении. (рис. 3).

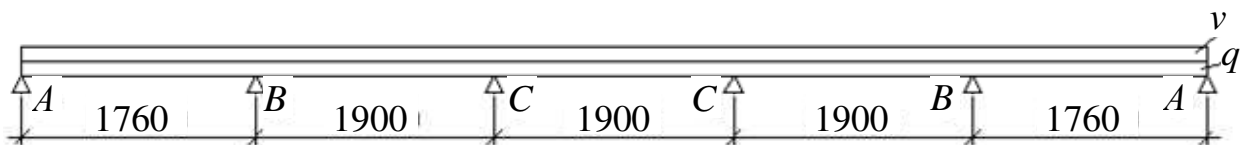


Рис. 3. Расчетная схема плиты перекрытия

Статический расчет

Для расчета монолитной плиты вырезаем условную полосу шириной 1м, вдоль рабочего направления. Сбор нагрузок приведен в табл. 1

Таблица 1

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэф. надежности по нагрузке [18]	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta=20\text{мм}$, $\rho=1700\text{кг/м}^3$	0,34	1,2	0,44
2	Вес ж/б плиты $\delta=80\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	2,0	1,1	2,2
Итого		2,34		2,64
Временные нагрузки по заданию				
3	Равномерно-распределенная	12	1,2	14,4
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная		14,34		17,04
Постоянная + длительная		12,84		15,24

Примечание. Сбор нагрузок приведен на полосу шириной 1 м.

Величины расчетных изгибающих моментов в неразрезной балочной плите с равными или отличающимися не более чем на 20 % пролетами ($\frac{l_{\text{ср}}}{l_{\text{кр}}} = \frac{1900}{1760} = 1,08 < 1,2$) определяются с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры в соответствии с [6] по формулам:

- в крайних пролетах

$$M_{\text{кр}} = \gamma_n \frac{(g + v)l_{\text{кр}}^2}{11} = 0,95 \frac{17,04 \cdot 1,76^2}{11} = 4,56 \text{ кНм};$$

- в средних пролетах и над средними опорами (рис. 3)

$$M_{\text{ср}} = -M_{\text{с}} = \pm \gamma_n \frac{(g + v)l_{\text{ср}}^2}{16} = \pm 0,95 \frac{17,04 \cdot 1,9^2}{16} = \pm 3,36 \text{ кНм};$$

- над второй от конца опорой при армировании рулонными сетками (непрерывное армирование)

$$M_B = -\gamma_n \frac{(g + v)l^2}{16} = -0,95 \frac{17,04 \cdot 1,9^2}{16} = -5,32 \text{ кНм};$$

- то же при армировании плоскими сетками (раздельное армирование)

$$M_B = -\gamma_n \frac{(g + v)l^2}{16} = -0,95 \frac{17,04 \cdot 1,9^2}{14} = -4,17 \text{ кНм},$$

где l – больший из примыкающих к опоре расчетный пролет.

Определение толщины плиты

Для монолитного железобетонного перекрытия принимаем бетон проектного класса по прочности на сжатие $B15$. С учетом соотношения длительных нагрузок к полным равного $15,24 / 17,04 = 0,89 < 0,9$ (в соответствии с п. 3.3 [3]) расчетные сопротивления определяются с коэффициентом условий работы $\gamma_{b1} = 1,0$; $R_b = 1,0 \cdot 8,5 = 8,5$ МПа; $E_b = 24000$ МПа; $R_{bt} = 1,0 \cdot 0,75 = 0,75$ МПа.

Арматуру в плите перекрытия принимаем для двух вариантов армирования:

- арматурой класса $B500$ с расчетным сопротивлением $R_s = 415$ МПа при армировании рулонными сварными сетками (непрерывное армирование), $E_s = 200000$ МПа;
- арматурой класса $A400$ с расчетным сопротивлением $R_s = 355$ МПа при армировании плоскими сетками (раздельное армирование), $E_s = 200000$ МПа.

Необходимую толщину плиты перекрытия определяем при среднем оптимальном коэффициенте армирования $\mu = 0,006$ по максимальному моменту $M_B = 5,32$ кНм и ширине плиты $b'_f = 1000$ мм.

Расчетная высота сечения плиты при относительной ее высоте

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0,006 \frac{415}{8,5} = 0,29 < \xi_R = 0,502 \quad \text{– для арматуры класса}$$

$$B500; \xi = 0,006 \frac{355}{8,5} = 0,25 < \xi_R = 0,531 \quad \text{– для арматуры класса } A400,$$

где ξ_R определяется по табл. 3.2 [3].

При $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ и $M_{\max} = 5,32$ кНм,

$\alpha_m = 0,29(1 - 0,5 \cdot 0,29) = 0,248$ – для арматуры класса B500;

$\alpha_m = 0,25(1 - 0,5 \cdot 0,25) = 0,219$ – для арматуры класса A400;

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{\max}}{R_b b \alpha_m}} = \sqrt{\frac{5,32 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 0,219}} = 53,5 \text{ мм}.$$

Полная высота сечения плиты при диаметре арматуры $d = 10$ мм и толщине защитного слоя 10 мм $h'_f = h_0 + a = 53,5 + 15 = 68,5$ мм, где $a = 10 + 5 = 15$ мм. Оставляем принятую ранее толщину плиты $h'_f = 80$ мм, расчетную высоту сечения $h_0 = h'_f - a = 80 - 15 = 65$ мм.

Расчет продольной арматуры в плите

Расчеты по определению необходимого количества рабочей арматуры в многопролетной неразрезной плите монолитного перекрытия сведены в табл. 2 для двух вариантов армирования – непрерывного, сварными рулонными сетками из арматуры класса B500 и раздельного, плоскими сварными сетками из арматуры класса A400 (рис. 4, 5).

Для плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, в сечениях промежуточных пролетов и у промежуточных опор величины изгибающих моментов, а, следовательно, и необходимое количество рабочей продольной арматуры разрешается уменьшать до 20 % на средних участках между осями 2-6 согласно [6].

На участках в средних пролетах и над средними опорами

$$M_{CP} = -M_C = \pm 0,8 \cdot 3,66 = \pm 2,93 \text{ кНм}.$$

Таблица 2

Расчетные сечения		Расчетные характеристики					Принятые сварные сетки с площадью сечения рабочей арматуры $A_s, \text{мм}^2/\text{м}$	
		$M \times 10^6$ Н·мм	$b,$ мм	$h_0,$ мм	$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$ η (прил.1)	$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \eta}, \text{мм}^2$ Арматура классов: B500, A400		
1		2	3	4	5	6	7	8
На крайних участках между осями 1 – 2 и 6 – 7	в крайних пролетах	4,56	1000	65	0,127	B500	181,0	$C-1 \frac{5B500-125}{3B500-250} +$ $+ C-2 \frac{4B500-200}{3B500-250}$ $A_s = 157 + 63 = 220$
					0,9365			
					0,127	A400	211,0	
					0,9365			
	у опор В	5,32	1000	65	0,148	B500	213,0	$C-1 \frac{5B500-125}{3B500-250} +$ $+ C-2 \frac{4B500-200}{3B500-250}$ $A_s = 157 + 63 = 220$
					0,926			
		4,17	1000	65	0,116	A400	192	
					0,942			
	в средних пролетах	3,36	1000	65	0,102	B500	143,0	$C-1 \frac{5B500-125}{3B500-250}$ $A_s = 157$
					0,949			
					0,102	A400	167	
У опор С	3,36	1000	65	0,102	B500	143,0	$C-1 \frac{5B500-125}{3B500-250}$ $A_s = 157$	
				0,949				
				0,102	A400	167		
								0,949

1	2	3	4	5	6	7	8	
На крайних участках между осями 1 – 2 и 6 – 7	в крайних пролетах	4,56	1000	65	0,127	B500	181	$C-3 \frac{4B500-100}{3B500-250} +$ $+ C-4 \frac{5B500-200}{3B500-250}$ $A_s = 126 + 98 = 224$
					0,9365			
					0,127			
					0,9365			
	у опор В	5,32	1000	65	0,148	B500	213,0	$C-3 \frac{4B500-100}{3B500-250} +$ $A_s = 126 + 98 = 224$
					0,926			
		4,17	1000	65	0,116	A400	192	$C-6 \frac{3B500-250}{6A400-125}$ $A_s = 226$
					0,942			
	в средних пролетах	2,93	1000	65	0,082	B500	113,3	$C-3 \frac{4B500-100}{3B500-250}$ $A_s = 126$
					0,959			
					0,082	A400	132	$C-8 \frac{3B500-250}{6A400-200}$ $A_s = 141$
у опор С	2,93	1000	65	0,082	B500	113,3	$C-3 \frac{4B500-100}{3B500-250}$ $A_s = 126$	
				0,959				
				0,082	A400	132	$C-8 \frac{3B500-250}{6A400-200}$ $A_s = 141$	
								0,959

Схема армирования приведены на рис. 4, 5.

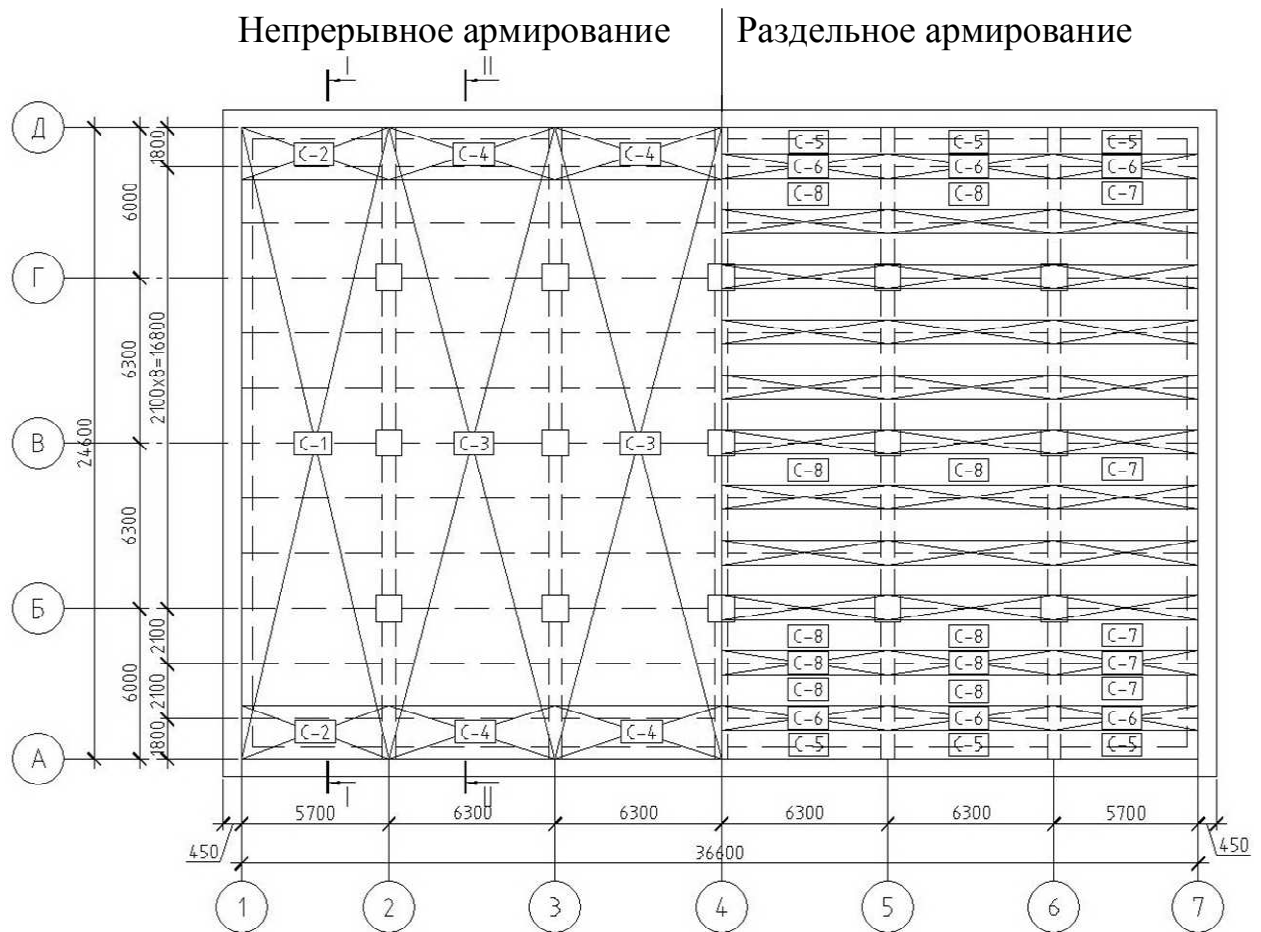


Рис. 4. Раздельное и непрерывное армирование монолитной плиты перекрытия

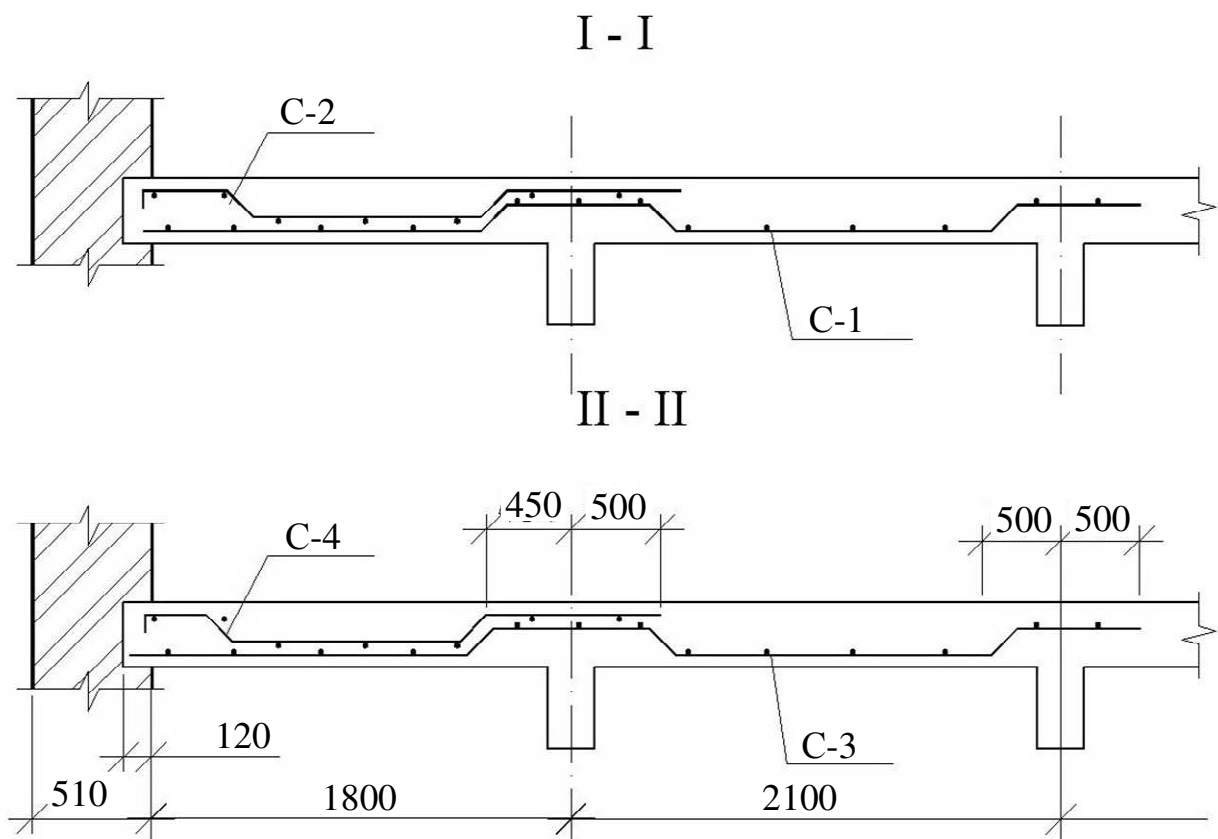


Рис. 5. Разрез I-I, II-II

При выборе сеток в табл. 2 учтено указание п. 1.6 ГОСТ 8478-81 о том, что вследствие ограниченной номенклатуры стандартных сеток, разрешается изготовление нестандартных, при условии, что диаметры всех продольных рабочих стержней будут одинаковыми, не превышающими 5 мм в рулонных сетках (при арматуре класса А400 6 мм), диаметры всех поперечных стержней будут также одинаковыми, не превышающими 8 мм как в рулонных, так и в плоских сетках. При армировании разрешается разрезка сеток.

1.3. Расчет второстепенной балки Б-1

Расчетная схема второстепенной балки – многопролетная неразрезная конструкция. Опорами служат в крайних пролетах – кирпичная стена и главная балка, в средних пролетах – главные балки.

Расчетные средние пролеты исчисляются как расстояния в свету между гранями главных балок, а за расчетные крайние пролеты принимаются расстояния между гранями главных балок и серединами площадок опирания на стены (рис. 6).

При ширине ребер главных балок (ориентировочно) 250 мм и глубине заделки второстепенных балок и стены на 250 мм:

$$l_{\text{кр}} = 5700 - 0,5 \cdot 250 + 0,5 \cdot 250 = 5700 \text{ мм},$$

$$l_{\text{ср}} = 6300 - 2 \cdot 0,5 \cdot 250 = 6050 \text{ мм}.$$

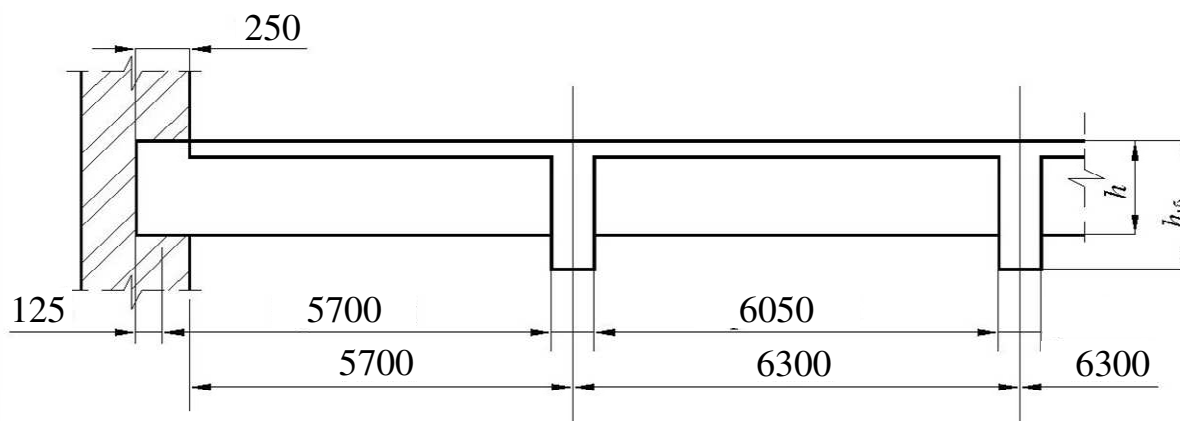


Рис. 6 Общий вид второстепенной балки

Статический расчет

Сбор нагрузок приведен в табл. 3.

Таблица 3

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Кэф. надежности по нагрузке [18]	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta=20\text{мм}$, $\rho=1700\text{кг/м}^3$	0,34	1,2	0,44
2	Вес ж/б плиты $\delta=80\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	2,0	1,1	2,2
3	Вес второстепенной балки* $b \times h=200 \times 550$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	1,12	1,1	1,23
Итого		3,46		3,87
Временные нагрузки по заданию				
4	Равномерно-распределенная	12	1,2	14,4
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная		15,46		18,27
Постоянная + длительная		13,96		16,47

Примечание. $\frac{0,2 \cdot (0,55 - 0,08) \cdot 25}{2,1} = 1,12 \text{ кН/м}^2$

Расчетные нагрузки на наиболее нагруженную второстепенную балку Б-1 с грузовой площадью шириной 2,1 м, равной расстоянию между осями балок

- полная расчетная нагрузка
 $(g + v) \cdot 2,1 = 18,27 \cdot 2,1 = 38,37 \text{ кН/м}$,
- постоянная и временная длительная
 $(g + v) \cdot 2,1 = 16,47 \cdot 2,1 = 34,59 \text{ кН/м}$,

Расчетные изгибающие моменты в неразрезных балках (рис. 7) с равными или отличающимися не более чем на 10 % пролетами ($l_{\text{ср}} : l_{\text{кр}} = 605 : 570 = 1,06 < 1,10$) в соответствии с [6] с учетом пере-

распределения усилий, в следствие пластических деформаций определяются по формулам:

- в крайних пролетах

$$M_{кр} = \gamma_n \frac{(g + v) \cdot l_{кр}^2}{11} = 0,95 \frac{(38,37) \cdot 5,7^2}{11} = 107,71 \text{ кНм};$$

- в средних пролетах и над средними опорами

$$M_{ср} = -M_{ср} = \pm \gamma_n \frac{(g + v) \cdot l_{ср}^2}{16} = \pm 0,95 \frac{(38,37) \cdot 6,05^2}{16} = \pm 83,41 \text{ кНм};$$

- над вторыми от конца промежуточными опорами B

$$M_B = -\gamma_n \frac{(g + v) \cdot l^2}{14} = -0,95 \frac{(38,37) \cdot 6,05^2}{14} = -95,3 \text{ кНм},$$

где l – больший из примыкающих к опоре B расчетный пролет.

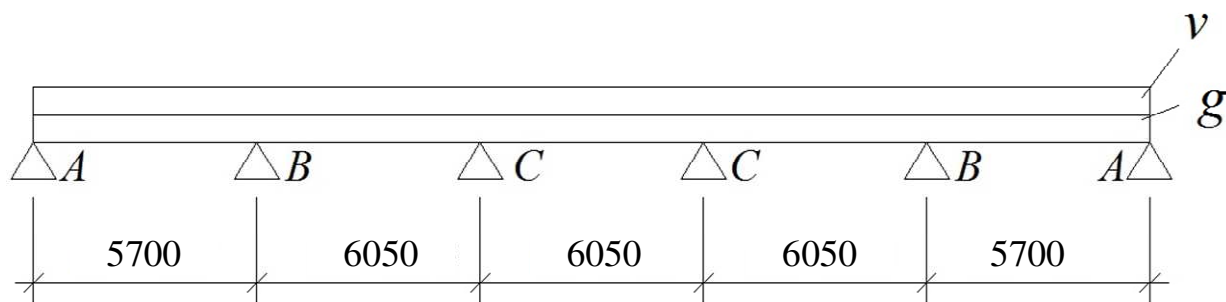


Рис. 7. Расчетная схема второстепенной балки

Величины значений возможных отрицательных моментов в средних пролетах при невыгоднейшем загрузении второстепенной балки временной нагрузкой в соответствии с [6] определяются по огибающим эпюрам моментов для неразрезной балки в зависимости от соотношения временной и постоянной нагрузок по формуле

$$M = \gamma_n \beta (g + v) l_{ср}^2,$$

где β – коэффициент, принимаемый по приложению 2.

При $\frac{v}{g} = \frac{30,24}{8,13} = 3,72$ для сечений на расстоянии $0,2l$ от опоры B

во втором пролете $\beta_{II} = -0,0375$ и $0,2l$ от опоры C в третьем пролете – $\beta_{III} = -0,0295$.

$$\min M_{II} = 0,95 \cdot (-0,0375) \cdot 38,37 \cdot 6,05^2 = -50,03 \text{ кНм};$$

$$\min M_{III} = 0,95 \cdot (-0,0295) \cdot 38,37 \cdot 6,05^2 = -39,36 \text{ кНм}.$$

Расчетные поперечные силы

$$Q_A = 0,4(g + v)l_{кр}\gamma_n = 0,4 \cdot 38,37 \cdot 5,7 \cdot 0,95 = 83,1 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{л}} = -0,6(g + v)l_{кр}\gamma_n = -0,6 \cdot 38,37 \cdot 5,7 \cdot 0,95 = -124,7 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{пп}} = 0,5(g + v)l_{кр}\gamma_n = 0,6 \cdot 38,37 \cdot 6,05 \cdot 0,95 = 110,27 \text{ кН};$$

$$Q_C^{\text{л}} = -Q_C^{\text{пп}} = \pm 0,5(g + v)l_{кр}\gamma_n = \pm 0,5 \cdot 38,37 \cdot 6,05 \cdot 0,95 = 110,27 \text{ кН}$$

Определение размеров сечения второстепенной балки

Принимаем для балки бетон класса В15. Поскольку отношение постоянных и длительных нагрузок к полным $\frac{34,59}{38,37} = 0,902 > 0,9$, ко-

эффициент $\gamma_{bt} = 0,9$ и $R_{bt,ser} = 1,15 \text{ МПа}$ $\gamma_{bt}R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65 \text{ МПа}$; $\gamma_{bt}R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,675 \text{ МПа}$;

В качестве рабочей в каркасах используем стержневую арматуру периодического профиля класса А400 с $R_s = 355 \text{ МПа}$ и сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки класса В500 с $R_s = 415 \text{ МПа}$. Поперечная и монтажная арматура – класса А240 с $R_s = 215 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$.

Необходимую высоту балки определяем по максимальному опорному моменту, задавшись шириной ребра $b = 250 \text{ мм}$ и приняв относительную высоту сжатой зоны $\xi = 0,3$, поскольку в соответствии с [6] расчетные усилия в балке подсчитаны с учетом перераспределения усилий и возможного образования в опорных сечениях пластических шарниров.

При $\xi = 0,3$, $\alpha_m = 0,3(1 - 0,5 \cdot 0,3) = 0,255$, расчетная высота сечения

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B}{R_b b \alpha_m}} = \sqrt{\frac{95,3 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 250 \cdot 0,255}} = 442,05 \text{ мм}.$$

Полная высота сечения при однорядном расположении стержневой продольной арматуры

$$h = h_0 + a = 442,05 + 35 = 477,05 \text{ мм}.$$

Принимаем с округлением до размера, кратного 100 мм, при $h > 450 \text{ мм}$ мм высоту второстепенной балки $h = 500 \text{ мм}$, ширину ребра $b = 250 \text{ мм}$.

Примечание. Проверка достаточности принятых размеров сечения производится согласно п. 3.30 [3] из условия обеспечения прочности балки по наклонной полосе между наклонными трещинами с учетом поперечного армирования.

Расчет продольной рабочей арматуры

В соответствии с эпюрами моментов плита, работающая совместно с балкой, в пролетах располагается в сжатой зоне, поэтому за расчетное принимается тавровое сечение с полкой в сжатой зоне.

В опорных сечениях плита расположена в растянутой зоне и при образовании в ней трещин из работы выключается. Поэтому вблизи опор за расчетное принимается прямоугольное сечение с шириной равной 250 мм.

При действии в средних пролетах отрицательных моментов плита в них также оказывается в растянутой зоне, поэтому за расчетное сечение балки также принимается прямоугольное сечение.

Расчетная ширина полки в элементе таврового сечения при $\frac{h'_f}{h} = \frac{80}{500} = 0,16 > 0,1$ в соответствии с п. 3.26 [3] принимается меньшей из двух величин:

$$b'_f \leq l_{cp} = 2100 \text{ мм},$$
$$b'_f \leq 2 \frac{l_{кр}}{6} + b = 2 \frac{5700}{6} + 250 = 2150 \text{ мм}.$$

Принимаем $b'_f = 2100$ мм.

Расчет продольной арматуры в пролетных и опорных сечениях второстепенной балки, выполненной для двух вариантов армирования, сведен в табл. 4. В опорных и пролетных сечениях предусмотрено армирование сварными сетками с рабочей арматурой класса А400. Монтажная и поперечная арматура – класса А240 (рис. 8).

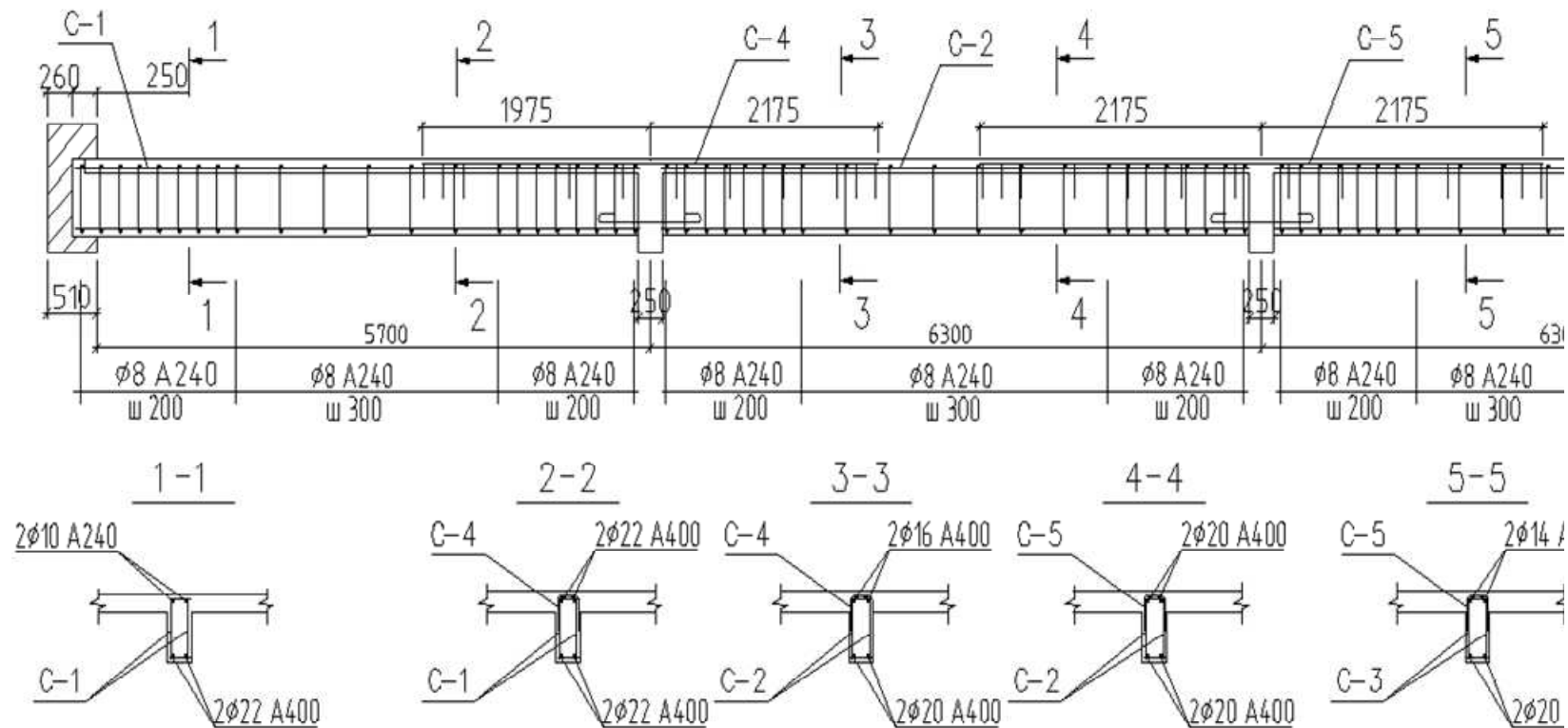


Рис. 8. Схема армирования второстепенной балки

Таблица 4

Рабочая арматура	Расчетные сечения								
		Расчетное усилие M , Н·мм	b_f , мм	b , мм	h_0 , мм	α_m	Класс арматуры	Расчетная арматура	Принятая арматура A_s , мм ²
В нижней зоне	в крайних пролетах	$107,7 \cdot 10^6$	2100	–	465	0,031	A400	663	2 Ø 22A400 $A_s = 760$ в двух плоских каркасах
	в средних пролетах	$83,4 \cdot 10^6$	2100	–	465	0,025	A400	533	2 Ø 20A400 $A_s = 628$ в двух плоских каркасах
В верхней зоне	во втором пролете	$50,03 \cdot 10^6$	–	250	465	0,17	A400	326	2 Ø 16A400 $A_s = 402$ в двух каркасах
	во всех средних пролетах	$39,36 \cdot 10^6$	–	250	465	0,100	A400	264,5	2 Ø 14A400 $A_s = 308$ в двух каркасах
	на опоре B	$95,31 \cdot 10^6$	–	250	465	0,23	A400	– 664	2 Ø 22A400 $A_s = 760$ в одной П-образной сетке
	на опоре C	$83,4 \cdot 10^6$	–	250	465	0,212	A400	– 565	2 Ø 20A400 $A_s = 628$ в одной П-образной сетке

Расчет балки на действие поперечных сил у опоры A

Минимальная поперечная сила на опорах: $Q_{\min} = Q_A = 83,1$ кН,
 $0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465 = 39,23$ кН, $83,1$ кН < $39,23$ кН,
 поперечная арматура в балке должна ставиться по расчету.

Принимаем поперечную арматуру класса A240 с $R_{sw} = 170$ МПа (см. табл. 2.6 [3]). В двух плоских каркасах при диаметре стержней продольной арматуры 22 мм поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 6 мм ($d_w \geq 0,25d$, см. п. 9. ГОСТ 14098-91).

При $A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 57 \text{ мм}^2$ ($2\text{Ø}6 \text{ A240}$), $Q_A = 83,1 \text{ кН}$, максимально допустимый шаг поперечных стержней у опор в соответствии с п. 5.21 [3] при $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ мм}$:

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 465 = 233 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{br}bh_0^2}{Q_A} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465^2}{83,1} = 440 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в каркасах $s = 200 \text{ мм}$.

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями.

Расчет прочности по наклонной полосе между наклонными сечениями производим из условия 3.43 [3]

$$Q \leq 0,3R_bbh_0,$$

где Q принимается на расстоянии не менее h_0 от опоры.

$$0,3R_bbh_0 = 0,3 \cdot 7,65 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465 = 266,8 \text{ кН},$$

$$Q = Q_A - qh_0 = 83,1 - 38,37 \cdot 0,465 = 65,26 \text{ кН},$$

$$65,26 \text{ кН} < 266,8 \text{ кН},$$

прочность наклонной полосы на сжатие обеспечена.

Расчет прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению

Усилие в хомутах на единицу длины элемента равно [3]

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 0,000057}{0,2} = 48,45 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw} = 48,45 > 0,25R_{br}b = 0,25 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25 = 42,19 \text{ кН/м}$,

$$M_b = 1,5R_{br}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25 \cdot 0,465^2 = 54,73 \text{ кНм} [3].$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения s .

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки q значение c принимают равным $\sqrt{\frac{M_b}{q}}$, а если при этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} < \text{или} \frac{q_{sw}}{R_{bt}b} > 2, \text{ то } c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} \quad (3.32 [3]).$$

$$\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{48,45}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25} = 0,287 < 2,$$

$$\text{так как } \sqrt{\frac{54,73}{38,37}} = 1,19 \text{ м} > \frac{2 \cdot 0,465}{1 - 0,5 \cdot \frac{48,45}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25}} = 1,086 \text{ м},$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{54,73}{38,37}} = 1,19 \text{ м}, \text{ не более } 3h_0 = 3 \cdot 0,465 = 1,395 \text{ м (п.}$$

3.32 [3]).

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 1,19$ м.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,465 = 0,93$ м (п. 3.31 [3]). Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = 0,93$ м.

Тогда поперечная сила воспринимаемая хомутами равна

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 48,45 \cdot 0,93 = 33,79 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

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

но не более

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465 = 196,2 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465 = 39,23 \text{ кН}.$$

$$39,23 \text{ кН} < Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{54,73}{0,93} = 58,85 \text{ кН} < 196,2 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 58,85$ кН.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c ; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c .

$$Q = Q_A - vc = 83,1 - 30,24 \cdot 0,93 = 54,98 \text{ кН}.$$

При $Q_{sw} + Q_b = 33,79 + 58,85 = 92,64 \text{ кН} > Q = 54,98 \text{ кН}$, т. е. прочность наклонных сечений у опоры A обеспечена.

Проверка прочности наклонного сечения у опоры A на действие момента

Поскольку продольная растянутая арматура при опирании на стену не имеет анкеров, расчет наклонных сечений на действие момента необходим.

Принимаем начало наклонного сечения (рис. 9) у грани опоры. Отсюда $l_s = l_{sup} - 10 = 250 - 10 = 240 \text{ мм}$.

Опорная реакция балки равна $F_{sup} = 83,1 \text{ кН}$, а площадь опирания балки $A_{sup} = bl_{sup} = 250 \cdot 250 = 62500 \text{ мм}^2$, откуда

$$\sigma_b = \frac{F_{sup}}{A_{sup}} = \frac{83100}{62500} = 1,33 \text{ МПа},$$

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{1,33}{7,65} = 0,173 < 0,25, \text{ следовательно, } \alpha = 1. \text{ Из табл. 3.3 [3]}$$

при классе бетона $B15$, классе арматуры $A400$ и $\alpha = 1$ находим $\lambda_{an} = 47$. Тогда, длина анкеровки при $d_s = 22 \text{ мм}$ равна $l_{an} = \lambda_{an} d_s = 47 \cdot 22 = 1034 \text{ мм}$.

Усилие в продольной арматуре в зоне анкеровки

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} = 355 \cdot 760 \frac{240}{1034} = 62,623 \text{ кН}.$$

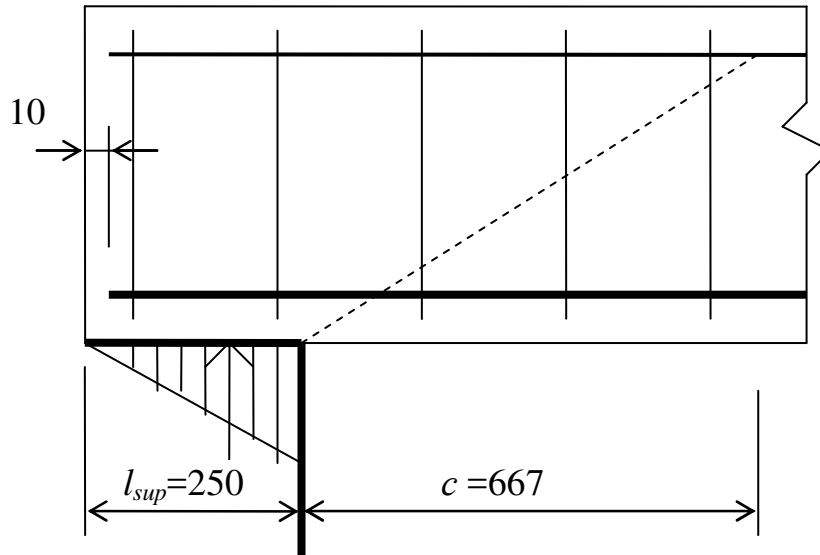


Рис. 9. Расчетная схема по наклонному сечению на действие изгибающего момента

Поскольку к растянутым стержням в пределах длины l_s приварены 4 вертикальных и 1 горизонтальный поперечных стержня, увеличим усилие N_s на величину N_w .

Принимая $d_w = 8$ мм, $n_w = 5$, $\phi_w = 150$ (табл. 3.4[3]), получаем

$$N_w = 0,7 n_w \phi_w d_w^2 R_{bt} = 0,7 \cdot 5 \cdot 150 \cdot 8^2 \cdot 0,675 = 22,68 \text{ кН.}$$

Отсюда $N_s = 62,623 + 22,68 = 85,303$ кН.

Определяем максимально допустимое значение N_s . Из табл. 3.3 [3] при $\alpha = 0,7$ находим $\lambda_{an} = 33$, тогда

$$N_{s,\max} = R_s A_s \frac{l_s}{\lambda_{an} d} = 355 \cdot 760 \frac{240}{33 \cdot 22} = 89,19 \text{ кН} > 85,303 \text{ кН,}$$

т.е. оставляем $N_s = 85,303$ кН.

Определим плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b} = 465 - \frac{85303}{2 \cdot 7,65 \cdot 250} = 442,7 \text{ мм} > h_0 - a' = 465 - 30 = 435 \text{ мм.}$$

Тогда момент, воспринимаемый продольной арматурой, равен

$$M_s = N_s z_s = 85303 \cdot 442,7 = 37763,638 \text{ кНм.}$$

По формуле 3.48 [3] вычислим величину q_{sw}

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{200} = 85,85 \text{ Н/мм}.$$

Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле 3.76 [3], принимая значение Q_{\max} равным опорной реакции балки

$$c = \frac{Q_{\max}}{q_{sw} + q} = \frac{83100}{83,85 + 38,37} = 667,2 \text{ мм} < 2h_0 = 930 \text{ мм}$$

Момент, воспринимаемый поперечной арматурой, равен

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 85,85 \cdot 667,2^2 = 19108314 \text{ Нмм}.$$

Момент в наклонном сечении определяем как момент в нормальном сечении, расположенном в конце наклонного сечения, т.е. на расстоянии от точки приложения опорной реакции, равной $x = l_{\text{sup}}/3 + c = 250/3 + 667,2 = 750,5 \text{ мм}$

$$M = Qx - \frac{qx^2}{2} = 83100 \cdot 750,5 - \frac{38,37 \cdot 750,5^2}{2} = 51467657 \text{ Нмм}.$$

Проверяем условие 3.69 [3]:

$M_s + M_{sw} = 37763638 + 19108314 = 56871,9 \text{ кНмм} > M = 51467,7 \text{ кНмм}$, т.е. прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

Расчет балки на действие поперечных сил у опор В и С

У опор В и С при $A_{sw} = 28,3 \cdot 2 = 57 \text{ мм}^2$ ($2\text{Ø}6 \text{ A240}$).

$$Q_B^{\text{л}} = 124,7 \text{ кН}, \quad Q_B^{\text{п}} = Q_C^{\text{л}} = 110,27 \text{ кН}.$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней у опор в соответствии с п. 5.21 [3] при $h_0 = 500 - 35 \text{ мм} = 465 \text{ мм}$:

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 465 = 233 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{br} b h_0^2}{Q_B^{\text{л}}} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465^2}{124,7} = 292 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в каркасах $s = 200$ мм.

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями

Расчет прочности по наклонной полосе между наклонными сечениями производим из условия 3.43 [3].

$$Q \leq 0,3R_b b h_0,$$

где Q принимается на расстоянии не менее h_0 от опоры.

$$0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 7,65 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465 = 266,8 \text{ кН},$$

$$Q = Q_B^I - q h_0 = 124,7 - 38,37 \cdot 0,465 = 106,86 \text{ кН},$$

$$106,86 \text{ кН} < 266,8 \text{ кН},$$

прочность наклонной полосы на сжатие обеспечена.

Расчет прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению

У опоры B $Q_B^I = 124,7$ кН. При прочих равных параметрах (см. расчет по наклонному сечению у опоры A) проверим достаточность принятой поперечной арматуры:

$$Q = Q_B^I - q h_0 = 124,7 - 30,24 \cdot 0,92 = 96,88 \text{ кН},$$

$Q_{sw} + Q_b = 33,79 + 58,85 = 92,64 \text{ кН} < Q = 96,88 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонных сечений у опоры B недостаточна (см. п. 3.31 [3]).

Увеличиваем диаметр поперечных стержней до 8 мм и оставляем шаг 200 мм. Тогда при $A_{sw} = 50,3 \cdot 2 = 101 \text{ мм}^2$ ($2\text{Ø}8 \text{ A}240$) снова проверяем прочность по наклонному сечению.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 0,000101}{0,2} = 85,85 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw} = 85,85 > 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25 = 42,19 \text{ кН/м}$,

$$M_b = 1,5R_{bt}b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25 \cdot 0,465^2 = 54,73 \text{ кНм} [3].$$

$$\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{85,85}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25} = 0,509 < 2.$$

$$\begin{aligned} \text{Так как } \sqrt{\frac{M_b}{q}} &= \sqrt{\frac{54,73}{38,37}} = 1,19 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \\ &= \frac{2 \cdot 0,465}{1 - 0,5 \cdot \frac{85,85}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,25}} = 1,247 \text{ м}, \\ c &= \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{54,73}{0,75 \cdot 85,85 + 38,37}} = 0,73 \text{ м}, \quad \text{но не более} \\ 3h_0 &= 3 \cdot 0,465 = 1,395 \text{ м (п. 3.32 [3]).} \end{aligned}$$

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 0,73 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,465 = 0,93 \text{ м}$ (п. 3.31 [3]).

Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,73 \text{ м}$.

Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 85,85 \cdot 0,73 = 47,0 \text{ кН}.$$

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяют по формуле $Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 < Q_b = \frac{M_b}{c} < Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0$.

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465 = 39,23 \text{ кН},$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{54,73}{0,73} = 74,97 \text{ кН},$$

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,465 = 196,2 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 74,97 \text{ кН}$.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c ; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c .

$$Q = Q_B^I - \nu c = 124,7 - 30,24 \cdot 0,73 = 102,62 \text{ кН}.$$

При $Q_b + Q_{sw} = 74,94 + 47,0 = 121,97 \text{ кН} > Q = 102,62 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонных сечений у опоры B обеспечена.

Согласно п.5.21 [3] шаг хомутов (s_w)

- у опоры должен быть не более $s_w \leq \frac{h_0}{2} = \frac{465}{2} = 232,5 \text{ мм}$ и $s_w \leq 300 \text{ мм}$;
- в пролете не более $s_w \leq 0,75h_0 = 348,75 \text{ мм}$ и $s_w \leq 500 \text{ мм}$.

Окончательно устанавливаем во всех пролетах на приопорных участках длиной $\frac{1}{4}l$ поперечную арматуру диаметром 8 мм с шагом 200 мм, а на средних участках с шагом 300 мм.

У опоры B справа и у опоры C слева и справа $Q_B^{пр} = -Q_C^л < Q_B^л$ и одинаковой поперечной арматуре прочность наклонных сечений также обеспечена.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

В учебном пособии этот расчет для второстепенной балки не производится. Аналогичный расчет выполнен для продольного ребра сборной ребристой панели.

Определение ширины раскрытия нормальных трещин

Расчет производится в соответствии с п. 7.2.12 [2] на действие нормативных нагрузок. В учебном пособии этот расчет для второстепенной балки не производится. Аналогичный расчет выполнен для продольного ребра сборной ребристой панели.

Глава 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

2.1. Составление разбивочной схемы

Принцип разбивки сетки колонн к схеме расположения ригелей и колонн сборного перекрытия изложен в [12]. Разбивочные (осевые) размеры панелей определяются в зависимости от величины временной нагрузки и принимаются в пределах от 1,2 до 1,5 м по ширине и

от 5,0 до 7,0 м – по длине. По методическим соображениям в курсовом проекте принцип унификации размеров не соблюдается.

Перекрытие следует проектировать с наименьшим числом типоразмеров элементов. С этой целью рекомендуется принимать все ребристые панели одинаковой ширины и длины, чтобы их можно было изготавливать в одних и тех же опалубочных формах.

При рекомендуемой длине панелей и поперечном расположении ригелей на заданной длине здания $L = 36,6$ м могут разместиться 6 панелей. Длина панелей с учетом заделки крайних панелей в стены на глубину 120 мм будет (рис. 10)

$$l_{\text{п}} = \frac{L + 120 \cdot 2}{6} = \frac{36600 + 240}{6} = 6140 \text{ мм}.$$

При рекомендуемых пролетах ригеля от 5,0 до 7,0 м на заданной ширине здания $B = 24,6$ м принимаем 4 пролета.

При ширине панели от 1,2 до 1,5 м принимаем в средних пролетах ригеля по 5 панелей, в крайних – по 4,5 панели.

Ширина панелей (рис. 11)

$$b_{\text{п}} = \frac{B}{4,5 + 5,0 + 5,0 + 4,5} = \frac{24600}{19} = 1295 \text{ мм}.$$

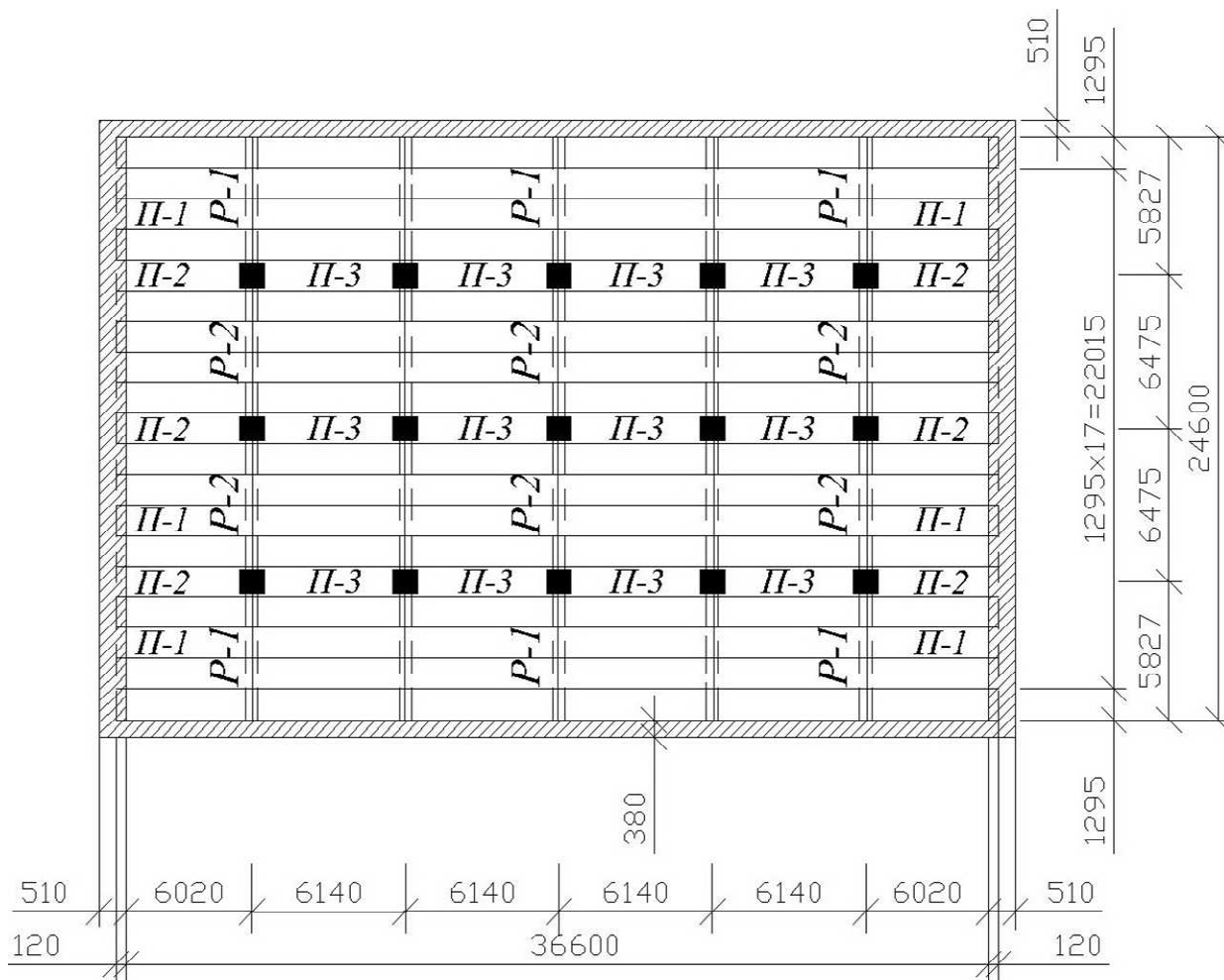


Рис. 10. Схема перекрытия

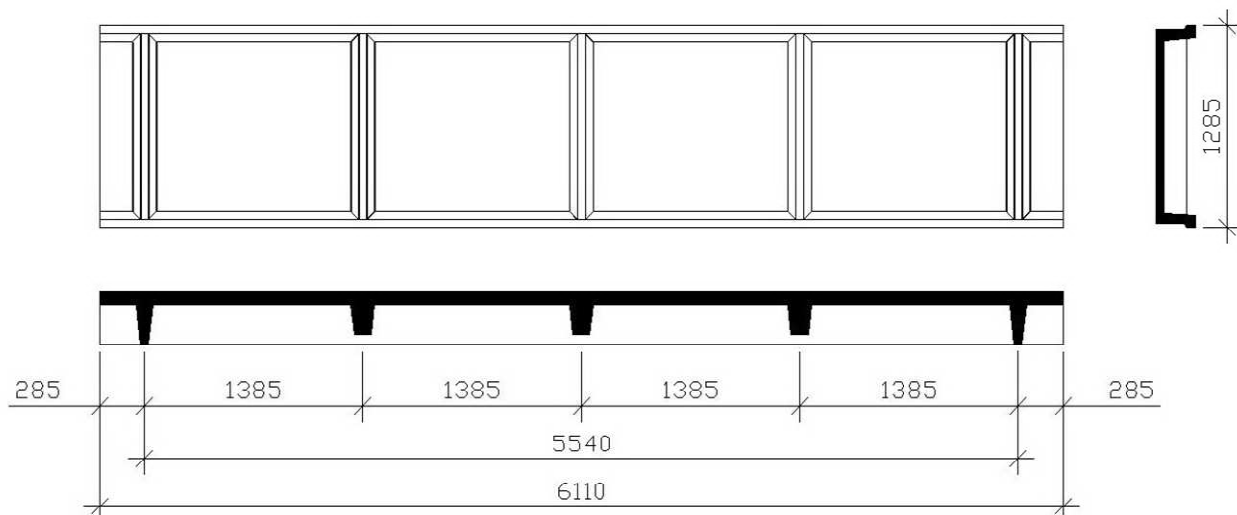


Рис.11. Ребристая плита перекрытия

С учетом допусков на изготовление ± 5 мм/пог.м, но не более 30 мм на весь размер элемента и для образования швов замоноличивания между панелями принимаем конструктивные размеры панелей 1285 \times 6110 мм (рис.11).

Во всех ребристых плитах при ширине их более 1,2 м предусматриваем устройство пяти поперечных ребер. В полках плит марок П-2 и П-3 устраиваются вырезы для пропуска колонн со смещением осей крайних поперечных ребер от торца плиты на 285 мм.

2.2. Расчет плиты П-1

Расчет плиты перекрытия в целом заключается в расчете ее полки, поперечного и продольного ребер.

Расчет полки плиты

Полка плит представляет собой четыре прямоугольные ячейки в плане (рис. 11) со сложным характером опирания сторон. В поперечном направлении полка защемлена в продольных ребрах, а в продольном направлении она работает как неразрезная многопролетная конструкция, опорами которой являются поперечные ребра.

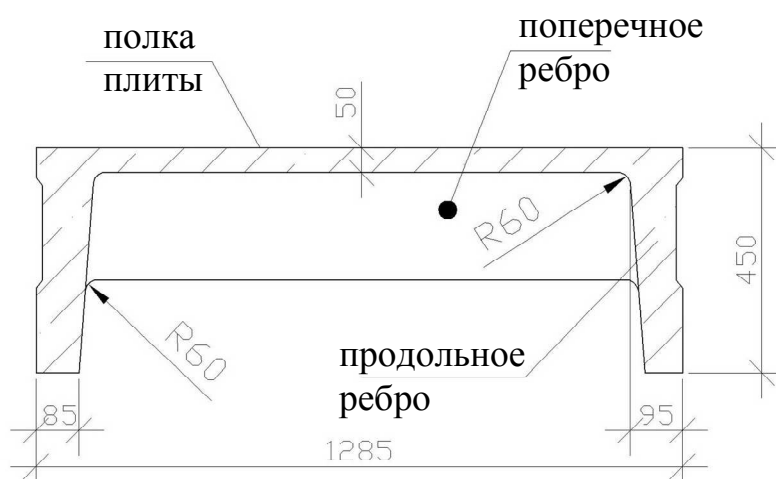


Рис.12. Поперечный разрез ребристой плиты

С целью упрощения расчета каждую из ячеек полки в статическом отношении условно рассматриваем как плиту, опертую по контуру, с частичным защемлением в продольных и поперечных ребрах.

За расчетные пролеты принимаются:

- в поперечном направлении (рис. 12)

$$l_1 = b'_f - 2b_1 = 1285 - 2 \cdot 90 = 1105 \text{ мм};$$

- в продольном направлении

- $l_2 = l - b_2 = 1385 - 85 = 1300$ мм, где b_1 и b_2 – ширина поверху продольного и поперечного ребер соответственно.

Соотношение сторон полки плиты $\frac{l_2}{l_1} = \frac{1300}{1105} = 1,18$,

$l_0 = l_1 = 1300$ мм (см. рис. 12).

Статический расчет

Нагрузка на полосу плиты с условной шириной 1,0 м при толщине плиты 50 мм приведена в табл. 4.

Таблица 4

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м	Кэф. надежности по нагрузке [18]	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta=20$ мм, $\rho=2000$ кг/м ³	0,4	1,2	0,48
2	Вес ж/б плиты $\delta=50$ мм, $\rho=2500$ кг/м ³	1,25	1,1	1,38
Итого		1,65		1,86
Временные нагрузки по заданию				
3	Равномерно-распределенная	12	1,2	14,4
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная		13,65		16,26
Постоянная + длительная		12,15		14,46

Примечание. Сбор нагрузок приведен на полосу шириной 1 м.

Допуская соотношение сторон равным 1 (фактически $\frac{l_2}{l_1} = 1,18$)

и равенство опорных и пролетных моментов ($M_1 = M_1' = M_I = M_2 = M_2' = M_{II}$) вычислим изгибающий пролетный момент в полке плиты на 1 м ширины по формуле (рис. 13).

$$M = M_0 = M_1 = M_2 = \eta \frac{(g + v) l_2^2}{48},$$

где $\eta = 0,8$ учитывает благоприятное влияние распора в жестком контуре.

Тогда момент от полной нагрузки составит:

$$M = 0,8 \frac{(16,26) \cdot 1,3^2}{48} = 0,458 \text{ кНм},$$

а от постоянных и длительных

$$M_l = 0,8 \frac{(14,46) \cdot 1,3^2}{48} = 0,408 \text{ кНм}.$$

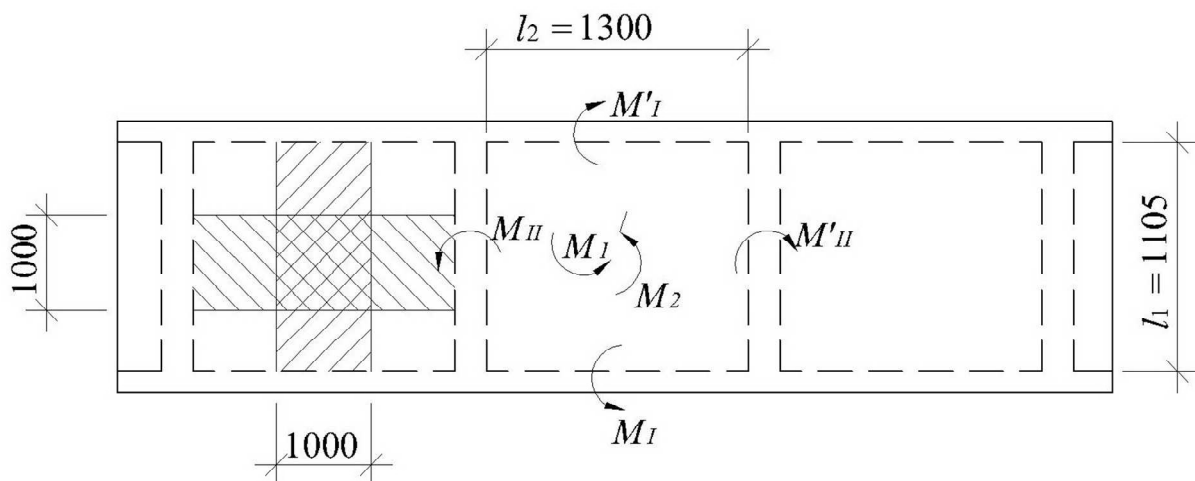


Рис. 13. Расчетная схема полки плиты

Расчет рабочей арматуры полки плиты

$$\frac{M_l}{M} = \frac{408000}{458000} = 0,89 < 0,9, \text{ необходимо учитывать согласно п. 3.3}$$

[3] коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 1,0$.

Панель проектируем из бетона класса В20 с характеристиками: $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 15 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,35 \text{ МПа}$, $E_b = 27500 \text{ МПа}$.

В качестве рабочей арматуры плиты используем проволоку класса В500 с расчетным сопротивлением $R_s = 415 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$ в виде сварных рулонных сеток с продольной и поперечной рабочей арматурой, а в продольных и поперечных ребрах – стержневую арматуру класса А400 в виде плоских сварных каркасов с $R_s = 355 \text{ МПа}$. Поперечную арматуру в ребрах панели принимаем класса А240 с $R_s = 215 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$.

Уточняем толщину плиты, приняв коэффициент армирования $\mu_s = 0,006$:

$$\xi = \mu_s \frac{R_s}{R_b} = 0,006 \frac{415}{11,5} = 0,216;$$

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,216(1 - 0,5 \cdot 0,216) = 0,193$$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{458000}{11,5 \cdot 1000 \cdot 0,193}} = 14,36 \text{ мм};$$

$$h = h_0 + a = 14,36 + 15 = 29,36 \text{ мм}.$$

Учитывая рекомендации п.5.4 и 5.7 [3], принимаем плиту толщиной 50 мм с $h_0 = 50 - 15 = 35$ мм.

Определим площадь сечения арматуры на 1 м ширины плиты при $\alpha_m = \gamma_n \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,458 \cdot 0,95}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,035^2} = 0,031 < \alpha_R = 0,376$ (табл. 3.2 [3]), т. е. сжатая арматура по расчету не требуется

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 1,0 \cdot 0,035 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,031})}{415} = 30,55 \text{ мм}^2$$

Принимаем рулонную сетку С-3 марки $\frac{3B500-150}{3B500-150}$ с продольной и поперечной рабочей арматурой площадью $A_s = 42,4 \text{ мм}^2$.

Сетка С – 3 раскатывается вдоль продольных ребер на всю ширину полки. Дополнительная сетка С – 4 заводится в продольные ребра на длину, равную $\frac{b}{8}$ (рис. 14).

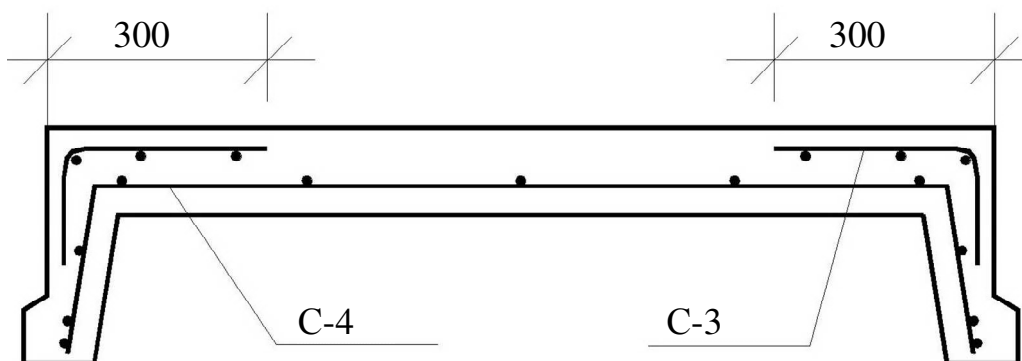


Рис. 14. Схема армирования полки плиты

Расчет промежуточного поперечного ребра

Поперечные ребра панели монолитного связаны с продольными ребрами, однако, учитывая возможность поворота их при действии

внешней нагрузки, за расчетную схему поперечного ребра в запас прочности принимаем балку со свободным опиранием. Расчетный пролет поперечного ребра исчисляется как расстояние между осями продольных ребер (рис. 12): $l_0 = 1285 - 2 \cdot 90 \cdot 0,5 = 1195 \text{ мм}$.

Согласно рекомендациям [12] принимаем высоту поперечных ребер 200 мм, ширину по низу – 60 мм, по верху – 85 мм.

Статический расчет

Максимальная нагрузка на среднее поперечное ребро передается с треугольных грузовых площадей $A_c = 0,5l_1^2$ (рис. 15). Треугольную нагрузку допускается заменить на эквивалентную равномерно распределенную по формуле $q_e = \frac{5}{8}q^1$, тогда полная эквивалентная нагрузка составит

$$q^1 = (g + v)(l_0 + b_p) = 16,26(1,195 + 0,0725) = 20,6 \text{ кН/м},$$

а временная эквивалентная соответственно

$$q_v = \frac{5}{8}v(l_0 + b_p) = \frac{5}{8}14,4(1,195 + 0,0725) = 11,41 \text{ кН/м}$$

где $b_p = (85 + 60)/2 = 72,5 \text{ мм}$ – средняя толщина поперечного ребра; g и v – выбираются из таблицы сбора нагрузок.

Собственный вес поперечного ребра

$$q_c = b_p(h_p - h_f) \rho \cdot \gamma_f = 0,0725(0,2 - 0,05) \cdot 25 \cdot 1,1 \approx 0,3 \text{ кН/м}.$$

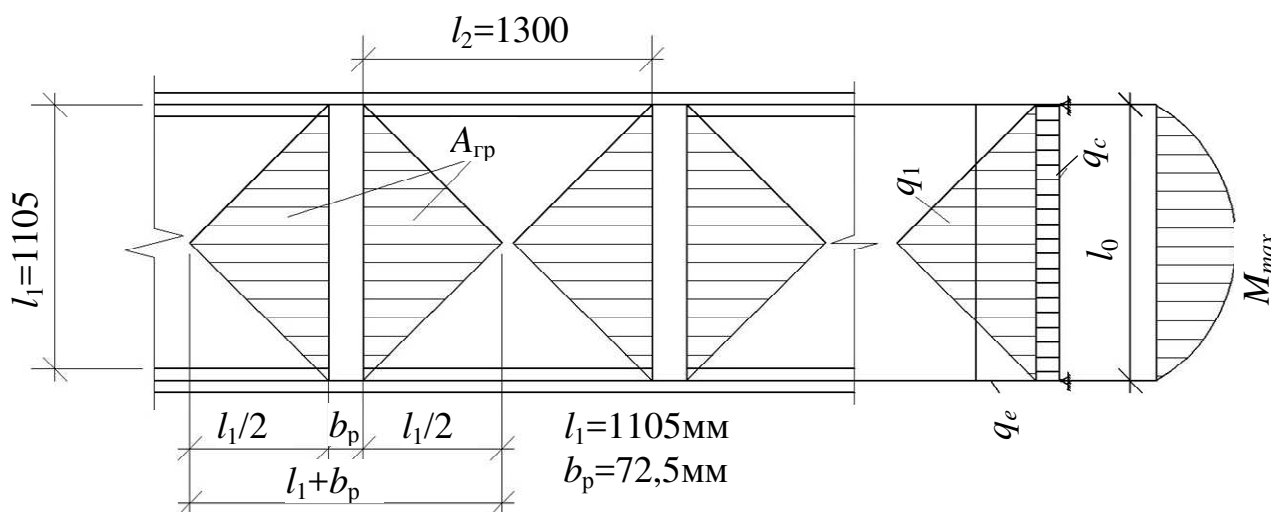


Рис. 15. Схема распределения нагрузок на поперечное ребро

Суммарная равномерно распределенная нагрузка

$$q = q_e + q_c = \frac{5}{8} \cdot 20,6 + 0,3 = 13,175 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{13,175 \cdot 1,195^2}{8} = 2,352 \text{ кНм};$$
$$Q = 0,5q \cdot l_0 = 0,5 \cdot 13,175 \cdot 1,195 = 7,87 \text{ кН}.$$

В том случае, когда пролет $l_1 > l_2$, грузовая площадь имеет вид трапеции. Расчетные формулы преобразуется так:

$$q^1 = (g + v)(l_2 + b_p);$$
$$q_c = 0,3 \text{ кНм};$$
$$M = \frac{(q^1 + q_c) \cdot l_0^2}{8} - \frac{0,5 \cdot q^1 \cdot l_2^2}{6} = \frac{(q^1 + q_c) \cdot l_0^2}{8} - \frac{q^1 \cdot l_2^2}{12};$$
$$Q = \frac{(q^1 + q_c) \cdot l_0}{2} - \frac{q^1 \cdot l_2}{4}.$$

Расчет рабочей арматуры

При отношении толщины плиты к высоте ребра $\frac{h_f}{h} = \frac{5}{20} = 0,25 > 0,1$ согласно п. 3.26 [3] за расчетное сечение поперечного ребра принимаем тавровое с шириной полки в сжатой зоне

$$b'_f = 2 \frac{l_0}{6} + b'_p = \frac{1195}{3} + 85 = 483 \text{ мм} <$$
$$< 1/2 l_0 + b'_p = 1/2 \cdot 1300 + 85 = 735 \text{ мм}.$$

Необходимое количество продольной арматуры класса А400 при $h_0 = 200 - 25 = 175 \text{ мм}$

$$\alpha_m = \frac{2,352 \cdot 10^6 \cdot 0,95}{11,5 \cdot 483 \cdot 175^2} = 0,0128.$$

По таблице 3.2 [3] находим $\alpha_R = 0,39$.

Так как $\alpha_m = 0,0128 < \alpha_R = 0,39$, сжатая арматура по расчету не требуется.

$$A_s = \frac{11,5 \cdot 0,483 \cdot 0,175(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0128})}{355} = 35,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в поперечных ребрах плоские сварные каркасы с продольной арматурой из стержней диаметром 8 мм с $A_s = 50,3 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений

Проверим прочность наклонной полосы между наклонными сечениями.

$$Q = 0,95 \cdot 7,87 = 7,48 \text{ кН} < 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 10,35 \cdot 0,06 \cdot 0,175 = 32,6 \text{ кН}$$

Прочность полосы обеспечена.

При высоте ребра 20 см и продольной арматуре \varnothing 8 мм принимаем поперечные стержни в каркасах из арматуры класса A240 диаметром 6 мм с $A_s = 28 \text{ мм}^2$. В соответствии с п.5.21 [3] шаг арматуры должен быть не более

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 175 = 87,5 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в каркасах $s_w = 75 \text{ мм}$.

Прочность наклонных сечений поперечных ребер по поперечной силе проверим согласно п.3.31 [3].

$$\text{Поскольку } q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 28 \cdot 1}{75} = 63,47 \text{ Н/мм} >$$

$> 0,25R_{br}b = 0,25 \cdot 0,81 \cdot 60 = 12,15 \text{ Н/мм}$, хомуты необходимо учитывать в расчете полностью и значение M_b определяется по формуле

$$M_b = 1,5R_{br}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 60 \cdot 175^2 = 2,48 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q_1 = q - 0,5q_v = 13,75 - 0,5 \cdot 11,41 = 7,47 \text{ кН/м}.$$

Поскольку

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{2,48 \cdot 10^6}{7,47}} = 576 \text{ мм} <$$

$$< \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 175}{1 - 0,5 \frac{63,47}{0,81 \cdot 60}} = \frac{350}{0,347} = 1008,6 \text{ мм},$$

следует принимать

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{2,48 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 63,47 + 7,47}} = 212,2 \text{ мм} \leq 2h_0 = 350 \text{ мм}.$$

Принимаем $c_0 = c = 212 \text{ мм}$.

Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 63,47 \cdot 212 = 10091,7 \text{ Н},$$

$$Q_b = Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{2,48 \cdot 10^6}{212} = 11698,1 \text{ Н},$$

$$Q_b + Q_{sw} = 11698 + 10091 = 21789 \text{ Н},$$

$$Q = Q_{\max} - q_1c = 7,48 - 7,47 \cdot 0,212 = 5,9 \text{ кН}.$$

$Q_b + Q_{sw} = 21789 \text{ Н} > Q = 5,9 \text{ кН}$ т. е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Проверим требование п. 3.35 [3]

$$S_{w,\max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 60 \cdot 175^2}{7480} = 221 \text{ мм} > s_w = 75 \text{ мм},$$

т.е. требование выполнено.

Расчет продольного ребра

Высоту продольных ребер ориентировочно определяем из соотношений $h = \left(\frac{l}{12} \div \frac{l}{15} \right) = 6140 : 15 \cong 410 \text{ мм}$. Полученное значение высоты округляем в большую сторону с кратностью 50 мм, но ограничиваем $h \leq 450 \text{ мм}$. Окончательно принимаем $h = 450 \text{ мм}$. В качестве опорных конструкций для панелей принимаем ригели прямоугольного сечения с шириной ребра 25 см.

Статический расчет

Сбор нагрузок приведен в табл. 5.

Таблица 5

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке [18]	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta=20\text{мм}$, $\rho=2000\text{кг/м}^3$	0,4	1,2	0,48
2	Вес ж/б плиты $\delta=50\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	1,25	1,1	1,38
3	Поперечные ребра* (5шт) $b = \frac{85 + 60}{2} = 72,5\text{мм}$, $h = 200 - 50 = 150\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	0,19	1,1	0,21
4	Продольные ребра** (2шт) $b=80\text{мм}$, $h = 450 - 50 = 400\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	1,25	1,1	1,38
Итого		3,09		3,45
Временные нагрузки по заданию				
5	Равномерно-распределенная	12	1,2	14,4
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная		15,09		17,85
Постоянная + длительная		13,59		16,05

Примечание: (*) $q = 5 \cdot \frac{\rho b h l_1}{b_{\pi} l_{\pi}} = 5 \cdot \frac{25 \cdot 0,0725 \cdot 0,15 \cdot 1,105}{1,285 \cdot 6,11} = 0,19 \text{ кН/м}^2$,

(**) $q = 2 \cdot \frac{\rho b h l_{\pi}}{b_{\pi} l_{\pi}} = 2 \cdot \frac{25 \cdot 0,08 \cdot 0,4 \cdot 6,11}{1,285 \cdot 6,11} = 1,25 \text{ кН/м}^2$.

Погонная нагрузка на два продольных ребра:

- полная расчетная нагрузка

$$(g + v) \cdot b_{\pi} = 17,85 \cdot 1,285 = 23,07 \text{ кН/м},$$

- постоянная и временная длительная расчетная

$$(g + v) \cdot b_{\pi} = 16,05 \cdot 1,285 = 20,6 \text{ кН/м},$$

- полная нормативная нагрузка
 $(g + v) \cdot b_{\text{п}} = 15,09 \cdot 1,285 = 19,51 \text{ кН/м},$
- постоянная и временная длительная нормативная
 $(g + v) \cdot b_{\text{п}} = 13,59 \cdot 1,285 = 17,57 \text{ кН/м},$

За расчетную схему для продольных ребер принимаем однопролетную балку со свободным опиранием концов на ригели (рис. 16), расчетный пролет определяется как расстояние между серединами площадок опирания ребер панели на ригели (рис. 17).

$$l_0 = 6,14 - 2 \cdot 0,5 \cdot 125 = 6,02 \text{ м}.$$

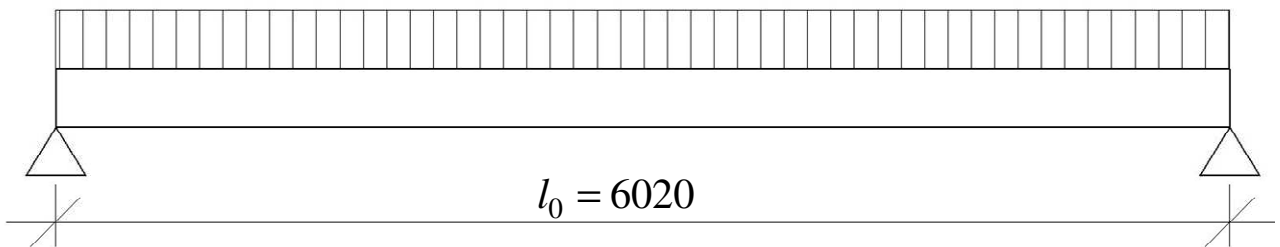


Рис. 16. Расчетная схема продольного ребра

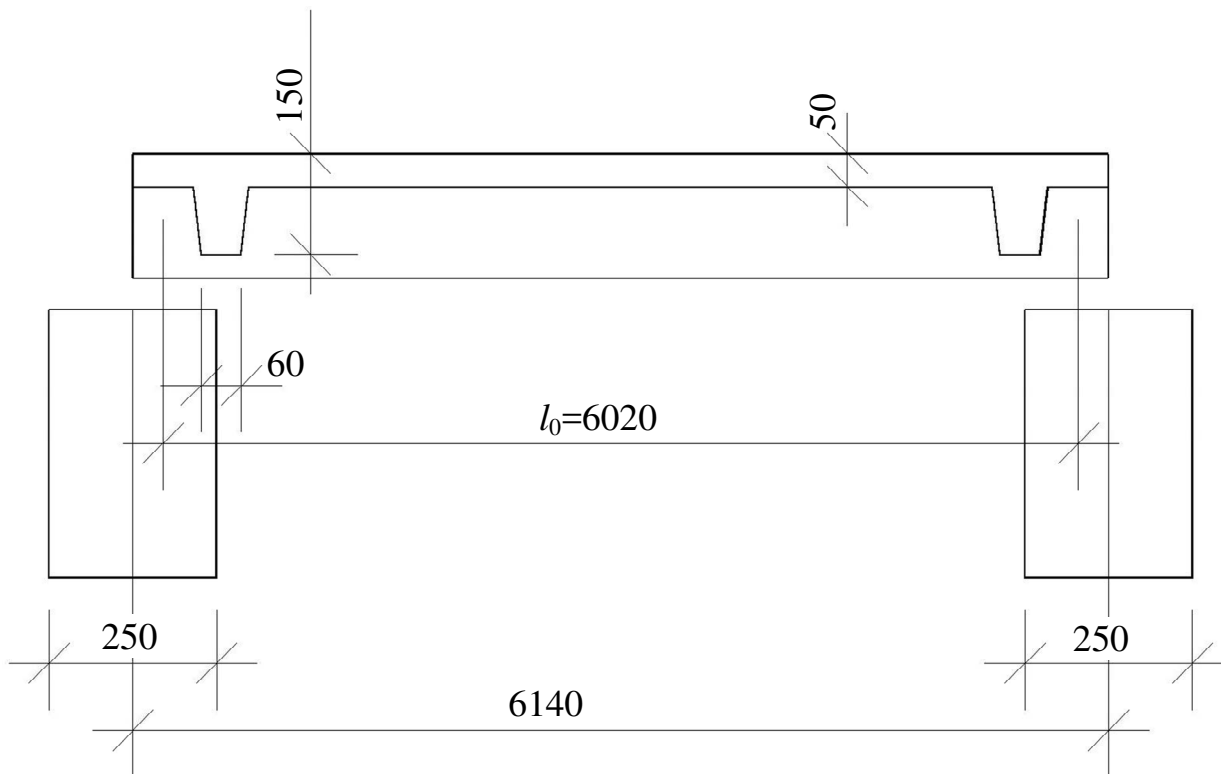


Рис. 17. Схема опирания плиты перекрытия на ригели

Усилия в двух продольных ребрах:

от расчетных нагрузок

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{23,07 \cdot 6,02^2}{8} = 104,5 \text{ кНм},$$
$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{23,07 \cdot 6,02}{2} = 69,43 \text{ кНм};$$

от нормативных нагрузок

$$M^n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{19,51 \cdot 6,02^2}{8} = 88,38 \text{ кНм},$$
$$Q^n = \frac{q^n l_0}{2} = \frac{19,51 \cdot 6,02}{2} = 58,73 \text{ кНм};$$

в том числе, от кратковременной

$$M_{sh}^n = 0,125 \cdot 1,943 \cdot 6,02^2 = 8,8 \text{ кНм},$$
$$Q_{sh}^n = 0,5 \cdot 1,943 \cdot 6,02 = 5,85 \text{ кН};$$

длительной нормативной

$$M_l^n = 88,38 - 8,8 = 79,58 \text{ кНм};$$
$$Q_l^n = 58,73 - 5,85 = 52,88 \text{ кНм}$$

Расчетное сечение двух продольных ребер – тавровое с полкой в сжатой зоне.

Ширина полки, вводимая в расчет, в соответствии с п. 3.26 [3] при наличии поперечных ребер $b_f' \leq 1285 \text{ мм}$

Расчетная высота сечения $h_0 = h - a = 45 - 3,5 = 41,5 \text{ см}$. При ширине продольных ребер по верху 95 мм и по низу 75 мм суммарная толщина двух ребер в уровне центра тяжести арматуры без учета швов замоноличивания будет равна 170 мм.

Расчет прочности нормальных сечений

Поскольку $\frac{M_l^n}{M^n} = \frac{79,58}{88,38} = 0,9004 > 0,9$, необходимо учитывать

согласно п.3.3 [3] коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$.

Бетон класса В20 с характеристиками:
 $\gamma_{b1} R_b = 0,9 \cdot 11,5 = 10,35 \text{ МПа}$, $\gamma_{b1} R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ МПа}$,

$R_{bt,ser} = 1,35$ МПа , $E_b = 27500$ МПа с учетом тепловой обработки бетона.

Работу бетона в швах замоноличивания в запас прочности условно не учитываем, предполагая, что при неблагоприятных условиях надежная совместная работа бетона замоноличивания с продольными ребрами за счет их сцепления может быть не обеспечена. Тогда расчетная ширина полки

$$b'_f = 1285 - 20 = 1265 \text{ мм.}$$

Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется $A'_s = 0$:

Определим где проходит граница сжатой зоны бетона.

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 10,35 \cdot 1265 \cdot 50 (415 - 0,5 \cdot 50) = 255,3 \text{ кНм} > \\ > M = 104,5 \text{ кНм,}$$

т. е. нейтральная ось проходит в пределах полки ($x < h'_f$) и элемент рассчитывается как прямоугольный с шириной $b'_f = 1265$ мм.

Необходимое количество продольной арматуры класса А400 при

$$\alpha_m = \frac{104,5 \cdot 10^6 \cdot 0,95}{10,35 \cdot 1265 \cdot 415^2} = 0,044 < \alpha_R = 0,39,$$

т. е. сжатая арматура по расчету действительно не требуется

$$A_s = \frac{10,35 \cdot 1265 \cdot 415 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044})}{355} = 689 \text{ мм}^2$$

Принимаем стержневую арматуру из стержней 2Ø22А400 с $A_s = 760 \text{ мм}^2 > 689 \text{ мм}^2$.

Монтажную арматуру каркасах продольных ребер принимаем класса А240 диаметром 10 мм с $A'_s = 2 \cdot 78,5 = 157 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер

$$Q_{\min} = Q = 69,43 \text{ кН} > 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,81 \cdot 0,17 \cdot 0,415 = 28,57 \text{ кН,}$$

поперечная арматура в балке должна ставиться по расчету.

Принимаем поперечную арматуру класса А240 с $R_{sw} = 170$ МПа (табл. 2.6 [3]). В двух плоских каркасах при диаметре стержней продольной арматуры 22 мм поперечные стержни из условия технологии

сварки принимаем диаметром 6 мм ($d_w \geq 0,25d$, п. 9. ГОСТ 14098-91), при $A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 57 \text{ мм}^2$ (2Ø6 А240).

Максимально допустимый шаг поперечных стержней у опор в соответствии с п. 5.21 [3] при $h_0 = 450 - 35 = 435 \text{ мм}$:

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 435 = 207 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{br}bh_0^2}{Q_A} = \frac{0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,17 \cdot 0,435^2}{69,43} = 342 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в каркасах $s = 150 \text{ мм}$ на приопорных участках, и $s = 300 \text{ мм}$ ($0,75 \cdot h_0 = 0,75 \cdot 435 = 311 \text{ мм}$) на средних участках.

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями

Расчет прочности по наклонной полосе между наклонными сечениями производим из условия 3.43 [3]

$$Q \leq 0,3R_bbh_0,$$

где Q принимается на расстоянии не менее h_0 от опоры.

$$0,3R_bbh_0 = 0,3 \cdot 10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,17 \cdot 0,435 = 219,1 \text{ кН},$$

$$Q = Q - qh_0 = 69,43 - 23,07 \cdot 0,435 = 59,86 \text{ кН},$$

$59,86 \text{ кН} < 219,1 \text{ кН}$, прочность наклонной полосы на сжатие обеспечена.

Расчет прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению

Усилие в хомутах на единицу длины элемента равно [3]

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 0,000057}{0,15} = 64,6 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw} = 64,6 > 0,25R_{br}b = 0,25 \cdot 0,81 \cdot 1000 \cdot 0,17 = 34,42 \text{ кН/м}$,

$$M_b = 1,5R_{br}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 1000 \cdot 0,17 \cdot 0,435^2 = 35,57 \text{ кНм [3]}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения s .

$$\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{64,6}{0,81 \cdot 1000 \cdot 0,17} = 0,469 < 2, \quad \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{35,57}{23,07}} = 1,24 \text{ м} >$$

$$> \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 0,415}{1 - 0,5 \cdot \frac{34,42}{0,81 \cdot 1000 \cdot 0,17}} = 0,948 \text{ м},$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = 1,24 \text{ м}, \text{ но не более } 3h_0 = 3 \cdot 0,415 = 1,245 \text{ м (см. п. 3.32 [3]).}$$

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 1,24 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,415 = 0,83 \text{ м}$ (см. п. 3.31 [3]).

Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,83 \text{ м}$.

Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 64,6 \cdot 0,83 = 40,21 \text{ кН}.$$

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяют по формуле $Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 < Q_b = \frac{M_b}{c} < Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0$.

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,17 \cdot 0,415 = 28,57 \text{ кН},$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{35,57}{0,83} = 42,86 \text{ кН},$$

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,17 \cdot 0,415 = 142,86 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 42,86 \text{ кН}$.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c ; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c .

$$Q = Q - vc = 69,43 - 18,65 \cdot 0,83 = 53,95 \text{ кН}.$$

При $Q_b + Q_{sw} = 42,86 + 40,21 = 83,07 \text{ кН} > Q = 53,95 \text{ кН}$, прочность наклонных сечений обеспечена (см. п. 3.31 [3]).

Поскольку продольная растянутая арматура ребер по концам приварена к закладным деталям, проверку наклонных сечений на действие момента не производим.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

(Расчет выполнен на основе примера приведенного в статье «Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам» в журнале «Бетон и железобетон», 2003г).

Расчет железобетонных элементов третьей категории трещиностойкости по второй группе предельных состояний производится на действие нормативных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Расчет производим по формуле

$$a_{crc} = \varphi_{s1} \cdot \varphi_{s2} \cdot \psi_{sw} \cdot \frac{\sigma_{sw}}{E_s} \cdot h_0,$$

где φ_{s1} – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки (при непродолжительном действии равен 1, при продолжительном – 1.4); φ_{s2} – коэффициент, учитывающий профиль поперечной арматуры (для гладкой арматуры равен 0,8, для арматуры периодического профиля – 0,5); $\psi_{sw} = \frac{s_w}{h_0} + 10 \frac{d_{sw}}{h_0}$, где $\frac{s_w}{h_0}$ – относительное расстояние между поперечными стержнями; $\frac{d_{sw}}{h_0}$ – относительное значение диаметра поперечной арматуры.

Напряжения в поперечной арматуре σ_{sw} определяют, принимая, что поперечная сила, воспринимаемая бетоном, отвечает своему минимальному значению $Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt,ser} b h_0$, и, следовательно, поперечная сила, передаваемая на поперечную арматуру, составляет $Q - Q_{b,\min}$. При этом поперечную арматуру, воспринимающую эту силу, учитывают на длине проекции наклонного сечения $c = h_0$, т. е. равный ее минимальному значению.

Тогда, $\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{bmin}}{\frac{A_{sw}}{s_w} h_0}$ где, A_{sw} – площадь сечения поперечной

арматуры, расположенной в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение.

Выполнив вычисления, получим:

$$\psi_{sw} = \frac{150}{415} + 10 \frac{6}{415} = 0,506,$$

$$Q_{b,min} = 0,5 \cdot 1,35 \cdot 170 \cdot 415 = 47621 \text{ Н},$$

$$\sigma_{sw} = \frac{58730 - 47621}{\frac{57}{150} 415} = 70,44 \text{ МПа}$$

$$a_{crc} = \gamma_n \varphi_{s1} \varphi_{s2} \psi_{sw} \frac{\sigma_{sw}}{E_s} h_0 = 0,95 \cdot 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,506 \frac{70,44}{2 \cdot 10^5} = 0,079 \text{ мм},$$

$$a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}.$$

$a_{crc} = 0,079 \text{ мм} < a_{crcult} = 0,3 \text{ мм}$, т. е. ширина раскрытия наклонных трещин меньше предельно допустимой величины.

Расчет ширины раскрытия нормальных трещин.

Определяем момент образования трещин M_{crc} согласно п.4.5 [3]. Для этого определяем геометрические характеристики приведенного сечения при $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,75 \cdot 10^4} = 7,27$ и $A'_s = 0,0$.

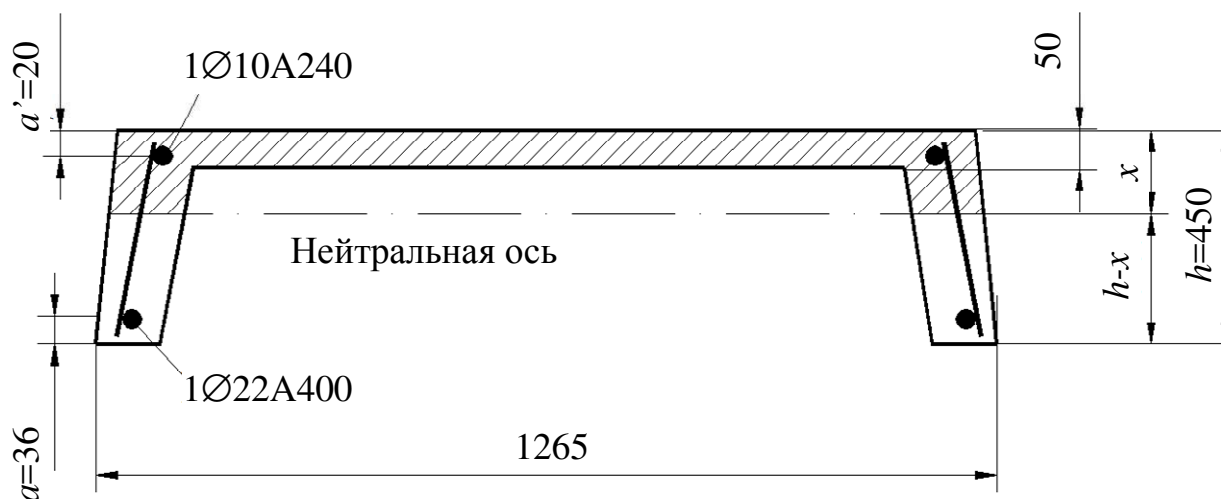


Рис. 18. К расчету раскрытия нормальных трещин

Площадь приведенного сечения (рис. 18):

$$A_{red} = A + \alpha A_s = bh + (b'_f - b)h'_f + \alpha A_s = 170 \cdot 450 + (1265 - 170) \cdot 50 + 7,27 \cdot 760 = 76500 + 54750 + 5525,2 = 136775 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{76500 \cdot 450/2 + 54750 \cdot (450 - 50/2) + 5525,2 \cdot 35}{136775,2} = 297,4 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$J_{red} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{(b'_f - b)(h'_f)^3}{12} + (b'_f - b)h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} - y_t \right)^2 + \alpha A_s (y_t - a)^2 = 170 \cdot \frac{450^3}{12} + 170 \cdot 450 (297,4 - 225)^2 + \frac{1095 \cdot 50^3}{12} + 1095 \cdot 50 (450 - 25 - 297,4)^2 + 7,27 \cdot 760 (297,4 - 35)^2 = 2,973 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_t} = \frac{2,973 \cdot 10^9}{297,4} = 9,997 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Учтем неупругие деформации растянутого бетона путем умножения W на коэффициент $\gamma = 1,3$ (табл. 4.1 [3])

$$W_{pl} = 9,997 \cdot 10^6 \cdot 1,3 = 12,996 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Тогда изгибающий момент при образовании трещин с учетом неупругих деформаций

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 1,35 \cdot 12,996 \cdot 10^6 = 20,143 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Так как $M_{crc} = 20,14 \text{ кНм} < M_l^n = 79,58 \text{ кНм}$, следовательно трещины образуются.

Определим напряжения в арматуре σ_s по формуле 4.13 [3]:

$$\sigma_s = \gamma_n \frac{M_l^n}{z_s A_s}.$$

Коэффициент приведения $\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{15} = 20$. Тогда при

$$\mu_s \alpha_{s1} = \frac{A_s \cdot \alpha_{s1}}{bh_0} = \frac{760 \cdot 20}{170 \cdot 415} = 0,215,$$

$$\text{и } \gamma = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'}{bh_0} = \frac{(1265 - 170) \cdot 50}{170 \cdot 415} = 0,776 < 0,8 \text{ из графика на черт. 4.3}$$

[3] находим коэффициент $\zeta = 0,9$ и плечо внутренней пары сил $z_s = \zeta h_0 = 0,9 \cdot 415 = 373,5 \text{ мм}$.

$$\text{Вычислим } \sigma_s = \frac{79580000 \cdot 0,95}{373,5 \cdot 760} = 266,3 \text{ МПа}.$$

Определим расстояние между трещинами l_s по формуле (4.22) [3]. Поскольку высота растянутого бетона, равная при $k = 0,9$ (для таврового сечения) $y = y_t k = 297,4 \cdot 0,9 = 267,7 > h/2 = 225 \text{ мм}$, площадь сечения растянутого бетона принимаем равной

$$A_{bt} = 0,5bh = 170 \cdot 225 = 38250 \text{ мм}^2.$$

$$\text{Тогда } l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0,5 \frac{38250}{760} 22 = 553,6 \text{ мм, что больше } 400 \text{ мм}$$

(п. 4.12) [3], поэтому принимаем $l_s = 400 \text{ мм}$.

Значение ψ_s определяем по формуле (4.26) [3]:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M \cdot \gamma_n} = 1 - 0,8 \frac{20,14}{79,58 \cdot 0,95} = 0,787.$$

Определим по формуле (4.10) ширину продолжительного раскрытия трещин, принимая $\varphi_1 = 1,4$, $\varphi_2 = 0,5$, $\varphi_3 = 1,0$.

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,787 \frac{266,3}{200000} \cdot 400 = 0,293 \text{ мм},$$

что меньше допустимой величины $a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$.

Определение прогиба ребристой панели

Определим кривизну в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок, так как прогиб ограничивается эстетическими требованиями.

Момент в середине пролета равен

$$\gamma_n M_{\max} = 0,95 \cdot 79,58 = 75,6 \text{ кНм}.$$

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды выше 40 %, кривизну на участках с трещинами допускается определять по формуле (4.45) [3].

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{760}{170 \cdot 415} = 0,011.$$

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности ($W = 40 \div 75 \%$) коэффициент приведения арматуры равен

$$\alpha_{s1} = \frac{560}{R_{b,ser}} = \frac{560}{15} = 37,3.$$

Из табл. Прил. 3 при $\mu \cdot \alpha_{s1} = 0,011 \cdot 37,3 = 0,41$ и

$$\mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} + \frac{A'_s}{bh_0} \alpha_{s1} = \frac{(1265 - 170) \cdot 50}{170 \cdot 415} + \frac{157}{170 \cdot 415} \cdot 37,3 = 0,778$$

находим $\varphi_1 = 0,56$.

Из табл. Прил. 4 при $\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{15} = 20$, $\mu\alpha_{s1} = 0,11 \cdot 20 = 0,3$,

$\mu'_f = 0,78$ и $\mu_f = 0$, $\varphi_2 = 0,25$.

Тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\varphi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{75600000 - 0,25 \cdot 170 \cdot 450^2 \cdot 1,35}{0,56 \cdot 200000 \cdot 760 \cdot 415^2} = 4,36 \cdot 10^{-6}$$

Прогиб определим по формуле (4.33) [2], принимая согласно табл. 4.3 $S = \frac{5}{48}$

$$f = S \cdot l^2 \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \frac{5}{48} \cdot 6020^2 \cdot 4,36 \cdot 10^{-6} = 16,48 \text{ мм.}$$

Согласно СНиП 2.01.07-85* табл. 19, поз. 2 предельно допустимый прогиб по эстетическим требованиям для пролета $l = 6$ м равен

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

$f_{ult} = 30 \text{ мм} > f = 16,48 \text{ мм}$ условие (4.30) [3] выполняется.

Примечание. Если расчетный прогиб превышает предельно допустимую величину, то для его уменьшения следует увеличить высоту продольных ребер до размера, кратного 5 см, и уточнить расчет прочности и прогиба продольных ребер панели. Возможно также повышение класса бетона.

2.3. Расчет неразрезного ригеля

Согласно разбивочной схеме (см. рис. 10) ригель представляет собой неразрезную многопролетную (четырёх пролетную) конструкцию со свободным (шарнирным) опиранием концов на кирпичные стены здания.

Проектируем ригель сборно-монолитной конструкции с соединением на монтаже однопролетных сборных элементов в неразрезную систему путем сварки выпусков арматуры из колонн и ригелей и замоноличивания стыков, а в дальнейшем – и швов между сборными панелями (рис. 19).

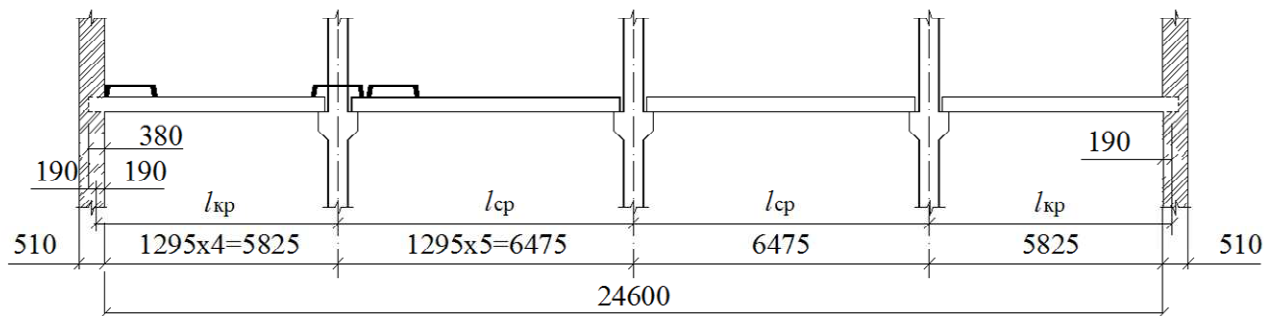


Рис. 19. Поперечный разрез здания

Статический расчет ригеля

Ригель после сварки арматуры и замоноличивания стыков превращается в элемент поперечной рамной конструкции, однако при свободном опирании его концов на стены и равных или отличающихся не более чем на 10 % расчетных пролетах ригель разрешается рассчитывать как неразрезную многопролетную балку (рис. 20).

За расчетные пролеты ригеля принимаем:

- в средних пролетах – расстояние между осями колонн, на которые опирается ригель;
- в крайних пролетах – расстояние между осью колонны, на которую опирается ригель, до середины площадки опирания ригеля на стену.

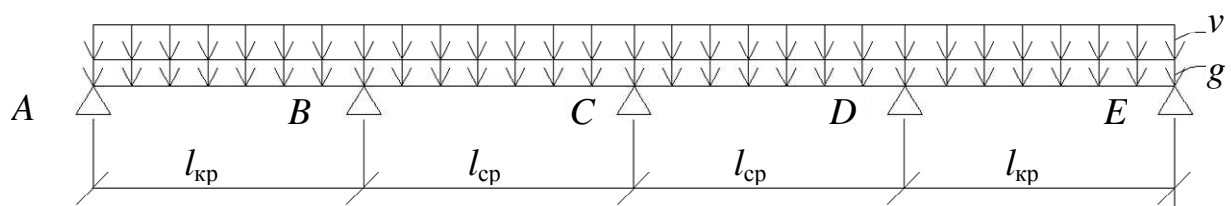


Рис. 20. Расчетная схема неразрезного ригеля

Расчетные пролеты:

- крайний $l_{кр} = b_H \cdot 4,5 + 0,5 \cdot \alpha = 1295 \cdot 4,5 + 0,5 \cdot 0,38 = 6,02 \text{ м}$,
 - средний $l_{ср} = b_H \cdot 5 = 1295 \cdot 5 = 6,48 \text{ м}$,
- $$l_{кр} : l_{ср} = 6,02 : 6,48 = 0,93 > 0,9.$$

где b_H – номинальная ширина плиты перекрытия, $a = 380$ мм – длина площадки опирания ригеля на стену (1,5 кирпича).

Нагрузка на ригель от сборных панелей передается продольными ребрами сосредоточенно. Для упрощения расчета без большой погрешности при четырех и более сосредоточенных силах на длине пролета разрешается заменять такую нагрузку эквивалентной (по прогибу), равномерно распределенной по длине ригеля.

По рекомендациям [9] принимаем ригель сечением 30×70 см.

Таблица 6

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке [18]	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta=20\text{мм}$, $\rho=2000\text{кг/м}^3$	0,4	1,2	0,48
2	Вес ж/б плиты $\delta=50\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	1,25	1,1	1,38
3	Поперечные ребра (5шт) $b = \frac{85 + 60}{2} = 72,5\text{мм}$, $h = 200 - 50 = 150\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	0,19	1,1	0,21
4	Продольные ребра (2шт) $b=80\text{мм}$, $h = 450 - 50 = 400\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	1,25	1,1	1,38
5	Вес ригеля* $b \times h = 300 \times 700\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	0,86	1,1	0,95
Итого		3,95		4,4
Временные нагрузки по заданию				
5	Равномерно-распределенная	12	1,2	14,4
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная		15,95		18,8
Постоянная + длительная		14,45		17,0

Примечание: (*) $q = \frac{\rho b h l_p}{l_n l_p} = \frac{25 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot}{6,140} = 0,86 \text{ кН/м}^2$,

Погонная нагрузка ригель:

- полная расчетная нагрузка

$$(g + v) \cdot l_{\text{п}} = 18 \cdot 6,14 = 115,15 \text{ кН/м},$$

- постоянная и временная длительная расчетная

$$(g + v) \cdot l_{\text{п}} = 17,0 \cdot 6,14 = 104,1 \text{ кН/м},$$

где $l_{\text{п}} = 6,14 \text{ м}$.

$$(g_{\ell} + v_{\ell}) / (g + v) = 104,1 / 115,15 = 0,904 > 0,9, \text{ поэтому } \gamma_{b1} = 0,9.$$

Изгибающие моменты в сечениях ригеля по его длине определяются по формуле

$$M = (\alpha_1 g + \beta_1 v) l^2 = \alpha_1 g l^2 + \beta_1 v l^2,$$

а поперечные силы на опорах ригеля – по формуле

$$Q = (\alpha_2 g + \beta_2 v) l = \alpha_2 g l + \beta_2 v l,$$

где g и v – постоянная и временная нагрузки на ригель, соответственно; α и β – коэффициенты, принимаемые по прил. 2 в зависимости от числа пролетов и схемы загрузки;

l – расчетный пролет, крайний или средний.

Для определения изгибающего момента на опоре B принимают $l = 0,5 \cdot (l_{\text{кр}} + l_{\text{ср}}) = 0,5 \cdot \frac{(6,02 + 6,48)}{2} = 6,25 \text{ м}$.

Пример определения изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях ригеля с учетом коэффициента надежности по ответственности ($\gamma_n = 0,95$):

- при действии постоянной нагрузки g для схемы загрузки 1:

$$M_1 = \alpha_1 g l_{\text{кр}}^2 = 0,59 \cdot 26,73 \cdot 6,02^2 = 57,2 \text{ кНм},$$

$$M_B = \alpha_B g l^2 = -0,107 \cdot 26,73 \cdot 6,25^2 = 11,7 \text{ кНм},$$

$$M_6 = \alpha_6 g l_{\text{ср}}^2 = -0,02 \cdot 26,73 \cdot 6,48^2 = -22,4 \text{ кНм},$$

$$Q_A = \alpha_A g l_{\text{кр}} = 0,393 \cdot 26,73 \cdot 6,02 = 63,2 \text{ кН},$$

$$Q_B^n = \alpha_B^n g l_{\text{ср}} = 0,536 \cdot 26,73 \cdot 6,48 = 92,8 \text{ кН}.$$

- при действии временной нагрузки v для схемы загрузки 2

$$M_1 = \beta_1 v l_{\text{кр}}^2 = 0,07 \cdot 88,42 \cdot 6,02^2 = 224,3 \text{ кНм},$$

$$M_B = \beta_B v l^2 = -0,054 \cdot 88,42 \cdot 6,25^2 = -186,5 \text{ кНм},$$

$$M_6 = \beta_6 \nu l_{cp}^2 = -0,05 \cdot 88,42 \cdot 6,48^2 = 185,6 \text{ кНм},$$

$$Q_A = \beta_A \nu l_{кр} = 0,446 \cdot 88,42 \cdot 6,02 = 237,4 \text{ кН},$$

$$Q_B^n = \beta_B^n \nu l_{cp} = 0,018 \cdot 88,42 \cdot 6,48 = 10,3 \text{ кН}.$$

Расчеты по определению изгибающих моментов и поперечных сил сведены в табл. 7.

От загрузки ригеля постоянной нагрузкой в сочетании с невыгодным его нагружением временной нагрузкой строятся эпюры моментов и поперечных сил: I (1+2); II (1+3); III (1+4); IV (1+5).

Перераспределение изгибающих моментов

В связи с жесткими требованиями к размещению в опорных сечениях ригеля выпусков арматурных стержней, стыкуемых ванной сваркой, следует стремиться к уменьшению площади сечения опорной арматуры и числа стержней в опорных сечениях, а также к унификации армирования опорных сечений. Достигается это перераспределением усилий между опорными и пролетными сечениями вследствие пластических деформаций бетона и арматуры [6]. При этом уменьшение опорных моментов не должно превышать 30 % в сравнении с рассчитанными по «упругой» схеме. Принцип перераспределения усилий изложен показан на рис. 21. Расчеты по перераспределению усилий в неразрезном ригеле сведены в табл. 8.

При уменьшении опорного момента на опоре *B* на 30 % принимаем максимальную ординату добавочной треугольной эпюры

$$\Delta M_B = 0,3 \cdot M_{B,\max} = 0,3 M_{B,II} = 0,3 \cdot 529,6 = 158,9 \text{ кНм}.$$

С целью унификации армирования опорных сечений момент на опоре *C* уменьшаем до

$$0,7 M_{B,\max} = 0,7 M_{B,II} = 0,7 \cdot 529,6 = 370,7 \text{ кНм}$$

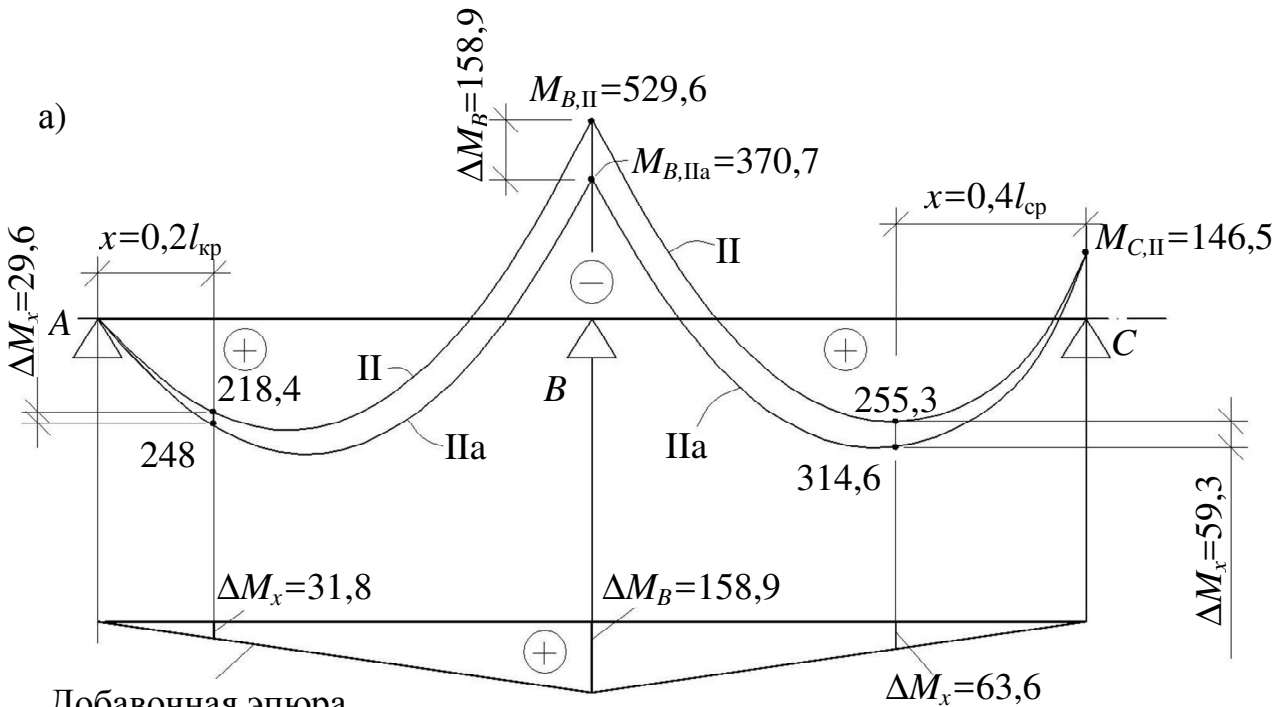
Максимальная ордината добавочной эпюры

$$\Delta M_C = M_{C,III} - 0,7 M_{B,II} = 477 - 370,7 = 106,3 \text{ кНм}.$$

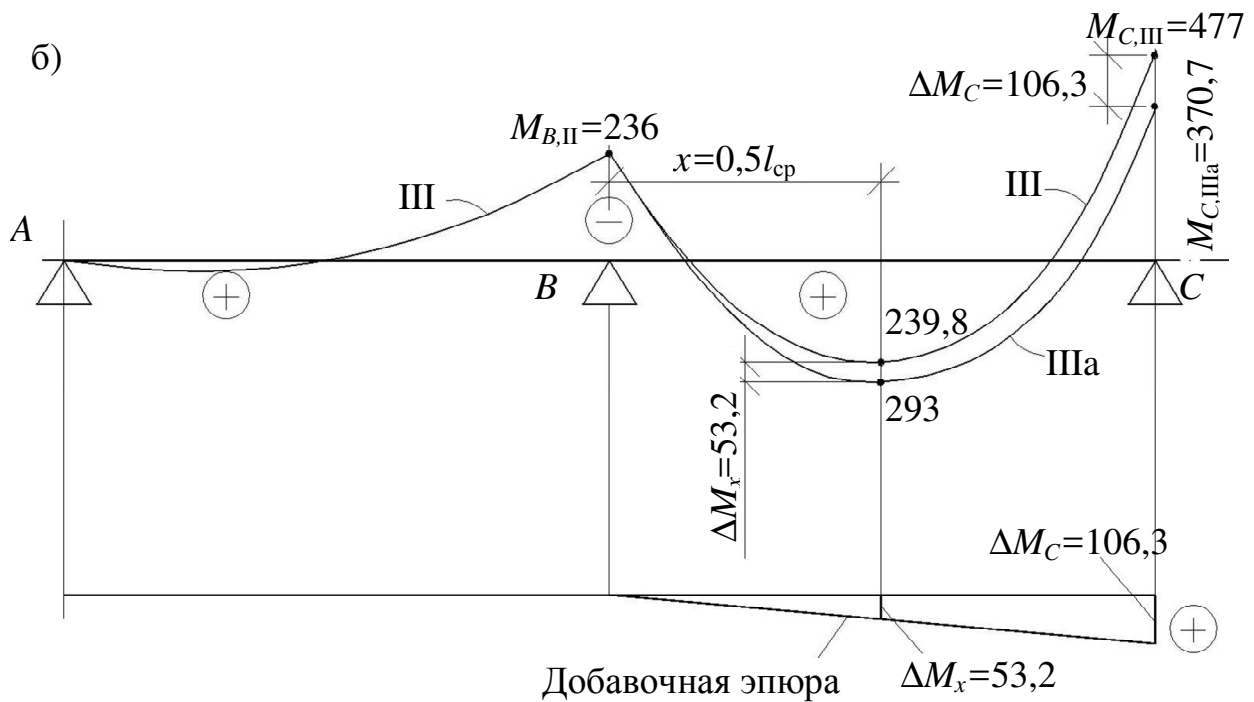
Таблица 7

Схемы загружения	Изгибающие моменты, кН·м										Поперечная сила, кН						
	M_A	В крайних пролетах					M_B	В средних пролетах					Q_A	Q_B^I	Q_B^{II}	Q_C^I	
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_5		M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}					
	0	+57,2	+74,6	+64,9	+54,2	-5,8	-111,7	-22,4	+25,8	+39,3	+39,3	+20,2	-79,7	+63,2	+97,7	+92,8	-80,4
	0	+224,3	+320,4	+314	+282	+118,6	-186,5	-185,6	-174,5	-167,1	-163,4	-148,5	-133,7	+237,4	-294,9	+10,3	+10,3
	0	+179,4	+230,7	+208,3	+150,6	-54,5	-417,9	-74,3	+148,5	+207,9	+226,5	+152,2	-66,8	+201,7	-330,6	+345,5	-227,4
	0	-22,4	-44,9	-57,7	-70,5	-92,9	-124,9	+111,4	+207,9	+200,5	+152,2	-48,3	-397,3	-19,2	-19,2	+245,8	-327,1
	0	-35,2	-70,5	-86,5	-102,5	-137,8	-186,5	+111,4	+271	+297	+293,3	+148,5	-133,7	-28,7	-28,7	+296,8	-276,1

Схемы загрузки	Изгибающие моменты, кН·м										Поперечная сила, кН						
	M_A	В крайних пролетах					M	В средних пролетах					Q_A	Q_B^I	Q_B^{II}	Q_C^I	
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	B	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_C				
I (1+2)	0	+281,5	+395	+378,9	+336,2	+112,8	-298,2	-208	-148,7	-127,8	-124,1	-128,3	-213,4	+300,6	-392,6	+103,1	-70,1
II (1+3)	0	+236,6	+305,3	+273,2	+204,8	-60,3	-529,6	-96,7	+174,3	+247,2	+265,8	+172,4	-146,5	+264,9	-428,3	+438,3	-307,8
III (1+4)	0	+34,8	+29,7	+7,2	-16,3	-98,7	-236	+89,0	+233,7	+239,8	+191,5	-28,1	-477	+44	-116,9	+338,6	+407,5
IV (1+5)	0	+22	+4,1	-21,6	-48,3	-143,6	-298,2	+89	+296,8	+336,3	+332,6	+168,7	-213,4	+34,5	-126,4	+389,6	+365,5



Добавочная эпюра
(все значения в кНм)



(все значения в кНм)

Рис. 21. Перераспределение усилий в ригеле
а) по схеме II загрузки; б) по схеме III загрузки

Перераспределение поперечных сил

В связи с перераспределением изгибающих моментов уточняем величину поперечных сил.

Поперечные силы в опорных сечениях ригеля после перераспределения усилий по схеме II при $g = 26,73$ кН/м; $v = 88,42$ кН/м; $M_B = 0,7M_{B,II} = 0,7 \cdot 529,6 = 370,7$ кНм, $M_{C,II} = 146,5$ кНм (рис. 22):

$$\begin{aligned}
 Q_A &= 0,5(g + v) \cdot l_{кр} \cdot \gamma_n - \frac{M_{B, IIa}}{l_{кр}} = \\
 &= 0,5(26,73 + 88,42) \cdot 6,02 \cdot 0,95 - \frac{370,7}{6,02} = 267,7 \text{ кН}, \\
 Q_{B, л} &= - \left[0,5(g + v) \cdot l_{кр} \cdot \gamma_n + \frac{M_{B, IIa}}{l_{кр}} \right] = \\
 &= - \left[0,5(26,73 + 88,42) \cdot 6,02 \cdot 0,95 + \frac{370,7}{6,02} \right] = -390,9 \text{ кН}; \\
 Q_{B, n} &= 0,5(g + v) \cdot l_{сп} \cdot \gamma_n + \frac{M_{B, IIa} - M_{C, IIa}}{l_{сп}} = \\
 &= 0,5(26,73 + 88,42) \cdot 6,48 \cdot 0,95 + \frac{370,7 - 146,5}{6,48} = 389,0 \text{ кН}; \\
 Q_{C, л} &= - \left[0,5(g + v) l_{сп} \gamma_n - \frac{M_{B, IIa} - M_{C, IIa}}{l_{сп}} \right] = \\
 &- \left[0,5(26,73 + 88,42) \cdot 6,48 \cdot 0,95 - \frac{370,7 - 146,5}{6,48} \right] = -319,83 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

Поперечные силы в опорных сечениях ригеля после перераспределения усилий по схеме III при $g = 26,73$ кН/м, $v = 88,42$ кН/м.

$$M_{B,III} = -236 \text{ кНм}, \quad M_{C,III} = -370,7 \text{ кНм} \text{ (рис. 23).}$$

$$\begin{aligned}
 Q_A &= 0,5gl_{кр} \cdot \gamma_n - \frac{M_{B, IIIa}}{l_{кр}} = 0,5 \cdot 26,73 \cdot 6,02 \cdot 0,95 - \frac{236}{6,02} = 37,2 \text{ кН}, \\
 Q_{B, л} &= - \left[0,5gl_{кр} \cdot \gamma_n + \frac{M_{B, IIIa}}{l_{кр}} \right] = - \left[0,5 \cdot 26,73 \cdot 6,02 + \frac{236}{6,02} \right] = -115,6 \text{ кН},
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{B,n} &= 0,5(g+v) \cdot l_{cp} \cdot \gamma_n + \frac{M_{B,IIIa} - M_{C,IIIa}}{l_{cp}} = \\
 &= 0,5(26,73 + 88,42) 6,48 \cdot 0,95 + \frac{236 - 370,7}{6,48} = 333,6 \text{ кН}, \\
 Q_C &= - \left[0,5(g+v) \cdot l_{cp} \cdot \gamma_n - \frac{M_{B,IIIa} - M_{C,IIIa}}{l_{cp}} \right] = \\
 &= - \left[0,5(26,73 + 88,42) 6,48 \cdot 0,95 - \frac{236 - 370,7}{6,48} \right] = -375,2 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

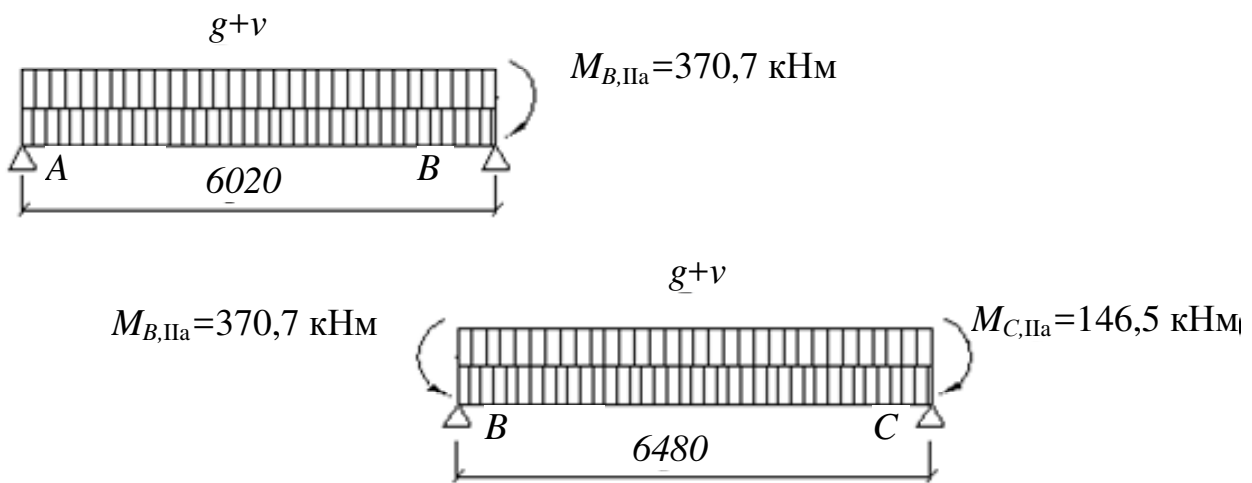


Рис. 22. К перераспределению поперечных сил по схеме нагружения II

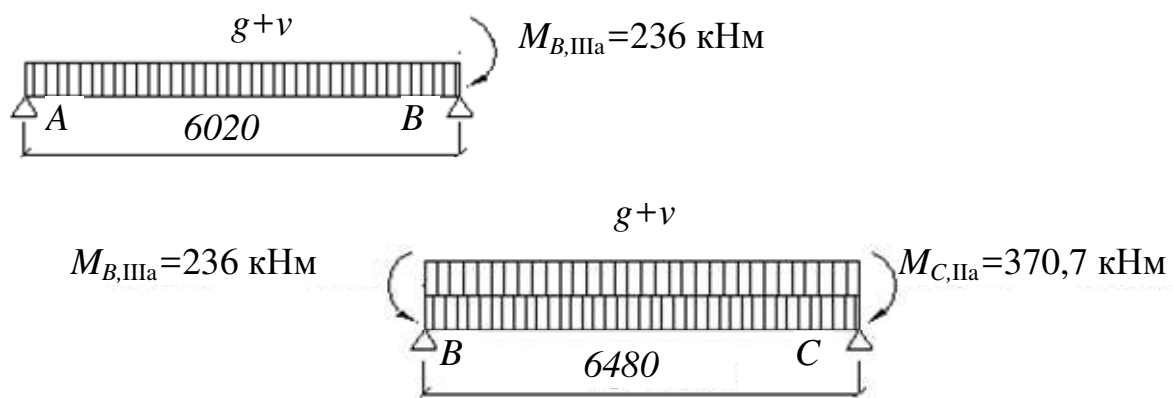


Рис. 23. К перераспределению поперечных сил по схеме нагружения III

Таблица 8

Схемы загрузки	Изгибающие моменты, кН·м												
	M_A	В крайних пролетах					M_B	В средних пролетах					M_C
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_5		M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	
Ординаты основной эпюры моментов при загрузении по схемам 1+3 (см. рис. 20)	Перераспределение усилий за счет уменьшения опорного момента $M_{B,II}$ на величину $\Delta M_B = 0,3M_{B,II} = 0,3 \cdot 529,6 = 158,9 \text{ кНм}$												
	0	+236,6	+305,3	+273,2	+204,8	-60,3	-529,6	-96,7	+174,3	+247,2	+265,8	+172,4	-146,5
Ординаты добавочной эпюры (см. рис. 21) при $\Delta M_B = +158,9 \text{ кН·м}$	0	+31,8	+63,6	+79,5	+95,3	+127,1	+158,9	+127,1	+95,3	+79,5	+63,6	+31,8	0
Ординаты перераспределенной эпюры IIa (см. рис. 21, 25)	0	+268,4	+368,9	+352,7	+300,1	+66,8	-370,7	+30,4	+269,6	+326,7	+329,4	+204,2	-146,5
Ординаты основной эпюры моментов при загрузении по схемам (1+4)	Перераспределение усилий за счет уменьшения опорного момента $M_{C,max}$ на величину $\Delta M_C = M_{C,III} - 0,7M_{B,II} = 477 - 370,7 = 106,3 \text{ кНм}$												
	0	+34,8	+29,7	+7,2	-16,3	-98,7	-236	+89,0	+233,7	+239,8	+191,5	-28,1	-477
Ординаты добавочной эпюры при $\Delta M_C = +106,3 \text{ кН·м}$	0	0	0	0	0	0	0	+21,3	+42,5	+53,2	+63,8	+85,0	+106,3
Ординаты перераспределенной эпюры IIIa	0	+34,8	+29,7	+7,2	-16,3	-98,7	-236	+110,3	+276,2	+293,0	+255,3	+56,9	-370,7

Определение размеров поперечного сечения ригеля

Ригель проектируем из бетона класса B15. При $\gamma_{b1} = 0,9$ и $\gamma_{b1}R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65 \text{ МПа}$, $\gamma_{b1}R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,675 \text{ МПа}$.

Необходимую расчетную высоту сечения ригеля определяем по максимальному перераспределенному изгибающему моменту у грани колонн с размерами $b_c = h_c = 400 \text{ мм}$.

$$M_B^{\text{гр}} = M_B - Q_{B,\text{п}} \cdot 0,5h_c = 370,7 - 389 \cdot 0,5 \cdot 0,4 = 292,9 \text{ кНм};$$

$$M_C^{\text{гр}} = M_B - Q_C \cdot 0,5h_c = 370,7 - 375,2 \cdot 0,5 \cdot 0,4 = 295,7 \text{ кНм},$$

где $Q_{B,\text{п}}, Q_C$ перераспределенные поперечные силы.

При ширине ригеля $b = 300 \text{ мм}$; $\xi = 0,3$, $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,255$
расчетная высота ригеля:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_C^{\text{гр}}}{R_b b \alpha_m}} = \sqrt{\frac{295,7 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 300 \cdot 0,255}} = 711 \text{ мм}.$$

Полная высота $h = h_0 + a = 711 + 35 = 746 \text{ мм}$. Принимаем
 $h = 750 \text{ мм}$, $b = 300 \text{ мм}$.

В пролетах для нижней арматуры, расположенной в 2 ряда по высоте ригеля $h = h_0 + a = 750 - 55 = 695 \text{ мм}$, на опорах и в пролетах для верхней арматуры расположенной в 1 ряд по высоте ригеля $h = h_0 + a = 750 - 35 = 715 \text{ мм}$.

Расчет продольной арматуры

В качестве продольной арматуры в ригеле используем арматуру периодического профиля класса А400 с $R_s = 355 \text{ МПа}$. Рабочую арматуру располагаем в трех плоских сварных сетках. Нижние продольные стержни пролетных сеток определяем по максимальным значениям «положительных» моментов при загрузке по схемам I (1+2) и IV (1+5) в табл. 7. Верхние продольные стержни на опорах определяем по максимальным значениям «отрицательных» моментов у грани колонн. Расчет арматуры сведен в табл. 9.

Таблица 9

Расчетные сечения	M , кНм	Размеры сечения, мм		Расчетные характеристики		Продольная рабочая арматура класса А400, мм ²		Фактическая несущая способность, кНм $M_{\phi} = M \frac{A_s^{\phi}}{A_s}$
		b	h_0	α_m	ξ	по расчету A_s , мм ²	принятая арматура A_s , мм ²	
В нижней зоне крайних пролетов	395	300	695	0,356	0,463	2080	3Ø22+3Ø20 $A_s^{\phi} =$ $=1140+942=$ $=2082$	395,4
В верхней зоне над опорами В у грани колонны	292,9	300	715	0,25	0,293	1354	2Ø25+1Ø22 $A_s^{\phi} = 1360$	294
В нижней зоне средних пролетов	336,3	300	695	0,303	0,373	1676	3Ø20+3Ø18 $A_s^{\phi} =$ $=942+763=$ $=1705$	342
В верхней зоне над опорами С у грани колонны	295,7	300	715	0,25	0,293	1354	2Ø25+1Ø22 $A_s^{\phi} = 1360$	297

Расчет по наклонным сечениям

Величина максимальных поперечных сил у грани стены при длине площадки опирания ригеля $a = 380$ мм и у граней колонн при высоте их сечения $h_c = 400$ мм с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$:

$$g = 26,73 \text{ кН/м}, \quad v = 88,42 \text{ кН/м}, \quad \gamma_n g = 0,95 \cdot 26,73 = 25,4 \text{ кН/м},$$

$$\gamma_n (g + v) = 0,95 \cdot (26,73 + 88,42) = 109,4 \text{ кН/м},$$

$$Q_A^{\text{ГР}} = Q_A - 0,5a\gamma_n (g + v) = 300,6 - 0,5 \cdot 0,38 \cdot 0,95 \cdot 109,4 = 279,8 \text{ кН},$$

(схема загрузки I (1+2));

$$Q_{B, \text{л}}^{\text{ГР}} = Q_{B, \text{л}} - (g + v)0,5h_c\gamma_n = -[390,9 - 0,5 \cdot 0,4 \cdot 0,95 \cdot 109,4] = -369,0 \text{ кН}$$

, (схема загрузки II (1+3));

$$Q_{B,n}^{gp} = Q_{B,n} - (g + v)0,5h_c\gamma_n = 389 - 0,5 \cdot 0,4 \cdot 0,95 \cdot 109,4 = 367,1 \text{ кН},$$

(схема загрузки II (1+3));

$$Q_C^{ep} = -[Q_C - (g + v)0,5h_c\gamma_n] = -[375,2 - 0,5 \cdot 0,4 \cdot 0,95 \cdot 109,4] = -353,3 \text{ кН}$$

(схема загрузки III (1+4)).

При

$$Q_{\min} = Q_A^{gp} = 279,8 \text{ кН} > 0,5R_{br}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 70,4 \text{ кН},$$

поперечная арматура в ригеле должна ставиться по расчету.

Принимаем поперечную арматуру класса А400 с $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ (табл. 2.6 [3]). В каркасах у опоры А при продольных стержнях диаметром 22 мм поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 8 мм, у опор В и С при диаметре стержней опорной арматуры 25 мм – диаметром 8 мм ($d_w \geq 0,25d$, п. 9. ГОСТ 14098-91).

Расчет ригеля на действие поперечных сил у опоры А

У опоры А при $A_{sw} = 50,3 \cdot 3 = 151 \text{ мм}^2$ ($3\emptyset 8 \text{ А400}$),

$$Q = Q_A^{gp} = 279,8 \text{ кН}.$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней у опор в соответствии с п. 5.21 [3] при $h_0 = 750 - 55 = 695 \text{ мм}$:

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 695 = 348 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{br}bh_0^2}{Q_A} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695^2}{279,8} = 367 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в сетках на приопорном участке равном четверти пролета $s = 250 \text{ мм}$.

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями

Расчет прочности по наклонной полосе между наклонными сечениями производим из условия 3.30 [3].

$$Q \leq 0,3R_bbh_0,$$

где Q принимается на расстоянии не менее h_0 от опоры.

$$0,3R_bbh_0 = 0,3 \cdot 7,65 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 478,5 \text{ кН},$$

$$Q = Q_A^{\text{гп}} - qh_0 = 279,8 - 109,4 \cdot 0,695 = 203,8 \text{ кН},$$

$$203,8 \text{ кН} < 478,5 \text{ кН}.$$

Прочность наклонной полосы на сжатие обеспечена.

Расчет прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 0,000151}{0,25} = 172,1 \text{ кН/м}$$

Так как

$$q_{sw} = 172,1 > 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3 = 50,625 \text{ кН/м},$$

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,695^2 = 146,7 \text{ кНм [3]}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$\sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{146,7}{109,4}} = 1,16 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 0,695}{1 - 0,5 \cdot \frac{172,1}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3}} = 2,42 \text{ м}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{146,7}{0,75 \cdot 172,1 + 109,4}} = 0,78 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,695 = 2,08 \text{ м}$.

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 0,78 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,695 = 1,4 \text{ м}$ (см. п. 3.31 [3]).

Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,78 \text{ м}$. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 172,1 \cdot 0,78 = 100,7 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

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

но не более

$$Q_{b,\text{max}} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 352 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 70,4 \text{ кН}.$$

$$70,4 \text{ кН} < Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{146,7}{0,78} = 188 \text{ кН} < 352 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 188 \text{ кН}$.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c ; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c .

$$Q = Q_A^{\text{rp}} - vc = 279,8 - 88,42 \cdot 0,78 = 210,8 \text{ кН}$$

При $Q_{sw} + Q_b = 100,7 + 188 = 288,7 \text{ кН} > Q = 260 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонных сечений у на приопорном участке у опоры A обеспечена при установке поперечной арматуры диаметром 8 мм класса $A400$ с шагом 250 мм на приопорных участках, равных четверти пролета у опор A и B .

Расчет прочности на действие момента по наклонному сечению

Если у грани крайней свободной опоры ригеля верхний ряд нижней арматуры ($3\varnothing 20$ мм) не доводим до опоры, а у оставшегося нижнего ряда арматуры ($3\varnothing 22$ мм) отсутствуют специальные анкера, необходимо произвести расчет прочности наклонных сечений на действие момента (п. 3.44 [3]).

Расчет производим из условия $M \leq M_s + M_{sw}$ (см. п. 3.43 [3]).

$$\text{Определяем усилие в растянутой арматуре } N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}}.$$

Определяем расстояние от конца продольной арматуры до точки пересечения с ней наклонного сечения. Принимаем начало наклонного сечения у грани опоры. Тогда $l_s = l_{\text{sup}} - a_3 = 380 - 15 = 365$ мм, где $l_{\text{sup}} = 380$ мм – длина площадки опирания ригеля на кирпичную стену, $a_3 = 15$ мм – защитный слой бетона в торце продольного стержня на опоре.

Площадь опирания ригеля на кирпичную стену
 $A_{\text{sup}} = bl_{\text{sup}} = 0,3 \cdot 0,38 = 0,114 \text{ м}^2$.

Опорная реакция на опоре A : $F_{\text{sup}} = Q_{\text{max}} = 300,6 \text{ кН}$ (загружение I (1+2)).

Средние напряжения в ригеле на опоре от опорной реакции
 $\sigma_b = \frac{F_{\text{sup}}}{A_{\text{sup}}} = \frac{300,6}{0,114} = 2637 \text{ кПа}$.

Так как $0,25 < \frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{2637}{7,65 \cdot 10^3} = 0,34 < 0,75$, $\alpha = 0,75$ (п. 3.45 [3]).

Расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном

$$R_{\text{bond}} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,675 = 1,688 \text{ МПа},$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры и принимаемый равным 2,5 для арматуры классов $A300$, $A400$, $A500$;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры и принимаемый равным 1,0 при диаметре $d_s \leq 32 \text{ мм}$ (п.3.45 [3]).

Значение относительной длины анкеровки

$$\lambda_{an} = \frac{R_s}{4R_{\text{bond}}} \alpha = \frac{355}{4 \cdot 1,688} \cdot 0,75 = 39,4, \text{ принимается не менее } 15$$

(п.3.45 [3]).

Длина зоны анкеровки $l_{an} = \lambda_{an} d_s = 39,4 \cdot 22 = 867 \text{ мм}$, принимается не менее 200 мм (см. п.3.45 [3]).

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} = 355 \cdot 10^3 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{365}{867} = 170 \text{ кН}.$$

Поскольку к растянутым стержням в пределах длины l_s приварены 6 вертикальных поперечных стержней диаметром 8 мм и 1 горизонтальный поперечный стержень, увеличим усилие N_s на величину N_w .

Принимая $d_w = 8 \text{ мм}$, $n_w 6 + 1 = 7$, $\varphi_w = 150$ (табл.3.4 [3]).

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt} = 0,7 \cdot 7 \cdot 150 \cdot (8 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 0,675 \cdot 10^3 = 31,8 \text{ кН},$$

принимается не более $0,8 R_s d_w^2 n_w = 0,8 \cdot 355 \cdot 10^3 \cdot (8 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 7 = 127,2 \text{ кН}$

Отсюда $N_s = 170 + 31,8 = 201,8$ кН.

Определяем максимально допустимое значение $N_{s,\max}$ при $\alpha = 0,7$ (см. п. 3.45 [3])

$$\lambda_{an} = \frac{R_s}{4R_{bond}} \alpha = \frac{355}{4 \cdot 1,688} \cdot 0,7 = 36,8, \text{ принимается не менее } 15.$$

$$l_{an} = \lambda_{an} d_s = 36,8 \cdot 22 = 810 \text{ мм}, \text{ принимается не менее } 200 \text{ мм.}$$

$$N_{s,\max} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} = 355 \cdot 10^3 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{365}{810} = 182,4 \text{ кН.}$$

$$N_{s,\max} = 182,4 \text{ кН} < N_s = 201,8 \text{ кН.}$$

Принимаем $N_s = N_{s,\max} = 182,4$ кН.

Определяем плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b} = 0,695 - \frac{182,4}{2 \cdot 6,75 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 0,65 \text{ м (п. 3.43 [3]).}$$

Момент, воспринимаемый продольной арматурой равен $M_s = N_s z_s = 182,5 \cdot 0,65 = 118,5$ кНм (формулу 3.70 [3]).

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c = \frac{Q_{\max}}{q_{sw} + q} = \frac{300,6}{172,1 + 109,4} = 1,07 \text{ м} < 2h_0 = 1,4 \text{ м},$$

где $Q_{\max} = F_{\text{sup}} = 300,6$ кН.

Момент, воспринимаемый поперечной арматурой равен

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 172,1 \cdot 1,07^2 = 98,5 \text{ кНм.}$$

Момент в наклонном сечении определяем как момент в нормальном сечении, расположенном в конце наклонного сечения, т. е. на расстоянии x от точки приложения опорной реакции равной $x = l_{\text{sup}} / 3 + c = 0,38 / 3 + 1,02 = 1,15$ м.

$$M = Q_{\max} x - \frac{qx^2}{2} = 300,6 \cdot 1,15 - \frac{109,4 \cdot 1,15^2}{2} = 273 \text{ кНм,}$$

$$M_s + M_{sw} = 118,5 + 98,5 = 217 \text{ кНм} < M = 273 \text{ кНм,}$$

т. е. если верхний ряд нижней арматуры (3Ø20мм) не доводим до опоры, а у оставшегося нижнего ряда арматуры (3Ø22мм) отсутствуют специальные анкера, прочность наклонных сечений по изгибающему моменту **не обеспечена** (п. 3.43 [3]).

Если не обрывать часть продольной арматуры нижней зоны в пролете (3Ø20) со стороны опоры А, а довести ее до конца ригеля, то длина зоны анкеровки для арматуры Ø20мм $l_{an} = \lambda_{an} d_s = 39,4 \cdot 20 = 788$ мм принимается не менее 200 мм (п.3.45 [3]);

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} = 355 \cdot 10^3 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{365}{868} + 355 \cdot 10^3 \cdot 942 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{365}{788} = \\ = 170 + 154,9 = 324,9 \text{ кН.}$$

С учетом поперечной арматуры $N_s = 324,9 + 31,8 = 356,7$ кН.

Определяем максимально допустимое значение $N_{s,max}$ при $\alpha = 0,7$, $l_{an} = \lambda_{an} d_s = 36,8 \cdot 20 = 736$ мм, принимается не менее 200 мм.

$$N_{s,max} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} = 355 \cdot 10^3 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{365}{810} + \\ + 355 \cdot 10^3 \cdot 942 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{365}{736} = 348,2 \text{ кН} < N_s = 356,7 \text{ кН.}$$

Принимаем $N_s = N_{s,max} = 348,2$ кН.

Определяем плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b} = 0,695 - \frac{348,2}{2 \cdot 6,75 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 0,609 \text{ м.}$$

Момент, воспринимаемый продольной арматурой равен $M_s = N_s z_s = 348,2 \cdot 0,609 = 212$ кНм (ф. 3.70 [3]).

$M_s + M_{sw} = 212 + 98,5 = 310,5$ кНм $> M = 273$ кНм,

т. е. прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

Если у грани крайней опоры ригеля у оставшегося нижнего ряда арматуры (3Ø22 мм) предусмотреть устройство на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т. п., удовлетворяющих требованиям п. 5.36 [3] или приварить концы стержней к надежно заанкеренным закладным деталям, то:

$$N_s = R_s A_s = 355 \cdot 10^3 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} = 404,7 \text{ кН (п. 3.45 [3])};$$

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_{br}b} = 0,695 - \frac{404,7}{2 \cdot 6,75 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 0,595 \text{ м (п. 3.43 [3])};$$

$$M_s = N_s z_s = 404,7 \cdot 0,595 = 240,8 \text{ кНм},$$

$$M_s + M_{sw} = 240,8 + 98,5 = 339,3 \text{ кНм} > M = 273 \text{ кНм}.$$

т. е. прочность наклонных сечений по изгибающему моменту будет обеспечена.

Таким образом, для обеспечения прочности наклонных сечений по изгибающему моменту необходимо всю продольную арматуру нижней зоны в крайнем пролете со стороны опоры *A* довести до конца ригеля или у оставшегося нижнего ряда арматуры (3Ø22 мм) со стороны опоры *A* предусмотреть устройство на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т. п.

Определение шага поперечной арматуры в средней части пролета

$$Q_1 = Q_{B,л}^{гр} - q \frac{l_{кр} - h_c/2}{4} = 369,0 - 109,4 \frac{6,02 - 0,2}{4} = 210,0 \text{ кН}.$$

Определяем поперечную силу воспринимаемую бетоном.

$$M_b = 1,5 R_{br} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,695^2 = 146,7 \text{ кНм}$$

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения *c*

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{146,7}{109,4}} = 1,16 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,695 = 2,08 \text{ м}$.

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 1,16 \text{ м}$.

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяем по формуле 3.46 [3]

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

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

но не более

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 352 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 70,4 \text{ кН}.$$

$$70,4 \text{ кН} < Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{146,7}{1,16} = 126,5 \text{ кН} < 352 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 126,5 \text{ кН} < Q_1 = 210 \text{ кН}$ т. е. поперечная сила не может быть воспринята только бетоном.

Максимально допустимый шаг поперечных стержней при $h_0 = 750 - 55 = 695 \text{ мм}$:

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 695 = 348 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q_A} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695^2}{210,0} = 470 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в сетках на приопорном участке равном четверти пролета $s = 300 \text{ мм}$.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 0,000151}{0,3} = 143,5 \text{ кН/м}$$

Так как $q_{sw} = 143,5 > 0,25R_{bt}b = 50,625 \text{ кН/м}$, то

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 146,7 \text{ кНм [3]}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$\sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{146,7}{109,4}} = 1,16 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 0,695}{1 - 0,5 \cdot \frac{143,5}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3}} = 2,15 \text{ м}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{146,7}{0,75 \cdot 143,5 + 109,4}} = 0,82 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,695 = 2,08 \text{ м}$.

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 0,82 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,695 = 1,39$ м. Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,82$ м.

Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 143,5 \cdot 0,82 = 88,3 \text{ кН.}$$

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяют по формуле

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

но не более

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 352 \text{ кН,}$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 70,4 \text{ кН.}$$

$$70,4 \text{ кН} < Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{146,7}{0,82} = 179 \text{ кН} < 352 \text{ кН.}$$

Принимаем $Q_b = 179$ кН.

При $Q_{sw} + Q_b = 88,3 + 179 = 267,3 \text{ кН} > Q_1 = 210,0 \text{ кН}$ т.е. прочность наклонных сечений в средней части крайнего пролета обеспечена при шаге поперечных стержней $\varnothing 8$ мм класса А400 с шагом $s = 300$ мм.

Расчет ригеля на действие поперечных сил у опор В и С

У опор В и С при $A_{sw} = 50,3 \cdot 3 = 151 \text{ мм}^2$ ($3\varnothing 8A400$).
 $Q_{B,\text{л}}^{\text{гр}} = 369,0 \text{ кН}$, $Q_{B,\text{пр}}^{\text{гр}} = 367,1 \text{ кН}$, $Q_C^{\text{гр}} = 353,3 \text{ кН}$ (см. перераспределение поперечных сил).

Максимально допустимый шаг поперечных стержней у опор в соответствии с п. 5.21 [3] при $h_0 = 750 - 35 = 715$ мм:

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 715 = 357 \text{ мм;}$$

$$s \leq 300 \text{ мм;}$$

$$s \leq \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q_A} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,715^2}{369} = 281 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечных стержней в сетках на приопорном участке равном четверти пролета $s = 100$ мм.

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями производим из условия 3.43 [3].

$$Q \leq 0,3R_b b h_0,$$

где Q принимается на расстоянии не менее h_0 от опоры.

$$0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 7,65 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,715 = 492 \text{ кН},$$

$$Q = Q_{B,л}^{гр} - qh_0 = 369 - 109,4 \cdot 0,715 = 294,7 \text{ кН},$$

$$294,7 \text{ кН} < 492 \text{ кН}.$$

Прочность наклонной полосы на сжатие обеспечена.

Расчет прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению

При $A_{sw} = 50,3 \cdot 3 = 151 \text{ мм}^2$ ($3\varnothing 8 A400$) с шагом $s = 100 \text{ мм}$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 0,000151}{0,1} = 430,35 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw} = 430,35 > 0,25R_{bt}b = 50,625 \text{ кН/м}$,

$$M_b = 1,5R_{bt}b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,715^2 = 155,3 \text{ кНм [3]}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$\text{Так как } \frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{430,35}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3} = 2,12 > 2$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{155,3}{0,75 \cdot 430,35 + 109,4}} = 0,6 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,715 = 2,14 \text{ м}$ и не менее $h_0 = 0,715 \text{ м}$

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 0,715 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,715 = 1,43 \text{ м}$ (см. п. 3.31 [3]).

Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,715 \text{ м}$. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 430,35 \cdot 0,715 = 230,8 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{155,3}{0,715} = 217,2 \text{ кН},$$

но не более

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,715 = 362 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,715 = 72,4 \text{ кН}.$$

$$70,4 \text{ кН} < Q_b = 217,2 \text{ кН} < 352 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 217,2 \text{ кН}$.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ (см. п. 3.31 [3]), где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c ; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c

$$Q = Q_{B,\text{л}}^{\text{гр}} - \nu c = 369,0 - 25,4 \cdot 0,715 = 350,8 \text{ кН}$$

При $Q_b + Q_{sw} = 230,8 + 217,2 = 448 \text{ кН} > Q = 350,8 \text{ кН}$, т. е. прочность наклонных сечений на приопорных участках у опоры B и C обеспечена при установке поперечной арматуры диаметром 8 мм класса $A400$ с шагом 100 мм на приопорных участках, равных четверти пролета у опор B и C .

Расчет прочности на действие момента по наклонному сечению

На средних опорах B и C концы стержней неразрезного ригеля приварены к надежно заанкеренным закладным деталям, поэтому расчет прочности наклонных сечений на действие момента не производим (см. п. 3.44 [3]).

Определение шага поперечной арматуры в средней части полета

Поперечные стержни устанавливаем с расчетным шагом $s = 100 \text{ мм}$. В средней части пролета:

$$Q_1 = Q_{B, np}^{zp} - q \cdot \frac{\ell_{cp} - h_c}{4} = 367,1 - 109,4 \frac{6,48 - 0,4}{4} = 200,8 \text{ кН}.$$

Определяем поперечную силу воспринимаемую бетоном

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,695^2 = 146,7 \text{ кНм}.$$

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения c

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{146,7}{109,4}} = 1,16 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,695 = 2,08 \text{ м}$.

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 1,16 \text{ м}$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{146,7}{1,16} = 126,5 \text{ кН},$$

но не более

$$Q_{b, \max} = 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 352 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b, \min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 70,4 \text{ кН}.$$

$$70,4 \text{ кН} < Q_b = 126,5 \text{ кН} < 352 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 126,5 \text{ кН} < Q_1 = 200,8 \text{ кН}$ т. е. поперечная сила не может быть воспринята только бетоном.

Максимально допустимый шаг поперечных стержней при $h_0 = 750 - 55 = 695 \text{ мм}$:

$$s \leq 0,5 h_0 = 0,5 \cdot 695 = 347 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_A} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695^2}{194,3} = 500 \text{ мм}.$$

Шаг поперечных стержней принимаем $s = 300 \text{ мм}$.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 0,000151}{0,3} = 143,5 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw} = 143,5 > 0,25 R_{bt} b = 50,6 \text{ кН/м}$, то хомуты учитываются в расчете и $M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 146,7 \text{ кНм}$ [3].

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$\sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{146,7}{109,4}} = 1,16 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 0,695}{1 - 0,5 \cdot \frac{143,5}{0,675 \cdot 1000 \cdot 0,3}} = 2,15 \text{ м}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{146,7}{0,75 \cdot 143,5 + 109,4}} = 0,82 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,695 = 2,08 \text{ м}$.

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 0,82 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,695 = 1,39 \text{ м}$. Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,82 \text{ м}$.

Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 143,5 \cdot 0,82 = 88,3 \text{ кН}.$$

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяют по формуле

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

но не более

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 352 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,695 = 70,4 \text{ кН}.$$

$$70,4 \text{ кН} < Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{146,7}{0,82} = 179 \text{ кН} < 352 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 179 \text{ кН}$.

При $Q_{sw} + Q_b = 88,3 + 179 = 267,3 \text{ кН} > Q_1 = 200,8 \text{ кН}$ т.е. прочность наклонных сечений в средней части пролетов между опорами обеспечена при шаге поперечных стержней $\varnothing 8 \text{ мм}$ класса А400 с шагом $s = 300 \text{ мм}$.

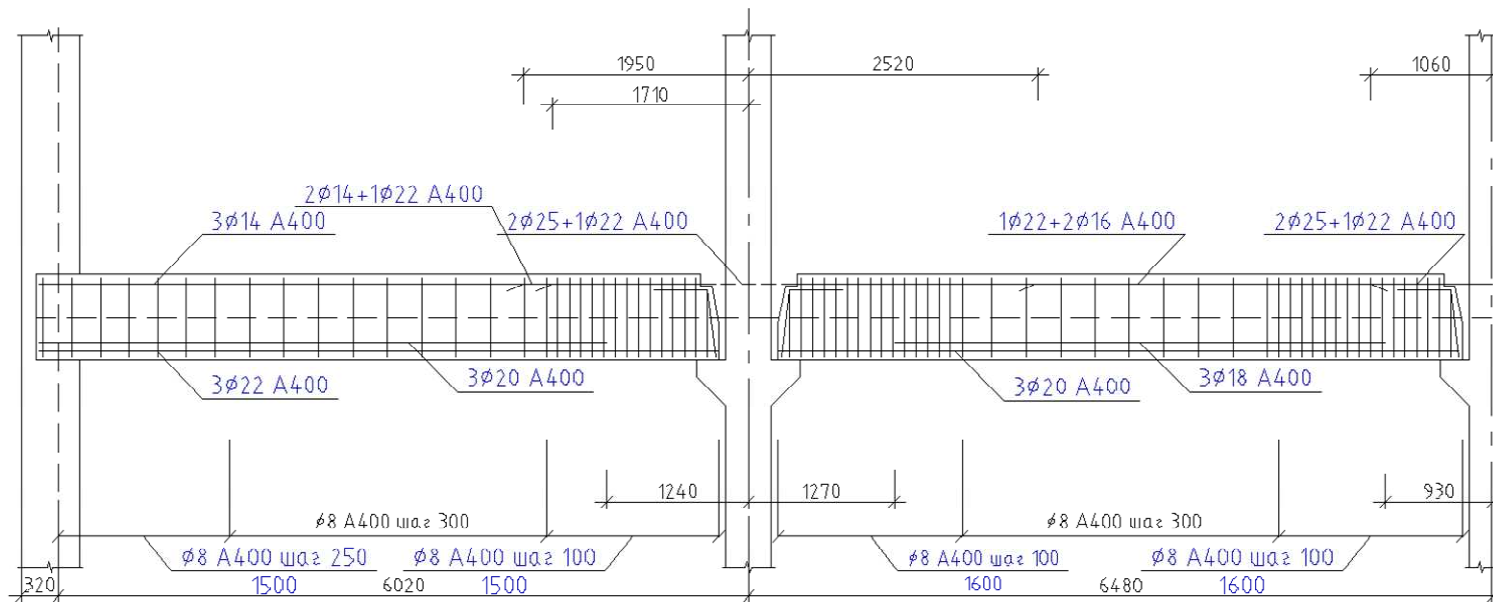


Рис. 24. Схема армирования неразрезного ригеля

Определение мест обрыва стержней продольной арматуры

В соответствии с пп. 3.96 – 3.97 [5] с целью экономии арматуры часть стержней пролетной арматуры разрешается обрывать, не доводя до опор. При сварных каркасах в балках шириной более 150 мм до опор доводят не менее двух стержней. Места обрыва стержней определяются расчетом в соответствии с эпюрами моментов при соответствующих схемах загрузки ригеля временной нагрузкой.

Расстояние от опор до мест теоретического обрыва стержней разрешается определять графически по эпюрам моментов в масштабе при условии, что эпюры вычерчены не менее чем по пяти ординатам в каждом пролете с помощью лекала.

Из условия обеспечения надежной анкеровки обрываемые стержни должны быть заведены за место теоретического обрыва на величину

$$\omega \geq \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s; \text{ если } \frac{Q}{2q_{sw}} > h_0, \omega = 2h_0 \left(1 - \frac{q_{sw}h_0}{Q} \right) + 5d_s,$$

где Q – поперечная сила от расчетных нагрузок в месте теоретического обрыва стержней при соответствующей схеме загрузки; d_s – диаметр обрываемых стержней; $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$; R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры.

Кроме того, должны быть соблюдены конструктивные требования пп. 5.32 и 5.33 (см. п. 3.47 [3]):

- базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления

$$R_s \text{ на бетон определяют по формуле } \ell_{0,an} = \frac{R_s A_s}{\eta_1 \eta_2 R_{bt} u_s},$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5 для арматуры классов А300, А400, А500;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным 1,0 при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм; A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

- требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по

$$\text{формуле } \ell_{an} = \alpha \ell_{0,an} \frac{A_{s,col}}{A_{s,ef}},$$

где $A_{s,col}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная;

α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки, принимаемый равным 1,0 при анкеровке растянутых стержней периодического профиля с прямыми концами.

В крайних пролетах ригеля в нижней зоне обрываем три стержня диаметром 20 мм у опоры B , расположенных во втором ряду. Тогда

$$\begin{aligned} \frac{Q}{2q_{sw}} &= \frac{182,25}{2 \cdot 430,35} = 0,212 \text{ м} < h_0 = 0,695 \text{ м}, \\ \omega &\geq \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d \geq 0,212 + 5 \cdot 0,02 = 0,312 \text{ м}, \\ \ell_{0,an} &= \frac{R_s A_s}{\eta_1 \eta_2 R_{br} u_s} = \frac{355 \cdot 314}{2,5 \cdot 1 \cdot 0,675 \cdot 3,14 \cdot 20} = 1050 \text{ мм}, \\ \ell_{an} &= \alpha \ell_{0,an} \frac{A_{s,col}}{A_{s,ef}} = 1 \cdot 1050 \frac{1140}{2082} = 575 \text{ мм}. \end{aligned}$$

В средних пролетах в нижней зоне обрываем три стержня диаметром 18 мм, расположенных во втором ряду.

В верхней зоне у опоры B со стороны крайнего пролета обрываем сначала два стержня диаметром 25 мм, а затем – один стержень диаметром 22 мм, заменив их после обрыва стержнями диаметром 16 мм из стали класса $A400$. Соединение стержней диаметром 25 и 22 мм со стержнями диаметром 16 мм выполняется контактной стыковой или ванной сваркой (см. п. 6–13 табл. 38 [4]).

В верхней зоне у опоры B со стороны среднего пролета и у опоры C и со стороны обоих пролетов обрываем два средних стержня

диаметром 25 мм и заменяем их стержнями диаметром 14 мм со стыком стыковой или ванной сваркой (см. п. 6–13 табл. 38 [4]).

Расчеты по определению несущей способности ригеля после обрыва в нем части рабочей арматуры, необходимые для построения эпюры материалов, сведены в табл. 10; расчеты по определению мест обрыва стержней – табл. 11.

Таблица 10

Расположение стержней		Арматура в сечении, мм ²			Расчетные характеристики							
		до обрыва стержней A _s	обрываемая	после обрыва стержней A _{s1}	b, мм	h ₀ , мм	bh ₀ , ×10 ⁻²	μ	ξ	α _m	M, кНм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
В нижней зоне ригеля	У опоры А	$\frac{3\varnothing 22+3\varnothing 20}{2082}$			300	715						
	В крайнем пролете у опоры В	$\frac{3\varnothing 22+3\varnothing 20}{2082}$	$\frac{3\varnothing 20}{942}$	$\frac{3\varnothing 22}{1140}$	300	715	2145	0,0053	0,246	0,216	253,4	
	В среднем пролете у опоры В	$\frac{3\varnothing 20+3\varnothing 18}{1705}$	$\frac{3\varnothing 18}{763}$	$\frac{3\varnothing 20}{942}$	300	715	2145	0,0044	0,204	0,183	214,7	
	В среднем пролете у опоры С	$\frac{3\varnothing 20+3\varnothing 18}{1705}$	$\frac{3\varnothing 18}{763}$	$\frac{3\varnothing 20}{942}$	300	715	2145	0,0044	0,204	0,183	214,7	
В верхней зоне ригеля	У опоры В со стороны крайнего пролета	$\frac{2\varnothing 25+1\varnothing 22}{1362}$	$\frac{2\varnothing 25}{982}$ $\frac{1\varnothing 22}{380}$	$\frac{1\varnothing 22+2\varnothing 14}{688}$ $\frac{3\varnothing 14}{462}$	300	715	2145	0,0032 0,0022	0,148 0,102	0,137 0,097	160,7 113,8	
	У опоры В со стороны среднего пролета	$\frac{2\varnothing 25+1\varnothing 22}{1362}$	$\frac{2\varnothing 25}{982}$	$\frac{1\varnothing 22+2\varnothing 16}{782}$	300	715	2145	0,0037	0,169	0,155	181,5	
	У опоры С со стороны обоих пролетов	$\frac{2\varnothing 25+1\varnothing 22}{1362}$	$\frac{2\varnothing 25}{982}$	$\frac{1\varnothing 22+2\varnothing 16}{782}$	300	715	2145	0,0037	0,169	0,155	181,5	

Таблица 11

Место расположения обрываемых стержней	Продольная арматура	Поперечная арматура	Поперечная сила в месте теоретического обрыва стержней, кН	q_{sw} кН/м	$\frac{Q}{2q_{sw}}$, м	Длина запуска обрабатываемых стержней за место теоретического обрыва, мм $\omega = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d$; если $\frac{Q}{2q_{sw}} > h_0$, $\omega = 2h_0 \left(1 - \frac{q_{sw}h_0}{Q} \right) + 5d_s$	Минимальное значение $\omega = 15d_s$ или 200 мм	l_{an} , мм	Принятая величина ω , мм	Расстояние от оси опоры, мм		
	Обрываемая арматура	Шаг $\frac{A_{sw}}{s}$, мм ² /мм								до места теоретического обрыва (в масштабе по эпюре материалов)	до фактического места обрыва	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
В нижней зоне ригеля	В крайнем пролете: у опоры А	$\frac{3\emptyset 22+3\emptyset 20}{3\emptyset 20}$	$\frac{151(3\emptyset 8)}{250}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	у опоры В	$\frac{3\emptyset 22+3\emptyset 20}{3\emptyset 20}$	$\frac{151(3\emptyset 8)}{450}$ (100)*	182,25	430,35	$0,212 < h_0 = 0,695$	312	300	580	302	1820	1240
	В среднем пролете: у опоры В	$\frac{3\emptyset 20+3\emptyset 18}{3\emptyset 18}$	$\frac{151(3\emptyset 8)}{100}$	166	143,5	$0,58 < h_0 = 0,695$	670	270	425	670	1940	1270
	у опоры С	$\frac{3\emptyset 20+3\emptyset 18}{3\emptyset 18}$	$\frac{151(3\emptyset 8)}{100}$	181,25	430,35	$0,21 < h_0 = 0,695$	370	270	430	430	1360	930

продолжение таблицы 11

Место расположения обрываемых стержней	Продольная арматура	Поперечная арматура	Поперечная сила в месте теоретического обрыва стержней, кН	q_{sw} кН/м	$\frac{Q}{2q_{sw}}$, м	Длина запуска обрабатываемых стержней за место теоретического обрыва, мм $\omega = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d$; если $\frac{Q}{2q_{sw}} > h_0$, $\omega = 2h_0 \left(1 - \frac{q_{sw}h_0}{Q}\right) + 5d_s$	Минимальное значение $\omega = 15d_s$ или 200 мм	l_{an} , мм	Принятая величина ω , мм	Расстояние от оси опоры, мм		
										до места теоретического обрыва (в масштабе по эююре материалов)	до фактического места обрыва	
В верхней зоне	у опоры В со стороны крайнего пролета	$\frac{3\varnothing 25 + 1\varnothing 22}{2\varnothing 25}$	$\frac{151(3\varnothing 8)}{250}$	101	430,35	0,12	242	375	670	670	1040	1710
				87,7	430,35	0,1	212	330	450	450	1500	1950
	у опоры В со стороны среднего пролета	$\frac{2\varnothing 25 + 1\varnothing 22}{2\varnothing 25}$	$\frac{151(3\varnothing 8)}{100}$	53,7	430,35	0,06	187	375	690	690	1830	2520
у опоры С	$\frac{2\varnothing 25 + 1\varnothing 22}{2\varnothing 25}$	$\frac{151(3\varnothing 8)}{100}$	54	430,35	0,06	188	375	690	690	370	1060	

Принцип построения эпюры материалов и определения мест обрыва стержней показан на рис. 25.

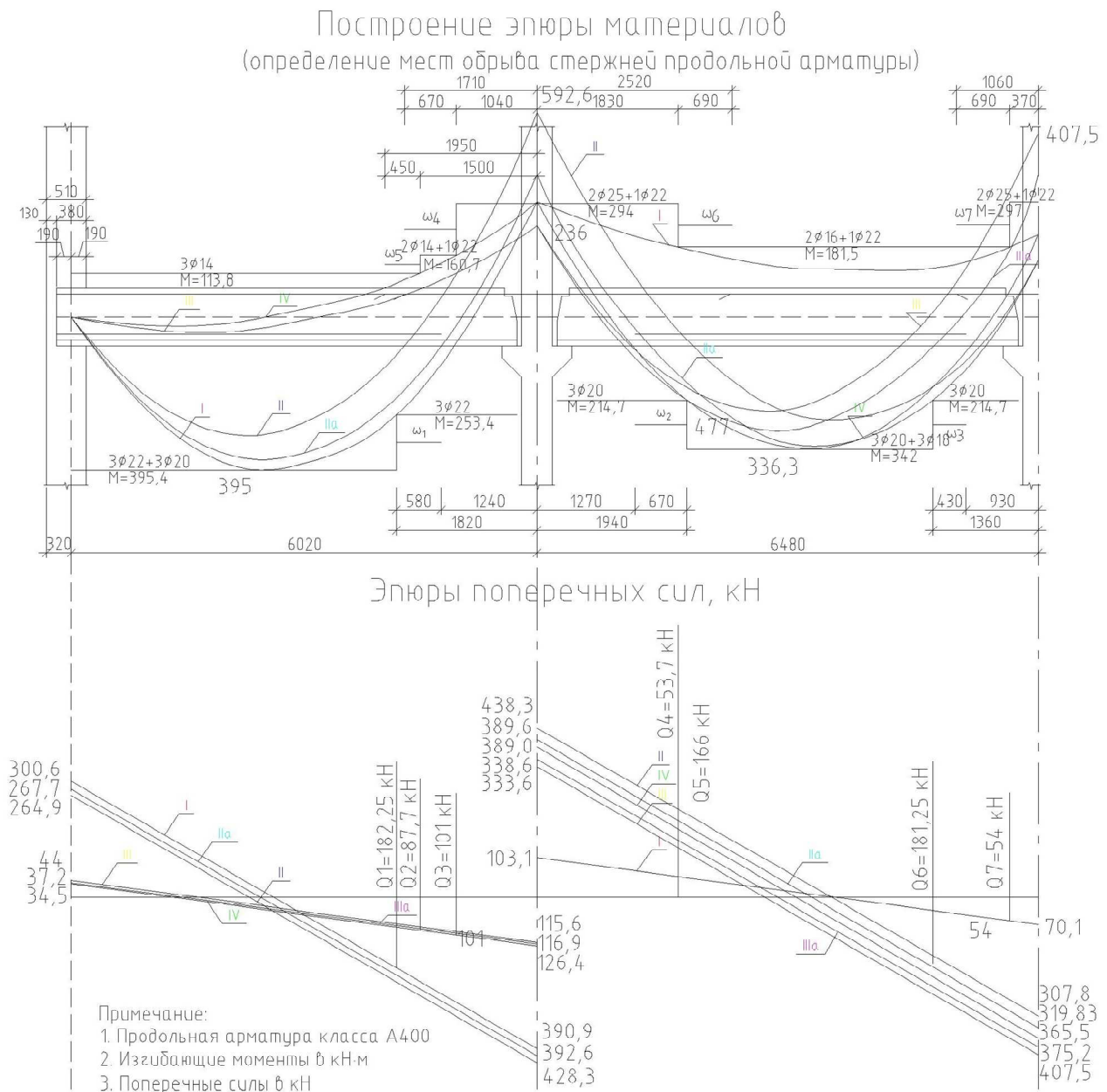


Рис. 25. Эпюра материалов

2.4. Расчет разрезного ригеля

Согласно разбивочной схеме ригель представляет собой разрезную многопролетную конструкцию со свободным опиранием концов на кирпичные стены здания.

В курсовом проекте рассчитываем средний пролет ригеля.

За расчетный пролет разрезного ригеля принимается расстояние между центрами площадок опирания ригеля на консоли колонн (см. рис. 18).

$$l_0 = l_{\text{ср}} - h_c - a/2 - a/2 = 6,48 - 0,4 - 0,25/2 - 0,25/2 = 5,83 \text{ м.}$$

Нагрузка от сборных панелей передается продольными ребрами в виде сосредоточенных сил. Для упрощения расчета без большой погрешности при четырех и более сосредоточенных силах разрешается заменять такую нагрузку эквивалентной (по прогибу), равномерно распределенной по длине ригеля. Расчетная схема ригеля представлена на рис. 26.

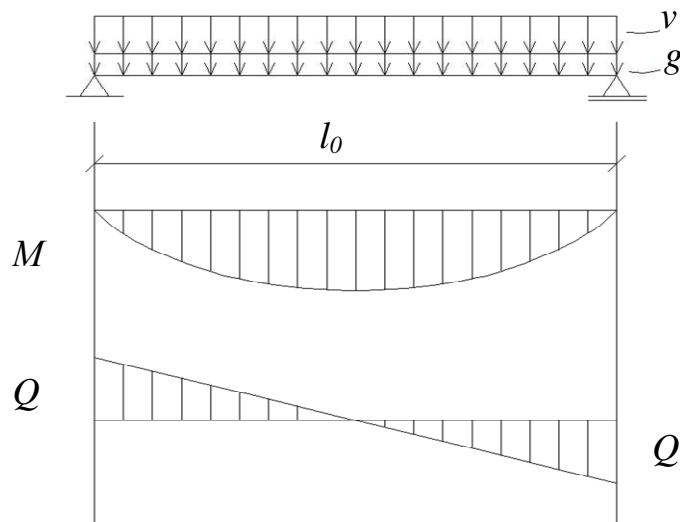


Рис. 26. Расчетная схема разрезного ригеля

Статический расчет

По рекомендациям [12] принимаем ригель сечением 30×70 см.

Таблица 12

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф. надежности по нагрузке [18]	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta=20\text{мм}$, $\rho=2000\text{кг/м}^3$	0,4	1,2	0,48
2	Вес ж/б плиты $\delta=50\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	1,25	1,1	1,38
3	Поперечные ребра (5шт) $b = \frac{85 + 60}{2} = 72,5\text{мм}$, $h = 200 - 50 = 150\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	0,19	1,1	0,21
4	Продольные ребра (2шт) $b=80\text{мм}$, $h = 450 - 50 = 400\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	1,25	1,1	1,38
5	Вес ригеля* $b \times h = 300 \times 700\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	0,86	1,1	0,95
Итого		3,95		4,4
Временные нагрузки по (заданию)				
5	Равномерно-распределенная	12	1,2	14,4
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная		15,95		18,8
Постоянная + длительная		14,45		17,0

Примечание. (*) $q = \frac{\rho b h l_p}{l_n l_p} = \frac{25 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot}{6,140} = 0,86 \text{ кН/м}^2$,

Погонная нагрузка ригель:

- полная расчетная нагрузка
 $(g + v) \cdot l_n = 18 \cdot 6,14 = 115,15 \text{ кН/м}$,
- постоянная и временная длительная расчетная
 $(g + v) \cdot l_n = 17,0 \cdot 6,14 = 104,1 \text{ кН/м}$,

где $l_n = 6,14 \text{ м}$.

$$\frac{(g_l + v_l)}{(g + v)} = \frac{104,1}{115,15} = 0,904 > 0,9 \text{ поэтому } \gamma_{b1} = 0,9.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \gamma_n \frac{(g + v) \ell_0^2}{8} = 0,95 \frac{115,15 \cdot 5,83^2}{8} = 465 \text{ кНм.}$$

Поперечные силы на опорах ригеля

$$Q_{\max} = \gamma_n \frac{(g + v) \ell_{cp}}{2} = 0,95 \frac{115,15 \cdot 6,48}{2} = 354,5 \text{ кН}$$

Для более точного определения Q_{\max} за расчетный пролет принимаем $\ell_{cp} = 6,48$ м, т.к. нагрузка от сборных панелей передается продольными ребрами в виде сосредоточенных сил.

Определение размеров поперечного сечения ригеля

Ригель проектируем из бетона класса В20. При $\gamma_{b1} = 0,9$ и $\gamma_{b1} R_b = 0,9 \cdot 11,5 = 10,35$ МПа, $\gamma_{b1} R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа, арматура класса А500 с $R_s = 435$ МПа. Рабочую арматуру располагаем в трех плоских сварных сетках.

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{435}{700}} = 0,493.$$

Необходимую расчетную высоту сечения ригеля определяем по максимальному изгибающему моменту.

Задаемся: ширина сечения ригеля $b = 300$ мм, $\xi = 0,45 < \xi_R$, $\alpha_m = 0,349$ (прил. 1).

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{R_b b \alpha_m}} = \sqrt{\frac{465}{10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,349}} = 0,655 \text{ м.}$$

Полная высота $h = h_0 + a = 655 + 60 = 715$ мм. Принимаем $h = 750$ мм, $b = 300$ мм. Тогда $h_0 = h - a = 750 - 60 = 690$ мм.

Расчет прочности нормальных сечений

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{465}{10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69^2} = 0,315,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,315} = 0,392 < \xi_R = 0,493,$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,392 \cdot 10,35 \cdot 300 \cdot 690}{435} = 1931 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в растянутой зоне $3\text{Ø}22+3\text{Ø}20$ А500 с $A_s = 1140 + 942 = 2082 \text{ мм}^2$.

Монтажную арматуру назначаем: $3\text{Ø}12$ класса А240.

Расчет ригеля на действие поперечных сил

Принимаем поперечную арматуру класса А400 с $R_{sw} = 285$ МПа (табл. 2.6 [3]). В каркасах при продольных стержнях диаметром 22 мм поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 8 мм ($d_w \geq 0,25d$, см. п. 9. ГОСТ 14098-91).

$$A_{sw} = 50,3 \cdot 3 = 151 \text{ мм}^2 \text{ (} 3\text{Ø}8 \text{ А400)}. Q = 354,5 \text{ кН}.$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней у опор в соответствии с п. 5.21 [3] при $h_0 = 750 - 55 = 690$ мм:

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 690 = 345 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{br} b h_0^2}{Q_A} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69^2}{279,8} = 330 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в сетках на приопорном участке равном четверти пролета $s = 150$ мм.

Расчет прочности по полосе между наклонными сечениями

Расчет прочности по наклонной полосе между наклонными сечениями производим из условия 3.43 [3].

$$Q \leq 0,3R_b b h_0,$$

где Q принимается на расстоянии не менее h_0 от опоры.

$$0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,690 = 642,7 \text{ кН},$$

$$Q = Q - qh_0 = 354,5 - 115,15 \cdot 0,690 = 279 \text{ кН},$$

$$279 \text{ кН} < 642,7 \text{ кН}.$$

Прочность наклонной полосы на сжатие обеспечена.

Расчет прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению

При $A_{sw} = 50,3 \cdot 3 = 151 \text{ мм}^2$ (3Ø8 А400) с шагом $s = 150 \text{ мм}$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 0,000151}{0,15} = 286,9 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw} = 286,9 > 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,81 \cdot 1000 \cdot 0,3 = 60,75 \text{ кН/м}$,
 $M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,69^2 = 173,5 \text{ кНм}$ [3].

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$\begin{aligned} \text{Так как } \sqrt{\frac{M_b}{q}} &= \sqrt{\frac{173,5}{115,15 \cdot 0,95}} = 1,26 < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \\ &= \frac{2 \cdot 0,69}{1 - 0,5 \frac{286,8}{0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3}} = 3,37, \end{aligned}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{173,5}{0,75 \cdot 286,8 + 115,15 \cdot 0,95}} = 0,73 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,69 = 2,07 \text{ м}$ и не менее $h_0 = 0,69 \text{ м}$

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 0,73 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимаем равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,69 = 1,38 \text{ м}$ (см. п. 3.31 [3]).

Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,715 \text{ м}$. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 286,8 \cdot 0,73 = 157 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{173,5}{0,73} = 237,7 \text{ кН},$$

но не более

$$Q_{b, \max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69 = 419,2 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69 = 83,8 \text{ кН}.$$

$$83,8 \text{ кН} < Q_b = 237,7 \text{ кН} < 419,2 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 237,7 \text{ кН}$.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c ; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c .

$$Q = Q + Q - vc = 354,5 - 88,42 \cdot 0,73 = 289,95 \text{ кН}.$$

При $Q_b + Q_{sw} = 157 + 237,7 = 394,7 \text{ кН} > Q = 336 \text{ кН}$, т. е. прочность наклонных сечений у опоры обеспечена.

Определение шага поперечной арматуры в средней части пролета

$$Q_1 = Q_1 = Q - q \cdot \frac{\ell_{cp}}{4} = 354,5 - 115,15 \cdot 0,95 \frac{6,48}{4} = 177,3 \text{ кН}.$$

Определяем поперечную силу воспринимаемую бетоном.

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,69^2 = 173,5 \text{ кНм}$$

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{173,5}{115,15 \cdot 0,95}} = 1,26 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,69 = 2,07 \text{ м}$ (см. п. 3.32 [3]).

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 1,26 \text{ м}$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{173,5}{1,26} = 137,7 \text{ кН},$$

но не более

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69 = 419,2 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69 = 83,8 \text{ кН}.$$

$$83,8 \text{ кН} < Q_b = 237,7 \text{ кН} < 419,2 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q_b = 137,7 \text{ кН}$.

$Q_b = 137,7 \text{ кН} < Q_1 = 177,3 \text{ кН}$, т. е. поперечная сила не может быть воспринята только бетоном. Поэтому предусматриваем установку поперечной арматуры с шагом не более

$$s \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 690 = 345 \text{ мм};$$

$$s \leq 300 \text{ мм};$$

$$s \leq \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q_A} = \frac{0,675 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69^2}{177,3} = 650 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в сетках на приопорном участке равном четверти пролета $s = 300 \text{ мм}$.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 0,000151}{0,3} = 143,5 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw} = 143,5 > 0,25R_{bt}b = 60,75 \text{ кН/м}$, хомуты учитываются в расчете $M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,69^2 = 173,5 \text{ кНм}$ [3].

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$\begin{aligned} \text{Так как } \sqrt{\frac{M_b}{q}} &= \sqrt{\frac{173,5}{115,15 \cdot 0,95}} = 1,26 < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \\ &= \frac{2 \cdot 0,69}{1 - 0,5 \cdot \frac{143,5}{0,81 \cdot 1000 \cdot 0,3}} = 1,96, \end{aligned}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{173,5}{0,75 \cdot 143,5 + 115,15 \cdot 0,95}} = 0,89 \text{ м},$$

но не более $3h_0 = 3 \cdot 0,69 = 2,07 \text{ м}$ и не менее $h_0 = 0,69 \text{ м}$

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c = 0,89 \text{ м}$.

Длину проекции наклонной трещины c_0 принимают равным c , но не более $2h_0 = 2 \cdot 0,69 = 1,38 \text{ м}$ (см. п. 3.31 [3]).

Принимаем длину проекции наклонной трещины $c_0 = c = 0,89 \text{ м}$. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 143,5 \cdot 0,89 = 95,8 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном (п. 3.31 [3])

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{173,5}{0,89} = 194,9 \text{ кН},$$

но не более

$$Q_{b,\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69 = 419,2 \text{ кН},$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,69 = 83,8 \text{ кН}.$$

$$83,8 \text{ кН} < Q_b = 194,9 \text{ кН} < 419,2 \text{ кН}$$

Принимаем $Q_b = 194,9 \text{ кН}$.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c ; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c .

При $Q_b + Q_{sw} = 95,8 + 194,9 = 290,7 \text{ кН} > Q = 177,3 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонных сечений в средней части пролетов между опорами обеспечена при поперечных стержнях $\varnothing 8$ мм класса А400 с шагом $s = 300$ мм.

Расчет прочности на действие момента по наклонному сечению

На средних опорах В и С концы стержней неразрезного ригеля приварены к надежно заанкеренным закладным деталям, поэтому расчет прочности наклонных сечений на действие момента не производим (см. п. 3.44 [3]).

2.5. Расчет колонны – 1

Принимаем к расчету наиболее нагруженную колонну среднего ряда. Расчет прочности колонны производим в наиболее нагруженном сечении – у обреза фундамента.

Нагрузку на колонну с учетом ее веса определяем от опирающихся на нее ригелей трех вышележащих междуэтажных перекрытий (нагрузка от кровли передается на нагруженные кирпичные стены). При этом неразрезность ригеля условно не учитывается. Поскольку определение усилий в ригелях выполнено без учета влияния жестко-

сти колонн («рамность» каркаса не учитывается), то в качестве расчетной схемы колонны условно принимаем сжатую со случайным эксцентриситетом стойку, защемленную в уровне обреза фундамента и шарнирно закрепленную в уровне середины высоты ригеля (рис. 27).

Статический расчет

Расчетная длина колонны нижнего этажа с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце с податливой заделкой $0,9l$ (см. п. 3.55 [3]).

$$l_0 = 0,9l = 0,9(h_{\text{эт}} + 0,7 - h_n - 0,5h_p) = \\ = 0,9(4,2 + 0,7 - 0,45 - 0,5 \cdot 0,75) = 3,67 \text{ м},$$

где $h_{\text{эт}}$ – высота этажа по заданию;

0,7 м – расстояние от обреза фундамента до уровня чистого пола;

h_n – высота панели перекрытия;

h_p – высота сечения ригеля.

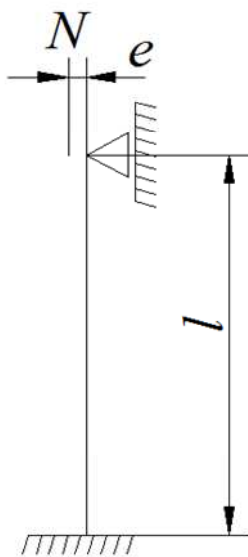


Рис. 27. Расчетная схема колонны

Принимаем колонну сечением 40×40 см, $a = a' = 4$ см. Расчетная нагрузка на колонну в уровне обреза фундамента

$$N = (g + v)l_{\text{риг}} n + G_c = (26,7 + 88,4) \cdot 6,48 \cdot 3 + 58,520 = 2288,9 \text{ кН},$$

где $g + v$ – постоянная и временная нагрузка на 1 погонный метр ригеля (см. сбор нагрузки на неразрезной ригель);

$l_{\text{риг}} = l_{\text{ср}}$ – средний расчетный пролет неразрезного ригеля (если неразрезной ригель имеет 3 пролета $l_{\text{риг}} = (l_{\text{кр}} + l_{\text{ср}}) / 2$);

$n = 3$ – число перекрытий; G_c – вес колонны.

$$G_c = \gamma b_c h_c \gamma_f (h_{\text{эт}} n + 0,7) = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1 (4,2 \cdot 3 + 0,7) = 58,52 \text{ кН}.$$

Кратковременно действующая часть расчетной нагрузки

$$N_{sh} = v_{sh}^n A_{\text{гр}} n \gamma_f = 1,5 \cdot 39,8 \cdot 3 \cdot 1,2 = 215 \text{ кН},$$

где по заданию $v_{sh}^n = 1,5 \text{ кН/м}^2$;

$A = l_n l_p = 6,14 \cdot 6,48 = 39,8 \text{ м}^2$ – грузовая площадь перекрытия с которой нагрузка передается на среднюю колонну;

$\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$n = 3$ – число перекрытий, нагрузка с которых передается на колонну.

Длительно действующая часть расчетной нагрузки

$$N_\ell = N - N_{sh} = 2288,9 - 215 = 2073,9 \text{ кН};$$

$$\frac{N_\ell}{N} = \frac{2073,9}{2288,9} = 0,906 > 0,9 \text{ поэтому } \gamma_{b1} = 0,9$$

С учетом коэффициента надежности по ответственности

$\gamma_n = 0,95$ (см. Прил. 7* [18])

$$N = 2288,9 \cdot 0,95 = 2174,5 \text{ кН},$$

$$N_\ell = 2073,9 \cdot 0,95 = 1970,2 \text{ кН}.$$

Случайный эксцентриситет в приложении сжимающей нагрузки согласно п. 3.49 [3]:

$$e_a \geq h_c / 30 = 400 / 30 = 13,3 \text{ м},$$

$$e_a \geq \frac{l_0}{600} = \frac{2850}{600} = 4,8 \text{ мм},$$

$$e_a \geq 10 \text{ мм}$$

Принимаем $e_0 = e_a = 13,3$ мм.

Расчет продольной арматуры

Бетон класса B25 с $\gamma_{bt}R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05$ МПа, $\gamma_{bt}R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,95$ МПа, $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа. Продольная арматура класса A400 с $R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа.

Расчет сжатых элементов из бетонов классов B15–B35 на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, при $l_0 = 3,67$ м $< 20h_c = 20 \cdot 0,4 = 8$ м допускается производить из условия (см. п. 3.58 [3])

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}),$$

где φ – коэффициент, учитывающий гибкость элемента, характер армирования и длительность действия нагрузки, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_0 \leq \varphi_{sb}, \quad \alpha_0 = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A},$$

где φ_{sb} и φ_b – табличные коэффициенты,

A – площадь поперечного сечения бетона колонны,

$A_{s,tot}$ – площадь поперечного сечения всей продольной арматуры колонны.

Задаемся $\varphi = 0,9$, $\mu = 0,01$.

$$A = \frac{N}{\varphi(R_b + \mu R_{sc})} = \frac{2174,5}{0,9(13,05 \cdot 10^3 + 0,01 \cdot 355 \cdot 10^3)} = 0,146 \text{ м}^2.$$

Проектируем колонну квадратного сечения

$$h = b = \sqrt{A} = \sqrt{0,146} = 0,382 \text{ м}.$$

Принимаем размеры поперечного сечения колонны кратными 0,05 м. Тогда $h = b = 0,4$ м, $A = bh = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$.

$$\text{Задаемся } \mu = \frac{A_{s,tot}}{A} = 0,01.$$

$$\alpha_0 = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A} = \frac{R_{sc}}{R_b} \mu = \frac{355 \cdot 0,01}{13,05} = 0,272, \quad \frac{N_\ell}{N} = \frac{1970,2}{2174,5} = 0,906,$$

$$\frac{\ell_0}{h} = \frac{3,67}{0,4} = 9,175,$$

$$\varphi_b = 0,9 \text{ (табл. 3.5 [3]); } \varphi_{sb} = 0,907 \text{ (табл. 3.6 [3]);}$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_0 = 0,9 + 2(0,907 - 0,9) \cdot 0,272 = 0,904 \leq \varphi_{sb} = 0,907$$

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_{sc}} = \frac{\frac{2174,5}{0,904} - 13,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16}{355 \cdot 10^3} = 894 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 894 \text{ мм}^2,$$

$$\mu_{расч} = \frac{A_{s,tot}}{A} = \frac{894 \cdot 10^{-6}}{0,16} = 0,0056,$$

незначительно отличается (не более 0.005) от $\mu = 0,01$, которым задавались.

По сортаменту принимаем 4 $\varnothing 18$ А400 с $A_{s,tot} = 1018 \text{ мм}^2$.

Поперечные стержни в сварных каркасах назначаем диаметром 6 мм из арматуры класса А240 в соответствии с п. 5.23 [3] с шагом $s = 250$ ($s \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм}$ и не более 500 мм).

Расчет консоли колонны

Принимаем ширину консоли равной ширине колонны $b = 400 \text{ мм}$. Бетон колонны класса В25. Арматура класса А400 и А240.

Наибольшая нагрузка на консоль колонны: $Q = Q_{b,l} = 390,9 \text{ кН}$
(см. перераспределение поперечных сил по схеме II).

При классе бетона колонны В25 необходимую длину площадки опирания ригеля на консоль колонны определяем из условия обеспечения прочности ригеля на местное сжатие (смятие). При классе бетона в ригеле В15 с $\gamma_{b1} R_b = 7,65 \text{ МПа}$; $\gamma_{b1} R_{bt} = 0,695 \text{ МПа}$; $E_b = 24 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ а и ширине ригеля $b_p = 30 \text{ см}$ по п. 3.93 [4]

$$l_{sup,f} = \frac{Q}{R_b b_p} = \frac{390,9 \cdot 10^3}{7,65 \cdot 300} = 170 \text{ мм}.$$

Минимальный вынос консоли с учетом зазора между колонной и торцом ригеля, равного 60 мм, в соответствии с типовым решением в проектах многоэтажных зданий каркасного типа

$$l = l_{sup,f} + 60 = 170 + 60 = 230 \text{ мм.}$$

Принимаем вынос консоли $l = 250 \text{ мм}$.

Фактическая длина площадки опирания ригеля на консоли $l_{sup,f} = 250 - 60 = 190 \text{ мм}$.

Напряжения смятия в бетоне ригеля и консоли колонны под концом ригеля

$$\sigma_b = \frac{Q}{l_{sup,f} b_p} = \frac{390,9 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 0,3} = 6,8 \text{ МПа} < R_b = 7,65 \text{ МПа.}$$

Следовательно, прочность бетона на смятие обеспечена.

Назначаем расчетную высоту консоли из условия

$$Q \leq 3,5 R_{bt} b h_0 \text{ (см. п. 3.99 [4]);}$$

$$h_0 \geq \frac{Q}{3,5 R_{bt} b} = \frac{390,9}{3,5 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 0,4} = 0,294 \text{ м.}$$

Полная высота консоли $h = h_0 + a = 294 + 35 = 329 \text{ мм}$.

Принимаем высоту консоли $h = 400 \text{ мм}$. Высота у свободного края $h_{кр} = h - l \cdot \text{tg} 45^\circ = 400 - 250 \cdot 1 = 150 \text{ мм} > \frac{h}{3} = \frac{400}{3} = 133 \text{ мм}$ (рис. 28), $h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ мм}$.

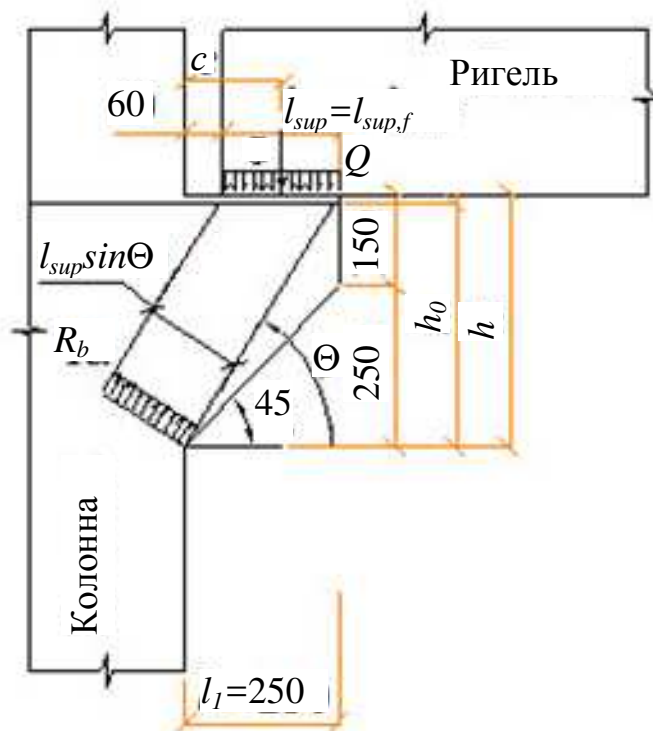


Рис. 28. Расчетная схема консоли

Так как

$$3,5R_{bt}bh_0 = 3,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 485,45 \text{ кН} > Q = 390,9 \text{ кН},$$

но в то же время

$$2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 346,75 \text{ кН} < Q = 390,9 \text{ кН}, \quad \text{проч-}$$

ность консоли проверяем из условия 207 [4]

$$Q \leq 0,8R_b b l_{\text{sup}} \sin^2 \theta (1 + 5\alpha\mu_w).$$

Момент, растягивающий верхнюю грань ригеля, в нормальном сечении ригеля по краю консоли равен

$$M = M_B - Q(0,5h_c + l_1) = 370,7 - 390,9(0,5 \cdot 0,4 + 0,25) = 194,8 \text{ кН}.$$

В общем случае для коротких консолей, входящих в жесткий узел рамной конструкции с замоноличиванием стыка $l_{\text{sup}} = l_{\text{sup},f} = 190 \text{ мм}$ (п. 3.99 [4]).

$$c = l_{\text{sup}} / 2 + 60 = 190 / 2 + 60 = 155 \text{ мм}.$$

Если выполняются условия

$$\frac{M}{Q} = \frac{194,8}{390,9} = 0,5 \text{ м} > 0,3 \text{ м} \text{ и } \frac{l_{\text{sup}}}{l_1} = \frac{190}{250} = 0,76 > 2/3,$$

то в соответствии с п. 3.99 [4] принимается $l_{\text{sup}} = l_1 = 250 \text{ мм}$.

При $h = 400 \text{ мм} > 2,5c = 2,5 \cdot 155 = 387,5 \text{ мм}$ консоль армируем горизонтальными хомутами (см. п. 5.77 [4]).

Согласно п. 5.77 [4], шаг хомутов принимается не более $s_w \leq 400/4 = 100 \text{ мм}$; $s_w \leq 150 \text{ мм}$. Принимаем $s_w = 100 \text{ мм}$ (рис. 29).

При двухветвевых хомутах диаметром 8 мм из стали класса

$$A240 \quad A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs_w} = \frac{101}{400 \cdot 100} = 0,0025;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^4} = 6,67; \quad \sin^2 \theta = \frac{365^2}{365^2 + 250^2} = 0,681.$$

Тогда $0,8R_b b l_{\text{sup}} \sin^2 \theta (1 + 5\alpha\mu_w) =$

$$= 0,8 \cdot 13,05 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,19 \cdot 0,681 (1 + 5 \cdot 6,67 \cdot 0,0025) = 585 \text{ кН}$$

принимается не более $3,5R_{br}bh_0 = 3,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 485,42$ кН и не менее $2,5R_{br}bh_0 = 2,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 346,75$ кН.

Принимаем $0,8R_bbl_{sup} \sin^2 \theta(1 + 5\alpha\mu) = 485,42$ кН $> Q = 390,9$ кН, т.е. прочность консоли на действие поперечной силы обеспечена (п.3.99 [4]).

Необходимую площадь сечения продольной арматуры консоли определяем из условия

$$Q \frac{l_1}{h_0} - N_s \leq R_s A_s \text{ (ф. 209 [4]),}$$

$$N_s = \frac{M + Ql_{sup}/2}{h_{0b}} = \frac{194,8 + 390,9 \cdot 0,19/2}{0,715} = 324,4 \text{ кН,}$$

принимается не более $1,4k_f l_w R_{wf} + 0,3Q$ и не более $R_{sb} A_{sb}$ (ф.210 [4])

$$1,4k_f l_w R_{wf} + 0,3Q = 1,4 \cdot 8 \cdot 170 \cdot 180 + 0,3 \cdot 390,9 \cdot 10^3 = 460 \text{ кН,}$$

здесь h_{0b} – рабочая высота ригеля на опоре;

$k_f = 8$ мм, $l_w = 170$ мм – соответственно высота и длина углового сварного шва в соединении закладных деталей ригеля и консоли;

$R_{wf} = 180$ МПа – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, определенное согласно СНиП II-23 – 81*;

0,3 – коэффициент трения стали по стали

$$R_{sb} A_{sb} = 355 \cdot 10^3 \cdot 1362 \cdot 10^{-6} = 482,8 \text{ кН,}$$

где R_{sb} и A_{sb} – соответственно расчетное сопротивление и площадь сечения верхней арматуры ригеля. Принимаем $N_s = 324,4$ кН.

Площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{Q \frac{l_1}{h_0} - N_s}{R_s} = \frac{390,9 \cdot \frac{0,25}{0,365} - 324,4}{355 \cdot 10^3} < 0,$$

т. е. продольной арматуры в консоли по расчету не требуется.

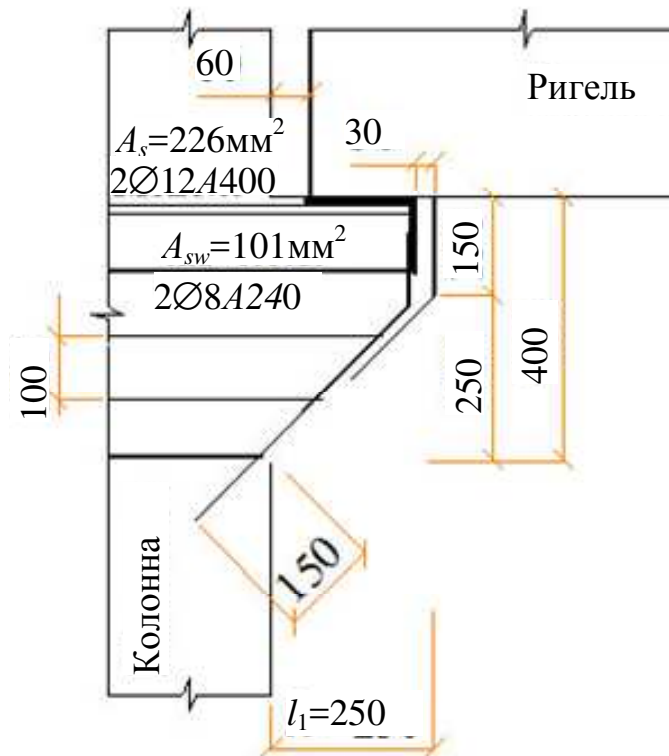


Рис. 29. Схема армирования Консоли ригеля

На период монтажа, если не своевременно произведена сварка выпусков арматуры из ригеля и колонны:

$$Q = \frac{gl_{cp}}{2} = 0,95 \cdot 26,73 \cdot \frac{6,48}{2} = 82,3 \text{ кН}$$

$$A_s = \frac{Ql_1}{h_0 R_s} = \frac{82,3 \cdot 0,25}{0,365 \cdot 355 \cdot 10^3} = 160 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 160 \text{ мм}^2$$

Из конструктивных соображений (п. 5.12 и табл. 5.2 [3])

$$A_{s,\min} = 0,001 \cdot b \cdot h_0 = 0,001 \cdot 400 \cdot 365 = 146 \text{ мм}^2.$$

Принимаем продольную арматуру в консоли 2 Ø12A400 ($A_s = 226 \text{ мм}^2$).

В консолях, входящих в замоноличенный жесткий рамный узел, в котором нижняя арматура ригеля приварена к продольной арматуре консоли через закладные детали, постановка специальных анкеров к стержням продольной арматуры консоли необязательна (рис. 29).

2.6. Расчет колонны - 2

Принимаем к расчету наиболее нагруженную колонну среднего ряда. Расчет прочности колонны производим в наиболее нагруженном сечении – у обреза фундамента.

Нагрузку на колонну с учетом ее веса определяем от опирающихся на нее ригелей трех вышележащих междуэтажных перекрытий (нагрузка от кровли передается на наружные кирпичные стены).

Статический расчет

В качестве расчетной схемы колонны условно принимаем сжатую со случайным эксцентриситетом стойку, защемленную в уровне обреза фундамента и шарнирно закрепленную в уровне середины высоты ригеля (рис. 30).

Расчетная длина колонны нижнего этажа с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце с податливой заделкой $0,9l$ (см. п. 3.55 [2]).

$$l_0 = 0,9l = 0,9(h_{\text{эт}} + 0,7 - h_n - h_p) = 0,9(4,2 + 0,7 - 0,45 - 0,75) = 3,7 \text{ м},$$

где $h_{\text{эт}}$ – высота этажа по заданию;

0,7 м – расстояние от обреза фундамента до уровня чистого пола;

h_n – высота панели перекрытия;

h_p – высота сечения ригеля.

Принимаем колонну сечением 40×40 см, $a = a' = 4$ см.

Расчетная нагрузка на колонну в уровне обреза фундамента
 $N = (g + v)l \cdot n + G_c = (26,7 + 88,4) \cdot 6,48 \cdot 3 + 58,520 = 2288,9$ кН,

где $g + v$ – постоянная и временная нагрузка на 1 погонный метр ригеля (см. сбор нагрузки на неразрезной ригель);

$l_{\text{риг}} = l_{\text{ср}}$ – средний расчетный пролет неразрезного ригеля (если не-

разрезной ригель имеет 3 пролета $l_{\text{риг}} = \frac{(l_{\text{кр}} + l_{\text{ср}})}{2}$;

$n = 3$ – число перекрытий; G_c – вес колонны.

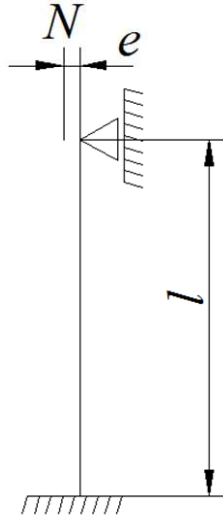


Рис. 30. Расчетная схема колонны

$$G_c = \gamma_b \gamma_c \gamma_f (h_{эт} n + 0,7) = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1(4,2 \cdot 3 + 0,7) = 58,52 \text{ кН}.$$

Кратковременно действующая часть расчетной нагрузки

$$N_{sh} = v_{sh}^n A_{гр} n \gamma_f = 1,5 \cdot 39,8 \cdot 3 \cdot 1,2 = 215 \text{ кН},$$

где по заданию $v_{sh}^n = 1,5 \text{ кН/м}^2$;

$A = l_n l_p = 6,14 \cdot 6,48 = 39,8 \text{ м}^2$ – грузовая площадь перекрытия с которой нагрузка передается на среднюю колонну;

$\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$n = 3$ – число перекрытий, нагрузка с которых передается на колонну.

Длительно действующая часть расчетной нагрузки

$$N_\ell = N - N_{sh} = 2288,9 - 215 = 2073,9 \text{ кН}.$$

$$N_\ell / N = 2073,9 / 2288,9 = 0,906 > 0,9,$$

поэтому $\gamma_{b1} = 0,9$ (см. п. 3.3 [3]).

С учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ (см. Прил. 7 [18]).

$$N = 2288,9 \cdot 0,95 = 2174,5 \text{ кН},$$

$$N_\ell = 2073,9 \cdot 0,95 = 1970,2 \text{ кН}.$$

Случайный эксцентриситет в приложении сжимающей нагрузки согласно п. 3.49 [3]

$$e_a \geq h_c/30 = 400/30 = 13,3 \text{ мм},$$

$$e_a \geq \frac{l_0}{600} = \frac{2850}{600} = 4,8 \text{ мм},$$

$$e_a \geq 10 \text{ мм}$$

Принимаем $e_0 = e_a = 13,3 \text{ мм}$.

Расчет продольной арматуры

Бетон класса B25 с $\gamma_{bt}R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ МПа}$, $\gamma_{bt}R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,95 \text{ МПа}$, $E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Продольная арматура класса A400 с $R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Расчет сжатых элементов из бетонов классов B15–B35 на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, при $l_0 = 3,7 \text{ м} < 20h_c = 20 \cdot 0,4 = 8 \text{ м}$ допускается производить из условия (см. п. 3.58 [3])

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}),$$

где φ – коэффициент, учитывающий гибкость элемента, характер армирования и длительность действия нагрузки, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_0 \leq \varphi_{sb}, \quad \alpha_0 = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A},$$

где φ_{sb} и φ_b – табличные коэффициенты,

A – площадь поперечного сечения бетона колонны,

$A_{s,tot}$ – площадь поперечного сечения всей продольной арматуры колонны.

Задаемся $\varphi = 0,9$, $\mu = 0,01$.

$$A = \frac{N}{\varphi(R_b + \mu R_{sc})} = \frac{2174,5}{0,9(13,05 \cdot 10^3 + 0,01 \cdot 355 \cdot 10^3)} = 0,146 \text{ м}^2.$$

Проектируем колонну квадратного сечения

$$h = b = \sqrt{A} = \sqrt{0,146} = 0,382 \text{ м}.$$

Принимаем размеры поперечного сечения колонны кратными 0,05 м. Тогда $h = b = 0,4$ м, $A = bh = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16$ м².

$$\text{Задаемся } \mu = \frac{A_{s,tot}}{A} = 0,01.$$

$$\alpha_0 = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A} = \frac{R_{sc}}{R_b} \mu = \frac{355 \cdot 0,01}{13,05} = 0,272, \quad \frac{N_\ell}{N} = \frac{1970,2}{2174,5} = 0,906,$$

$$\frac{\ell_0}{h} = \frac{3,77}{0,4} = 9,25,$$

$$\varphi_b = 0,9 \text{ (табл. 3.5 [3]); } \varphi_{sb} = 0,907 \text{ (табл. 3.6 [3]);}$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_0 = 0,9 + 2(0,907 - 0,9) \cdot 0,272 = 0,904 \leq \varphi_{sb} = 0,95$$

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{R_{sc}} - R_b A}{\varphi} = \frac{\frac{2174,5}{0,903} - 13,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16}{355 \cdot 10^3} = 902 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 902 \text{ мм}^2,$$

$$\mu_{расч} = \frac{A_{s,tot}}{A} = \frac{902 \cdot 10^{-6}}{0,16} = 0,0056,$$

незначительно отличается (не более 0.005) от $\mu = 0,01$, которым задавались.

По сортаменту принимаем 4 $\varnothing 18$ А400 с $A_{s,tot} = 1018$ мм².

Поперечные стержни в сварных каркасах назначаем диаметром 6 мм из арматуры класса А240 в соответствии с п. 5.23 [3] с шагом $s = 250$ ($s \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 18 = 270$ мм мм и не более 500 мм).

Расчет консоли колонны

Принимаем ширину консоли равной ширине колонны $b = 400$ мм. Бетон колонны класса В25. Арматура класса А400 и А240.

Наибольшая нагрузка на консоль колонны: $Q = 354,5$ кН (см. определение расчетных усилий при расчете разрезного ригеля).

При классе бетона колонны В25 необходимую длину площадки опирания ригеля на консоль колонны определяем из условия обеспечения прочности ригеля на местное сжатие (смятие). При классе бетона в ригеле В20 с $\gamma_{b1} R_b = 10,35$ МПа; $\gamma_{b1} R_{bt} = 0,81$ МПа; $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа а и ширине ригеля $b_p = 30$ см по п. 3.93 [4]

$$l_{\text{sup},f} = \frac{Q}{R_b b_p} = \frac{354,5 \cdot 10^3}{10,35 \cdot 300} = 114 \text{ мм.}$$

Минимальный вынос консоли с учетом зазора между колонной и торцом ригеля, равного 60 мм, в соответствии с типовым решением в проектах многоэтажных зданий каркасного типа

$$l = l_{\text{sup},f} + 60 = 114 + 60 = 174 \text{ мм.}$$

Принимаем вынос консоли $l = 250$ мм.

Фактическая длина площадки опирания ригеля на консоли

$$l_{\text{sup},f} = 250 - 60 = 190 \text{ мм.}$$

Напряжения смятия в бетоне ригеля и консоли колонны под концом ригеля

$$\sigma_b = \frac{Q}{l_{\text{sup},f} b_p} = \frac{354,5 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 0,3} = 6,2 \text{ МПа} < R_b = 10,35 \text{ МПа,}$$

следовательно, прочность бетона на смятие обеспечена.

Назначаем расчетную высоту консоли из условия

$$Q \leq 3,5 R_{bt} b h_0,$$

$$h_0 \geq \frac{Q}{3,5 R_{bt} b} = \frac{354,5}{3,5 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 0,4} = 0,267 \text{ м.}$$

Полная высота консоли $h = h_0 + a = 267 + 35 = 302$ мм.

Принимаем высоту консоли $h = 400$ мм. Высота у свободного края $h_{\text{кр}} = h - l \cdot \text{tg}45^\circ = 400 - 250 \cdot 1 = 150 \text{ мм} > h/3 = 400/3 = 133 \text{ мм}$
 $h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ мм}$ (рис. 31).

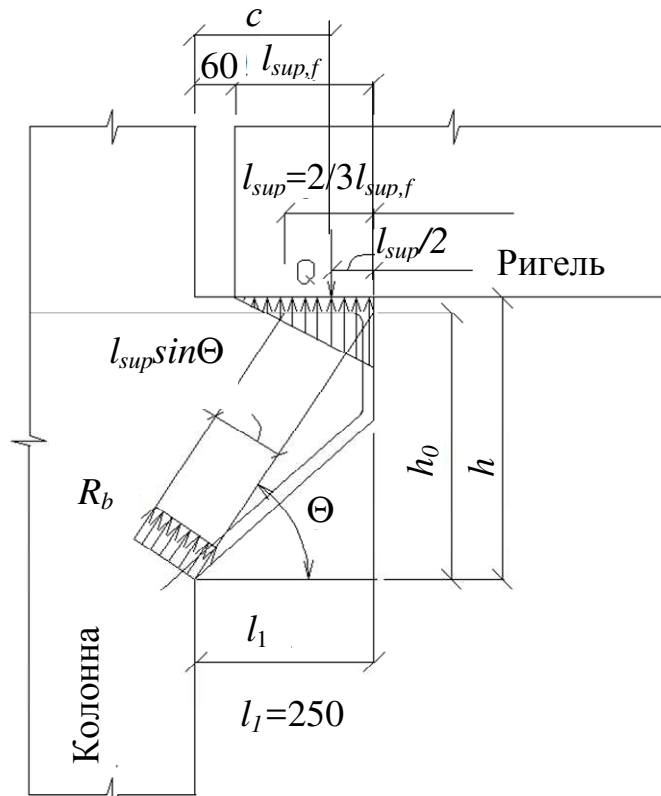


Рис. 31. Расчетная схема консоли

Так как $3,5R_{bt}bh_0 = 3,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 485,45 \text{ кН} > Q = 354,5 \text{ кН}$,
но в то же время
 $2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 346,75 \text{ кН} < Q = 354,5 \text{ кН}$, проч-
ность консоли проверяем из условия 207 [4]
 $Q \leq 0,8R_b b l_{sup} \sin^2 \theta (1 + 5\alpha \mu_w)$.

При шарнирном опирании на короткую консоль сборной балки, идущей вдоль вылета консоли, при отсутствии специальных закладных деталей, фиксирующих площадку опирания, значение l_{sup} принимается равным $2/3$ длины фактической площадки опирания.

$$l_{sup} = 2 \cdot \frac{l_{sup,f}}{3} = 2 \cdot \frac{190}{3} = 127 \text{ мм} .$$

Расстояние c от силы Q до основания консоли

$$c = 60 + \frac{2l_{sup,f}}{3} = 60 + \frac{2 \cdot 190}{3} = 187 \text{ мм} .$$

При $h = 400 < 2,5c = 2,5 \cdot 187 = 469$ мм консоль армируем наклонными хомутами (п. 5.77 [3]) под углом 45° к горизонтали (рис. 32).

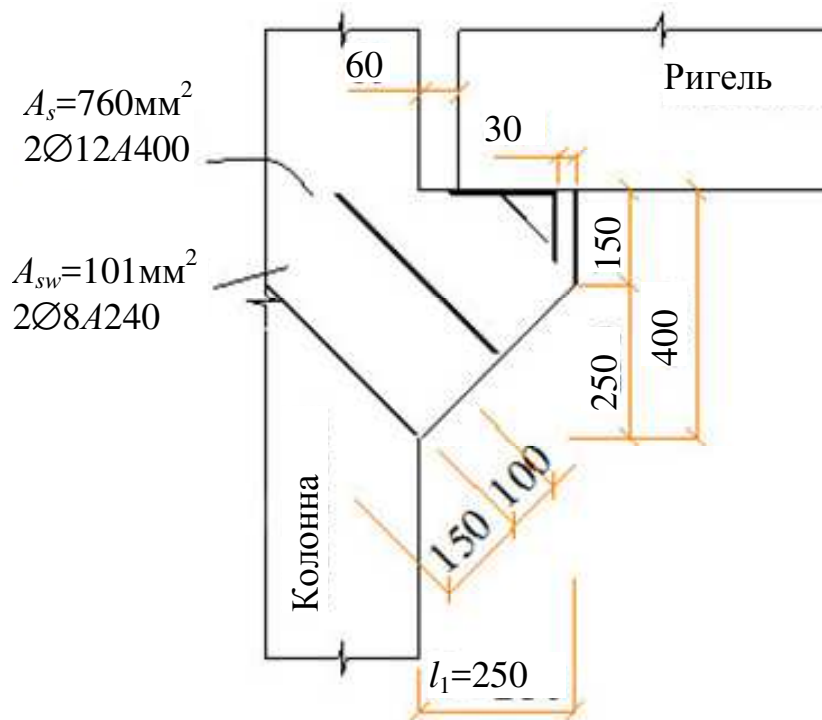


Рис. 32. Схема армирования консоли

Согласно п. 5.77 [4], шаг хомутов принимается не более $s_w \leq 400/4 = 100$ мм и $s_w \leq 150$ мм.

Принимаем $s_w = 100$ мм.

При двухветвевых хомутах диаметром 8 мм из стали класса A240

$$A_{sw} = 101 \text{ мм}^2, \mu_w = \frac{A_{sw}}{bs_w} = \frac{101}{400 \cdot 100} = 0,0025,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^4} = 6,67, \quad \sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + \ell_1^2} = \frac{365^2}{365^2 + 250^2} = 0,681.$$

Тогда

$$0,8R_b b l_{\text{sup}} \sin^2 \theta (1 + 5\alpha\mu) = 0,8 \cdot 13,05 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,127 \times \\ \times 0,681 (1 + 5 \cdot 6,67 \cdot 0,0025) = 391,3 \text{ кН},$$

принимается не более

$$3,5R_{br} b h_0 = 3,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 485,45 \text{ кН}$$

и не менее $2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,365 = 346,75$ кН

$0,8R_bbl_{sup} \sin^2 \theta(1 + 5\alpha\mu) = 391,3$ кН $> Q = 354,5$ кН, т. е. прочность консоли на действие поперечной силы обеспечена (п. 3.99 [4]).

Определяем площадь сечения продольной арматуры консоли при шарнирном опирании ригеля на консоль колонны

$$A_s = \frac{Ql_1}{h_0R_s} = \frac{354,5 \cdot 0,25}{0,365 \cdot 355 \cdot 10^3} = 684 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 684 \text{ мм}^2,$$

(п.3.100 [4]). Принимаем продольную арматуру консоли 2 $\varnothing 22$ А400 с $A_s = 760 \text{ мм}^2$.

2.7. Расчет фундамента под сборную колонну

Проектируем под сборную колонну монолитный фундамент стаканного типа из бетона класса В15 с $\gamma_{bl}R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65$ МПа, $\gamma_{bt}R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,675$ МПа.

$$\frac{N_I}{N} = \frac{2073,9}{2288,9} = 0,906 > 0,9,$$

поэтому $\gamma_{bl} = 0,9$ (см. п. 3.3 [3] и расчет колонны).

Рабочая арматура класса А400 с $R_s = 355$ МПа в виде сварной сетки.

Расчетная нагрузка на фундамент при расчете по первой группе предельных состояний с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

$$N_I = 2288,9 \cdot 0,95 = 2174,5 \text{ кН}.$$

При расчете по второй группе предельных состояний

$$N_{II} = \frac{N_I}{1,17} = \frac{2174,5}{1,17} = 1859 \text{ кН},$$

где $\gamma_f = 1,17$ – усредненный коэффициент надежности по нагрузке.

Необходимая площадь подошвы фундамента под колонну при расчетном сопротивлении грунта в основании (по заданию)

$R = 0,25$ МПа, отметке подошвы фундамента $H = 1,5$ м и усредненной плотности массы фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} H} = \frac{1859}{0,25 \cdot 1000 - 20 \cdot 1,5} = 8,45 \text{ м}^2.$$

Размеры сторон квадратного в плане фундамента

$$A = B = \sqrt{8,45} = 2,91 \text{ м}, \text{ принимаем кратно } 0,3 \text{ м, т. е. } A = B = 3 \text{ м}.$$

Реактивное давление грунта на подошву фундамента от расчетных нагрузок, если принять распределение его по подошве равномерным, будет

$$p = \frac{N_I}{A \cdot B} = \frac{2174,5}{3 \cdot 3} = 242 \text{ кН/м}^2 < R = 250 \text{ кН/м}^2.$$

Определение высоты фундамента

Расчетная высота сечения фундамента из условия обеспечения его прочности против продавливания колонной с размерами 40×40 см определяется из формулы (3.177) п. 3.84 [3]:

$$N_I \leq R_{bt} u h_0,$$

где u – периметр контура расчетного поперечного сечения на расстоянии $0,5h_0$ от границы площадки опирания сосредоточенной силы F (колонны).

$$h_{01} \geq -0,5b_c + 0,5 \sqrt{\frac{N_I}{R_{bt} + p}} = -0,5 \cdot 0,4 + 0,5 \sqrt{\frac{2174,5}{0,675 \cdot 1000 + 242}} = 0,57 \text{ м}.$$

Полная высота фундамента стаканного типа с толщиной защитного слоя бетона $a_3 = 40$ мм при наличии бетонной подготовки в основании (см. табл. 5.1 [3]) и предполагаемом диаметре стержней арматуры $d = 18$ мм

$$h_{\phi} \geq h_0 + \alpha_3 + 1,5d = 570 + 40 + 1,5 \cdot 20 = 640 \text{ мм}.$$

Необходимая высота фундамента из условия обеспечения анкеровки продольной арматуры колонны в стакане фундамента при диаметре стержней 20 мм

$$h_{\phi} \geq 20d + 250 \text{ мм} = 20 \cdot 20 + 250 = 650 \text{ мм}.$$

Необходимая высота фундамента из условия обеспечения заделки колонны в стакане фундамента

$$h_{\phi} \geq h_c + 250 \text{ мм} = 400 + 250 = 650 \text{ мм}.$$

Принимаем двухступенчатый фундамент $h_{\phi} = 800$ мм с высотой ступеней по 400 мм.

Расчетная высота фундамента (рис. 33)

$$h_{01} = h_{\phi} - a_3 - 1,5d = 800 - 40 - 1,5 \cdot 20 = 730 \text{ мм}$$

$$h_{02} = h_{\text{н}} - a_3 - 1,5d = 400 - 40 - 1,5 \cdot 20 = 330 \text{ мм}$$

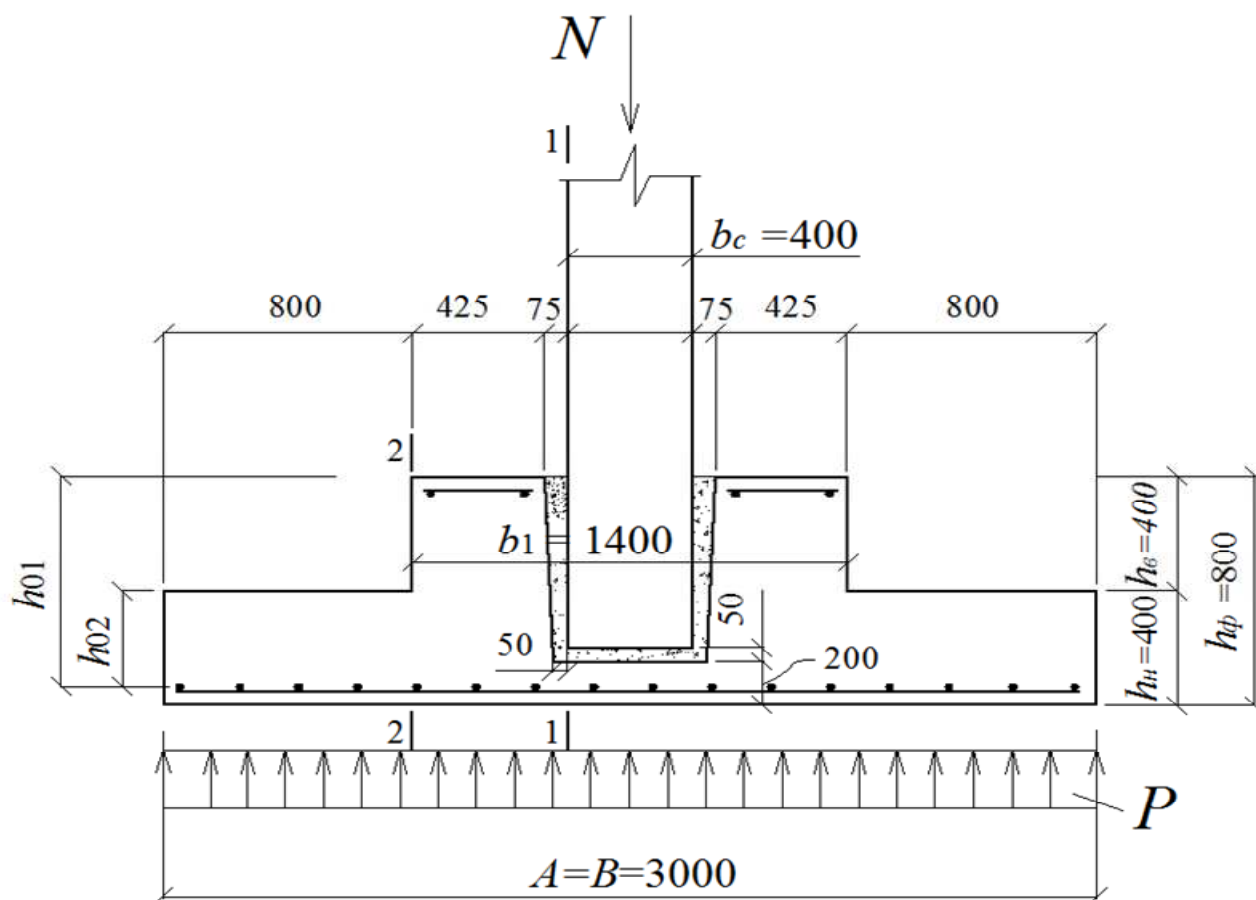


Рис. 33. Расчетная схема фундамента

Проверка прочности нижней ступени против продавливания

Продавливающая сила принимается за вычетом нагрузок, приложенных к противоположной грани плиты в пределах площади с размерами, превышающими размеры площадки опирания на h_{02} во всех направлениях (п. 3.84).

$$\begin{aligned} F_{\text{н}} &= N_I - pA_{\text{н}} = N_I - p(b_1 + 2h_{02})^2 = \\ &= 2174,5 - 242(1,4 + 0,33 \cdot 2)^2 = 1147,6 \text{ кН} \end{aligned}$$

Периметр контура расчетного поперечного сечения на расстоянии $0,5h_{02}$ от границы площадки опирания верхней ступени фундамента.

$$u_{\text{н}} = 4(b_1 + h_{02} / 2 + h_{02} / 2) = 4(1,4 + 0,33 / 2 + 0,33 / 2) = 6,92 \text{ м}.$$

При $R_{br}u_{\text{н}}h_{02} = 0,675 \cdot 1000 \cdot 6,92 \cdot 0,33 = 1541,4 \text{ кН} > F_{\text{н}} = 1147,6 \text{ кН}$, прочность нижней ступени против продавливания обеспечена.

Расчет плиты фундамента на изгиб

Изгибающие моменты от реактивного давления грунта в сечениях по граням колонны и уступов фундамента

$$M_1 = 0,125 pA(B - h_c)^2 = 0,125 \cdot 242 \cdot 3(3 - 0,4)^2 = 613,5 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 0,125 pA(B - b_1)^2 = 0,125 \cdot 242 \cdot 3(3 - 1,4)^2 = 232,3 \text{ кНм}.$$

Необходимая площадь продольной арматуры класса А400 у подошвы фундамента в продольном и поперечном направлениях определяется по приближенной формуле

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot 0,9h_{01}} = \frac{613,5 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,9 \cdot 730} = 2630 \text{ мм}^2,$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{R_s \cdot 0,9h_{02}} = \frac{232,3 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,9 \cdot 330} = 2203 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сварную сетку из стержней диаметром 16 мм с шагом 200 мм в обоих направлениях $15\varnothing 16 \text{ А400}$ с $A_s = 3015 \text{ мм}^2$.

Фундаменты с арматурой класса А400, расположенные выше или ниже уровня грунтовых вод подлежат расчету на образование трещин (в учебном пособии этот расчет не приводится).

Глава 3. РАСЧЕТ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет прочности кирпичной кладки в простенке

Нагрузка на простенок (рис. 34) в уровне низа ригеля перекрытия первого этажа:

- снеговая для III снегового района
 $1800 \cdot 6,14(24,6 \cdot 0,5 + 0,51 + 0,25) \cdot 0,001 = 144,3 \text{ кН};$
- рулонный ковер кровли – 100 Н/м^2
 $100 \cdot 6,14(24,6 \cdot 0,5 + 0,51 + 0,25) \cdot 1,1 \cdot 0,001 = 8,8 \text{ кН};$
- асфальтовая стяжка при $\rho = 15000 \text{ Н/м}^3$ толщиной 15 мм
 $15000 \cdot 0,015 \cdot 6,14 \cdot 24,6 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,001 = 20,4 \text{ кН};$
- утеплитель – древесно-волокнистые плиты толщиной 80 мм при плотности $\rho = 3000 \text{ Н/м}^3$
 $3000 \cdot 0,08 \cdot 6,14 \cdot 24,6 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,001 = 21,7 \text{ кН};$
- пароизоляция – 50 Н/м^2
 $50 \cdot 6,14 \cdot 24,6 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,001 = 4,5 \text{ кН};$
- сборные железобетонные плиты покрытия – 1750 Н/м^2
 $1750 \cdot 6,14 \cdot 24,6 \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,001 = 145,4 \text{ кН};$
- вес железобетонной фермы
 $6900 \cdot 1,1 \cdot 0,01 = 75,9 \text{ кН};$
- вес карниза на кирпичной кладке стены при $\rho = 18000 \text{ Н/м}^3$
 $18000 \cdot [(0,38 + 0,43) \cdot 0,5 \cdot 0,76 - 0,13 \cdot 0,25] \cdot 6,14 \cdot 1,1 \cdot 0,001 = 33,5 \text{ кН};$
- вес кирпичной кладки выше отметки +3,03
 $18000 \cdot [(17,83 - 3,03) \cdot 6,14 - 2,4 \cdot 2,1 \cdot 3] \cdot 0,51 \cdot 1,1 \cdot 0,001 = 764,2 \text{ кН},$

- сосредоточенная от ригелей перекрытий (условно без учета неразрезности ригелей)

$$115150 \cdot 6,02 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 0,001 = 1040 \text{ кН}$$

- вес оконного заполнения при $v^n = 500 \text{ Н/м}^2$

$$500 \cdot 2,4 \cdot 2,1 \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 0,001 = 8,3 \text{ кН};$$

Суммарная расчетная нагрузка на простенок в уровне отм. +3,03

$$N = 144,3 + 8,8 + 20,4 + 21,7 + 4,5 + 145,4 + 75,9 + 33,5 + 764,2 + \\ + 1040 + 8,3 = 2267 \text{ кН} .$$

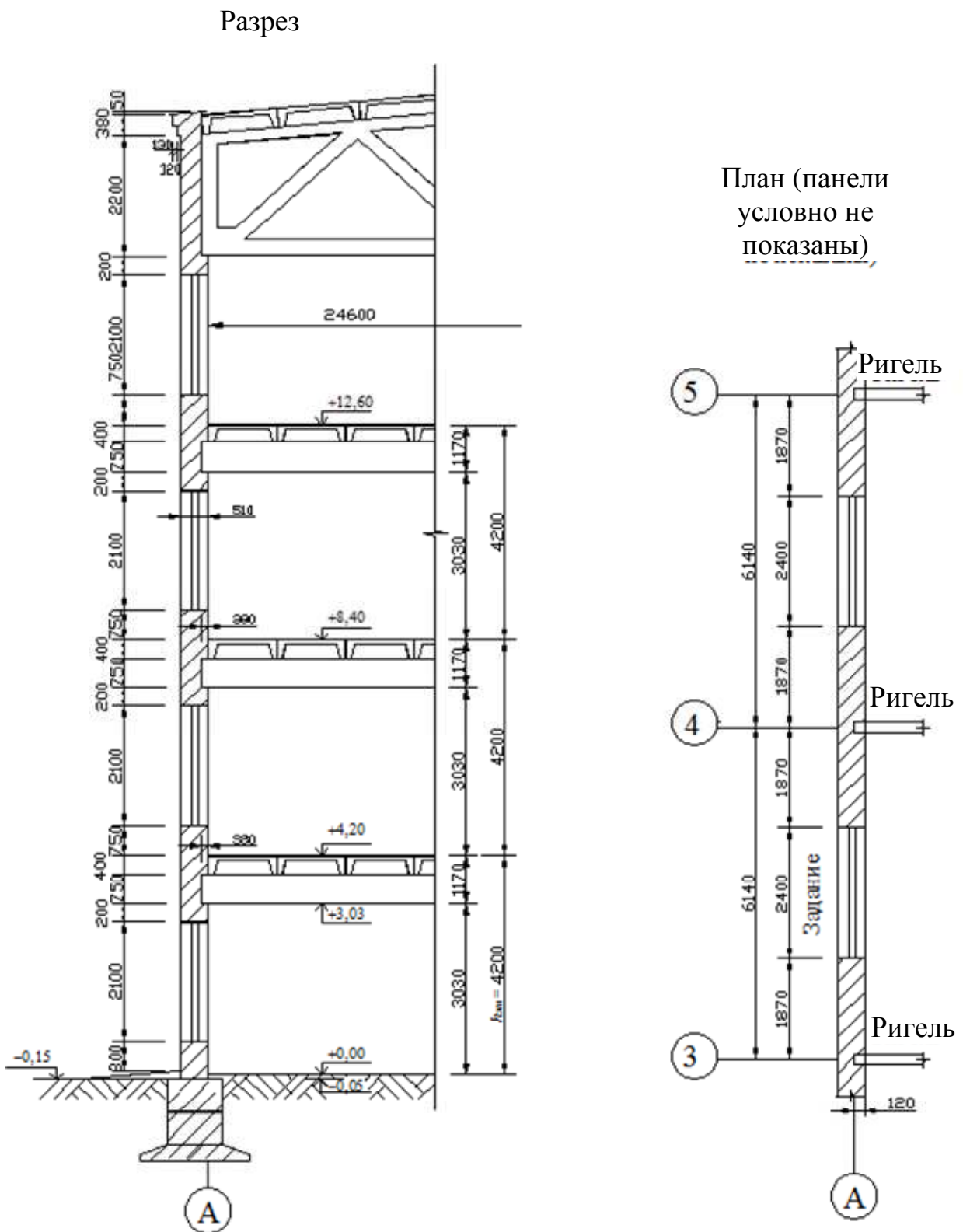


Рис. 34. Схема расположения простенка

Согласно п. 6.7.5 и 8.2.6 [7] допускается считать стену расчлененной по высоте на однопролетные элементы с расположением опорных шарниров в уровне опирания ригелей. При этом нагрузка от верхних этажей принимается приложенной в центре тяжести сечения стены вышележащего этажа, а все нагрузки

$P = 115150 \cdot 6,02 \cdot 0,5 \cdot 0,001 = 346,6$ кН в пределах данного этажа считаются приложенными с фактическим эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения сбтены.

Согласно п. 6.9 [7], п. 8.2.2 [8] расстояние от точки приложения опорных реакций ригеля P до внутренней грани стены при отсутствии опор, фиксирующих положение опорного давления, принимается не более одной трети глубины заделки ригеля и не более 7 см (рис. 35).

При глубине заделки ригеля в стену $a_3 = 380$ мм, $\frac{a_3}{3} = \frac{380}{3} = 127$ мм > 70 мм принимаем точку приложения опорного давления $P = 346,6$ кН на расстоянии 70 мм от внутренней грани стены.

Расчетная высота простенка в нижнем этаже

$$l_0 = 3030 + 50 = 3080 \text{ мм.}$$

За расчетную схему простенка нижнего этажа здания принимаем стойку с защемлением в уровне обреза фундамента и с шарнирным опиранием в уровне перекрытия.

Гибкость простенка, выполненного из силикатного кирпича марки 100 на растворе марки 50, при $R = 1,5$ МПа по табл. 2 [7], определяется согласно примечанию 1 к табл. 15 [7] при упругой характеристике кладки $\alpha = 1000$;

$$\lambda^h = \frac{l_0}{h} = \frac{3080}{510} = 6,04,$$

коэффициент продольного изгиба по табл. 18 [7] $\varphi = 0,96$. Согласно п. 4.14 [7] в стенах с жесткой верхней опорой продольный прогиб в опорных сечениях может не учитываться ($\varphi = 1,0$). В средней трети высоты простенка коэффициент продольного изгиба равен расчетной величине $\varphi = 0,96$. В приопорных третях высоты φ изменяется линейно от $\varphi = 1,0$ до расчетной величины $\varphi = 0,96$ (рис. 36). Значения коэффициента продольного изгиба в расчетных сечениях простенка, в уровнях верха и низа оконного проема

$$\varphi_I = 0,96 + (1,0 - 0,96) \frac{1030 - 200}{1030} = 0,993;$$

$$M_{II} = 64,1 \frac{800}{3080} = 16,6 \text{ кНм};$$

$$M_{III} = 0 \text{ кНм}.$$

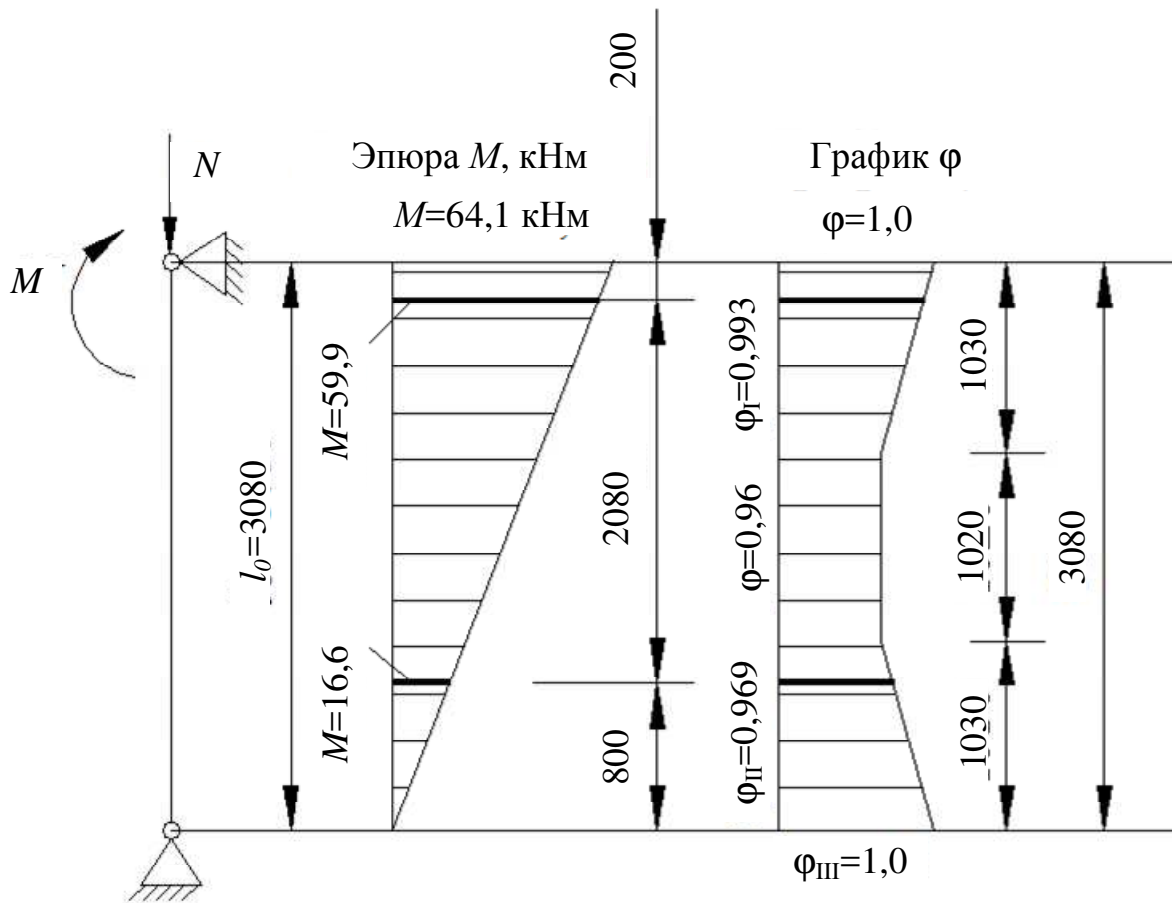


Рис.36. Расчетная схема простенка

Величина нормальных сил в тех же сечениях простенка

$$N = 2267 \text{ кН};$$

$$N_I = 2267 + 0,51 \cdot 6,14 \cdot 0,2 \cdot 1800 \cdot 1,1 \cdot 0,01 = 2279,4 \text{ кН};$$

$$N_{II} = 2279,4 + [0,51(6,14 - 2,4) \cdot 2,1 \cdot 1800 \cdot 1,1 + 50 \cdot 2,1 \cdot 2,4 \cdot 1,1] \cdot 0,01 = 2361,5 \text{ кН};$$

$$N_{III} = 2361,5 + 0,51 \cdot 0,8 \cdot 6,14 \cdot 1800 \cdot 1,1 \cdot 0,01 = 2411 \text{ кН}.$$

Эксцентриситеты продольных сил $e_0 = \frac{M}{N}$:

$$e_0 = (64,1 : 2267) \cdot 1000 = 28 \text{ мм} < 0,45 y = 0,45 \cdot 250 = 115 \text{ мм};$$

$$e_{0I} = (59,9 : 2279,4) \cdot 1000 = 26 \text{ мм} < 0,45 y = 0,45 \cdot 250 = 115 \text{ мм};$$

$$e_{0II} = (16,6 : 2361,5) \cdot 1000 = 7 \text{ мм} < 0,45 y = 0,45 \cdot 250 = 115 \text{ мм};$$

$$e_{0III} = 0; y = 0,5h = 0,5 \cdot 510 = 255 \text{ мм.}$$

Несущая способность внецентренно сжатого простенка прямоугольного сечения согласно п.4.7 [5] определяется по формуле

$$N = m_g \varphi_1 RA \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega,$$

где $\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$; $\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$ (φ – коэффициент продольного прогиба для всего сечения элемента прямоугольной формы; $h_c = h - 2e_0$); m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки (при $h = 510 \text{ мм} > 300 \text{ мм}$ принимают $m_g = 1,0$); A – площадь сечения простенка.

Несущая способность (прочность) простенка в уровне опирания ригеля при $\varphi = 1,0$; $e_0 = 28 \text{ мм}$

$$\lambda_c = l_0 : h_c = l_0 : (h - 2e_0) = 3080 : (510 - 2 \cdot 28) = 6,8;$$

$$\varphi_c = 0,944 \text{ (табл. 18 [5]); } \varphi_1 = 0,5(\varphi + \varphi_c) = 0,5(1 + 0,944) = 0,972,$$

$$\omega = 1 + \frac{28}{510} = 1,055 < 1,45$$

$$N = m_g \varphi_1 RA \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega = 1,0 \cdot 0,972 \cdot 1,5 \cdot 510 \cdot 6140 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 28}{510} \right) 1,057 = \\ = 4995000 \text{ Н} = 4995 \text{ кН} > 2267 \text{ кН.}$$

Несущая способность простенка в сечении I–I при $\varphi = 0,993$; $e_{0I} = 26 \text{ мм}$;

$$\lambda_c = 3080 : (510 - 2 \cdot 26) = 6,73; \varphi_c = 0,944 \text{ (табл. 18 [5]);}$$

$$\varphi_1 = 0,5(0,993 + 0,944) = 0,968; \omega = 1 + \frac{26}{510} = 1,051 < 1,45;$$

$$N_I = 1,0 \cdot 0,968 \cdot 1,5 \cdot 510 \cdot 3740 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 27}{510} \right) 1,051 = 2602,6 \text{ кН} > 2279,4 \text{ кН}$$

Несущая способность простенка в сечении II–II при $\varphi = 0,969$;
 $e_{0II} = 7 \text{ мм}$

$$\lambda_c = 3080 : (510 - 2 \cdot 7) = 6,21; \varphi_c = 0,956;$$

$$\varphi_1 = 0,5(0,969 + 0,956) = 0,962; \omega = 1 + \frac{7}{510} = 1,014 < 1,45.$$

$$N_{II} = 1,0 \cdot 0,962 \cdot 1,5 \cdot 510 \cdot 3740 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 7}{510}\right) 1,014 = 2715,6 \text{ кН} > 2361,5 \text{ кН}.$$

Несущая способность простенка в сечении III – III в уровне обреза фундамента при центральном сжатии $e_0 = 0 \text{ мм}$; $\varphi = 1,0$

$$N_{III} = m_g \varphi R A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 510 \cdot 6140 = 4697,1 \text{ кН} > 2411 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность простенка во всех сечениях нижнего этажа здания достаточна.

Примечание: При наличии в составе стены пилястр за расчетное принимается тавровое сечение с шириной полки, равной расстоянию между оконными проемами и не более расстояния между осями пилястр при отсутствии оконных проемов.

Расчет центрального сжатого кирпичного столба (колонны)

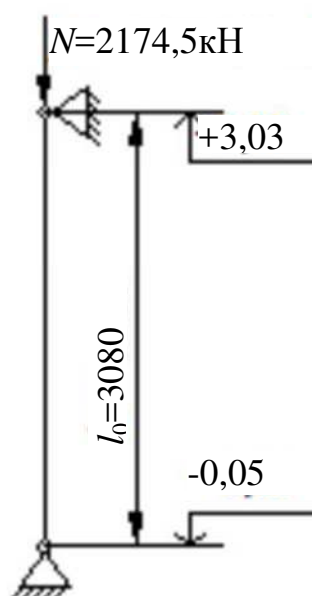


Рис.37. Расчетная схема

В учебных целях рассматриваем вариант замены железобетонной колонны в нижнем этаже здания кирпичным столбом (рис. 37). Кирпичный столб проектируем из глиняного кирпича пластического прессования марки 200 на растворе марки 50 [7] с расчетным сопро-

тивлением кладки $R = 2,2$ МПа [7]. Упругая характеристика неармированной кладки $\alpha = 1000$ [7].

Нагрузка на кирпичный столб нижнего этажа в уровне обреза фундамента условно принимается

$$N = 2174,5 \text{ кН.}$$

Принимаем кирпичный столб сечением 910×910 мм (3,5 кирпича). При $l_0 = 3080$ мм, $\alpha = 1000$ гибкость столба $\lambda^h = \frac{l_0}{h} = \frac{3080}{910} = 3,39$, а коэффициент продольного изгиба $\varphi = 1,0$ (табл. 18 [5]).

В соответствии с п. 4.7 [7] при меньшем размере сечения столба $h = 910 \text{ мм} > 300 \text{ мм}$ коэффициент $m_g = 1$.

Несущая способность неармированного кирпичного столба по п. 4.1 [7]

$$N_{III} = m_g \varphi R A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 910^2 = 1821820 \text{ Н} = 1821,8 \text{ кН},$$

$$N_{III} = 1821,8 \text{ кН} < N = 2174,5 \text{ кН.}$$

Следовательно, прочность неармированного кирпичного столба недостаточна.

Для повышения прочности кирпичного столба применяем армирование кладки в соответствии с п. 4.30 [7] горизонтальными сварными сетками с перекрестными стержнями из арматуры класса В500 диаметром 5 мм ($A_s = 0,196 \text{ см}^2$) с расчетным сопротивлением $R_s = 0,6 \cdot 415 = 249$ МПа, $R_{sn} = 0,6 \cdot 500 = 300$ МПа (п. 5.2.5 – 5.2.6 [1] и 3.19 – 3.20 [5]).

Шаг стержней в сетках $c = 75$ мм, сетки располагаются в горизонтальных швах кладки через пять рядов кирпичей, $s = 375$ мм (рис. 38).

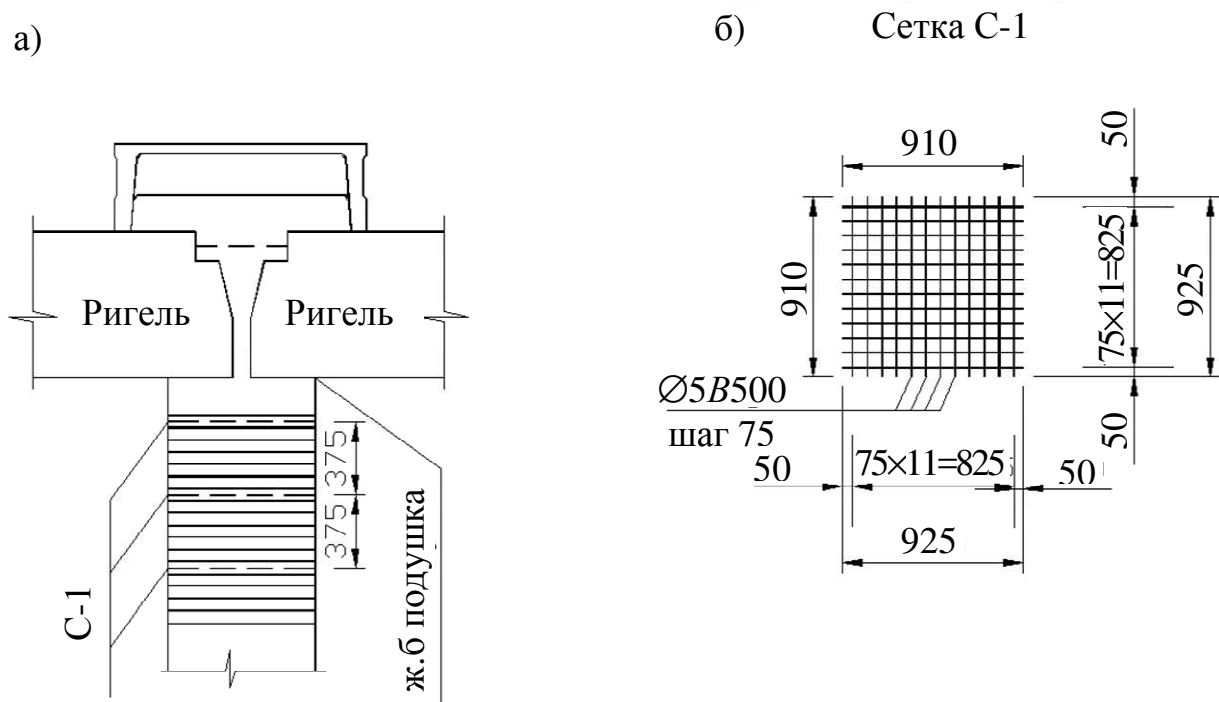


Рис.38. Схема армирования кирпичного столба

Процент армирования кладки по объему согласно п. 4.30 [7]

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cs} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 100}{75 \cdot 375} = 0,139\% > 0,1\%.$$

Расчетное сопротивление армированной кладки столба осевому сжатию согласно п. 430 [5] при растворе марки 50

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = 2,2 + \frac{2 \cdot 0,139 \cdot 249}{100} = 2,89 \text{ МПа},$$

$$R_{sk} = 2,89 \text{ МПа} < 2,0R = 2 \cdot 2,2 = 4,4 \text{ МПа}.$$

Упругая характеристика кладки с сетчатой арматурой по п. 3.20 [7]

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sk,u}} = \alpha \frac{kR}{kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100}} = 1000 \frac{2 \cdot 2,2}{2 \cdot 2,2 + \frac{2 \cdot 0,139 \cdot 300}{100}} = 841.$$

Коэффициент продольного изгиба армированного столба по табл. 18 [7] при $\lambda^h = 3,39$ и $\alpha_{sh} = 841$, $\varphi = 1,0$.

Несущая способность армированного кирпичного столба

$$N = m_g \varphi R_{sk} A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,89 \cdot 910^2 = 2393209 \text{ Н} = 2393,2 \text{ кН} > 2174,5 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность кирпичного столба армированного сетками, достаточна.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. *СНиП 52-01-2003*. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / ГУП «НИИЖБ» Госстроя России. – М., 2004. – 24 с.
2. *СП 52-101-2003*. Свод правил по проектированию и строительству Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ» Госстроя России. – М., 2004. – 53 с.
3. *Пособие* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101 – 2003) / ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. – М., 2005. – 210 с.
4. *Пособие* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 - 84) / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М., 1989. – 192 с.
5. *Руководство* по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М.: Стройиздат, 1978. 174 с.
6. *Руководство* по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1975. 192 с.
7. *СНиП II-22–81*. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1983. – 38 с.
8. *Пособие* по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22 – 81) / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1989. – 150 с.
9. *Байков И. Н.* Железобетонные конструкции / Байков И. Н., Сигалов Э.Е. – М.: Стройиздат, 1985. – 783 с.
10. *Еременок П.Л., Еременок И.П.* Каменные и армокаменные конструкции. Киев: Вища школа, 1981. 223 с.
11. *Железобетонные конструкции*. Учебное пособие к курсовому проекту № 1 / Елисеев В.И. и др. – СПб.: СПбГАСУ, 1992. – 80 с.
12. *Проектирование* сборных железобетонных перекрытий и каменных конструкций: Метод. указ. к выполнению курсового проекта № 1 / Елисеев В.И., Веселов А.А. – Л.: ЛИСИ, 1989. – 37 с.
13. *Проектирование* монолитного железобетонного перекрытия и каменных конструкций: Метод. указ. к выполнению курсового проекта № 1 / Елисеев В.И. – Л.: ЛИСИ, 1983. – 24 с.
14. *Кувалдин Ф.Н.* Примеры расчета железобетонных конструкций зданий / Кувалдин Ф.Н., Клевцова Г.С. – М.: Стройиздат, 1986. – 288 с.
15. *Мандриков А.П.* Примеры расчета железобетонных конструкций / Мандриков А.П. – М.: Стройиздат, 1989. – 506 с.
16. *Каменные и армокаменные конструкции*. Примеры расчета / Под ред. Ф.В. Полякова. – Киев: Вища школа, 1980. – 142 с.
17. *Перечень* физических величин, подлежащих применению в строительстве. СН 528 – 80. – М., 1981.

18. СП 20.13330.2011. Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07 – 85*/ ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 2011. – 76 с.

19. *Бедов А.И.* Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций / Бедов А.И., Габитов А.И. – М.: Издательство АСВ, 2006. – 566 с.

ξ	η	α_m	ξ	η	α_m	ξ	η	α_m
0,01	0,995	0,01	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,02	0,99	0,02	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,03	0,985	0,03	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,04	0,98	0,039	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,05	0,975	0,048	0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,06	0,97	0,058	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,07	0,965	0,067	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,08	0,96	0,077	0,36	0,82	0,295	0,60	0,70	0,420
0,09	0,955	0,085	0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,10	0,95	0,095	0,38	0,81	0,309	0,62	0,69	0,428
0,11	0,945	0,104	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,12	0,94	0,113	0,40	0,8	0,320	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,121	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,14	0,93	0,130	0,42	0,79	0,332	0,66	0,672	0,442
0,15	0,925	0,139	0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,16	0,92	,147	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,17	0,915	0,155	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,18	0,91	0,164	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,19	0,905	0,172	0,47	0,765	0,359			
0,20	0,90	0,180	0,48	0,76	0,365			
0,21	0,895	0,188	0,49	0,755	0,370			
0,22	0,89	0,196	0,50	0,75	0,375			
0,23	0,885	0,203	0,51	0,745	0,380			
0,24	0,88	0,211	0,52	0,74	0,385			
0,25	0,875	0,219						
0,26	0,87	0,226						
0,27	0,865	0,236						
0,28	0,86	0,246						

Приложение 2

Значения коэффициентов β для определения ординат отрицательных моментов во втором и третьем пролетах в зависимости от отношения временной и постоянной нагрузок v/g

β \ v/g	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Во втором пролете	-0,01	-0,02	-0,026	-0,03	-0,033	-0,035	-0,037	-0,038	-0,039	-0,04
В третьем пролете	-0,003	-0,013	-0,019	-0,023	-0,025	-0,028	-0,029	-0,030	-0,032	-0,033

Приложение 3

μ' f	Коэффициенты ϕ_1 при значениях $\mu\alpha_{s1}$, равных											
	$\leq 0,07$	0,10	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	0,60	0,55	0,49	0,45	0,38	0,34	0,30	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20
0,2	0,69	0,65	0,59	0,55	0,48	0,43	0,39	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
0,4	0,73	0,69	0,65	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33
0,6	0,75	0,72	0,68	0,65	0,59	0,55	0,51	0,47	0,45	0,42	0,40	0,38
0,8	0,76	0,74	0,71	0,69	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42
1,0	0,77	0,75	0,72	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,52	0,49	0,47	0,45

$$\mu_s \alpha_{s1} = \frac{A_s \cdot \alpha_{s1}}{bh_0}; \mu_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} + \frac{A'_s}{b \cdot h_0} \alpha_{s1};$$

при продолжительном действии нагрузок $\alpha_{s1} = \frac{560}{R_{b,ser}}$,

при непродолжительном действии нагрузок $\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}}$.

Коэффици- циенты		Коэффициенты φ_2 при значениях $\mu\alpha_{s1}$													
μ_f	μ'_f	$\leq 0,07$	0,07-0,1	0,1-0,2	0,2-0,4	0,4-0,6	0,6-0,8	0,8-1,0	$\leq 0,07$	0,07-0,1	0,1-0,2	0,2-0,4	0,4-0,6	0,6-0,8	0,8-1,0
0,0	0,0	0,16	0,16	0,16	0,17	0,17	0,17	0,17	0,15	0,14	0,14	0,13	0,13	0,10	0,12
0,0	0,2	0,20	0,20	0,20	0,21	0,22	0,23	0,23	0,18	0,18	0,18	0,17	0,17	0,17	0,16
0,0	0,4	0,22	0,23	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,20	0,20
0,0	0,6	0,24	0,25	0,25	0,27	0,29	0,31	0,32	0,23	0,23	0,23	0,23	0,24	0,24	0,24
0,0	0,8	0,25	0,26	0,27	0,29	0,32	0,34	0,36	0,24	0,24	0,25	0,25	0,26	0,27	0,27
0,0	1,0	0,26	0,27	0,28	0,30	0,34	0,37	0,39	0,23	0,26	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
0,2	0,0	0,24	0,23	0,23	0,22	0,21	0,21	0,20	0,20	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14
0,4	0,0	–	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	–	0,27	0,26	0,22	0,19	0,18	0,17
0,6	0,0	–	0,38	0,36	0,33	0,30	0,28	0,27	–	0,34	0,31	0,27	0,23	0,20	0,19
0,8	0,0	–	–	0,43	0,38	0,35	0,32	0,30	–	–	0,37	0,31	0,26	0,23	0,21
1,0	0,0	–	–	0,50	0,44	0,39	0,36	0,30	–	–	0,44	0,36	0,30	0,26	0,23
0,2	0,2	0,29	0,28	0,28	0,28	0,27	0,27	0,27	0,27	0,14	0,25	0,23	0,21	0,20	0,19
0,4	0,4	–	0,41	0,40	0,39	0,39	0,38	0,38	–	0,26	0,36	0,33	0,31	0,29	0,28
0,6	0,6	–	–	0,53	0,52	0,51	0,50	0,49	–	0,38	0,48	0,44	0,41	0,38	0,37
0,8	0,8	–	–	0,66	0,64	0,63	0,62	0,61	–	–	0,61	0,56	0,51	0,48	0,46
1,0	1,0	–	–	–	0,77	0,75	0,79	0,73	–	–	–	0,68	0,63	0,59	0,50
непродолжительное действие нагрузки									продолжительное действие нагрузки						

$$\mu_s \alpha_{s1} = \frac{A_s \cdot \alpha_{s1}}{bh_0}; \mu'_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} + \frac{A'_s}{b \cdot h_0} \alpha_{s1}; \mu_f = \frac{(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot h_0};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}}$$

Сортамент стержневой и проволочной арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади арматуры, мм ² , при числе стержней									Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63	0,056
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176	0,154
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222
8	50,3	101	151	201	251	301	352	462	453	0,396
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2291	2661	3041	3421	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,83
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,87

$\frac{N_\ell}{N}$	Коэффициент φ_{sb} при l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
А. При $\alpha = \alpha' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней (см. эскиз) или площади сечения этих стержней менее $A_{s, tot} / 3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
1	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74
Б. При $0,25h > \alpha = \alpha' \geq 0,15h$ или при площади промежуточных стержней (см. эскиз), равной или более $A_{s, tot} / 3$ независимо от α								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,77	0,70	0,62
				<p>Обозначения, принятые в табл.</p> <p>N_ℓ – продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок</p> <p>N – продольная сила от действия всех нагрузок</p> $\alpha_s = \frac{R_s A_{s, tot}}{R_b A};$ <p>$A_{s, tot}$ – площадь сечения всей арматуры в сечении;</p> <p>При $\alpha_s > 0,5$ можно принимать $\varphi = \varphi_{sb}$</p>				

$\frac{N_\ell}{N}$	Коэффициент φ_b при l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
1	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60

Исходные данные к заданию

Длина – L , м ; ширина – B , м ; высота этажей здания – h , м.

Данные, м	Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра зачетной книжки									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
L	1	39,3	35,0	35,7	35,5	36,0	36,6	37,0	37,2	37,8	39,6
B		25,0	25,5	25,6	25,8	26,0	26,4	26,6	24,0	19,8	22,0
h		4,2	4,5	3,9	4,0	4,1	4,6	4,4	4,3	3,8	3,9
L	2	36,9	34,2	34,8	35,0	34,5	31,0	31,5	32,0	32,5	36,0
B		20,7	26,5	22,5	26,0	25,5	25,8	26,2	24,0	23,6	20,4
h		4,1	4,4	4,0	4,2	4,5	4,3	4,7	4,6	3,9	3,8
L	3	38,5	39,0	40,2	33,0	33,6	33,2	34,6	31,6	35,4	37,8
B		24,2	26,0	20,8	23,0	23,2	23,6	24,8	23,2	21,0	23,8
h		4,0	4,6	4,3	4,1	4,2	4,1	4,4	4,5	3,9	4,0
L	4	34,6	32,5	35,7	31,5	35,4	39,3	34,5	33,6	37,1	36,0
B		24,6	25,5	26,4	23,5	26,2	22,8	20,7	24,0	24,5	24,8
h		3,8	4,2	3,9	4,5	4,3	4,1	4,0	4,2	4,1	4,0
L	5	34,5	39,0	38,4	37,8	37,2	36,6	36,0	35,2	34,8	35,0
B		24,5	24,6	22,4	24,0	19,5	26,2	26,0	24,8	24,2	25,0
h		3,9	4,5	3,8	4,2	4,0	4,3	4,4	3,9	3,8	4,2
L	6	32,5	33,0	35,5	39,6	35,0	36,6	34,8	39,0	34,2	38,5
B		24,0	22,0	23,8	19,2	24,5	30,0	27,0	24,5	24,6	24,5
h		3,8	4,0	4,5	4,6	4,7	4,2	4,0	4,1	3,9	3,8
L	7	33,6	34,5	37,8	39,3	32,0	31,8	32,6	37,0	40,8	35,7
B		24,5	24,0	23,4	25,0	20,8	25,8	26,8	25,0	26,2	27,0
h		3,7	4,5	4,0	4,2	4,3	4,1	4,6	4,3	4,2	4,5
L	8	31,0	36,0	38,0	37,2	37,8	36,9	35,6	36,0	34,0	38,5
B		26,2	24,8	23,8	21,2	26,7	23,0	25,2	25,4	25,5	26,0
h		4,1	4,6	4,3	3,9	3,8	3,7	4,0	4,2	4,5	4,7
L	9	32,5	40,6	41,3	40,2	33,6	31,8	35,4	39,3	38,4	32,0
B		27,3	23,5	21,6	24,5	22,4	22,8	24,0	23,2	23,0	26,0
h		4,5	4,3	4,0	4,1	3,9	3,8	4,2	4,6	4,7	3,7
L	0	31,8	34,2	31,8	29,0	29,5	30,5	31,5	32,0	32,5	32,4
B		25,8	26,5	26,0	26,8	24,5	23,6	26,2	20,4	19,8	26,4
h		3,7	3,9	4,5	4,1	4,6	4,7	4,3	3,8	4,6	4,5

Исходные данные к заданию
Временная нормативная нагрузка и расчетное давление на грунт основания

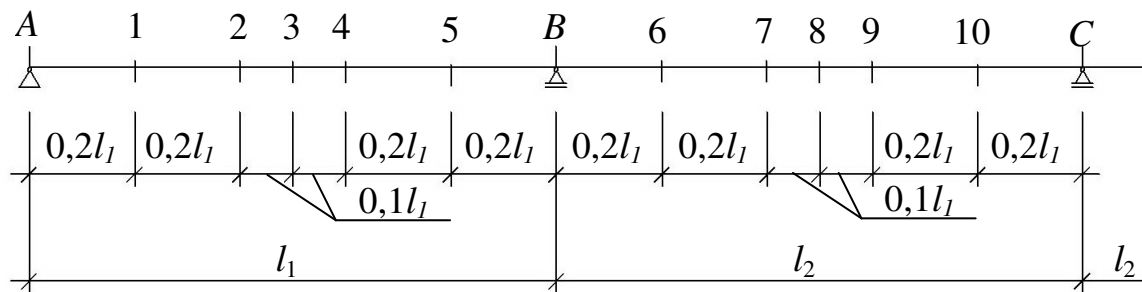
кН/м ² , МПа	Предп осл. цифра шиф ра	Последняя цифра шифра зачетной книжки									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
v_n R	1	7 0,2	12 0,25	11 0,3	9 0,25	6 0,2	11 0,35	13 0,3	8 0,2	9 0,25	11 0,3
v_n R	2	10 0,25	11 0,3	7 0,2	9 0,2	6 0,2	9 0,25	10 0,25	8 0,2	12 0,3	7 0,2
v_n R	3	11 0,3	13 0,35	7 0,2	10 0,25	14 0,4	9 0,3	6 0,2	8 0,2	14 0,35	11 0,3
v_n R	4	11 0,3	9 0,25	11 0,35	9 0,25	6 0,2	13 0,4	8 0,25	7 0,2	6 0,2	8 0,25
v_n R	5	10 0,25	6 0,2	7 0,2	11 0,3	8 0,3	12 0,3	7 0,2	9 0,25	11 0,3	12 0,35
v_n R	6	9 0,25	11 0,4	8 0,2	10 0,3	7 0,2	10 0,35	12 0,35	13 0,3	11 0,35	15 0,4
v_n R	7	8 0,2	11 0,35	7 0,2	13 0,35	11 0,4	13 0,4	10 0,3	9 0,25	8 0,2	9 0,25
v_n R	8	9 0,25	6 0,2	10 0,3	11 0,35	10 0,3	10 0,3	8 0,25	7 0,2	9 0,25	13 0,35
v_n R	9	11 0,3	9 0,25	12 0,35	8 0,2	10 0,3	12 0,3	9 0,25	7 0,2	6 0,2	15 0,4
v_n R	0	9 0,25	7 0,2	8 0,2	11 0,3	6 0,2	12 0,35	14 0,4	13 0,4	10 0,35	9 0,25

Временная нагрузка определяется путем сложения соответствующей цифры таблицы (согласно номеру зачетной книжки) и последней цифры учебного года.

Пример: учебный год 2013, номер варианта 15. Временная нагрузка составит $6+3=9$ кН/м².

№	Схемы загрузки	Коэффициенты $\times 10^{-3}$																	
			M_A	В крайних пролетах					M_B	В средних пролетах					M_C	Q_A	Q_B^I	Q_B^{II}	Q_C^I
				M_1	M_2	M_3	M_4	M_5		M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}					
1		α	0	58,6	77,1	71,4	55,7	-5,7	-107,1	-20	27,1	35,7	34,3	14,3	-71,4	393	-607	536	464
2		β	0	69,3	98,6	98,2	87,9	37,1	-53,6	-50	-46,4	-44,6	-42,9	-39,3	-35,7	446	-554	18	18
3		β	0	55,9	71,8	64,7	47,7	-16,4	-120,5	-20	40,5	55,8	61,1	41,6	-17,9	379	621	603	397
4		β	0	-7,1	-14,3	-17,9	-21,4	-28,6	-35,7	30	55,7	53,6	41,4	-12,9	-107,7	-36	-36	428	-572
5		β	0	-10,7	-21,4	-26,8	-32,1	-42,9	-53,6	30	73,6	80,4	77,1	40,7	-35,7	-54	-54	518	-482
Коэффициенты $\times 10^{-3}$																			
1		α	0	58,5	77,1	71,3	55,6	-5,8	-100	-12,8	27,2	32,2	27,2	-12,8	-100	392	-608	500	-500
2		β	0	70,4	101	101	91,3	41,7	-44,5	-41,4	-41,4	-41,4	-41,4	-41,4	-44,5	452	-548	0	0
3		β	0	-11,9	-23,8	-29,8	-35,8	-47,7	-55,3	28,6	68,6	73,6	68,6	28,6	-55,3	-59,5	-59,5	500	-500
4		β	0	55,2	70,4	63	45,6	-19,2	-115,2	-13,2	40,8	52,9	54,9	29	-39,8	376	-624	570	-430

Для определения M_B при $l_1 \neq l_2$ и $l_1 \geq 0,9l_2$ принимается $l = 0,5(l_1 + l_2)$



Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	3
Глава 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ	5
1.1. Разбивка балочной клетки	5
1.2. Расчет плиты перекрытия	6
<i>Статический расчет</i>	9
<i>Определение толщины плиты</i>	10
<i>Расчет продольной арматуры в плите</i>	11
1.3. Расчет второстепенной балки Б-1	15
<i>Статический расчет</i>	16
<i>Определение размеров сечения второстепенной балки</i>	18
<i>Расчет продольной рабочей арматуры</i>	19
<i>Расчет балки на действие поперечных сил у опоры А</i>	21
<i>Расчет балки на действие поперечных сил у опор В и С</i>	26
<i>Расчет ширины раскрытия наклонных трещин</i>	29
<i>Определение ширины раскрытия нормальных трещин</i>	29
Глава 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ	29
2.1. Составление разбивочной схемы	29
2.2. Расчет плиты П-1	32
<i>Расчет полки плиты</i>	32
<i>Расчет промежуточного поперечного ребра</i>	35
<i>Расчет продольного ребра</i>	39
2.3. Расчет неразрезного ригеля	51
<i>Статический расчет ригеля</i>	52
<i>Определение размеров поперечного сечения ригеля</i>	61
<i>Расчет продольной арматуры</i>	62
<i>Расчет по наклонным сечениям</i>	63
<i>Определение мест обрыва стержней продольной арматуры</i>	78
2.4. Расчет разрезного ригеля	85
<i>Статический расчет</i>	85
<i>Определение размеров поперечного сечения ригеля</i>	87
<i>Расчет прочности нормальных сечений</i>	87
<i>Расчет ригеля на действие поперечных сил</i>	88
2.5. Расчет колонны – 1	92
<i>Статический расчет</i>	93
<i>Расчет продольной арматуры</i>	95
<i>Расчет консоли колонны</i>	96

2.6. Расчет колонны - 2	101
<i>Статический расчет</i>	101
<i>Расчет продольной арматуры</i>	103
<i>Расчет консоли колонны</i>	104
2.7. Расчет фундамента под сборную колонну	108
<i>Определение высоты фундамента</i>	109
<i>Проверка прочности нижней ступени против продавливания</i> ...	111
<i>Расчет плиты фундамента на изгиб</i>	111
Глава 3. РАСЧЕТ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	112
<i>Расчет прочности кирпичной кладки в простенке</i>	112
<i>Расчет центрального сжатого кирпичного столба (колонны)</i>	119
РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА	123
Приложение 1	125
Приложение 2	126
Приложение 3	126
Приложение 4	127
Приложение 5	128
Приложение 6	129
Приложение 7	129
Приложение 8	130
Приложение 9	131
Приложение 10	132
Приложение 11.....	133
Оглавление	133

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЧЕТЫРЕХ ЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Составители: **Веселов** Анатолий Александрович
Жуков Владимир Иванович
Новожилова Наталья Сергеевна
Хегай Алексей Олегович

Учебное пособие

Редактор О.Д. Камнева
Корректор
Компьютерная верстка И.А. Яблоковой

Подписано к печати 2018. Формат 60×84 1/16. Бум. офсет.
Усл.-печ. л. Тираж 1000 экз. Заказ. «С»
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4.
Отпечатано на ризографе. 190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 5.