

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительной механики,
геотехники и строительных конструкций

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА И ФУНДАМЕНТОВ
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ
ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
в сфере высшего образования Республики Беларусь
по образованию в области строительства и архитектуры
для студентов специальности 7-07-0732-01
«Строительство зданий и сооружений» в качестве
учебно-методического пособия*

Гомель 2024

УДК 624.012.35.001.63(075.8)
ББК 38.53
Т16

Р е ц е н з е н т ы:

кафедра строительных конструкций Брестского государственного
технического университета (проректор по научной работе –
канд. техн. наук, доцент *Н. Н. Шалобыта*,
зав. кафедрой – канд. техн. наук, доцент *А. Б. Шурин*);
главный конструктор строительного отдела
ОАО «Институт Гомельагропромпроект» *К. Н. Мельниченко*

Талецкий, В. В.

Т16 Проектирование конструкций каркаса и фундаментов одноэтажно-
го промышленного здания из сборного железобетона : учеб.-метод.
пособие / В. В. Талецкий ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Бе-
ларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2024. – 123 с.
ISBN 978-985-891-150-8

Содержит компоновку конструктивной схемы здания, статический расчет рамы, расчет и конструирование колонн, стропильной балки, плиты покрытия и фундаментов. Для определения усилий в колоннах приведены алгоритмы, позволяющие выполнять расчет на персональном компьютере в программе Excel, что значительно сокращает вычислительную работу. Приведена последовательность расчета: предварительно напряженной двускатной решетчатой балки покрытия, предварительно напряженной ребристой плиты покрытия и внецентренно нагруженного фундамента. Даны краткие указания по конструированию этих элементов.

Предназначено для выполнения курсового проекта № 2 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» студентами специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений», может быть полезно при дипломном проектировании и в проектной практике.

УДК 624.012.35.001.63(075.8)
ББК 38.53

ISBN 978-985-891-150-8

© Талецкий В. В., 2024
© Оформление. БелГУТ, 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
1 Конструктивные схемы зданий	8
2 Компоновка конструктивной схемы здания	10
2.1 Выбор сетки колонн и размеров здания по высоте.....	10
2.2 Компоновка покрытия.....	12
2.3 Разбивка здания на температурные блоки.....	14
2.4 Обеспечение пространственной жесткости каркаса.....	14
3 Расчет поперечных рам. Определение усилий в сечениях стоек каркаса	17
3.1 Однопролетная рама с мостовыми кранами.....	18
3.1.1 Расчетная схема.....	18
3.1.2 Воздействия и нагрузки.....	18
3.1.3 Постоянные нагрузки.....	19
3.1.4 Переменные нагрузки.....	20
3.1.5 Конструктивная схема стоек. Исходные данные для расчета.....	23
3.2 Многопролетная одноэтажная рама с подвесными кранами.....	27
3.2.1 Расчетная схема.....	27
3.2.2 Постоянные нагрузки.....	27
3.2.3 Переменные нагрузки.....	27
3.2.4 Конструктивная схема стоек. Исходные данные для расчета.....	29
4 Подбор арматуры в колоннах и проверка их прочности	32
4.1 Расчетные уравнения и формулы.....	32
4.2 Подбор арматуры и проверка прочности сечений колонны.....	40
4.2.1 Подбор несимметричной арматуры.....	40
4.2.2 Подбор симметричной арматуры.....	47
5 Расчет решетчатой двускатной балки	51
5.1 Исходные данные.....	51
5.2 Расчет балки по нормальным сечениям.....	54
5.3 Геометрические характеристики расчетных сечений.....	57
5.4 Предварительные напряжения и потери напряжений в напрягаемой арматуре.....	57
5.5 Расчет прочности сечений на действие поперечных сил.....	62
5.6 Расчет прочности балки в стадии изготовления и монтажа.....	67
5.7 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии изготовления и монтажа.....	68
5.8 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии эксплуатации.....	70
5.9 Расчет по деформациям.....	73
6 Расчет железобетонной ребристой плиты покрытия	76
6.1 Исходные данные.....	76
6.2 Расчет полки.....	79
6.3 Расчет поперечного ребра.....	80
6.4 Расчет продольного ребра в стадии эксплуатации.....	82
6.4.1 Определение площади сечения продольной арматуры.....	82
6.4.2 Геометрические характеристики расчетного сечения.....	84
6.4.3 Предварительные напряжения и потери напряжений в напрягаемой арматуре.....	85
6.4.4 Расчет прочности сечений на действие поперечных сил.....	89

6.5 Расчет прочности плиты в стадии изготовления и монтажа.....	90
6.6 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии изготовления и монтажа.....	92
6.7 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии эксплуатации.....	93
6.8 Расчет плиты по деформациям.....	95
7 Расчет внецентренно нагруженных фундаментов.....	97
7.1 Общие сведения.....	97
7.2 Определение размеров подошвы.....	98
7.3 Расчет тела фундамента.....	99
7.3.1 Определение высоты.....	99
7.3.2 Расчет на раскалывание.....	102
7.3.3 Расчет арматуры.....	102
7.4 Пример расчета фундамента.....	104
Приложения	
А Нагрузки от снега и ветра.....	111
Б Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т (ГОСТ 25711–83).....	113
В Краны мостовые однобалочные подвесные (ГОСТ 7890–93).....	114
Г Рельсы крановые (ГОСТ 4121–96).....	115
Д Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий.....	116
Е Характеристики бетона и арматуры.....	119
Ж Сортамент ненапрягаемой арматуры.....	121
И Сортамент напрягаемой арматуры.....	122
Список литературы.....	123

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект № 2 «Одноэтажное промышленное здание из сборного железобетона» по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» включает проектирование и расчет несущих конструкций одноэтажного промышленного здания: статический расчет поперечной рамы каркаса, состоящей из стоек (колонн) и ригеля (стропильной балки), расчет и конструирование внецентренно нагруженных колонны, фундамента и предварительно напряженного элемента (стропильной балки или плиты покрытия).

Цель данного пособия – помочь студентам приобрести навыки расчета и конструирования внецентренно нагруженных и предварительно напряженных железобетонных элементов.

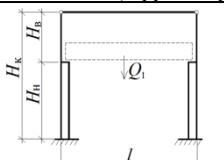
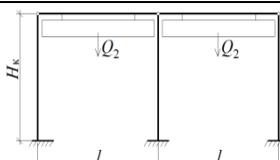
Пособие содержит компоновку конструктивной схемы здания, статический расчет рамы, расчет и конструирование колонн. Для определения усилий в колоннах приведены алгоритмы, позволяющие выполнять расчет на персональном компьютере в программе Excel, что значительно сокращает вычислительную работу.

В пособии также рассмотрены расчет и конструирование предварительно напряженной решетчатой балки, предварительно напряженной плиты покрытия и внецентренно нагруженного фундамента.

Автор выражает благодарность преподавателю кафедры «Строительная механика, геотехника и строительные конструкции» канд. техн. наук, доценту *А. В. Нестерович* за отдельные замечания и рекомендации.

Задание на курсовой проект. Требуется запроектировать основные несущие железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания в сборном варианте: колонну, стропильную балку или плиту покрытия и фундамент.

Исходные данные для выполнения курсового проекта принимаются из таблицы в соответствии с выданным шифром из трех цифр:

Исходные данные	Номер варианта									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>По последней цифре шифра</i>										
1 Схема поперечной рамы										
2 Количество пролетов	1	1	1	1	1	2	2	3	3	3
3 Величина пролета, м	12	18	12	18	18	12	18	12	9	12
4 Шаг колонн, м	6	6	12	12	6	12	6	6	12	6
5 Длина здания, м	96	60	72	48	84	96	84	48	60	42
6 Высота до верха консоли, м	7,2	7,6	6,6	8,0	8,4	–	–	–	–	–
7 Высота до верха колонны, м	–	–	–	–	–	7,2	8,4	9,6	10,8	9,6
<i>По предпоследней цифре шифра</i>										
8 Район строительства, снеговой район, высота над уровнем моря А, м	Минск 2в, 220	Витебск 2а, 150	Брест 1б, 142	Могилев 1в, 193	Гомель 1в, 138	Добруш 3, 125	Мозырь 1в, 152	Полоцк 2а, 129	Гродно 1а, 139	Борисов 2б, 172
9 Базовая скорость ветра, м/сек	23	23	21	23	23	23	21	21	23	21
10 Грузоподъемность мостового крана Q ₁ , т	12	16	8	32	10	32	20	16	32	12
11 Грузоподъемность подвесного крана Q ₂ , т	1	2	5	3	2	1	5	3	5	2
12 Предварительно напряженный элемент	П 1,5	П 3,0	БТ П	БР П	БТ У	БР У	П 1,5	П 3,0	БР У	БТ П
<i>По третьей от конца цифре шифра</i>										
13 Напрягаемая арматура класса	S800	S1200	S1400	S1400	S1200	S800	S1200	S1200	S800	S1400
14 Обычная арматура класса	S500									
15 Поперечная арматура класса	S500	S240	S500	S240	S240	S500	S500	S240	S500	S240
16 Каркасы колонн: а – вязаные; б – сварные	а	б	а	б	а	б	а	б	а	б
17 Условное расчетное сопротивление грунта, кПа	250	350	200	300	200	350	250	300	200	250
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Класс бетона для конструкций принимается на основании условий окружающей среды (класса экспозиции) для обеспечения долговечности конструкции.</p> <p>2 Обозначения предварительно-напряженных элементов: П – плиты покрытия с указанием ширины, м; Б – балки (Т – тавровые, Р – решетчатые, П – постоянной высоты, У – двускатные).</p>										

Состав курсового проекта. Материалы проекта представляются в виде пояснительной записки, содержащей выполненные расчеты, и графической части из трех листов чертежей формата А2 (420×594 мм).

Примерное содержание пояснительной записки

Оглавление

Введение. Во введении дается краткое описание принятых в проекте конструктивных решений, характеристика выбранных элементов и узлов их сопряжения. Например, в соответствии с заданием (шифр ...) запроектированы основные несущие конструкции одноэтажного промышленного здания. Здание прямоугольное в плане с размерами в осях 18×84 м. Здание однопролетное с мостовыми кранами грузоподъемностью 32 т. Пролет здания – 18,0 м, шаг колонн – 6,0 м. Высота здания до низа стропильных конструкций – 12,0 м. Здание запроектировано в полном каркасе. Здание разбито на два температурных блока длиной 42 м каждый. Для обеспечения жесткости здания в продольном направлении в серединах температурных блоков установлены вертикальные связи. Фундаменты монолитные железобетонные плитные со стаканами для сопряжения с колоннами. Глубина заложения фундаментов – 1,8 м, размеры подошвы – 2,7×3,6 м. Колонны сборные железобетонные сплошные ступенчатые. Поперечное сечение верхней части колонны – $b_v \times h_v = 0,5 \times 0,6$ м, нижней части колонны – $b_n \times h_n = 0,5 \times 0,8$ м. Стропильная балка сборная железобетонная двускатная, двутаврового поперечного сечения, пролетом 18,0 м. Плиты покрытия сборные железобетонные ребристые шириной 3,0 м, пролетом 6,0 м. Стеновые панели навесные для отапливаемых зданий из легкого бетона толщиной 250 мм, номинальной длиной 6,0 м. Нижние стеновые панели опираются на фундаментные балки. Для крепления стеновых панелей по торцам здания установлены фахверковые колонны.

1 Расчет стоек

- 1.1 Конструктивная и расчетная схемы поперечной рамы
- 1.2 Подсчет действующих нагрузок
- 1.3 Статический расчет поперечной рамы
- 1.4 Определение основных сочетаний усилий в расчетных сечениях
- 1.5 Подбор сечения арматуры

2 Расчет предварительно напряженного элемента

- 2.1 Расчетная схема, действующие нагрузки и характеристики материалов
- 2.2 Расчет продольной арматуры
- 2.3 Геометрические характеристики расчетного сечения
- 2.4 Предварительные напряжения и потери напряжений в напрягаемой арматуре
- 2.5 Расчет поперечной арматуры
- 2.6 Расчет на монтажные нагрузки
- 2.7 Расчет по образованию и раскрытию трещин
- 2.8 Расчет по деформациям

3 Расчет внецентренно нагруженного фундамента

3.1 Подбор размеров подошвы

3.2 Расчет тела фундамента

3.2.1 Расчет высоты фундамента и его ступеней

3.2.2 Расчет на раскалывание

3.2.3 Расчет арматуры

Список литературы

Кроме расчетов в пояснительной записке должны быть поясняющие чертежи и расчетные схемы.

В графической части проекта на листах должны быть размещены:

– 1-й лист. Схемы расположения фундаментов, колонн с вертикальными связями, ригелей (стропильных балок или ферм), плит покрытия, подкрановых балок и стеновых панелей. Поперечный разрез и монтажный узел сопряжения стропильной конструкции с колонной. Все конструктивные элементы маркируются, и приводится их спецификация;

– 2-й лист. Опалубочные и арматурно-опалубочные чертежи колонны и фундамента. Чертежи арматурных изделий, закладных деталей, спецификация арматуры и ведомость расхода стали на приведенные элементы;

– 3-й лист. Опалубочные и арматурно-опалубочные чертежи преднапряженного элемента. Сечения. Чертежи арматурных изделий, закладных деталей, спецификация арматуры и ведомость расхода стали.

1 КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ЗДАНИЙ

Современные одноэтажные промышленные здания проектируются, как правило, по каркасной схеме из сборного железобетона. Каркас состоит из колонн, заделанных в фундамент, конструкций покрытия и подкрановых балок.

Пространственный каркас здания (рисунок 1.1, *а*) условно разделяют на поперечные и продольные рамы, каждая из которых воспринимает вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Основным элементом каркаса является поперечная рама (рисунок 1.1, *б*), состоящая из колонн, жестко защемленных в фундаменты и соединенных между собой ригелем. Ригели соединяются с колоннами шарнирно. Поперечная рама воспринимает постоянное воздействие от собственного веса конструкций (покрытия, стеновых панелей, колонн, подкрановых балок), переменное воздействие от снега, ветра, мостовых или подвесных кранов и обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении.

В продольную раму включается один ряд колонн в пределах температурного блока. В продольном направлении колонны связаны шарнирно подкрановыми балками (при наличии мостовых кранов), распорками, вертикальными связями и плитами покрытия (рисунок 1.1, *в*). Продольная рама обеспечивает жесткость здания в продольном направлении и воспринимает горизонтальные воздействия от торможения кранов и ветра при направлении в торец здания.

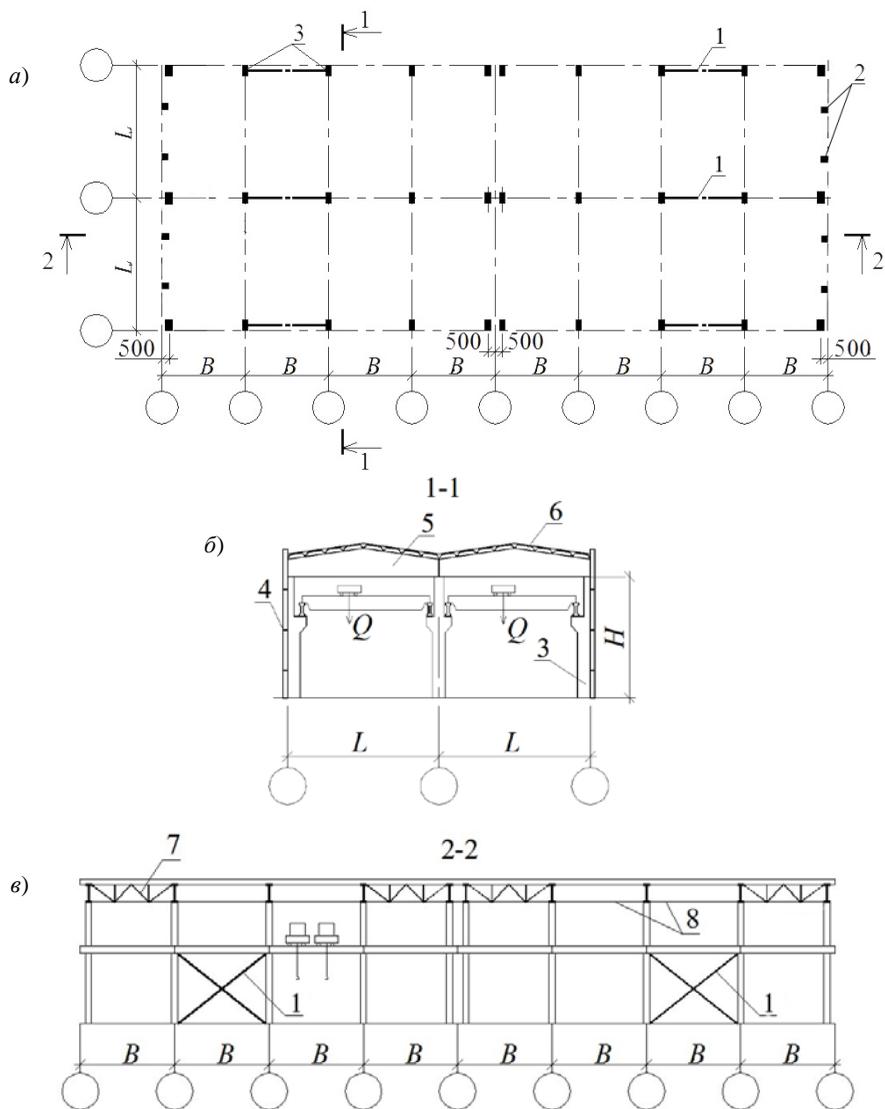


Рисунок 1.1 – Конструктивная схема одноэтажного промышленного здания и система связей: 1 – вертикальные связи по колоннам; 2 – стойки торцевого фанверка; 3 – колонны; 4 – стеновые панели; 5 – стропильные конструкции; 6 – плиты покрытия; 7 – вертикальные связи на опорах стропильных конструкций (устанавливаются при высоте опор более 0,9 м); 8 – распорки по верху колонн

К элементам каркаса относятся также фахверковые колонны, воспринимающие вертикальное воздействие от собственного веса и веса стеновых панелей и горизонтальное воздействие от ветра.

2 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

При компоновке конструктивной схемы здания:

- выбирают сетку колонн и размеры здания по высоте;
- выполняют компоновку покрытия;
- разбивают здания на температурные блоки;
- выбирают схему связей, обеспечивающих пространственную жесткость здания.

2.1 Выбор сетки колонн и размеров здания по высоте

Для сокращения количества типоразмеров конструкций установлены единые унифицированные сетки колонн $L \times B$ (пролет \times шаг). Для зданий без мостовых кранов: 12×6 , 18×12 , 24×12 при высотах здания $H = 3,6 \dots 14,4$ м через 1,2 м. Для зданий с мостовыми кранами: 18×12 , 24×12 , 30×12 при $H = 8,4 \dots 18,0$ м через 1,2 м. Сетка колонн всегда увязывается с технологией производственного процесса. Поэтому если в зданиях имеется подвесной транспорт, воздуховоды, подвесные потолки и т. п., то более экономичным может оказаться шаг колонн или ригелей 6 м.

В целях обеспечения типизации элементов каркаса приняты следующие привязки колонн к продольным и поперечным разбивочным осям.

Привязка колонн крайних рядов к продольным осям (рисунок 2.1):

– нулевая привязка (см. рисунок 2.1, а). В зданиях без мостовых кранов и в зданиях с мостовыми кранами при шаге колонн $B = 6$ м, высоте $H \leq 16,2$ м и грузоподъемности крана $Q \leq 30$ т;

– привязка «250» (см. рисунок 2.1, б). При $B = 6$ м, $Q > 30$ т, $H > 16,2$ м и во всех случаях при $B \geq 12$ м.

Привязка к продольным осям колонн средних рядов осевая. Привязка колонн к поперечным осям тоже осевая, за исключением колонн в торцах здания и у температурного шва, оси которых смещены от разбивочных осей на 500 мм (см. рисунок 2.1, в).

Высота здания определяется технологическими условиями и назначается исходя из заданной отметки верха кранового рельса (см. рисунок 2.1, г). Высоту верхней части колонны можно определить по формуле

$$H_{\text{в}} = h_{\text{п.б}} + h_{\text{р}} + H_{\text{кр}} + a_2,$$

где $h_{\text{п.б}}$ – высота подкрановой балки; $h_{\text{р}}$ – высота рельса; $H_{\text{кр}}$ – высота мостового крана; a_2 – зазор между краном и ригелем, $a_2 \geq 0,1$ м.

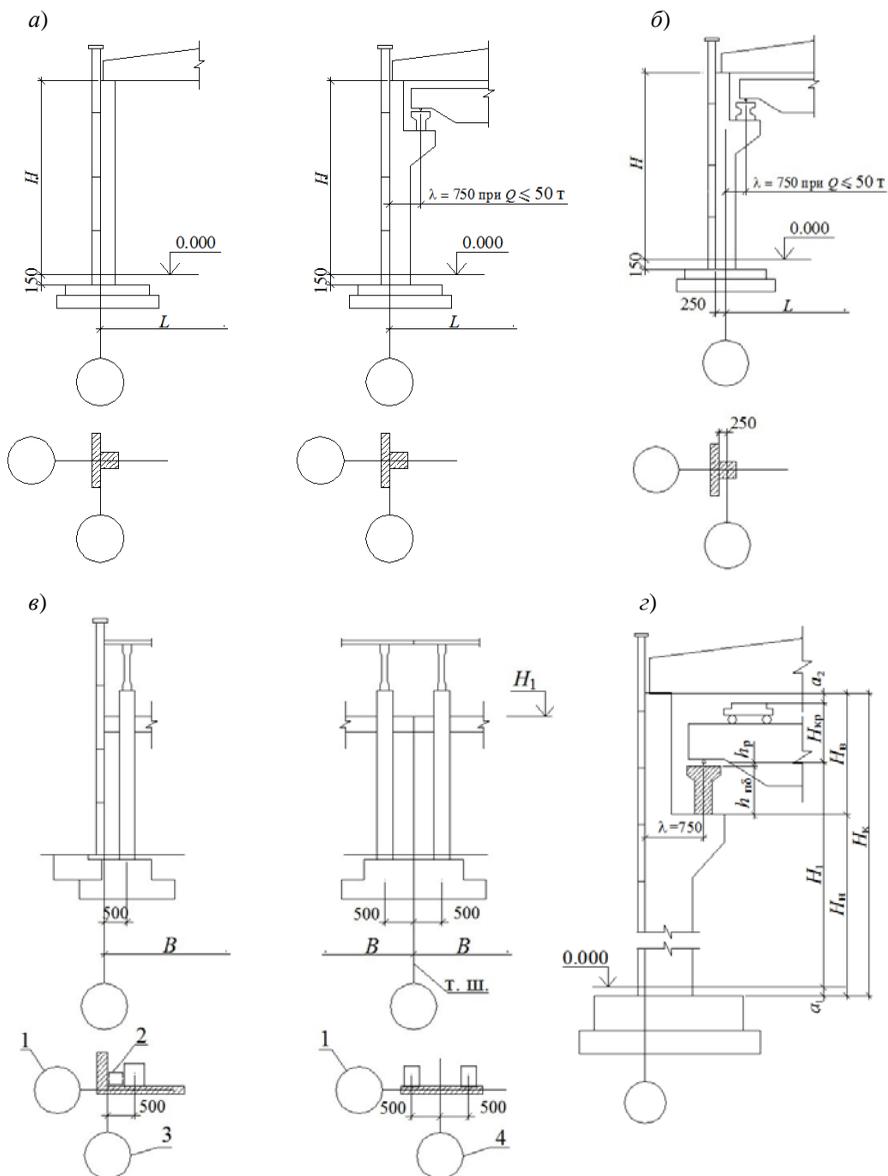


Рисунок 2.1 – Привязки колонн к координационным осям (а–в) и определение размеров колонны по высоте (г):
 1 – ось продольного ряда; 2 – стойка фахверка; 3 – ось поперечного ряда в торце здания;
 4 – ось поперечного ряда температурного шва

Высота нижней части колонны

$$H_n = H_1 - h_p - h_{п.б} + a_1,$$

где H_1 – размер от уровня чистого пола до верха (головки) кранового рельса; a_1 – расстояние от пола до обреза фундамента, $a_1 \geq 0,15$ м.

Полная высота колонны $H_k = H_n + H_b$.

Высота здания (расстояние от уровня чистого пола до низа ригеля) $H = H_k - a_1$ и принимается кратной модулю 600 мм.

При наличии подстропильных конструкций высота верхней части колонн уменьшается на 600 мм.

2.2 Компонровка покрытия

Плоские покрытия выполняют по двум схемам: прогонной и беспрогонной.

При прогонной схеме прогоны прямоугольного или таврового сечения крепят к ригелям, а по ним укладывают железобетонные плиты пролетом 1,5–3,0 м. Такая схема трудоемка и применяется при реконструкции или малых объемах работ.

По беспрогонной схеме плиты покрытия укладывают по ригелям поперечных рам и крепят с помощью сварки закладных деталей. Приварку каждой плиты к ригелю производят в трех точках, швы между плитами замоноличивают бетоном.

В решении покрытия по беспрогонной схеме возможно поперечное и продольное расположения ригелей. При поперечном расположении ригелей покрытие может быть запроектировано:

- без подстропильных конструкций (рисунок 2.2, а). Ригели укладываются только по колоннам с шагом 6 или 12 м;

- с подстропильными конструкциями (рисунок 2.2, б). Ригели с шагом 6 м укладываются по подстропильным балкам или фермам, имеющим пролет 12 м;

- по комбинированной схеме (рисунок 2.2, в). Колонны крайних рядов имеют шаг 6 м и являются опорами для ригелей. Колонны средних рядов устанавливают с шагом 12 м, на них укладывают подстропильные конструкции для опирания ригелей с шагом 6 м.

При продольном расположении ригелей их укладывают на колонны по продольным осям вдоль здания, а плиты покрытия размером 3×18 м или 3×24 м укладывают на ригели поперек здания (рисунок 2.2, г).

Ригелями одноэтажных промышленных зданий являются стропильные балки при пролетах 18 м и менее, стропильные фермы при пролетах 18 и 24 м и стропильные арки при пролетах 30 и 36 м.

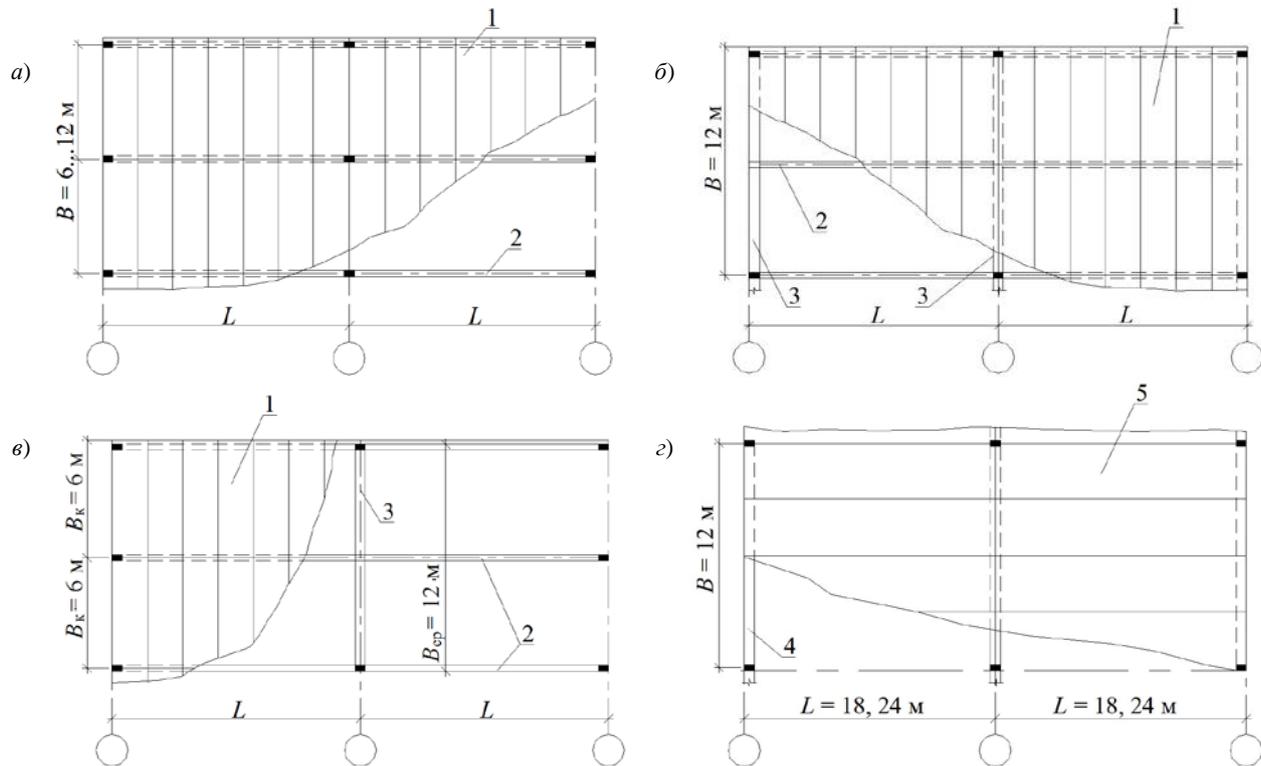


Рисунок 2.2 – Варианты компоновки покрытия:

1 – плиты покрытия; 2 – стропильные конструкции; 3 – подстропильные конструкции; 4 – продольные стропильные конструкции; 5 – плиты покрытия «на пролет»

2.3 Разбивка здания на температурные блоки

Одноэтажные промышленные здания имеют большие размеры в плане. Из-за непрерывности покрытия, представляющего собой единую жесткую плиту, изменения температуры наружного воздуха вызывают деформации (удлинения и укорочения) в ригелях. Эти деформации приводят к перемещениям верха колонн и возникновению значительных дополнительных усилий, которые могут вызвать образование трещин и разрушение колонн.

Для уменьшения этих усилий в зданиях предусматривают температурно-усадочные швы. В местах их устройства устанавливают спаренные колонны, а здание разрезают швами на всю высоту до обреза фундамента (см. рисунок 2.1, в).

Допускается принимать без расчета расстояние между швами (длину температурного блока) в отапливаемых одноэтажных промышленных зданиях из сборного железобетона 72 м, в неотапливаемых зданиях – 48 м.

В тех случаях, когда здание возводится на площадке с разнородными грунтами, а также когда его части имеют различную высоту и возможно их неравномерное вертикальное смещение, устраивают осадочные швы. Ими разрезают здания, включая и фундаменты, чтобы обеспечить частям здания независимую осадку. Осадочные швы обычно совмещают с температурно-усадочными.

2.4 Обеспечение пространственной жесткости каркаса

Пространственной жесткостью здания называют его способность сопротивляться воздействию горизонтальных нагрузок.

Пространственная жесткость каркаса одноэтажного промышленного здания в поперечном направлении обеспечивается конструкцией поперечной рамы – защемлением колонн в фундаментах и достаточной изгибной жесткостью колонн.

Пространственная жесткость здания в продольном направлении обеспечивается вертикальными стальными связями. Связи устанавливаются по всем продольным рядам колонн (в одном и том же шаге) в середине температурных блоков. Они устраиваются на высоту от пола до низа подкрановых балок или до верха колонн, если отсутствуют мостовые краны, и привариваются к закладным деталям колонн. По конструкции вертикальные связи бывают крестовые (однорусные и двухъярусные) и порталные (рисунок 2.3), устраиваемые обычно по внутренним рядам колонн.

Горизонтальная ветровая нагрузка, действующая на стеновые панели торца здания, передается через стойки фахверка на верх ригеля перпендикулярно его плоскости и далее на плиты покрытия. Учитывая, что жесткость ригелей из своей плоскости мала, эта горизонтальная сила может вызвать

чрезмерные перемещения ригелей (рисунок 2.4, *а*). Для исключения таких перемещений ригелей в торцах температурных блоков между ригелями устраивают вертикальные связевые фермы (обычно из стальных уголков), обеспечивающие передачу усилия с покрытия на колонны. Колонны поверху связывают распорками. При небольшой высоте ригелей на опорах (до 0,9 м) допускается связевые фермы не устанавливать. В этом случае сварные швы в сопряжении ригеля с колонной должны рассчитываться на момент $M = Wh$ (рисунок 2.4, *б*).

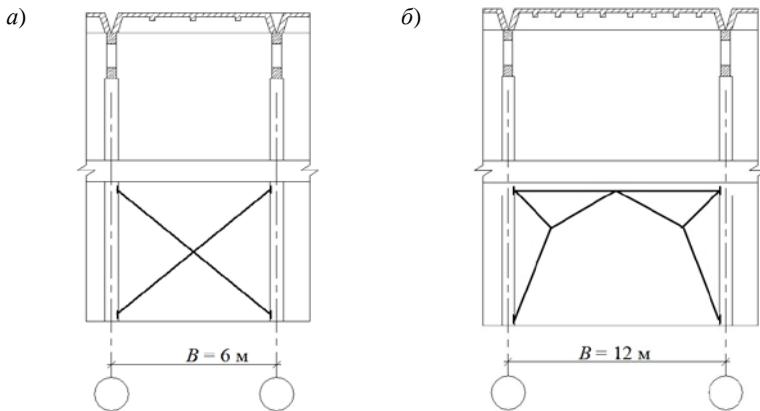


Рисунок 2.3 – Конструкция вертикальных связей между колоннами:
а – крестовая связь; *б* – порталная связь

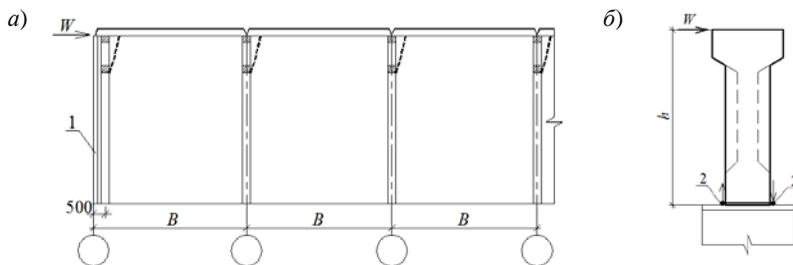


Рисунок 2.4 – Воздействие ветровой нагрузки на стропильные конструкции:
а – возможное перемещение ригелей от ветровой нагрузки; *б* – к расчету сварных швов при отсутствии связевых ферм; *l* – фахверковая колонна; 2 – сварные швы;
 W – горизонтальная сила от ветровой нагрузки, действующей в торец здания;
 h – высота стропильной конструкции на опоре

Схемы связей одноэтажных промышленных зданий без фонарей приведены на рисунке 2.5.

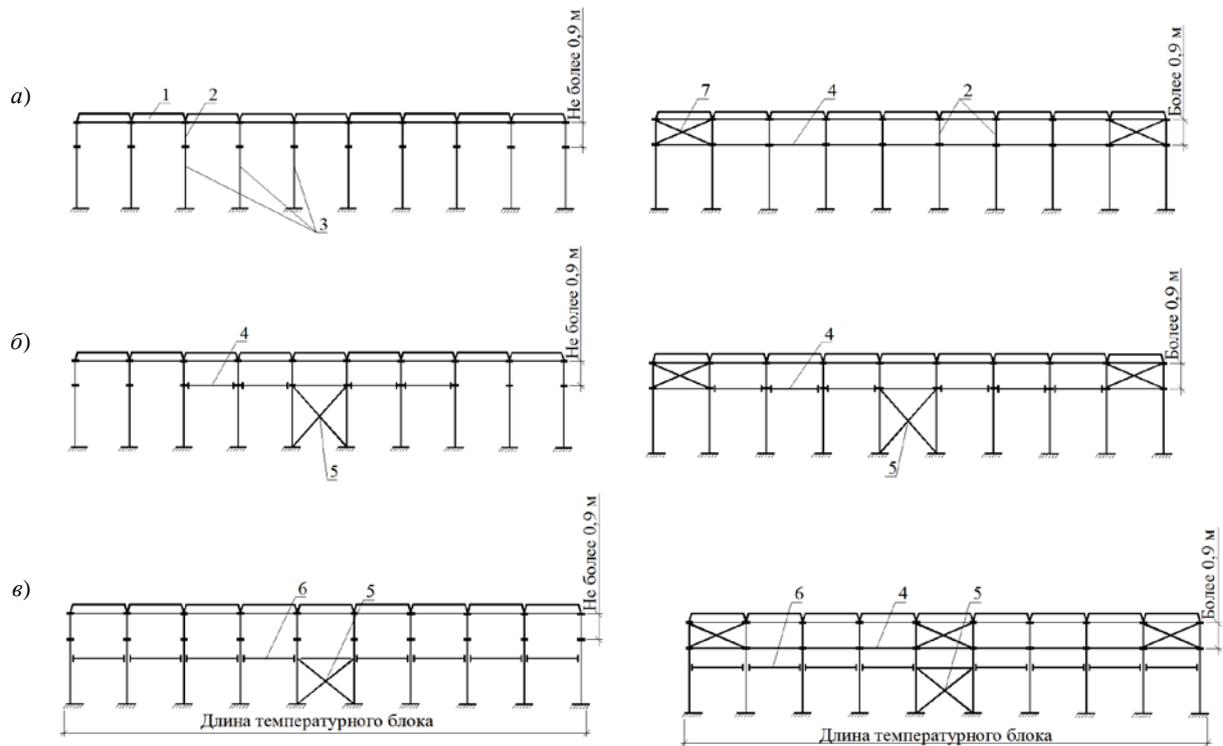


Рисунок 2.5 – Схемы связей одноэтажных промышленных зданий без фонарей:

- a* – при отсутствии мостовых кранов и высоте колонн до 10 м; *б* – при отсутствии мостовых кранов и высоте колонн более 10 м; *в* – при наличии мостовых кранов; 1 – диск покрытия; 2 – стропильные конструкции; 3 – колонны; 4 – распорки; 5 – связи по колоннам; 6 – подкрановые балки; 7 – вертикальные связи на опорах стропильных конструкций

3 РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СЕЧЕНИЯХ СТОЕК КАРКАСА

Рассматриваются однопролетная рама с мостовыми кранами и многопролетная рама с подвесными кранами (рисунок 3.1).

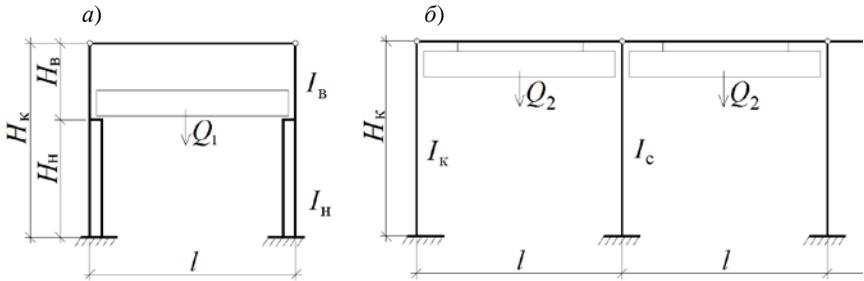


Рисунок 3.1 – Расчетные схемы поперечных рам одноэтажных промышленных зданий:
a – однопролетная рама с мостовыми кранами;
б – многопролетная рама с подвесными кранами

В первой раме стойки ступенчатые, во второй – постоянного поперечного сечения. Рамы можно рассчитывать методом сил или методом перемещений. При расчете первой рамы методом сил основная система имеет вид, приведенный на рисунке 3.2, *a*. При расчете второй рамы методом перемещений основная система принимает вид, приведенный на рисунке 3.2, *б*.

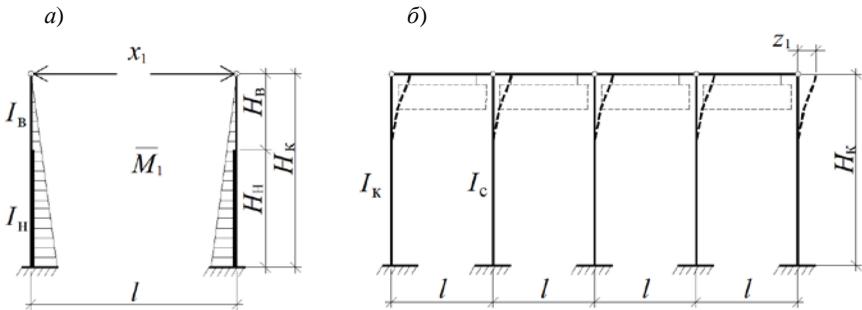


Рисунок 3.2 – Основные системы поперечных рам одноэтажных промышленных зданий:
a – при расчете методом сил; *б* – при расчете методом перемещений

3.1 Однопролетная рама с мостовыми кранами

3.1.1 Расчетная схема

Стойками рамы являются ступенчатые колонны. Нижняя (подкрановая) часть колонн имеет большую высоту поперечного сечения по сравнению с верхней (надкрановой) частью, а ширина поперечных сечений одинаковая. Колонны считаются жестко заземленными в фундаментах и соединяются между собой ригелем (стропильной конструкцией) по шарнирной схеме (см. рисунок 3.1, а).

3.1.2 Воздействия и нагрузки

На элементы рамы действует система воздействий и нагрузок: постоянные (от веса конструкций) и переменные (снеговые, ветровые, крановые).

При проверке конструкций для предельных состояний несущей способности (STR) следует принимать следующие сочетания расчетных воздействий:

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad (3.1)$$

$$\sum_j \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (3.2)$$

При проверке конструкций для предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS) следует принимать следующие сочетания:

– при характеристическом сочетании воздействий

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad (3.3)$$

– при частом сочетании расчетных воздействий

$$\sum_j G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}; \quad (3.4)$$

– при практически постоянном сочетании расчетных воздействий

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i=1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (3.5)$$

В этих формулах:

$G_{k,j}$ – характеристические значения постоянных нагрузок; $Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки; $Q_{k,i}$ – характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок; $\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент для постоянных нагрузок; $\gamma_{Q,i}$ – то же для переменных нагрузок; $\Psi_{0,i}$, $\Psi_{1,i}$, $\Psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок, принимаемые по таблице А.1 [5]; ξ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

3.1.3 Постоянные нагрузки

Нагрузки на покрытие, kH/m^2 , подсчитываем в табличной форме. Для примера в таблице 3.1 эти подсчеты выполнены для совмещенного покрытия с утеплителем из газосиликата и рулонной кровли. Продольный шаг колонн $B = 12,0$ м, пролет стропильных балок $L = 18$ м, шаг 12 м, ширина плит покрытия 3,0 м.

Таблица 3.1 – Постоянные нагрузки g , действующие на покрытие

Вид нагрузки	Вычисления	Величина нагрузки, kH/m^2		
		характеристическая	частный коэффициент γ_G	расчетная
1 Рулонный гидроизоляционный ковер	–	0,1	1,35	0,135
2 Цементно-песчаная стяжка ($\gamma = 2000 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 20 \text{ мм}$)	$2000 \cdot 10^{-2} \cdot 20 \cdot 10^{-3}$	0,4	1,35	0,54
3 Утеплитель из газосиликата ($\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 200 \text{ мм}$)	$400 \cdot 10^{-2} \cdot 200 \cdot 10^{-3}$	0,8	1,35	1,08
4 Пароизоляция	–	0,03	1,35	0,04
5 Плита ребристая (6,8 т)	$6,8 \cdot 10 / (3 \cdot 12)$	1,89	1,2	2,27
6 Стропильная балка (12,4 т)	$12,4 \cdot 10 / (18 \cdot 12)$	0,57	1,2	0,68
Итого		$g_n = 3,79$		$g = 4,745$

Нагрузка от покрытия, действующая на стойку, собирается с соответствующей грузовой площади $N_g = gBL / 2 = 4,745 \cdot 12 \cdot 18 / 2 = 512,5$ кН.

Нагрузка от собственного веса колонны разделяется на две части (верхнюю $G_{\text{вс}}$ и нижнюю $G_{\text{нс}}$) и вычисляется путем умножения объема части колонны на удельный вес железобетона $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ и частный коэффициент для постоянного воздействия $\gamma_G = 1,2$:

$$G_{\text{вс}} = \gamma_G \gamma b h_{\text{в}} H_{\text{в}}; \quad (3.6)$$

$$G_{\text{нс}} = \gamma_G \gamma b h_{\text{н}} H_{\text{н}}; \quad (3.7)$$

где b – ширина поперечного сечения колонны; $h_{\text{в}}$ – высота поперечного сечения верхней (надкрановой) части колонны; $h_{\text{н}}$ – то же нижней (подкрановой) части колонны.

Собственный вес подкрановых балок и стеновых панелей берется из соответствующих серий с учетом частного коэффициента по нагрузке. Нагрузка от стеновых панелей среднего и нижнего рядов, кроме собственного веса, учитывает вес ленточного остекления, опирающегося на них. Вес остекления и стальных переплетов принимаем равным $0,5 \text{ кН/м}^2$ (50 кг/м^2).

3.1.4 Переменные нагрузки

Снеговая нагрузка. Расчетная снеговая нагрузка определяется по формуле

$$s = \gamma_Q \mu_1 C_e C_t s_k, \quad (3.8)$$

где γ_Q – частный коэффициент по нагрузке, $\gamma_Q = 1,5$ (при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая ее собственный вес, более 0,5, $\gamma_Q = 1,6$); μ_1 – коэффициент формы снеговой нагрузки, при угле наклона покрытия $\alpha \leq 30^\circ$ $\mu_1 = 0,8$; C_e – коэффициент окружающей среды, принимается по таблице 5.1 [3], для обычных условий местности $C_e = 1,0$; C_t – температурный коэффициент, используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей ($> 1 \text{ Вт/м}^2 \text{ К}$). В курсовом проекте принимаем $C_t = 1,0$; s_k – характеристическое значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимается в зависимости от снегового района и высоты местности над уровнем моря, см. таблицу А.1.

Определим расчетную снеговую нагрузку s для здания, расположенного в подрайоне 2а, с высотой над уровнем моря $A = 134 \text{ м}$:

$$s_k = 1,45 + 0,6(134 - 125) / 100 = 1,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$s = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ кН/м}^2.$$

Снеговая нагрузка передается колоннам в тех же точках, что и постоянная нагрузка от покрытия. Для принятых выше значений пролета и шага колонн снеговая нагрузка на стойку $N_s = sBL / 2 = 1,8 \cdot 12 \cdot 18 / 2 = 194 \text{ кН}$.

Ветровые воздействия, действующие на поперечную раму каркаса, принимаются в виде:

w – равномерно распределенной нагрузки по высоте стойки с грузовой ширины, равной шагу рам B ;

W – сосредоточенной силы в уровне верха стойки с грузовой площади, равной произведению шага рам B на высоту от верха стойки до верха парапетной панели $h_{\text{п}}$.

Учитывается активное (лобовое) давление ветра с наветренной стороны w_a , кН/м, и W_a , кН/м, и давление ветра с подветренной стороны w_o и W_o :

$$w_a = \gamma_Q c_s c_d c_{fa} q_p(z_e) B; \quad W_a = \gamma_Q c_s c_d c_{fa} q_p(z_e) B h_{\text{п}}; \quad (3.9)$$

$$w_o = \gamma_Q c_s c_d c_{fo} q_p(z_e) B; \quad W_o = \gamma_Q c_s c_d c_{fo} q_p(z_e) B h_{\text{п}}. \quad (3.10)$$

В этих формулах: γ_Q – частный коэффициент для переменного воздействия, принимается равным 1,5; $c_s c_d$ – конструкционный коэффициент, для

зданий высотой $h < 15$ м допускается принимать $c_s c_d = 1$; c_{fa} – аэродинамический коэффициент для вертикальной поверхности с наветренной стороны, c_{fo} – то же с подветренной стороны, зависящий от отношений высоты здания к пролету (h/b) по таблице А.2; $q_p(z_e)$ – пиковое значение скоростного напора ветра

$$q_p(z_e) = c_e(z) q_b,$$

где $c_e(z)$ – коэффициент экспозиции, представлен на рисунке А.1 в виде функции высоты (над местностью) и типа местности, как определено в таблице А.3; q_b – базовое значение скоростного напора ветра

$$q_b = 0,5 \rho v_b^2,$$

ρ – плотность воздуха, рекомендуемое значение $\rho = 1,25$ кг/м³; v_b – базовое значение скорости ветра

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0},$$

c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра; c_{season} – сезонный коэффициент. Так как нормами рекомендуются значения $c_{dir} = 1,0$ и $c_{season} = 1,0$, то $v_b = v_{b,0}$; $v_{b,0}$ – значение базовой скорости ветра, рисунок НП.1 [4]. Для $v_{b,0} = 21$ м/с $q_b = 0,276$ кПа. Для $v_{b,0} = 23$ м/с $q_b = 0,331$ кПа.

Наружные давления в горизонтальных полосах по высоте здания распределены равномерно. В качестве базовой высоты z_e для скоростного напора рассматриваемой полосы применяют высоту до его верхней отметки. В зависимости от отношения высоты здания h к его ширине b распределение осуществляется следующим образом:

- для зданий с $h \leq b$ принимается одна полоса высотой h ;
- для зданий с $b < h \leq 2b$ принимается нижняя полоса высотой b , а также верхняя полоса высотой $(h - b)$, см. рисунок А.2.

При статическом расчете рамы давление ветра с подветренной стороны будем учитывать через отношение аэродинамических коэффициентов $\varepsilon = c_{fo}/c_{fa}$.

Определим ветровую нагрузку на поперечную раму для следующих данных: тип местности III, длина здания 90 м, пролет (ширина здания b) $L = 18$ м, шаг колонн $B = 12$ м, высота здания с парапетом $h = 14,4$ м, высота парапета $h_{п} = 2,4$ м (от верха стойки), значение базовой скорости ветра $v_{b,0} = 23$ м/с, базовое значение скоростного напора $q_b = 0,331$ кПа.

Высота здания h меньше ширины b ($h = 14,4$ м $<$ $b = 18,0$ м), поэтому принимается одна полоса распределения давления ветра с базовой высотой $z_e = h = 14,4$ м. По рисунку А.1 (по базовой высоте и типу местности) определяем коэффициент экспозиции $c_e(z) = 2,0$. Пиковое значение скоростного напора ветра $q_p(z_e) = c_e(z) \cdot q_b = 2,0 \cdot 0,331 = 0,662$ кПа.

По таблице А.2 определяем аэродинамические коэффициенты для отношения $h/b = 14,4/18,0 = 0,8$: $c_{fa} = 0,77$ (по интерполяции), $c_{fo} = -0,5$.

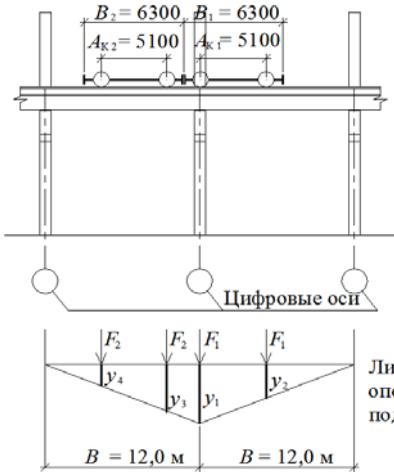
Давление ветра с наветренной стороны вычисляем по формулам (3.9):

$$w_a = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,77 \cdot 0,662 \cdot 12 = 9,2 \text{ кН/м};$$

$$W_a = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,77 \cdot 0,662 \cdot 12 \cdot 2,4 = 22,0 \text{ кН};$$

$$\varepsilon = 0,5 / 0,77 = 0,649.$$

Крановая нагрузка. Нагрузка на стойки поперечной рамы от мостовых кранов состоит из вертикальной и горизонтальной.



Линии влияния опорных реакций подкрановых балок

Рисунок 3.3 – Определение ординат линий влияния

Вертикальное давление кранов определяют при крайнем положении тележки с грузом. При этом ближняя к тележке колонна испытывает максимальное давление D_{\max} , дальняя – минимальное давление D_{\min} . Расчетные значения этих давлений определяют от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов с помощью линий влияния опорных реакций двух смежных подкрановых балок (рисунок 3.3):

$$D_{\max} = \psi \gamma_Q [F_{1\max} (y_1 + y_2) + F_{2\max} (y_3 + y_4)]; \quad (3.11)$$

$$D_{\min} = \psi \gamma_Q [F_{1\min} (y_1 + y_2) + F_{2\min} (y_3 + y_4)], \quad (3.12)$$

где ψ – коэффициент сочетаний, принимающий значения: $\psi_0 = 1,0$ – при воздействии от одного крана или от совместной работы двух и более кранов; $\psi_1 = 0,9$; ψ_2 – равен отношению постоянного воздействия крана к его полному воздействию; γ_Q – частный коэффициент для крановой нагрузки, $\gamma_Q = 1,35$. Динамическое воздействие крановой нагрузки при расчете рам не учитывается; F_{\max} – характеристическая максимальная нагрузка от одного колеса на рельс подкранового пути приводится в приложении Б. Характеристическую минимальную нагрузку от одного колеса легко определить по формуле $F_{\min} = (Q + G)/n_0 - F_{\max}$, где Q – грузоподъемность крана; G – общий вес крана с тележкой; n_0 – число колес на одной стороне моста крана; $y_1 \dots y_4$ – ординаты линий влияния.

Расчетную горизонтальную силу от поперечного торможения кранов определяют при том же положении кранов, при котором определялись вертикальные крановые нагрузки.

Расчетная горизонтальная нагрузка на одно колесо крана

$$T_0 = k\gamma_Q \frac{Q + G_T}{n_0}, \quad (3.13)$$

где k – величина, равная 0,05 для кранов с гибким подвесом груза и 0,1 – для кранов с жестким подвесом груза; G_T – вес тележки крана.

Расчетная горизонтальная сила поперечного торможения передается на колонну в уровне верха подкрановой балки и может действовать влево или вправо:

$$T = \psi [T_{1,0}(y_1 + y_2) + T_{2,0}(y_3 + y_4)]. \quad (3.14)$$

В нашем примере в пролете работают два крана грузоподъемностью 32 т. Характеристики кранов приведены в таблице 3.2.

Т а б л и ц а 3.2 – Основные характеристики крана

Грузоподъемность, т	Пролет крана L_k , м	Тип кранового рельса по ГОСТ 4121-96	Основные размеры крана, мм			Нагрузка на колесо F , кН	Масса, т	
			база A_k	ширина B	высота $H_{кр}$		тележки	крана
32/5	16,5	Кр70	5100	6300	2750	235	8,7	28,0

Нагрузка от одного колеса на рельс:

$$F_{\max} = 235 \text{ кН}, \quad F_{\min} = (28 \cdot 10 + 32 \cdot 10) / 2 - 235 = 65 \text{ кН}.$$

Ординаты линий влияния по рисунку 3.4:

$$y_1 = 1; \quad y_2 = 0,575; \quad y_3 = 0,9; \quad y_4 = 0,475.$$

Расчетные значения вертикальных давлений на колонны:

$$D_{\max} = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 235(1 + 0,575 + 0,9 + 0,475) = 935,9 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 65(1 + 0,575 + 0,9 + 0,475) = 258,9 \text{ кН}.$$

Расчетное значение горизонтальной силы на колесо крана

$$T_0 = 0,05 \cdot 1,35 \cdot \frac{32 \cdot 10 + 8,7 \cdot 10}{2} = 13,7 \text{ кН}.$$

Расчетная горизонтальная сила от поперечного торможения крана

$$T = 1,0 \cdot 13,7(1 + 0,575 + 0,9 + 0,475) = 40,4 \text{ кН}.$$

3.1.5 Конструктивная схема стоек. Исходные данные для расчета

Конструктивные схемы стоек поперечной рамы и точки приложения нагрузок показаны на рисунке 3.4.

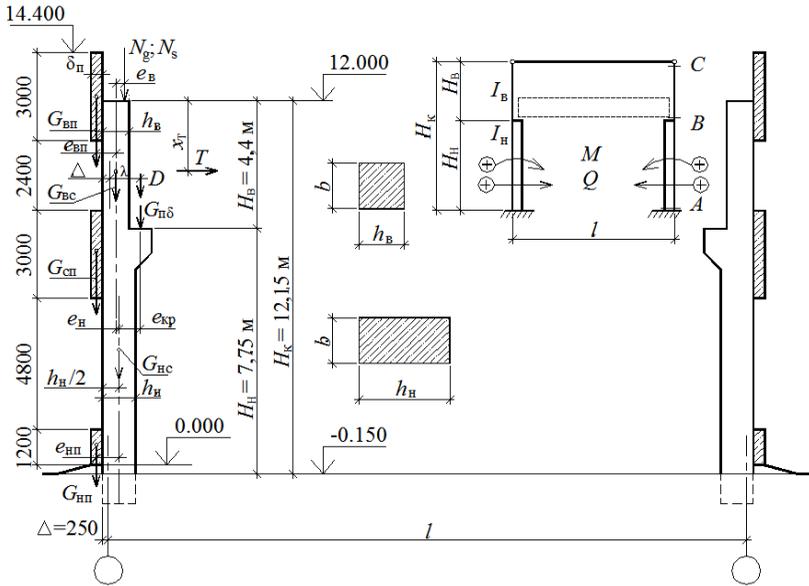


Рисунок 3.4 – Конструктивная схема стоек поперечной рамы

Все размеры стоек и данные о постоянных и переменных расчетных нагрузках заносим в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 – Исходные данные для расчета рамы

№ п/п	Обозначение или формула	Число	№ п/п	Обозначение или формула	Число
<i>Высота стоек и ее элементов, м</i>			<i>Нагрузки от стеновых панелей, подкрановых балок, стоек, кН</i>		
1	H_K	12,15	10	$G_{ВП} = 1,2 \cdot (3,7 + 4,7) \cdot 10$	100,8
2	H_N	7,75	11	$G_{СП} = 1,2 \cdot [(3,7 + 4,7) \cdot 10 + 0,5 \cdot 12 \cdot 2,4]$	118,1
3	H_B	4,40	12	$G_{НП} = 1,2 \cdot (3,7 \cdot 10 + 0,5 \cdot 12 \cdot 4,8)$	79,0
<i>Уровень воздействия тормозных сил, м</i>			13	$G_{пб} = 1,2 \cdot 11,6 \cdot 10$	139,2
			14	$G_{Нс} = 1,2 \cdot 25 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 7,75$	93,0
4	x_T	3,0	15	$G_{Вс} = 1,2 \cdot 25 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,4$	39,6
<i>Сечение стоек, м</i>			<i>Крановые нагрузки, кН</i>		
5	h_N	0,8	16	D_{max}	935,9
6	h_B	0,6	17	D_{min}	258,9
7	b	0,5	18	T	40,4
<i>Нагрузки, передаваемые ригелем, кН</i>			<i>Ветровые нагрузки</i>		
8	N_g	512,5	19	w_a , кН/м	9,2
9	N_s	194	20	W_a , кН	22,0
			21	ϵ	0,649

В таблице 3.4 производится вычисление эксцентриситетов приложения сил относительно центральных осей подкрановых и надкрановых частей колонн.

Т а б л и ц а 3.4 – Эксцентриситеты приложения сил

В метрах

№ п/п	Обозначение	Формула	Число	№ п/п	Обозначение	Формула	Число
1	Δ		0,25	5	$e_{сп} = e_{нп}$	$(h_n + \delta_n)/2$	0,55
2	δ_n		0,30	6	e_n	$(h_n - h_b)/2$	0,10
3	e_b	$\frac{h_b}{2} - \frac{h_b - \Delta}{2} = \frac{\Delta}{2}$	0,125	7	λ		0,75
4	$e_{нп}$	$(h_b + \delta_n)/2$	0,45	8	$e_{кр}$	$\lambda + \Delta - h_n/2$	0,60

По данным таблиц 3.3 и 3.4 выполняется статический расчет поперечной рамы на персональном компьютере по программе Excel, который определяет расчетные усилия в колоннах от каждого вида нагрузки. Вид заполнения таблицы исходных данных приведен на рисунке 3.5, таблица результатов расчета, выдаваемая персональным компьютером, приведена на рисунке 3.6.

Рама 1-пролетная с мостовыми кранами

Исходные данные для расчета 1-пролетной рамы

Высота стоек и ее элементов, м	10. $G_{ст} = 118,1$
1. $H_k = 12,15$	11. $G_{нп} = 79,0$
2. $H_n = 7,75$	12. $G_{пб} = 139,2$
3. $H_b = 4,4$	13. $G_{нс} = 93,0$
Уровень воздействия тормозных сил, м	14. $G_{вс} = 39,6$
4. $x_r = 3,0$	Крановые нагрузки, кН
Сечение стоек, м	15. $D_{max} = 935,9$
5. $h_n = 0,8$	16. $D_{min} = 258,9$
6. $h_b = 0,6$	17. $T = 40,4$
Нагрузки, передаваемые ригелем, кН	Ветровые нагрузки
7. $N_g = 512,5$	18. w_a (кН/м) = 9,2
8. $N_s = 194$	19. W_a (кН) = 22,0
Нагрузки от панелей, подкрановых балок, стоек, кН	20. $\varepsilon = 0,649$
9. $G_{вп} = 100,8$	
Толщина стеновой панели, м	0,3
Привязка колонн, м	0,25
Эксцентриситет $\lambda =$	0,75

Рисунок 3.5 – Таблица исходных данных, выдаваемая персональным компьютером по программе Excel

Расчетные усилия в колоннах и их сочетания, кН·м, кН

		СЕЧЕНИЯ						
		BC		BA		A		
		M	N	M	N	M	N	V
Постоянная G	1	27,45	645,4	-18,53	902,7	-1,47	1074,7	2,20
То же при $\xi = 0,85$	1'	23,33	548,59	-15,75	767,3	-1,25	913,5	1,87
Снеговая S	2	18,26	194	-1,14	194	-11,70	194	-1,362
То же при $\psi = 0,6$	2'	10,96	116,4	-0,68	116,4	-7,02	116,4	-0,817
Крановая D	3	-109,94	-	278,86	648	85,21	648	-24,99
То же при $\psi = 1,0$	3'	-109,94	-	278,86	648	85,21	648	-24,99
Крановая D'	4	-109,94	-	-2,54	179	-196,19	179	-24,99
То же при $\psi = 1,0$	4'	-109,94	-	-2,54	179	-196,19	179	-24,99
Крановая T	5	1,84	-	1,84	-	153,03	-	19,509
То же при $\psi = 1,0$	5'	1,84	-	1,84	-	153,03	-	19,509
Крановая T'	6	-37,36	-	-37,36	-	-103,17	-	-8,491
То же при $\psi = 1,0$	6'	-37,36	-	-37,36	-	-103,17	-	-8,491
Ветровая (слева)	7	78,77	-	78,77	-	434,08	-	63,672
То же при $\psi = 0,6$	7'	47,26	-	47,26	-	260,46	-	38,203
Ветровая (справа)	8	-93,10	-	-93,10	-	-403,27	-	-52,054
То же при $\psi = 0,6$	8'	-55,86	-	-55,86	-	-241,96	-	-31,232
Основное сочетание усилий								
Наибольший +M и N		1) 1'+7+2'		1) 1'+3+6+7'		1) 1'+3'+5'+7'		
		113,06	664,99	347,73	1415,3	671,07	1561,5	60,06
Наибольший -M и N		2) 1'+4+6+8'		2) 1'+2'+4'+6'+8		2) 1'+2'+4'+5'+8		
		-179,83	548,59	-149,43	1062,7	-760,76	1208,9	-95,5
Наибольшая N и +M		3) 1+2'+7'		3) 1+2'+3'+6'+7'		3) 1+2'+3'+5'+7'		
		85,67	761,8	344,27	1667,1	490,21	1839,1	34,11
Наибольшая N и -M		4) 1+2'+4'+6'+8'		4) 1+2'+3'+6'+8'		4) 1+2'+3'+5'+8'		
		-164,75	761,8	166,43	1667,1	-305,14	1839,1	-74,35
<i>Примечание</i> – Усилия в выделенных ячейках читать со знаками ± или наоборот (если усилие отрицательно).								

Рисунок 3.6 – Таблица, выдаваемая персональным компьютером после расчета однопролетной рамы с мостовыми кранами по программе Excel

По результатам расчета по формуле (3.1) или (3.2) составляются основные сочетания усилий для расчета сечений колонн по предельным состояниям несущей способности (STR).

3.2 Многопролетная одноэтажная рама с подвесными кранами

3.2.1 Расчетная схема

Стойками рамы являются колонны постоянного поперечного сечения. Колонны жестко защемлены в фундаментах и соединяются между собой ригелем (стропильными конструкциями) по шарнирной схеме (см. рисунок 3.1, б).

3.2.2 Постоянные нагрузки

Нагрузки на покрытие подсчитываем по образцу таблицы 3.1. В рассматриваемом примере поперечная рама трехпролетная, с пролетами $L = 12,0$ м, шагом крайних и средних колонн $B = 6,0$ м, ширина плит покрытия 3,0 м. Нагрузки, действующие на покрытие, кН/м^2 , приведены в таблице 3.5.

Т а б л и ц а 3.5 – Постоянные нагрузки g , действующие на покрытие

Вид нагрузки	Вычисления	Величина нагрузки, кН/м^2		
		характеристическая	частный коэффициент по нагрузке γ_G	расчетная
1 Рулонный гидроизоляционный ковер	–	0,1	1,35	0,135
2 Цементно-песчаная стяжка ($\gamma = 2000 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 20 \text{ мм}$)	$2000 \cdot 10^{-2} \cdot 20 \cdot 10^{-3}$	0,4	1,35	0,54
3 Утеплитель из газосиликата ($\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 200 \text{ мм}$)	$400 \cdot 10^{-2} \cdot 200 \cdot 10^{-3}$	0,8	1,35	1,08
4 Пароизоляция	–	0,03	1,35	0,04
5 Плита ребристая (2,4 т)	$2,4 \cdot 10 / (3 \cdot 6)$	1,33	1,2	1,59
6 Стропильная балка (4,1 т)	$4,1 \cdot 10 / (12 \cdot 6)$	0,57	1,2	0,68
И т о г о		$g_n = 3,23$		$g = 4,065$

Нагрузка от покрытия, действующая на стойку,

$$N_g = gBL/2 = 4,065 \cdot 6 \cdot 12 / 2 = 146 \text{ кН.}$$

Воздействия от собственного веса колонн, стеновых панелей и остекления рассчитывается аналогично однопролетной раме с мостовыми кранами (см. п. 3.1.3).

3.2.3 Переменные нагрузки

Снеговая нагрузка. Определим снеговую нагрузку для здания, расположенного в районе 2в с высотой над уровнем моря $A = 135$ м:

$$s = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0(1,45 + 0,6(135 - 210)/100) = 1,2 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Расчетная нагрузка на стойку } N_s = sBL/2 = 1,2 \cdot 6 \cdot 12 / 2 = 43 \text{ кН.}$$

Ветровые воздействия определим для здания с типом местности II, длиной $l = 72$ м, высотой здания с парапетом $h = 10,2$ м, высотой парапета $h_n = 1,8$ м, шириной $b = 36$ м (три пролета по 12,0 м), шагом колонн $B = 6,0$ м.

Значение базовой скорости ветра $v_{b,0} = 21$ м/с, базовое значение скоростного напора $q_b = 0,276$ кПа.

Высота здания h меньше ширины b ($h = 10,2$ м $<$ $b = 36,0$ м), поэтому принимается одна полоса распределения давления ветра с базовой высотой $z_e = h = 10,2$ м. По рисунку А.1 (по базовой высоте и типу местности) определяем коэффициент экспозиции $c_e(z) = 2,4$. Пиковое значение скоростного напора ветра $q_p(z_e) = c_e(z)q_b = 2,4 \cdot 0,276 = 0,662$ кПа.

По таблице А.2 определяем аэродинамические коэффициенты для отношения $h/b = 10,2/36,0 = 0,28$; $c_{fa} = 0,704$ (по интерполяции), $c_{fo} = -0,5$.

Давление ветра с наветренной стороны вычисляем по формулам (3.9):

$$w_a = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,704 \cdot 0,662 \cdot 6 = 4,2 \text{ кН/м};$$

$$W_a = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,704 \cdot 0,662 \cdot 6 \cdot 1,8 = 7,55 \text{ кН};$$

$$\varepsilon = 0,5/0,704 = 0,71.$$

Крановая нагрузка. Нагрузка на стойки поперечной рамы от подвесных кранов определяется аналогично нагрузке от мостовых кранов с использованием линий влияния по формулам (3.11), (3.12) и (3.13). Вертикальные нагрузки D_{\max} и D_{\min} передаются на верх колонн в местах опирания стропильной конструкции, горизонтальная нагрузка T действует в уровне верха колонн.

Определим нагрузку от подвесных кранов с пролетом 9,0 м (так как пролеты здания 12,0 м) и грузоподъемностью 5 т. В каждом пролете один путь, на каждом пути работают два крана. Характеристики крана выбраны по приложению В и приведены в таблице 3.6.

Т а б л и ц а 3.6 – Основные характеристики подвесного крана

Грузоподъемность, т	Полная длина крана L , м	Пролет L_n , м	Основные размеры крана, мм		Количество тележек, шт	Давление тележки на подкрановый путь, кН		Расчетная горизонтальная нагрузка, кН		Масса крана, кг
			база A_k	ширина B		F_{\max}	F_{\min}	вдоль кранового пути от торможения крана	поперек кранового пути от торможения тали	
5,0	10,8	9	2100	2695	4	35,30	2,10	9,1	6,1	2480

Ординаты линий влияния по рисунку 3.7: $y_1 = 1$; $y_2 = 0,65$; $y_3 = 0,9$; $y_4 = 0,55$.

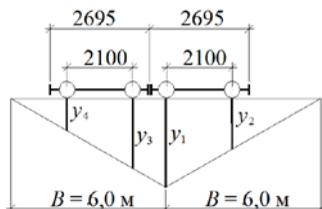


Рисунок 3.7 – Ординаты линий влияния опорных реакций подвесных балок

Расчетные значения вертикальных давлений на колонны

$$D_{\max} = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 35,3(1 + 0,65 + 0,9 + 0,55) = 147,7 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 2,1(1 + 0,65 + 0,9 + 0,55) = 8,8 \text{ кН}.$$

Расчетная горизонтальная сила от поперечного торможения крана

$$T = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 6,1(1 + 0,65 + 0,9 + 0,55) = 25,5 \text{ кН}.$$

Давление крановых путей на колонну принимается в процентах от D_{\max} :

– при шаге колонн 6 м – 2–2,5;

– при шаге колонн 12 м – 8–10;

В нашем примере $N_{\text{кп}} = 147,7 \cdot 0,025 = 3,7 \text{ кН}$.

3.2.4 Конструктивная схема стоек. Исходные данные для расчета

Конструктивная схема стоек поперечной рамы и точки приложения нагрузок показаны на рисунке 3.8.

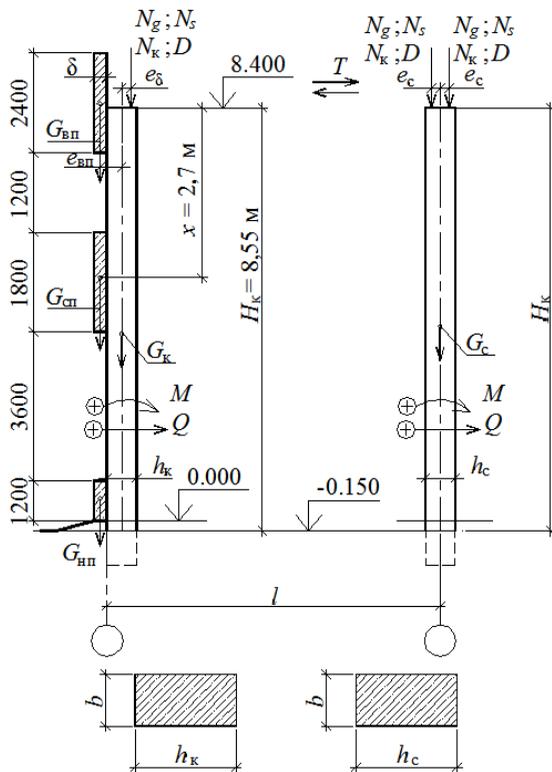


Рисунок 3.8 – Конструктивная схема стоек поперечной рамы

Все размеры стоек и данные о постоянных и переменных расчетных нагрузках приведены в таблице 3.7. В таблице 3.8 производится вычисление эксцентриситетов и приложения сил относительно центральных осей колонн.

Т а б л и ц а 3.7 – Исходные данные для расчета рамы

№ п/п	Обозначение или формула	Число	№ п/п	Обозначение или формула	Число
1	Высота стоек $H_{\text{к}}$, м	8,55	10	$G_{\text{нп}} = 1,2(1,4 \cdot 10 + 0,5 \cdot 6 \cdot 3,6)$	29,8
2	Уровень положения средней панели, м	2,7	11	$N_{\text{кп}}$	3,7
Сечение стоек, м			12	$G_{\text{кк}} = 1,2 \cdot 25 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 8,55$	51,3
3	$h_{\text{к}}$	0,5	13	$G_{\text{сс}} = 1,2 \cdot 25 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 8,55$	61,6
4	$h_{\text{с}}$	0,6	Крановые нагрузки, кН		
5	b	0,4	14	D_{max}	147,7
Нагрузки, передаваемые ригелем, кН			15	D_{min}	8,8
6	$N_{\text{г}}$	146	16	T	25,5
7	$N_{\text{с}}$	43	Ветровые нагрузки		
Нагрузки от стеновых панелей, подкрановых балок, стоек, кН			17	$w_{\text{а}}$, кН/м	4,2
8	$G_{\text{вп}} = 1,2 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 10$	33,6	18	$W_{\text{а}}$, кН	7,55
9	$G_{\text{сп}} = 1,2(2,1 \cdot 10 + 0,5 \cdot 6 \cdot 1,2)$	29,5	19	ε	0,71

Т а б л и ц а 3.8 – Эксцентриситеты приложения сил

В метрах

№ п/п	Обозначение или формула	Число	№ п/п	Обозначение или формула	Число
1	Δ	0	3	$e_{\text{вп}} = e_{\text{сп}} = e_{\text{нп}} = (h_{\text{к}} + \delta_{\text{п}})/2$	0,375
2	$e_{\text{в}} = 0,05 \dots 0,10$	0,10	4	$e_{\text{с}} = h_{\text{с}}/3$	0,2

По данным таблиц 3.7 и 3.8 выполняется статический расчет поперечной рамы на персональном компьютере по программе Excel, который определяет расчетные усилия в колоннах от каждого вида нагрузки. Таблицы исходных данных и результатов расчета, выдаваемые персональным компьютером, приведены на рисунке 3.9.

По результатам расчета по формулам (3.1) или (3.2) составляются основные сочетания усилий для расчета сечений колонн по предельным состояниям несущей способности (STR).

Рама многопролетная с подвесными кранами

Исходные данные для расчета п-пролетной рамы с подвесными кранами

Высота стоек и ее элементов, м	9. $G_{ст} = 29,5$
1. $H_k = 8,55$	10. $G_{кр} = 29,8$
Уровень положения средней панели, м	11. $N_{кр} = 3,7$
2. $x = 2,7$	12. $G_k = 51,3$
Сечение стоек, м	13. $G_c = 61,6$
3. $h_k = 0,5$	Крановые нагрузки, кН
4. $h_c = 0,6$	14. $D_{max} = 147,7$
6. $b = 0,4$	15. $D_{min} = 8,8$
Нагрузки, передаваемые ригелем, кН	16. $T = 25,5$
6. $N_g = 146$	Ветровые нагрузки
7. $N_s = 43$	17. w_a (кН/м) = 4,2
Нагрузки от панелей, подкрановых балок, стоек, кН	18. W_a (кН) = 7,55
8. $G_{вп} = 33,6$	19. $\varepsilon = 0,71$
Толщина стеновой панели, м	0,25
Привязка колонн, м	0
	Эксцентриситет $e_b = 0,1$
	Кол-во пролетов $n = 3$

Расчетные усилия в колоннах и их сочетания, кН-м, кН

		СЕЧЕНИЕ А					
		Крайняя колонна			Средняя колонна		
		М	N	V	М	N	V
Постоянная G	1	2,80	291,80	1,37	0	356,80	0
То же при $\xi = 0,85$	1'	2,38	248,03	1,16	0	303,28	0
Снеговая S	2	-2,15	43,0	-0,75	0	86,0	0
То же при $\psi = 0,6$	2'	-1,29	25,8	-0,45	0	51,6	0
Крановая D	3	-7,27	145,35	-2,55	-	-	-
То же при $\psi = 1,0$	3'	-7,27	145,35	-2,55	-	-	-
Крановая D'	4	-	-	-	-14,54	145,35	-5,10
То же при $\psi = 1,0$	4'	-	-	-	-14,54	145,35	-5,10
Крановая T	5	57,57	-	6,73	99,47	-	11,63
То же при $\psi = 1,0$	5'	57,57	-	6,73	99,47	-	11,63
Ветровая (слева)	6	120,80	-	32,08	142,42	-	16,66
То же при $\psi = 0,6$	6'	72,48	-	19,25	85,45	-	9,99
Ветровая (справа)	7	-109,67	-	-25,58	-142,42	-	-16,66
То же при $\psi = 0,6$	7'	-65,80	-	-15,35	-85,45	-	-9,99
Основные сочетания усилий							
Наибольший +M и N		1) 1'+3'+5'+6			1) 1'+4'+5'+6		
		173,48	393,38	37,42	227,35	448,63	23,19
Наибольший -M и N		2) 1'+2'+3'+5'+7			2) 1'+4'+5'+7		
		-173,42	419,18	-34,15	-227,35	448,63	-23,19
Наибольшая N и +M		3) 1+2'+3'+5'+6'			3) 1+2'+4'+5'+6'		
		124,29	462,95	24,35	170,38	553,75	16,52
Наибольшая N и -M		4) 1+2'+3'+5'+7'			4) 1+2'+4'+5'+7'		
		-129,13	462,95	-23,71	-170,38	553,75	-16,52
<i>Примечание</i> – Усилия M, V в выделенных ячейках читать со знаками ± или наоборот (если усилие отрицательно).							

Рисунок 3.9 – Таблицы, выдаваемые персональным компьютером после расчета трехпролетной рамы с подвесными кранами по программе Excel

4 ПОДБОР АРМАТУРЫ В КОЛОННАХ И ПРОВЕРКА ИХ ПРОЧНОСТИ

4.1 Расчетные уравнения и формулы

Основными уравнениями и формулами для элементов прямоугольного сечения, с помощью которых определяется продольная арматура в стойках и проверяется их прочность при заданном сечении арматуры (при прямоугольной эпюре распределения напряжений в бетоне сжатой зоны сечения), являются

$$N_{Ed}e \leq \alpha_m \eta f_{cd} b d^2 + f_{yd} A_{sc} (d - c_1); \quad (4.1)$$

$$N_{Ed} = \eta f_{cd} b \xi d + f_{yd} A_{sc} - f_{yd} A_{st}; \quad (4.2)$$

$$e = \eta_a e_0 + d - x_c, \quad (4.3)$$

где b и d – ширина и рабочая высота сечения (рисунок 4.1); A_{sc} и A_{st} – площадь арматуры в сжатой и растянутой зонах бетона соответственно; $e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$ – эксцентриситет равнодействующей продольной силы; M_{Ed} – расчетный изгибающий момент в сечении; N_{Ed} – расчетная продольная сжимающая сила в сечении; c_1 – расстояние от крайних сжатых волокон до центра тяжести арматуры A_{sc} ; x_c – расстояние от центра тяжести бетонного сечения до крайних сжатых волокон, для прямоугольного сечения $x_c = h / 2$; x_{eff} – эффективная высота сжатой зоны бетона; ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, $\xi = x_{eff} / d$. При расчете должно соблюдаться условие $x_{eff} \leq \lambda \xi_{lim} d$ или $\xi \leq \lambda \xi_{lim}$.

Для класса бетона $C^{50}/60$ и менее $f_{ck} \leq 50$ МПа, $\lambda = 0,8$.

Величины ξ и α_m связаны между собой соотношениями

$$\alpha_m = \xi(1 - \xi / 2); \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}. \quad (4.4)$$

Коэффициент η_a отражает влияние продольного изгиба колонны на величину эксцентриситета приложения силы и определяется по формуле

$$\eta_a = \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_{crit}} \leq 2,5, \quad (4.5)$$

где N_{crit} – критическая сила. При подборе требуемой площади арматуры сечения N_{crit} определяется по приближенной формуле (без учета арматуры)

$$N_{crit} = 0,15 \frac{E_{cm} b h}{(l_0 / h)^2}.$$

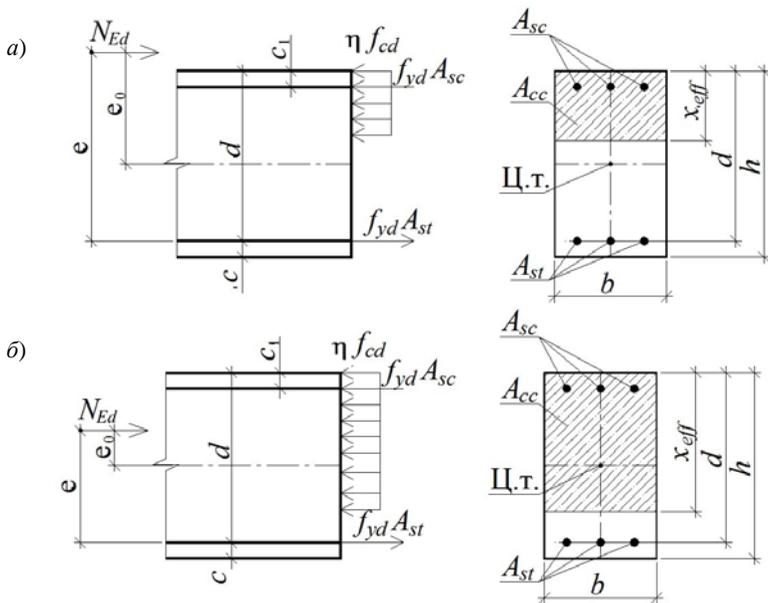


Рисунок 4.1 – Расчетное сечение и действующие внешние и внутренние силы:
 а – случай большого эксцентриситета; б – случай малого эксцентриситета

При определении несущей способности сечения (при известной площади арматуры) N_{crit} определяется по формуле

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2}, \quad (4.6)$$

где B_{nom} – номинальная жесткость железобетонного элемента

$$B_{nom} = k_c E_{cd} I_c + k_s E_s I_s,$$

k_c – коэффициент, учитывающий наличие трещин и влияние ползучести; E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона, $E_{cd} = E_{cm}/1,2$; I_c – момент инерции поперечного бетонного сечения относительно центра тяжести; k_s – коэффициент, учитывающий влияние арматуры, $k_s = 1$; E_s – расчетное значение модуля упругости арматуры; I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения бетона.

Коэффициент, учитывающий наличие трещин и влияние ползучести

$$k_c = \frac{k_{1a} k_{2a}}{1 + \varphi_{ef}},$$

где k_{1a} – коэффициент, зависящий от класса бетона по прочности на сжатие; k_{2a} – коэффициент, зависящий от величины относительного продольного усилия \bar{n} и гибкости λ_a ,

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}; \quad k_{2a} = \bar{n} \frac{\lambda_a}{170} \leq 0,2; \quad \bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}};$$

φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) M_{0Eqp}}{M_{0Ed}},$$

$\varphi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести, допускается рассчитывать для возраста бетона $t = 50$ лет, то есть применять $\varphi(50, t_0)$; M_{0Eqp} – изгибающий момент, определяемый при практически постоянном сочетании нагрузок; M_{0Ed} – изгибающий момент, определяемый при расчетном сочетании нагрузок.

При гибкости колонн $\lambda_a = l_0/i < 14$ ($l_0/h < 4$) коэффициент $\eta_a = 1$. В целях ограничения гибкости колонн $\eta_a \leq 2,5$. При $\eta_a > 2,5$ следует увеличивать размеры поперечного сечения колонны.

При симметричном армировании (для колонн среднего ряда или при действии в разных сочетаниях нагрузок одинаковых моментов разного знака) уравнение (4.2) примет вид

$$N_{Ed} = \eta f_{cd} b \xi d. \quad (4.7)$$

Уравнения (4.1), (4.2) и (4.7) применимы для случая, когда $\frac{x_{eff}}{d} = \xi \leq \lambda \xi_{lim}$ (случай большого эксцентриситета). Значение граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_{lim} , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} , определяется по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}},$$

где $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \%$ – предельная относительная деформация в крайнем волокне бетона сжатой зоны сечения; ε_{sy} – относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{yd} , определяется по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}.$$

При $\frac{x_{eff}}{d} = \xi > \lambda \xi_{lim}$ (случай малого эксцентриситета) уравнение (4.2)

принимает вид

$$N_{Ed} = \eta f_{cd} b \xi d + f_{yd} A_{sc} - \sigma_s A_{st}, \quad (4.8)$$

где для класса бетона $C^{25}/_{30}$ и ниже и арматуры класса S240 и S500

$$\sigma_s = f_{yd} \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \lambda \xi_{lim}} - 1 \right). \quad (4.9)$$

Для элементов из класса бетона выше $C^{25}/_{30}$ расчет следует производить по деформационной расчетной модели.

Если в уравнение (4.8) подставить значение σ_s , вытекающее из соотношения (4.9), то получим формулу для определения величины ξ :

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \lambda \xi_{lim}) + 2 \alpha_{st} \lambda \xi_{lim}}{1 - \lambda \xi_{lim} + 2 \alpha_{st}}, \quad (4.10)$$

где

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\eta f_{cd} b \lambda d}; \quad (4.11)$$

$$\alpha_{st} = \frac{f_{yd} A_{st}}{\eta f_{cd} b \lambda d}. \quad (4.12)$$

Величину α_{st} также можно определить по формуле, которая с учетом $\xi = \alpha_n$ легко получается из уравнения (4.1):

$$A_{sc} = A_{st} = \frac{N_{Ed} e - \alpha_m \eta f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - c_1)} = \frac{\eta f_{cd} b d}{f_{yd}} \cdot \frac{m - \alpha_m}{1 - \delta} = \frac{\eta f_{cd} b d}{f_{yd}} \alpha_{st};$$

$$\alpha_{st} = \frac{m - \alpha_m}{1 - \delta}.$$

Здесь $m = \frac{N_{Ed} e}{\eta f_{cd} b d^2}$, $\delta = \frac{c_1}{d}$, $\alpha_m = \lambda \alpha_n \left(1 - \frac{\lambda \alpha_n}{2} \right) = \lambda \xi \left(1 - \frac{\lambda \xi}{2} \right)$.

При подборе несимметричной арматуры (случай большого эксцентриситета) расчет производим по алгоритму, приведенному в таблице 4.1. Предварительно назначаем величину $c = c_1 = 40 \dots 50$ мм.

Т а б л и ц а 4.1 – **Определение сечения арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного сечения с несимметричной арматурой (случай большого эксцентриситета)**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$N_{crit} = 0,15 \frac{E_{cm}bh}{(l_0/h)^2}$, кН	По приближенной формуле определяем величину условной критической продольной силы
2	$\eta_a = \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_{crit}} \leq 2,5$	Коэффициент увеличения момента в гибких сжатых элементах. При $\eta_a > 2,5$ увеличиваем размеры поперечного сечения колонны
3	$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$	Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения
4	$e = \eta_a e_0 + d - h / 2$, м	То же арматуры растянутой зоны сечения
5	$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}$, $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \%$	Значение граничной относительной высоты сжатой зоны бетона
6	$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$	Относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{yd}
7	$\alpha_{m,lim} = \lambda \xi_{lim} (1 - \lambda \xi_{lim} / 2) \leq 0,4$	–
8	$\alpha_m = \alpha_{m,lim}$	–
9	$A_{sc} = \frac{N_{Ed}e - \alpha_{m,lim} \eta f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - c_1)}$, м ²	По уравнению (4.1) определяем требуемую площадь арматуры сжатой зоны сечения A_{sc} . Для перевода в см ² умножаем на 10 ⁴
10	Принимаем сечение арматуры A_{sc} не менее расчетного и не менее $\rho_{min} b d$	Минимальный коэффициент армирования
11	$\rho_{min} = \frac{5 N_{Ed}}{f_{yd} b d} \geq \rho_\lambda$, $\rho_\lambda = \frac{27 + l_0 / i}{440}$	Здесь ρ_{min} в %, l_0 – расчетная длина элемента, i – радиус инерции сечения элемента. $0,1 \% \leq \rho_\lambda \leq 0,25 \%$
12	$\alpha_m = \frac{N_{Ed}e - f_{yd} A_{sc} (d - c_1)}{\eta f_{cd} b d^2}$	Назначив сечение арматуры A_{sc} по уравнению (4.1), определяем α_m , затем ξ
13	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$	–
14	$A_{st} = \frac{\eta f_{cd} b \xi d + f_{yd} A_{sc} - N_{Ed}}{f_{yd}}$, м ²	По уравнению (4.2) определяем требуемую площадь арматуры растянутой зоны сечения A_{st} . Для перевода в см ² умножаем на 10 ⁴
15	Если $A_{st} \geq 0$, идти к п. 20	–
16	Если $A_{st} < 0$, $e < d - c_1$, идти к п. 17	–

Окончание таблицы 4.1

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
17	$A_{st} = \frac{N_{Ed}(d - c_1 - e) - \eta f_{cd} b h (0,5h - c_1)}{f_{yd}(d - c_1)},$ $M^2 \cdot 10^{-4}$	–
18	Если $A_{st} < 0$, идти к п. 19	–
19	$A_{st} = \frac{N_{Ed} e - \xi(1 - \xi/2) \eta f_{cd} b d^2}{f_{yd}(d - c_1)}, M^2$	Для перевода в $см^2$ умножаем на 10^4
20	Принимаем сечение арматуры A_{st} , $см^2$	Не менее $\rho_{min} b d$

Подбор симметричной арматуры производим по алгоритму, приведенному в таблице 4.2.

Т а б л и ц а 4.2 – **Определение сечения арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного сечения с симметричной арматурой**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$N_{crit} = 0,15 \frac{E_{cm} b h}{(l_0 / h)^2}, \text{ кН}$	По приближенной формуле определяем величину условной критической продольной силы
2	$\eta_a = \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_{crit}} \leq 2,5$	Коэффициент увеличения момента в гибких сжатых элементах. При $\eta_a > 2,5$ увеличиваем размеры поперечного сечения колонны
3	$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$	Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения
4	$e = \eta_a e_0 + d - h / 2, \text{ м}$	То же арматуры растянутой зоны сечения
5	$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}, \quad \varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$	Значение граничной относительной высоты сжатой зоны бетона.
6	$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$	Относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{yd}
7	$\xi = \frac{N_{Ed}}{\eta f_{cd} b d}$	Относительную высоту сжатой зоны бетона определяем из уравнения (4.7)
8	$\xi \leq \lambda \xi_{lim}$, идти к п. 16	Случай большого эксцентриситета, применимы уравнения (4.1) и (4.7)
9	$\xi > \lambda \xi_{lim}$, идти к п. 10	Случай малого эксцентриситета
10	$m = \frac{N_{Ed} e}{\eta f_{cd} b d^2}$	–
11	$\delta = c_1 / d$	–

Окончание таблицы 4.2

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
12	$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\eta f_{cd} b d}$	–
13	$\alpha_m = \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)$	–
14	$\alpha_{st} = \frac{m - \alpha_m}{1 - \delta}$	–
15	$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \lambda \xi_{lim}) + 2 \alpha_{st} \lambda \xi_{lim}}{1 - \lambda \xi_{lim} + 2 \alpha_{st}}$	Уточняем значение ξ по формуле (4.10)
16	$\alpha_m = \xi (1 - \xi / 2)$	–
17	$A_{sc} = A_{st} = \frac{N_{Ed} e - \alpha_m \eta f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - c_1)}, \text{ м}^2$	Для перевода в см ² умножаем на 10 ⁴ . Назначаем сечение арматуры у каждой грани не менее расчетной и не менее $\rho_{min} b d$. Минимальный коэффициент армирования ρ_{min} (см. таблицу 4.1)

Проверка прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной и несимметричной арматурой производится по алгоритму, приведенному в таблице 4.3.

Т а б л и ц а 4.3 – **Определение несущей способности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной и несимметричной арматурой**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\xi = \frac{N_{Ed} + f_{yd} (A_{st} - A_{sc})}{\eta f_{cd} b d}$	Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона сечения с несимметричной арматурой по формуле (4.2)
2	$\xi = \frac{N_{Ed}}{\eta f_{cd} b d}$	То же с симметричной арматурой по формуле (4.6)
3	Если $\xi \leq \lambda \xi_{lim}$, идти к п. 8	–
4	Если $\xi > \lambda \xi_{lim}$, идти к п. 5	–
5	$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\eta f_{cd} b d}$	–
6	$\alpha_{st} = \frac{f_{yd} A_{st}}{\eta f_{cd} b d}$	–
7	$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \lambda \xi_{lim}) + 2 \alpha_{st} \lambda \xi_{lim}}{1 - \lambda \xi_{lim} + 2 \alpha_{st}}$	Уточняем относительную высоту сжатой зоны бетона по формуле (4.10)

Окончание таблицы 4.3

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
8	$\alpha_m = \xi(1 - \xi/2)$	–
9	$M_{Rd} = \alpha_m \eta f_{cd} b d^2 + f_{yd} A_{sc} (d - c_1)$	Несущая способность сечения определяется по правой части уравнения (4.1)
10	$I_c = \frac{bh^3}{12}, \text{ м}^2$	Момент инерции площади сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента
11	$I_s = (A_{sc} + A_{st})(d - c_1)^2 / 4, \text{ м}^4$	Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента
12	$E_{cd} = E_{cm} / 1,2$	Расчетное значение модуля упругости бетона
13	$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}; k_{2a} = \bar{n} \frac{\lambda_a}{170} \leq 0,2$	Коэффициенты, зависящие от класса бетона, продольного усилия и гибкости
14	$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$	Относительное продольное усилие
15	$\lambda_a = \frac{l_0}{i}$	Гибкость элемента: l_0 – расчетная длина элемента, i – радиус инерции сечения без трещин
16	$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(50, t_0) M_{0Eqr}}{M_{0Ed}}$	$\varphi(50, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести в возрасте бетона 50 лет, таблица 6.5 [1]; M_{0Eqr} – изгибающий момент, определяемый при практически постоянном сочетании нагрузок; M_{0Ed} – изгибающий момент, определяемый при расчетном сочетании нагрузок
17	$k_c = \frac{k_{1a} k_{2a}}{1 + \varphi_{ef}}, k_s = 1$	Коэффициенты, учитывающие наличие трещин, влияние ползучести и влияние арматуры
18	$B_{nom} = k_c E_{cd} I_c + k_s E_s I_s$	Номинальная жесткость железобетонного элемента
19	$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2}$	Условная критическая сила
20	$\eta_a = \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_{crit}}$	–
21	$e = \eta_a e_0 + d - h / 2, \text{ м}$	–
22	$N_{Ed} e, \text{ кН}\cdot\text{м}$	Расчетный изгибающий момент в сечении относительно центра тяжести растянутой арматуры
23	$M_{Rd} \geq N_{Ed} e$	Прочность бетона обеспечена

4.2 Подбор арматуры и проверка прочности сечений колонны

Подбор арматуры выполняется для наиболее невыгодных основных сочетаний нагрузок. При этом необходимо руководствоваться следующим:

- если в рассматриваемом сечении при однозначных по моменту сочетаниях нормальные силы близки между собой, то решающей будет комбинация с наибольшим моментом;
- если моменты мало отличаются друг от друга, то может оказаться существенным по определению сечения сжатой арматуры сочетание с большей нормальной силой.

Всего в расчет для любой части колонны должно быть введено не менее двух разнозначных по моменту сочетаний. Следует иметь в виду, что растянутая (сжатая) арматура, подобранная на один знак изгибающего момента, при другом знаке момента будет сжатой (растянутой).

Расчет следует вести с привлечением всех наиболее опасных сочетаний усилий. Для подкрановой части стойки их может оказаться четыре и более. Рекомендуется составлять схемы (отдельно для надкрановой и подкрановой частей), в которых указывается номер схемы сочетания и сечение полученной по расчету арматуры для наружной и внутренней граней колонны данного сочетания. Приведем пример для четырех сочетаний усилий в подкрановой части стойки (цифры не связаны с каким-либо числовым примером):

	6,06 см ²	0,00 см ²	
Наружная	0,00 см ²	9,72 см ²	Внутренняя
грань колонны	11,10 см ²	6,60 см ²	грань колонны
	8,05 см ²	5,10 см ²	

Нетрудно видеть, что должна быть установлена арматура сечением у наружной грани не менее 11,10 см², у внутренней – 9,72 см².

Рассмотрим примеры подбора несимметричной и симметричной арматуры в колоннах одноэтажных промышленных зданий.

4.2.1 Подбор несимметричной арматуры

В надкрановой и подкрановой частях колонн зданий с мостовыми кранами чаще устанавливается несимметричная арматура. Выполним подбор арматуры и проверку прочности сечения для двух основных сочетаний надкрановой части колонны (см. рисунок 3.6):

1-е сочетание $M_{Ed} = 671,07$ кН·м; $N_{Ed} = 1561,5$ кН;

2-е сочетание $M_{Ed} = -760,76$ кН·м; $N_{Ed} = 1208,9$ кН.

Моменты действуют в плоскости поперечной рамы здания.

Знаки моментов указывают: «+» – растяжение наружной грани колонны; «-» – растяжение внутренней грани колонны.

Предварительно в таблицу можно записать некоторые постоянные величины, не меняющиеся в ходе расчета: прочностные и упругие характеристики материалов, положение арматуры (таблица 4.4).

Т а б л и ц а 4.4 – Постоянные расчетные величины

№ п/п	Обозначение или формула	Число	№ п/п	Обозначение или формула	Число
1	Класс бетона (ХС1)	$C^{16/20}$	8	ε_{sy} , ‰	2,175
2	f_{cd} , МПа	10,7	9	b , м	0,5
3	E_{cm} , МПа (бетон П5)	$28 \cdot 10^3$	10	h_H , м	0,8
4	Класс арматуры	S500	11	$l_0^* = 1,5H_H$	11,625
5	f_{yd} , МПа	435	12	c , м	0,05
6	E_s , МПа	$2,0 \cdot 10^5$	13	c_1 , м	0,05
7	ε_{cu2} , ‰	3,5			

*Расчетная длина колонн одноэтажных зданий определяется по таблице 8.3 [1].

Расчет ведем по алгоритму, приведенному в таблице 4.1.

1-е основное сочетание:

$$N_{crit} = 0,15 \frac{E_{cm} b h_H}{(l_0 / h_H)^2} = 0,15 \cdot \frac{28 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,8}{(11,625 / 0,8)^2} = 7957,0 \text{ кН};$$

$$\eta_a = \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_{crit}} = \frac{1}{1 - 1561,5 / 7957,0} = 1,24 < 2,5;$$

$$e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 671,07 / 1561,5 = 0,43 \text{ м};$$

$$d = h_H - c = 0,8 - 0,05 = 0,75 \text{ м};$$

$$e = \eta_a e_0 + d - h / 2 = 1,24 \cdot 0,43 + 0,75 - 0,8 / 2 = 0,88 \text{ м};$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617;$$

$$\alpha_{m,lim} = \lambda \xi_{lim} (1 - \lambda \xi_{lim} / 2) = 0,8 \cdot 0,617 (1 - 0,8 \cdot 0,617 / 2) = 0,372 < 0,4;$$

$$A_{sc}^{тр} = \frac{N_{Ed} e - \alpha_{m,lim} \eta f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - c_1)} = \frac{1561,5 \cdot 0,88 - 0,372 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75^2}{435 \cdot 10^3 (0,75 - 0,05)} = 8,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем четыре стержня $\varnothing 20$ мм, $A_{sc} = 12,56 \text{ см}^2$.

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed}e - f_{yd}A_{sc}(d - c_1)}{\eta f_{cd}bd^2} =$$

$$= \frac{1561,5 \cdot 0,88 - 435 \cdot 10^3 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4}(0,75 - 0,05)}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75^2} = 0,330;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,330} = 0,417;$$

$$A_{st} = \frac{\eta f_{cd}b\xi d + f_{yd}A_{sc} - N_{Ed}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,417 \cdot 0,75 + 435 \cdot 10^3 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4} - 1561,5}{435 \cdot 10^3} =$$

$$= 15,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 15,1 \text{ см}^2.$$

Минимальный процент армирования сечения составляет

$$\rho_{\min} = \frac{5N_{Ed}}{f_{yd}bd} = \frac{5 \cdot 1561,5}{435 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75} = 0,05 \%,$$

но не менее $\rho_\lambda = \frac{27 + l_0 / i}{440} = \frac{27 + 11,625 / 0,231}{440} = 0,176 \%$;

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,8}{\sqrt{12}} = 0,231 \text{ м}.$$

Минимальная площадь арматуры

$$A_{st, \min} = \frac{\rho_{\min}bh}{100} = \frac{0,176 \cdot 0,5 \cdot 0,8}{100} = 7,0 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7,0 \text{ см}^2,$$

что меньше требуемой площади арматуры $A_{st} = 15,1 \text{ см}^2$.

Принимаем 4 стержня $\varnothing 25$ мм, $A_{st} = 19,64 \text{ см}^2$.

Проверяем прочность сечения по алгоритму, приведенному в таблице 4.3:

$$\xi = \frac{N_{Ed} + f_{yd}(A_{st} - A_{sc})}{\eta f_{cd}bd} = \frac{1561,5 + 435 \cdot 10^3(19,64 - 12,56) \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75} =$$

$$= 0,466 < \lambda \xi_{\lim} = 0,8 \cdot 0,617 = 0,494;$$

$$\alpha_m = \xi(1 - \xi/2) = 0,466(1 - 0,466/2) = 0,357;$$

$$M_{Rd} = \alpha_m \eta f_{cd} b d^2 + f_{yd} A_{sc} (d - c_1) = 0,357 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75^2 + 435 \cdot 10^3 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4} (0,75 - 0,05) = 1456,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,8^3}{12} = 21,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$I_s = (A_{sc} + A_{st}) (d - c_1)^2 / 4 = (12,56 + 19,64) \cdot 10^{-4} (0,75 - 0,05)^2 / 4 = 0,3945 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{16}{20}} = 0,894; \quad \bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1561,5}{0,4 \cdot 10,7 \cdot 10^3} = 0,365;$$

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i} = \frac{11,625}{0,23} = 50,5; \quad i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{21,3 \cdot 10^{-3}}{0,4}} = 0,23;$$

$$k_{2a} = \frac{\bar{n} \lambda_a}{170} = 0,365 \cdot \frac{50,5}{170} = 0,11 \leq 0,2.$$

$M_{0E_{qp}} = 671,07$ кН·м – изгибающий момент при основном сочетании нагрузок; M_{0E_d} – изгибающий момент при практически постоянном сочетании нагрузок. При практически постоянном сочетании нагрузок $\psi_2 = 0$ – для снеговой и ветровой нагрузок и $\psi_2 = G/(G + Q) = 28/(28 + 32) = 0,47$ – для нагрузки от мостовых кранов.

$$M_{0E_d} = -1,25 + 0,47(85,21 + 153,03) = 110,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приведенный размер сечения колонны $h_0 = 2A_c/u = 2 \cdot 0,4/2,6 = 0,3$ м = 300 мм. Здесь A_c – площадь поперечного сечения, u – открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой. Тогда по таблице 6.5 [1] для сухих атмосферных условий по интерполяции с учетом пункта 2 примечания к таблице и пункта 6.1.4.5 [1] получаем величину $\varphi(50, t_0) = 3,36$.

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(50, t_0) M_{0E_{qp}}}{M_{0E_d}} = \frac{3,36 \cdot 671,07}{110,72} = 20,4;$$

$$k_c = \frac{k_{1a} k_{2a}}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{0,894 \cdot 0,11}{1 + 20,4} = 0,005, \quad k_s = 1;$$

$$E_{cd} = E_{cm} / 1,2 = 28 \cdot 10^3 / 1,2 = 23,3 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$B_{nom} = k_c E_{cd} I_c + k_s E_s I_s = 0,005 \cdot 23,3 \cdot 10^3 \cdot 21,3 \cdot 10^{-3} + 1 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 0,3945 \cdot 10^{-3} = 81,4 \text{ МН} \cdot \text{м}^2;$$

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 81,4 \cdot 10^3}{11,625^2} = 5939,0 \text{ кН};$$

$$\eta_a = \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_{crit}} = \frac{1}{1 - 1561,5 / 5939,0} = 1,35;$$

$$e = \eta_a e_0 + d - h / 2 = 1,35 \cdot 0,43 + 0,75 - 0,8 / 2 = 0,93 \text{ м};$$

$$N_{Ed} e = 1561,5 \cdot 0,93 = 1452,2 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 1456,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность сечения обеспечена.

2-е основное сочетание:

$$N_{crit} = 7957,0 \text{ кН}; \eta_a = \frac{1}{1 - 1208,9 / 7957,0} = 1,18 < 2,5;$$

$$e_0 = 760,76 / 1208,9 = 0,63; d = 0,75 \text{ м};$$

$$e = 1,18 \cdot 0,63 + 0,75 - 0,8 / 2 = 1,09 \text{ м};$$

$$\xi_{lim} = 0,617; \alpha_{m,lim} = 0,372 < 0,4;$$

$$A_{sc}^{tp} = \frac{1208,9 \cdot 1,09 - 0,372 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75^2}{435 \cdot 10^3 (0,75 - 0,05)} = 6,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем четыре стержня $\varnothing 25$ мм, $A_{sc} = 19,64 \text{ см}^2$.

$$\alpha_m = \frac{1208,9 \cdot 1,09 - 435 \cdot 10^3 \cdot 19,64 \cdot 10^{-4} (0,75 - 0,05)}{1 \cdot 10 \cdot 7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75^2} = 0,239;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,239} = 0,278;$$

$$A_{st}^{tp} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,278 \cdot 0,75 + 435 \cdot 10^3 \cdot 19,64 \cdot 10^{-4} - 1208,9}{435 \cdot 10^3} = 17,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 17,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем четыре стержня $\varnothing 28$ мм, $A_{st} = 24,63 \text{ см}^2$.

Проверяем прочность сечения: $c = 50$ мм, $d = 800 - 50 = 750$ мм = 0,75 м.

$$\xi = \frac{1208,9 - 435 \cdot 10^3 (24,63 - 19,64) \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75} = 0,247 < \lambda \xi_{\text{lim}} = 0,8 \cdot 0,617 = 0,494;$$

$$\alpha_m = 0,247(1 - 0,247/2) = 0,217;$$

$$M_{Rd} = 0,217 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,75^2 + 435 \cdot 10^3 \cdot 19,64 \cdot 10^{-4} (0,75 - 0,05) = 1251,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$I_c = 21,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$I_s = (24,63 + 19,64) \cdot 10^{-4} (0,75 - 0,05)^2 / 4 = 0,5423 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$k_{1a} = 0,894; \bar{n} = \frac{1208,9}{0,4 \cdot 10,7 \cdot 10^3} = 0,282; \lambda_a = 50,5;$$

$$k_{2a} = 0,282 \cdot \frac{50,5}{170} = 0,084 \leq 0,2.$$

$$M_{0Ecp} = -760,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{0Ed} = -1,25 - 0,47(196,19 + 153,03) = -165,38 \text{ кН}\cdot\text{м}; \varphi(50, t_0) = 3,36.$$

$$\varphi_{ef} = \frac{3,36 \cdot 760,76}{165,38} = 15,46; k_c = \frac{0,894 \cdot 0,084}{1 + 15,46} = 0,0046; k_s = 1;$$

$$E_{cd} = 28 \cdot 10^3 / 1,2 = 23,3 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$B_{nom} = 0,0046 \cdot 23,3 \cdot 10^3 \cdot 21,3 \cdot 10^{-3} + 1 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 0,5423 \cdot 10^{-3} = 110,7 \text{ МН}\cdot\text{м}^2;$$

$$N_{crit} = \frac{3,14^2 \cdot 110,7 \cdot 10^3}{11,625^2} = 8076,0 \text{ кН}; \eta_a = \frac{1}{1 - 1208,9 / 8076,0} = 1,18;$$

$$e = 1,18 \cdot 0,63 + 0,745 - 0,8 / 2 = 1,09 \text{ м};$$

$$N_{Ed}e = 1208,9 \cdot 1,09 = 1317,7 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Rd} = 1251,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Прочность сечения не обеспечена.

Для увеличения прочности сечения увеличиваем площадь растянутой и сжатой арматуры. Принимаем растянутую арматуру из 2 стержней $\varnothing 28$ мм, и 2 стержней $\varnothing 32$ мм, $A_{st} = 28,41 \text{ см}^2$ и сжатую арматуру из 4 стержней $\varnothing 28$ мм, $A_{sc} = 24,63 \text{ см}^2$; $c = c_1 = 55$ мм.

Проверяем прочность сечения: $f_{cd} = 10,7$ МПа, $E_{cm} = 28 \cdot 10^3$ МПа;

$$\xi = \frac{1208,9 + 348 \cdot 10^3 (28,41 - 24,63) \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,745} = 0,336 < \lambda \xi_{lim} = 0,494;$$

$$\alpha_m = 0,336(1 - 0,336 / 2) = 0,280;$$

$$M_{Rd} = 0,280 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,745^2 + 435 \cdot 10^3 \cdot 24,63 \cdot 10^{-4} (0,745 - 0,055) = 1370,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$I_c = 21,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$I_s = (24,63 + 28,41) \cdot 10^{-4} (0,745 - 0,055)^2 / 4 = 0,631 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{16}{20}} = 0,894; \quad \bar{n} = \frac{1208,9}{0,4 \cdot 10,7 \cdot 10^3} = 0,282; \quad \lambda_a = 50,5;$$

$$k_{2a} = 0,282 \cdot \frac{50,5}{170} = 0,084 \leq 0,2;$$

$$M_{0Eqp} = -760,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{0Ed} = -1,25 - 0,47(196,19 + 153,03) = -165,38 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad \varphi(50, t_0) = 3,36;$$

$$\varphi_{ef} = \frac{3,36 \cdot 760,76}{165,38} = 15,46; \quad k_c = \frac{0,894 \cdot 0,084}{1 + 15,46} = 0,0046; \quad k_s = 1;$$

$$E_{cd} = 28 \cdot 10^3 / 1,2 = 23,3 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$B_{nom} = 0,0046 \cdot 23,3 \cdot 10^3 \cdot 21,3 \cdot 10^{-3} + 1 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 0,631 \cdot 10^{-3} = 128,5 \text{ МН}\cdot\text{м}^2;$$

$$N_{crit} = \frac{3,14^2 \cdot 128,5 \cdot 10^3}{11,625^2} = 9375,0 \text{ кН}; \quad \eta_a = \frac{1}{1 - 1208,9 / 9375,0} = 1,148;$$

$$e = 1,148 \cdot 0,63 + 0,745 - 0,8 / 2 = 1,068 \text{ м};$$

$$N_{Ed}e = 1208,9 \cdot 1,068 = 1291,1 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Rd} = 1370,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

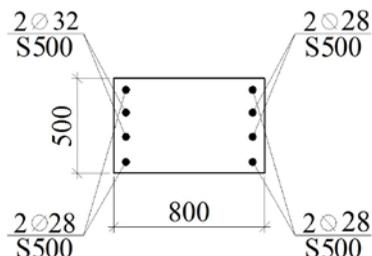
Прочность сечения обеспечена.

В результате расчетов получим для подкрановой части колонны:

Наружная	19,64 см ²	12,56 см ²	
грань колонны	28,41 см ²	24,63 см ²	Внутренняя грань колонны

Окончательно принимаем: у наружной грани колонны $2\varnothing 28$ мм и $2\varnothing 32$ мм, $A_{sc} = 28,41 \text{ см}^2$, у внутренней грани колонны $4\varnothing 28$ мм, $A_{st} = 24,63 \text{ см}^2$. Армирование сечения приведено на рисунке 4.2.

Рисунок 4.2 – Армирование расчетного сечения колонны



4.2.2 Подбор симметричной арматуры

В крайних и средних колоннах зданий без мостовых кранов обычно устанавливается симметричная арматура, так как положительный и отрицательный моменты в основных сочетаниях примерно равны по абсолютной величине.

Выполним подбор арматуры и проверку прочности сечения для двух основных сочетаний средней колонны (см. рисунок 3.9):

2-е сочетание $M_{Ed} = -227,35 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_{Ed} = 448,63 \text{ кН}$;

3-е сочетание $M_{Ed} = 227,35 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_{Ed} = 448,63 \text{ кН}$.

Моменты действуют в плоскости поперечной рамы. Знаки моментов можно не учитывать, так как арматура в сечении будет симметричной.

Запишем в таблицу 4.5 некоторые постоянные величины, не меняющиеся в ходе расчета.

Т а б л и ц а 4.5 – Постоянные расчетные величины

№ п/п	Обозначение или формула	Число	№ п/п	Обозначение или формула	Число
1	Класс бетона	$C^{16}/_{20}$	8	ϵ_{sy} , ‰	2,175
2	f_{cd} , МПа	10,7	9	b , м	0,4
3	E_{cm} , МПа	$28 \cdot 10^3$	10	h , м	0,6
4	Класс арматуры	S500	11	$l_0^* = 1,2H$	10,26
5	f_{yd} , МПа	435	12	c , м	0,04
6	E_s , МПа	$2,0 \cdot 10^5$	13	c_1 , м	0,04
7	ϵ_{cu2} , ‰	3,5			

*Расчетная длина колонн одноэтажных зданий определяется по таблице 8.3 [1].

Расчет ведем по алгоритму, приведенному в таблице 4.2.

2-е основное сочетание:

$$N_{crit} = 0,15 \cdot \frac{28 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,6}{(10,26 / 0,6)^2} = 3447,2 \text{ кН}; \quad \eta_a = \frac{1}{1 - 448,63 / 3447,2} = 1,15;$$

$$e_0 = 227,35 / 448,63 = 0,507; \quad d = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м};$$

$$e = 1,15 \cdot 0,507 + 0,56 - 0,6 / 2 = 0,843 \text{ м}; \quad \xi_{lim} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617;$$

$$\xi = \frac{448,63}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56} = 0,187 < \lambda \xi_{lim} = 0,494;$$

$$\alpha_m = 0,187(1 - 0,187 / 2) = 0,17;$$

$$A_{sc} = A_{st} = \frac{448,63 \cdot 0,843 - 0,17 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56^2}{435 \cdot 10^3 (0,56 - 0,04)} = 6,63 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,63 \text{ см}^2.$$

Минимальный процент армирования сечения составляет

$$\rho_{min} = \frac{5 \cdot 448,63}{435 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56} = 0,023 \%,$$

но не менее $\rho_\lambda = \frac{27 + 10,26 / 0,173}{440} = 0,196 \%$; $i = \frac{0,6}{\sqrt{12}} = 0,173 \text{ м}$.

Минимальная площадь арматуры

$$A_{st,min} = \frac{0,196 \cdot 0,4 \cdot 0,56}{100} = 4,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,4 \text{ см}^2,$$

что меньше требуемой площади арматуры $A_{st} = 6,63 \text{ см}^2$.

Принимаем по 3 стержня $\varnothing 20$ мм с каждой грани сечения колонны:

$$A_{sc} = A_{st} = 9,41 \text{ см}^2.$$

Проверяем прочность сечения:

$$\xi = \frac{448,63}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56} = 0,187 < \lambda \xi_{lim} = 0,494;$$

$$\alpha_m = 0,187(1 - 0,187 / 2) = 0,17;$$

$$M_{Rd} = 0,17 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56^2 + 435 \cdot 10^3 \cdot 9,41 \cdot 10^{-4} (0,56 - 0,04) = \\ = 441,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определяем критическую силу: $I_c = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$;

$$I_s = (9,41 + 9,41) \cdot 10^{-4} (0,56 - 0,04)^2 / 4 = 0,127 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{16}{20}} = 0,894; \quad \bar{n} = \frac{448,63}{0,24 \cdot 10,7 \cdot 10^3} = 0,175;$$

$$i = \sqrt{\frac{7,2 \cdot 10^{-3}}{0,24}} = 0,173; \quad \lambda_a = \frac{10,26}{0,173} = 59,3;$$

$$k_{2a} = 0,175 \frac{59,3}{170} = 0,061 \leq 0,2.$$

$$M_{0Eqr} = -227,35 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$\psi_2 = 2,48 / (2,48 + 5,0) = 0,33$ – для нагрузки от мостовых кранов;

$$M_{0Ed} = -0,33(14,54 + 99,47) = -37,62 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Приведенный размер сечения колонны $h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 0,24 / 2,0 = 0,24 \text{ м} = 240 \text{ мм}$. Здесь A_c – площадь поперечного сечения, u – открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой. Тогда по таблице 6.5 [1] для сухих атмосферных условий по интерполяции, с учетом пункта 2 примечания к таблице и пункта 6.1.4.5 [1] получаем величину $\varphi(50, t_0) = 2,84$.

$$\varphi_{ef} = \frac{2,84(-227,35)}{-37,62} = 17,2;$$

$$k_c = \frac{0,894 \cdot 0,061}{1 + 17,2} = 0,003; \quad k_s = 1;$$

$$E_{cd} = 28 \cdot 10^3 / 1,2 = 23,3 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$B_{nom} = 0,003 \cdot 23,3 \cdot 10^3 \cdot 7,2 \cdot 10^{-3} + 1 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 0,127 \cdot 10^{-3} = 25,9 \text{ МН}\cdot\text{м}^2;$$

$$N_{crit} = \frac{3,14^2 \cdot 25,9 \cdot 10^3}{10,26^2} = 2426,0 \text{ кН}; \quad \eta_a = \frac{1}{1 - 448,63 / 2426,0} = 1,227;$$

$$e = 1,227 \cdot 0,507 + 0,56 - 0,6 / 2 = 0,882 \text{ м};$$

$$N_{Ed}e = 448,63 \cdot 0,882 = 395,7 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Rd} = 441,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Прочность сечения обеспечена.

3-е основное сочетание:

$$N_{crit} = 3447,2 \text{ кН}; \quad \eta_a = \frac{1}{1 - 553,75 / 3447,2} = 1,19;$$

$$e_0 = 170,38 / 553,75 = 0,308; \quad d = 0,56 \text{ м};$$

$$e = 1,19 \cdot 0,308 + 0,56 - 0,6 / 2 = 0,63 \text{ м};$$

$$\xi_{lim} = 0,617; \quad \xi = \frac{553,75}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56} = 0,232 < \lambda \xi_{lim} = 0,494;$$

$$\alpha_m = 0,232(1 - 0,232 / 2) = 0,205;$$

$$A_{sc} = A_{st} = \frac{553,75 \cdot 0,63 - 0,205 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56^2}{435 \cdot 10^3 (0,56 - 0,04)} = 3,26 \text{ см}^2.$$

Принимаем, как и во 2-м сочетании, 3 стержня $\varnothing 20$ мм у каждой грани колонны: $A_{sc} = A_{st} = 9,41 \text{ см}^2$.

Проверяем прочность сечения: $\xi = 0,29$; $\alpha_m = 0,205$;

$$M_{Rd} = 0,205 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,56^2 + 435 \cdot 10^3 \cdot 9,41 \cdot 10^{-4} (0,56 - 0,04) = 488,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определяем критическую силу: $I_c = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$; $I_s = 0,127 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$;

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{16}{20}} = 0,894; \quad \bar{n} = \frac{553,75}{0,24 \cdot 10,7 \cdot 10^3} = 0,216;$$

$$i = 0,173; \quad \lambda_a = 59,3; \quad k_{2a} = 0,216 \cdot \frac{59,3}{170} = 0,075 \leq 0,2.$$

$$M_{0Eqp} = 170,38 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$\psi_2 = 2,48 / (2,48 + 5,0) = 0,33$ – для нагрузки от мостовых кранов.

$$M_{0Ed} = 0,33(-14,54 + 99,47) = 28,03 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad \varphi(50, t_0) = 2,84;$$

$$\varphi_{ef} = \frac{2,84 \cdot 170,38}{28,03} = 17,3; \quad k_c = \frac{0,894 \cdot 0,075}{1 + 17,3} = 0,0037, \quad k_s = 1;$$

$$E_{cd} = 28 \cdot 10^3 / 1,2 = 23,3 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$B_{nom} = 0,0037 \cdot 23,3 \cdot 10^3 \cdot 7,2 \cdot 10^{-3} + 1 \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 0,127 \cdot 10^{-3} = 26,0 \text{ МН} \cdot \text{м}^2;$$

$$N_{crit} = \frac{3,14^2 \cdot 26,0 \cdot 10^3}{10,26^2} = 2435,2 \text{ кН};$$

$$\eta_a = \frac{1}{1 - 553,75 / 2435,2} = 1,29;$$

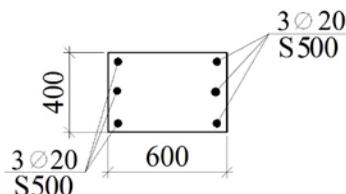
$$e = 1,29 \cdot 0,308 + 0,56 - 0,6 / 2 = 0,66 \text{ м};$$

$$N_{Ed}e = 553,75 \cdot 0,66 = 365,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 488,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность сечения обеспечена.

Окончательно принимаем у каждой грани колонны по 3 стержня $\varnothing 20$ мм. Армирование сечения приведено на рисунке 4.3.

Рисунок 4.3 – Армирование расчетного сечения колонны



5 РАСЧЕТ РЕШЕТЧАТОЙ ДВУСКАТНОЙ БАЛКИ

5.1 Исходные данные

Запроектируем стропильную решетчатую балку пролетом 18,0 м для здания с шагом колонн и стропильных балок 12,0 м и ребристыми плитами покрытия номинальным размером 3,0×12,0 м. Расчетный пролет балки $l = 17,7$ м при глубине опирания на обеих опорах по 150 мм.

Класс бетона балки $C^{40}/_{50}$, напрягаемая арматура класса S800, обычная продольная и поперечная арматура класса S500.

Обжатие бетона производится при передаточной прочности, составляющей 50 % от проектной, то есть при $C^{20}/_{25}$. Режим передачи предварительного напряжения на бетон принят плавный. Класс экспозиции по условиям эксплуатации конструкции XC1 (RH = 50 %).

Характеристическое значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли равно 1,5 кН (см. п. 3.1.4).

Прочностные и упругие характеристики материалов балки приведены в таблицах 5.1 и 5.2, нагрузки – в таблицах 5.3 и 5.4.

Вид балки с геометрическими размерами приведен на рисунке 5.1.

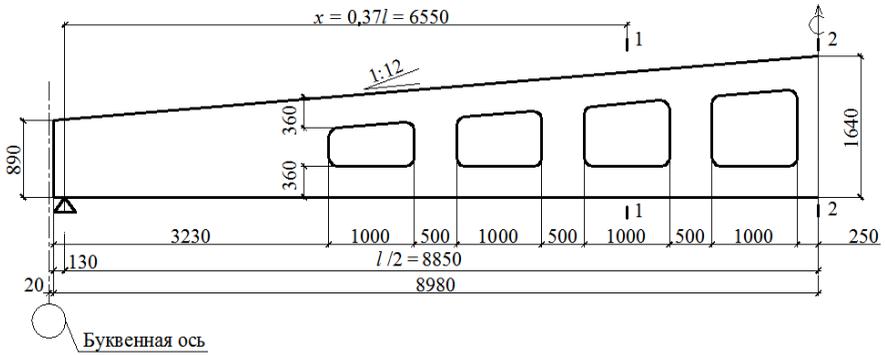


Рисунок 5.1 – Геометрические размеры балки

Т а б л и ц а 5.1 – Прочностные и упругие характеристики арматуры балки

В мегапаскалях

Материал	Сопrotивление материала			Модуль упругости E_s
	характеристическое f_{yk}, f_{pk}	расчетное f_{yd}, f_{pd}	расчетное для поперечной арматуры f_{ywd}	
Обычная арматура, S500	500	435	400	$200 \cdot 10^3$
Напрягаемая арматура, S800	800	695	–	$200 \cdot 10^3$

Т а б л и ц а 5.2 – Прочностные и упругие характеристики бетона балки (марка бетонной смеси по удобоукладываемости П1)

В мегапаскалях

Материал	Сопrotивление материала		Модуль упругости E_{cm}
	характеристическое f_{ck}, f_{ctk}	расчетное f_{cd}, f_{ctd}	
Бетон класса $C^{40}/_{50}$:			$39 \cdot 10^3$
– на сжатие	40	26,7	
– растяжение	2,5	1,17	
Бетон класса $C^{20}/_{25}$ (0,5 от $C^{40}/_{50}$):			$32 \cdot 10^3$
– на сжатие	20	13,3	
– растяжение	1,5	0,7	

Т а б л и ц а 5.3 – Нагрузки, действующие на покрытие

Вид нагрузки	Вычисления	Величина нагрузки, кН/м ²		
		характеристическая	частный коэффициент по нагрузке γ_G	расчетная
<i>Постоянные</i>				
1 Рулонный гидроизоляционный ковер	–	0,1	1,35	0,135
2 Цементно-песчаная стяжка ($\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 20 \text{ мм}$)	$1800 \cdot 10^{-2} \cdot 20 \cdot 10^{-3}$	0,36	1,35	0,48
3 Утеплитель из газосиликата ($\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 200 \text{ мм}$)	$400 \cdot 10^{-2} \cdot 200 \cdot 10^{-3}$	0,8	1,35	1,08
4 Пароизоляция		0,03	1,35	0,04
5 Плита ребристая (6,8 т)	$6,8 \cdot 10 / (3 \cdot 12)$	1,89	1,2	2,26
6 Стропильная балка (12,4 т)	$12,4 \cdot 10 / (18 \cdot 12)$	0,57	1,2	0,68
И т о г о		3,75		4,68
<i>Переменные</i>				
7 Снеговая, $\mu_1 = 0,8$	–	$1,5 \cdot 0,8 = 1,2$	$\gamma_0 = 1,5$	$2,25 \cdot 0,8 = 1,8$

Т а б л и ц а 5.4 – Нагрузки, действующие на балку

В кН/м

Вид нагрузки	Характеристическая	Расчетная
<i>Постоянные (g)</i>		
1 Элементы кровли и несущие конструкции при шаге балок 12 м	45,0	56,16
2 В том числе от веса балки	6,84	8,16
<i>Переменные (p)</i>		
3 Снеговая при шаге балок 12 м	14,4	21,6

Расчетные воздействия для предельных состояний несущей способности:

– по формуле (3.1) $q_1 = 56,16 + 0,6 \cdot 21,6 = 69,1 \text{ кН/м}$;

– по формуле (3.2) $q_2 = 0,85 \cdot 56,16 + 21,6 = 69,3 \text{ кН/м}$.

Далее для расчетов принимаем большее значение $q_2 = 69,3 \text{ кН/м}$.

Расчетные воздействия для предельных состояний эксплуатационной пригодности:

– частое сочетание, по формуле (3.4),

$q_3 = 45,48 + 0,5 \cdot 14,4 = 52,68 \text{ кН/м}$;

– практически постоянное сочетание, по формуле (3.5),

$q_4 = 45,0 + 0,0 \cdot 14,4 = 45,0 \text{ кН/м}$.

5.2 Расчет балки по нормальным сечениям

В изгибаемых элементах переменной высоты опасным по изгибающему моменту будет нормальное сечение, смещенное от середины пролета к опоре. При уклоне верхнего пояса $i = 1/12$ расстояние от опоры до опасного сечения $x = 0,37l$ [9]. Если рабочая высота сечения на опоре d_0 , то в опасном сечении $d = d_0 + ix$.

Изгибающий момент в опасном сечении от полной расчетной равномерно распределенной нагрузки $q_2 = 69,3$ кН/м:

$$M_{Ed,x} = q_2 x \frac{l}{2} - q_2 x \frac{x}{2} = q_2 x \frac{(l-x)}{2};$$

$$x = 0,37 \cdot 17,7 = 6,55 \text{ м};$$

$$M_{Ed,x} = 69,3 \cdot 6,55 \frac{(17,7 - 6,55)}{2} = 2524,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Ширина поперечного сечения балки $b = 280$ мм. Эффективная высота в расчетном сечении при предварительно принятом расстоянии от крайних растянутых волокон до центра тяжести напрягаемой арматуры $c = 140$ мм:

$$d_0 = h_0 - c = 890 - 140 = 750 \text{ мм} = 0,75 \text{ м};$$

$$d = d_0 + ix = 0,75 + 1/12 \cdot 6,55 = 1,30 \text{ м}.$$

Определим площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры A_p , расположенной в растянутой зоне. Расчет выполняем по модели сопротивления сечения, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне эффективной сжатой зоны сечения.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{3,475 + 3,5} = 0,502,$$

где $\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰ – предельная относительная деформация в крайнем волокне бетона сжатой зоны сечения; ε_{sy} – относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{yd} , определяется по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{pd}}{E_s} = \frac{695}{200 \cdot 10^3} = 3,475 \text{ ‰}.$$

$$\text{Определяем коэффициент } \alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = \frac{2524,0}{1 \cdot 26,7 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 1,3^2} = 0,20,$$

тогда относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,20} = 0,224 < \lambda \xi_{\text{lim}} = 0,8 \cdot 0,502 = 0,402$. Высота сжатой зоны

бетона $x_{eff} = \xi d = 0,224 \cdot 1,3 = 0,29$ м. В решетчатых балках имеются вырезы, поэтому необходимо следить, чтобы нейтральная ось сечения не выходила из пределов верхнего пояса (не заходила в пределы отверстий).

Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_p^{tr} = \frac{\eta f_{cd} b x_{eff}}{f_{pd}} = \frac{1 \cdot 26,7 \cdot 0,28 \cdot 0,29}{695} = 31,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 31,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем $9\varnothing 25$ S800, $A_p = 44,18 \text{ см}^2$.

Схема расположения напрягаемой арматуры приведена на рисунке 5.2.

Эффективная высота расчетного сечения балки

$$d = h - c_p = 1,44 - 0,1375 \approx 1,3 \text{ м},$$

здесь $h = h_0 + ix = 0,89 + 1/12 \cdot 6,55 = 1,44$ м.

Проверим несущую способность сечения.

Эффективная высота сжатой зоны сечения

$$x_{eff} = \frac{f_{pd} A_p}{\eta f_{cd} b} = \frac{695 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 26,7 \cdot 0,28} = 0,41 \text{ м}.$$

Эффективная высота сжатой зоны бетона $x_{eff} = 0,41$ м, что больше высоты верхнего пояса балки, равного 0,36 м. Нейтральная ось сечения проходит в пределах отверстия, поэтому сжатой принимаем только высоту верхнего пояса, т. е. $x_{eff} = 0,36$ м.

Несущую способность сечения M_{Rd} определяем по условию равновесия внешнего и внутреннего моментов относительно точки, через которую проходит равнодействующая сжатого бетона верхнего пояса. Плечо внутренней пары сил $z = d - x_{eff} / 2 = 1,3 - 0,36 / 2 = 1,12$ м.

$$M_{Rd} = f_{pd} A_p z = 695 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} \cdot 1,12 = 3439,0 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 2524,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверим несущую способность расчетного сечения при действии дополнительной нагрузки от двух подвесных мостовых кранов грузоподъемностью 5 т.

Максимальное D_{max} и минимальное D_{min} значения расчетных нагрузок на подкрановый путь в местах крепления к стропильной балке и соответственно нагрузка на стропильную балку составят (пролет подкранового пути 12,0 м, пролет крана $L_{кр} = 15,0$ м, база крана 2,7 м, ширина 3,295 м, давление тележки на подкрановый путь $F_{max} = 38,8$ кН, $F_{min} = 5,30$ кН):

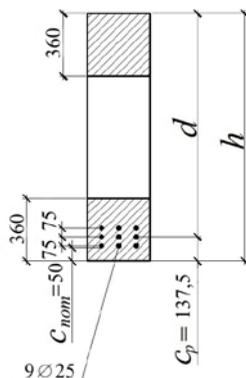


Рисунок 5.2 – Схема расположения напрягаемой арматуры

$$D_{\max} = \gamma_Q F_{\max} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 1,35 \cdot 38,80(1 + 0,95 + 0,775 + 0,725) = 180,7 \text{ кН.}$$

$$D_{\min} = \gamma_Q F_{\min} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 1,35 \cdot 5,30(1 + 0,95 + 0,775 + 0,725) = 24,7 \text{ кН.}$$

Здесь $y_1 \dots y_4$ – ординаты линий влияния (рисунок 5.3).

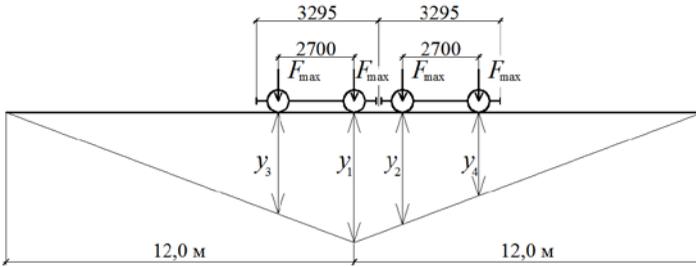


Рисунок 5.3 – Ординаты линий влияния опорных реакций подвесных балок

Изгибающий момент от действия подвесных кранов в расчетном сечении при расстоянии от опор до мест подвески кранового пути к балке 1,35 м (рисунок 5.4):

– опорная реакция от подвесного мостового крана на конце балки со стороны действия D_{\max}

$$A = (D_{\max} (l - 1,35) + D_{\min} \cdot 1,35) / l = \\ = (180,7(17,7 - 1,35) + 24,7 \cdot 1,35) / 17,7 = 168,8 \text{ кН;}$$

– расчетный момент

$$M_{x, \text{кр}} = Ax - D_{\max} (x - 1,35) = 168,8 \cdot 6,55 - 180,7(6,55 - 1,35) = 166,0 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

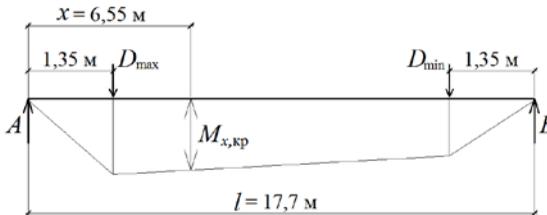


Рисунок 5.4 – Эпюра изгибающих моментов в стропильной балке от действия подвесных мостовых кранов грузоподъемностью 5 т

Суммарный расчетный изгибающий момент от полной нагрузки, включающей подвесные краны,

$$M_{Ed} = 2524,0 + 166,0 = 2690,0 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Rd} = 3439,0 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Прочность расчетного сечения обеспечена.

5.3 Геометрические характеристики расчетных сечений

Определим геометрические характеристики двух сечений балки – расчетного (1–1) и в середине пролета (2–2):

– ширина сечения $b = 0,28$ м;

– высота сечения $h_{1-1} = 1,44$ м; $h_{2-2} = 1,64$ м;

– высота отверстия $h_{\text{отв. } 1-1} = 1,44 - 2 \cdot 0,36 = 0,72$ м;

$$h_{\text{отв. } 2-2} = 1,64 - 2 \cdot 0,36 = 0,92 \text{ м};$$

– расстояние от нижней грани до центра тяжести бетонного сечения

$$y_{c, 1-1} = \frac{h_{1-1}}{2} = \frac{1,44}{2} = 0,72 \text{ м}; \quad y_{c, 2-2} = \frac{h_{2-2}}{2} = \frac{1,64}{2} = 0,82 \text{ м};$$

– расстояние от точки приложения силы обжатия до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{cp, 1-1} = y_{c, 1-1} - c_p = 0,72 - 0,1375 = 0,5825 \text{ м};$$

$$z_{cp, 2-2} = y_{c, 2-2} - c_p = 0,82 - 0,1375 = 0,6825 \text{ м};$$

– площадь напрягаемой арматуры $A_p = 44,18$ см²;

$$\text{– коэффициент } \alpha_p = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200 \cdot 10^3}{39 \cdot 10^3} = 5,13;$$

– площадь отверстия $A_{\text{отв. } 1-1} = 0,28 \cdot 0,72 = 0,2016$ м²;

$$A_{\text{отв. } 2-2} = 0,28 \cdot 0,92 = 0,2576 \text{ м}^2;$$

– рабочая высота сечения $d_{1-1} = 1,3$ м; $d_{2-2} = 1,64 - 0,1375 \approx 1,5$ м;

– площадь бетонного сечения

$$A_{c, 1-1} = bh_{1-1} - A_{\text{отв. } 1-1} = 0,28 \cdot 1,44 - 0,2016 = 0,2016 \text{ м}^2;$$

$$A_{c, 2-2} = 0,28 \cdot 1,64 - 0,2576 = 0,2016 \text{ м}^2;$$

– момент инерции бетонного сечения

$$I_{c, 1-1} = \frac{b}{12} (h_{1-1}^3 - h_{\text{отв. } 1-1}^3) = \frac{0,28}{12} (1,44^3 - 0,72^3) = 609,64 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$I_{c, 2-2} = \frac{b}{12} (h_{2-2}^3 - h_{\text{отв. } 2-2}^3) = \frac{0,28}{12} (1,64^3 - 0,92^3) = 847,58 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

5.4 Предварительные напряжения и потери напряжений в напрягаемой арматуре

Максимальное напряжение в напрягаемой арматуре $\sigma_{0, \text{max}}$ назначается с учетом допустимых отклонений значения предварительного напряжения p таким образом, чтобы выполнялись условия:

$\sigma_{0, \max} + p \leq k_p f_{pk}$, где $k_p = 0,9$ для стержней;

$\sigma_{0, \max} - p \geq 0,3 f_{pk}$.

Принимаем $\sigma_{0, \max} = 650$ МПа, тогда при электротермическом способе натяжения $p = 30 + 360 / l_p$, где $l_p = 18,5$ м – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда):

$$p = 30 + 360 / 18,5 = 50 \text{ МПа.}$$

Проверяем условия

$$\sigma_{0, \max} + p = 650 + 50 = 700 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{0, \max} - p = 650 - 50 = 600 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 800 = 240 \text{ МПа,}$$

условия выполняются.

Определяем потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

Кратковременные (технологические) потери в момент времени $t = t_0$, то есть непосредственно после передачи усилия с напрягаемого элемента на бетон:

1 Потери усилия предварительного обжатия от деформации анкеров

$$\Delta P_A = \left(\frac{\Delta l_A}{l_A} \right) E_p A_p,$$

где Δl_A – величина обжатия опрессованных шайб, принимается равной 2 мм; $l_A = 18500$ мм – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда):

$$\Delta P_A = \left(\frac{2}{18500} \right) \cdot 2 \cdot 10^8 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} = 95,5 \text{ кН.}$$

2 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные деформацией стальной формы. Так как натяжение арматуры выполняется на упоры стенда, то потери от деформации формы равны нулю: $\Delta P_f = 0$.

3 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные трением напрягаемой арматуры об огибающие приспособления, равны нулю, так как напрягаемая арматура прямолинейна: $\Delta P_{\mu(x)0} = 0$.

4 Потери усилия предварительного обжатия от релаксации напряжений стали, при электротермическом способе натяжения стержневой арматуры:

$$\Delta P_{ir} = 0,03 \sigma_{p,i} A_p = 0,03 \cdot 628,4 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} = 83,3 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} \sigma_{p,i} &= \sigma_{0, \max} - \Delta \sigma_A - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_{\mu(x)0} = \sigma_{0, \max} - \Delta P_A / A_p - \Delta P_f / A_p - \Delta P_{\mu(x)0} / A_p = \\ &= 650 - 95,5 \cdot 10^{-3} / (44,18 \cdot 10^{-4}) = 628,4 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

5 Потери усилия предварительного обжатия от температурного перепада для бетона класса $C^{40}/_{50}$: $\Delta P_{\Delta T} = 1,0 \Delta T A_p = 1,0 \cdot 65 \cdot 4418 = 287170 \text{ Н} = 287,17 \text{ кН}$, где $\Delta T = 65 \text{ }^\circ\text{C}$ – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения. В формуле A_p – в мм^2 , $\Delta P_{\Delta T}$ – в Н.

6 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные упругой деформацией бетона:

$$\Delta P_{c,el} = \alpha_p \rho_p \left(1 + z_{cp}^2 \frac{A_c}{I_c} \right) P_{0,c},$$

где $\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{200 \cdot 10^3}{32 \cdot 10^3} = 6,25$ ($E_{cm} = 32 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ – модуль упругости бетона при передаче усилия предварительного обжатия); ρ_p – коэффициент продольного армирования сечения напрягаемой арматуры, $\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{44,18 \cdot 10^{-4}}{0,2016} = 0,0219$; $P_{0,c}$ – усилие предварительного напряжения

с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона,

$$\begin{aligned} P_{0c} &= \sigma_{0, \max} A_p - \Delta P_A - \Delta P_f - \Delta P_{\mu(x),0} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\Delta T} = \\ &= 650 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} - 95,5 - 83,3 - 287,17 = 2405,73 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Тогда

$$\Delta P_{c,el\ 1-1} = 6,25 \cdot 0,0219 \left(1 + 0,5825^2 \frac{0,2016}{609,64 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 2405,73 = 627,7 \text{ кН};$$

$$\Delta P_{c,el\ 2-2} = 6,25 \cdot 0,0219 \left(1 + 0,6825^2 \frac{0,2016}{847,58 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 2405,73 = 624,1 \text{ кН}.$$

Усилие предварительного обжатия P_{m0} , действующее после передачи предварительного обжатия на конструкцию, должно быть не более $0,75 f_{pk} A_p$,

$$\begin{aligned} P_{m0, 1-1} &= P_{0c} - \Delta P_{c,el, 1-1} = \\ &= 2405,73 - 627,7 = 1778,03 \text{ кН} < 0,75 \cdot 800 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} = 2650,8 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{m0, 2-2} &= P_{0c} - \Delta P_{c,el, 2-2} = \\ &= 2405,73 - 624,1 = 1781,63 \text{ кН} < 0,75 \cdot 800 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} = 2650,8 \text{ кН}, \end{aligned}$$

условие выполняется.

Максимальное напряжение в бетоне в момент обжатия:

1 Для сечения 1–1

$$\sigma_{c,1-1} = \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} z_{cp} y_c}{I_c} = \frac{1778,03 \cdot 10^{-3}}{0,2016} + \frac{1778,03 \cdot 10^{-3} \cdot 0,5825 \cdot 0,72}{609,64 \cdot 10^{-4}} = 21,0 \text{ МПа},$$

что равно $0,75 f_{cm} = 0,75 \cdot 28 = 21 \text{ МПа}$, условие выполняется.

Здесь f_{cm} – средняя прочность бетона в момент обжатия, когда класс бетона не выше $C^{20}_{/25}$.

2 Для сечения 2–2

$$\sigma_{c,2-2} = \frac{1781,63 \cdot 10^{-3}}{0,2016} + \frac{1781,63 \cdot 10^{-3} \cdot 0,6825 \cdot 0,82}{847,58 \cdot 10^{-4}} = 20,6 \text{ МПа} < 21,0 \text{ МПа,}$$

условие выполняется.

Длительные (эксплуатационные) потери, проявляющиеся в процессе эксплуатации конструкции, в момент времени $t > t_0$:

7 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений стали в напрягаемой арматуре. Предельные значения коэффициентов ползучести и относительных деформаций усадки рассчитываем для возраста бетона $t = 50$ лет:

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} A_p ;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(50, t_0) E_p + 0,8 \Delta \sigma_{ir} + \alpha_p \varphi(50, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha_p \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(50, t_0)]},$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери в напрягаемой арматуре, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией; $\varepsilon_{cs}(50, t_0)$ – расчетное значение относительной деформации усадки для нормально твердеющего бетона (класса $C^{40}_{/50}$, RH = 50 %) определяем по таблице 6.6 [1]:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,2016}{2,56} = 0,15 \text{ м} = 150 \text{ мм,}$$

A_c – площадь поперечного сечения, $A_c = 0,2016 \text{ м}^2$; u – открытый периметр сечения, $u = 2(2 \cdot 0,36 + 2 \cdot 0,28) = 2,56 \text{ м}$.

Тогда $\varepsilon_{cs}(50, t_0) = 0,585 \text{ ‰}$; $\varphi(50, t_0) = 1,35$ – предельное значение коэффициента ползучести бетона принимаем по таблице 6.5 [1], в возрасте бетона в момент нагружения 365 суток. При $h_0 = 150 \text{ мм}$, корректирующем коэффициенте $\alpha_{cs} = 0,805$ и поправочном коэффициенте 0,8 для бетонных смесей S1(П1), S2(П2) согласно п. 6.1.4.5 [1] получаем:

$$\varphi(50, t_0) = 1,35 \left(\frac{35}{f_{ck}} \right)^{\alpha_{cs}} \cdot 0,8 = 1,35 \left(\frac{35}{40} \right)^{0,805} \cdot 0,8 = 0,81;$$

$\sigma_{c,QP}$ – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызванные:

- собственным весом и практически постоянными нагрузками ($\sigma_{c,Q}$), растягивающие напряжения со знаком минус;
- начальным усилием обжатия ($\sigma_{c,P}$), сжимающие напряжения со знаком плюс;

$$M'_{Ed,1-1} = \frac{q_4 x(l-x)}{2} = \frac{45,48 \cdot 6,55(17,7-6,55)}{2} = 1660,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\sigma_{c,Q,1-1} = -\frac{M'_{Ed,1-1} z_{cp}}{I_c} = -\frac{1660,8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,5825}{609,64 \cdot 10^{-4}} = -15,87 \text{ МПа};$$

$$M'_{Ed,2-2} = \frac{q_4 l^2}{8} = \frac{45,48 \cdot 17,7^2}{8} = 1781,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\sigma_{c,Q,2-2} = -\frac{1781,1 \cdot 10^{-3} \cdot 0,6825}{847,58 \cdot 10^{-4}} = -14,34 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{c,P,1-1} = \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} z_{cp}^2}{I_c} = \frac{1778,03 \cdot 10^{-3}}{0,2016} + \frac{1778,03 \cdot 10^{-3} \cdot 0,5825^2}{609,64 \cdot 10^{-4}} = 18,72 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{c,P,2-2} = \frac{1781,63 \cdot 10^{-3}}{0,2016} + \frac{1781,63 \cdot 10^{-3} \cdot 0,6825^2}{847,58 \cdot 10^{-4}} = 18,64 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{c,QP,1-1} = \sigma_{c,Q,1-1} + \sigma_{c,P,1-1} = -15,87 + 18,72 = 2,85 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{c,QP,2-2} = \sigma_{c,Q,2-2} + \sigma_{c,P,2-2} = -14,34 + 18,64 = 4,3 \text{ МПа};$$

$\Delta\sigma_{ir}$ – абсолютное значение изменения напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении в момент времени t от релаксации напряжений в стали.

Определяется в зависимости от уровня напряжений $\frac{\sigma_{p,i}}{f_{pk}}$, где $\sigma_{p,i}$ сумма

напряжений в арматуре от натяжения с учетом всех потерь в момент времени $t = t_0$ и напряжений от практически постоянного сочетания воздействий. Для вычисления $\Delta\sigma_{ir}$ сначала определяем σ_{pr} – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом первых потерь) и от действия практически постоянного сочетания нагрузок

$$\sigma_{pr,1-1} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \sigma_{c,Q,1-1p} = \frac{1778,03 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4}} + 5,13 \cdot 15,87 = 483,9 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{pr,2-2} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \sigma_{c,Q,2-2} = \frac{1781,63 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4}} + 5,13 \cdot 14,34 = 476,8.$$

Принимая $\sigma_{pr} = \sigma_{p,i}$ и при уровне напряжений $\sigma_{p,i} / f_{pk} = 483,9/800 = 0,6$ или 60 % от фактической прочности на растяжение, по таблице 6.8 [1] определяем для стержневой арматуры $\varnothing > 15$ мм максимальные потери начальных напряжений в арматуре от ее релаксации. При начальных напряжениях до 70 % от фактической прочности на растяжения они составляют 4,0 %. Тогда $\Delta\sigma_{ir} = 0,04 \cdot 650 = 26,0$ МПа.

Вычисляем $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,1-1} = \frac{0,585 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 26,0 + 5,13 \cdot 0,81 \cdot 2,85}{1 + 5,13 \frac{44,18 \cdot 10^{-4}}{0,2016} \left(1 + \frac{0,2016}{609,64 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,5825^2 \right)} (1 + 0,8 \cdot 0,81) = 103,3 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,2-2} = \frac{0,585 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 26,0 + 5,13 \cdot 0,81 \cdot 4,3}{1 + 5,13 \frac{44,18 \cdot 10^{-4}}{0,2016} \left(1 + \frac{0,2016}{847,58 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,6825^2 \right)} (1 + 0,8 \cdot 0,81) = 107,7 \text{ МПа}.$$

$$\Delta P_t(t) = 107,7 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} = 475,8 \text{ кН}.$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ (с учетом всех потерь) $P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) = 1781,63 - 475,8 = 1305,83$ кН.

Величина $P_{m,t}$ должна отвечать условию $P_{m,t} \leq 0,65 f_{pk} A_p$, проверим это условие: $P_{m,t} = 1305,83 \text{ кН} < 0,65 \cdot 800 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} = 2297,36 \text{ кН}$.

Условие выполняется.

5.5 Расчет прочности сечений на действие поперечных сил

Балка имеет уклон верхнего пояса $i = 1/12$, поэтому ее рассчитываем на прочность с учетом увеличения эффективной высоты поперечного сечения от опоры к пролету (рисунок 5.5).

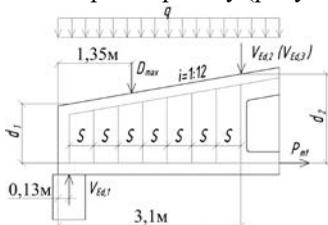


Рисунок 5.5 – Схема усилий в элементе при его расчете по поперечной силе

Высота поперечного сечения в торце балки $h = 890$ мм, эффективная высота сечения составит $d = h - c_p = 890 - 137,5 = 752,5$ мм. Эффективная высота в опорном сечении, на расстоянии 130 мм от торца:

$$d_1 = d + 130i = 752,5 + 130/12 = 765 \text{ мм}.$$

Величина поперечной силы в опорном сечении с учетом крановой нагрузки

$$V_{Ed,1} = ql/2 + A = 69,12 \cdot 17,7/2 + 168,8 = 780,5 \text{ кН},$$

где $A = 168,8$ кН – вертикальная сила на опоре от подвесного крана (см. подраздел 5.2).

Определим поперечную силу, которую может воспринять балка без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15\sigma_{cp} \right] bd_1,$$

но не менее $V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp})bd_1$.

В этих формулах:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{765}} = 1,51 < 2; \quad \rho_l = \frac{A_p}{bd} = \frac{44,18 \cdot 10^{-4}}{0,28 \cdot 0,765} = 0,021.$$

Высота балки в опорном сечении $h_1 = h + 130/i = 890 + 130/12 = 900$ мм = 0,9 м.

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m,t}}{bh_1} = \frac{1305,83 \cdot 10^{-3}}{0,28 \cdot 0,9} = 5,2 \text{ МПа} < 0,2f_{cd} = 0,2 \cdot 26,7 = 5,34 \text{ МПа};$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,51^{3/2} \cdot 40^{1/2} = 0,41 \text{ МН};$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,41 + 0,15 \cdot 5,2) \cdot 0,28 \cdot 0,765 = 0,255 \text{ МН} = 255 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 1,51(100 \cdot 0,021 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 5,2 \right] \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,765 = 337 \text{ кН};$$

$V_{Ed,1} = 780,5$ кН $> V_{Rd,ct} = 337,0$ кН, поперечная арматура ставится по расчету.

Подбираем поперечную арматуру.

Расчетная поперечная сила, воспринимаемая балкой без поперечного армирования,

$$V_{Rd,ct} = \sigma_1 b z \cot \Theta,$$

где $z_1 = 0,9d_1$ – плечо внутренней пары сил, $z_1 = 0,9 \cdot 0,765 = 0,6885$ м; Θ – угол наклона между сжатой бетонной полосой и продольной рабочей арматурой, принимаем 40° , $\cot \Theta = 1,19$, $\tan \Theta = 0,84$;

$$\sigma_1 = \frac{0,18\sqrt{f_{cm}}}{0,3 + \frac{24w_k}{a + 16}} \tan \Theta,$$

$f_{cm} = 48$ МПа, для бетона класса $C^{40}/50$; $a = 20$ мм, максимальный размер зерна крупного заполнителя при приготовлении бетонной смеси; w_k – ширина раскрытия наклонной трещины, мм,

$$w_k = \varepsilon_1 s_{m\Theta},$$

$s_{m\Theta}$ – среднее расстояние между наклонными трещинами, принимаем $s_{m\Theta} = 300$ мм; ε_1 – среднее значение главных относительных деформаций растяжения

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cot^2 \Theta,$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + 0,5N_{Ed} + 0,5V_{Ed} \cot \Theta}{E_s A_s} = \\ &= \frac{0,5 \cdot 1305,83 \cdot 10^{-3} + 0,5 \cdot 780,5 \cdot 10^{-3} \cdot 1,19}{200 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4}} = 1,26 \cdot 10^{-3}, \end{aligned}$$

здесь M_{Ed} – опорное сечение, $M_{Ed} = 0$; $N_{Ed} = P_{m,t} = 1305,83$ кН; ε_2 – среднее значение главных относительных деформаций сжатия (со знаком минус)

$$\varepsilon_2 = 0,002 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v}{f_{cm}} (\tan \Theta + \cot \Theta) (0,8 + 170\varepsilon_1)} \right);$$

$$v = \frac{V_{Ed,1}}{bd_1} = \frac{780,5 \cdot 10^{-3}}{0,28 \cdot 0,765} = 3,64 \text{ МПа}; \quad \frac{v}{f_{cm}} = \frac{3,64}{48} = 0,076.$$

Среднее значение главных растягивающих деформаций ε_1 определяем итерационным путем:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_x + (\varepsilon_x - (-\varepsilon_2)) \cot^2 \Theta = 1,26 \cdot 10^{-3} + \\ &+ \left[1,26 \cdot 10^{-3} + 0,002 \left(1 - \sqrt{1 - 0,076 (0,84 + 1,19) (0,8 + 170\varepsilon_1)} \right) \right] 1,19^2 = 3,37 \cdot 10^{-3}. \end{aligned}$$

$$w_k = 3,37 \cdot 10^{-3} \cdot 300 = 1,01 \text{ мм}.$$

$$\sigma_1 = \frac{0,18\sqrt{48}}{0,3 + \frac{24 \cdot 1,01}{20 + 16}} 0,84 = 1,076 \text{ МПа} = 1076 \text{ кПа}.$$

$$V_{Rd,ct} = 1076 \cdot 0,28 \cdot 0,6885 \cdot 1,19 = 246,8 \text{ кН}.$$

Расчетная поперечная сила, воспринимаемая балкой с поперечным армированием:

$$V_{Rd, sy} = V_{Ed,1} - V_{Rd,ct} = 780,5 - 246,8 = 533,7 \text{ кН}.$$

Задаемся диаметром поперечных стержней: $\varnothing 12$ мм. Площадь стержней, пересекаемых наклонной трещиной для двух ветвей поперечного сечения балки, составит $A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2$ ($2 \varnothing 12$ мм).

Расчетное сопротивление поперечной арматуры класса S500:

$$f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ МПа.}$$

Для заданного диаметра определяем требуемый шаг поперечной арматуры из формулы $V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw} f_{ywd} z_1}{s} \cot \Theta$,

$$s_{mp} = \frac{A_{sw} f_{ywd} z_1}{V_{Rd, sy}} \cot \Theta = \frac{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 \cdot 0,6885}{533,7} \cdot 1,19 = 0,139 \text{ м.}$$

Принимаем шаг поперечных стержней $s = 130$ мм.

С таким диаметром и шагом стержней расчетная поперечная сила, воспринимаемая балкой с поперечным армированием, составит

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw} f_{ywd} z_1}{s} \cot \Theta = \frac{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 \cdot 0,6885}{0,130} \cdot 1,19 = 569,7 \text{ кН.}$$

Тогда расчетная поперечная сила, которую может воспринять балка в опорном сечении, $V_{Rd} = V_{Rd, ct} + V_{Rd, sy} = 246,8 + 569,7 = 816,5$ кН, что больше величины поперечной силы в опорном сечении от действия внешних нагрузок $V_{Ed, 1} = 780,5$ кН.

Расчетная величина поперечной силы в опорном сечении $V_{Ed, 1}$ должна быть меньше $0,25f_{cd} b z_1 = 0,25 \cdot 26,7 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,6885 = 1286,8$ кН.

Условие выполняется.

Проверим прочность балки на действие поперечной силы в сечении перед отверстием на расстоянии $x = 3,1$ м от опоры балки (для балок сплошного поперечного сечения проверяем прочность сечения на расстоянии $x = l/4$ от опоры балки).

Высота поперечного сечения $h_2 = h_1 + 3100/i = 900 + 3100/12 = 1160$ мм = 1,16 м, эффективная высота поперечного сечения $d_2 = h_2 - c_p = 1160 - 137,5 = 1023,5$ мм = 1,02 м.

Определим расчетную поперечную силу и расчетный момент в сечении:

$$V_{Ed, 2} = V_{Ed, 1} - qx - F_{\max} = 780,5 - 69,12 \cdot 3,1 - 180,7 = 385,5 \text{ кН;}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed, 2} &= \frac{ql}{2} x + Ax - \frac{qx^2}{2} - D_{\max} (x - 1,35) = \\ &= \frac{69,12 \cdot 17,7}{2} \cdot 3,1 + 168,8 \cdot 3,1 - \frac{69,12 \cdot 3,1^2}{2} - 180,7(3,1 - 1,35) = 1773,8 \text{ кН·м.} \end{aligned}$$

Здесь $D_{\max} = 180,7$ кН – максимальное значение расчетной нагрузки на балку в месте крепления подкранового пути (см. подраздел 5.2); 1,35 м – расстояние от опоры до места крепления подкранового пути к балке.

Определим поперечную силу, которую может воспринять балка без поперечного армирования:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_2}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1020}} = 1,44 < 2;$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{bd_2} = \frac{44,18 \cdot 10^{-4}}{0,28 \cdot 1,02} = 0,0155;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m,t}}{bh_2} = \frac{1305,83 \cdot 10^{-3}}{0,28 \cdot 1,16} = 4,2 \text{ МПа} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 26,7 = 5,34 \text{ МПа};$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,44^{3/2} \cdot 40^{1/2} = 0,3825 \text{ МН};$$

$$V_{Rd,ct,\min} = (0,3825 + 0,15 \cdot 4,2) \cdot 0,28 \cdot 1,02 = 0,2892 \text{ МН} = 289,2 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 1,44 (100 \cdot 0,0155 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 4,2 \right] \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 1,02 = 395,3 \text{ кН};$$

$V_{Ed,2} = 385,5$ кН $< V_{Rd,ct} = 395,3$ кН, поперечная арматура ставится по конструктивным требованиям с шагом $s \leq 300$ мм.

Проверим прочность балки на действие поперечной силы в сечении с отверстием на расстоянии $x = 3,1$ м от опоры балки. Площадь поперечного сечения

$$A_c = 0,28 \cdot 2 \cdot 0,36 = 0,2 \text{ м}^2;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m,t}}{A_c} = \frac{1305,83 \cdot 10^{-3}}{0,2} = 6,53 \text{ МПа} > 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 26,7 = 5,34$$

$$V_{Rd,ct,\min} = (0,3825 + 0,15 \cdot 5,34) \cdot 0,28 \cdot 1,02 = 0,338 \text{ МН} = 338,0 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 1,44 (100 \cdot 0,0155 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 5,34 \right] \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 1,02 = 424,1 \text{ кН};$$

$V_{Ed,3} = V_{Ed,2} = 385,5$ кН $< V_{Rd,ct} = 424,1$ кН, поперечная арматура ставится по конструктивным требованиям с шагом $s \leq 300$ мм.

5.6 Расчет прочности балки в стадии изготовления и монтажа

Прочность балки при изготовлении и монтаже проверяется в сечении, где устанавливаются подъемные петли, обычно на расстоянии $l_k = 0,1 \dots 0,2l$. Принимаем $l_k = 2,5$ м, тогда изгибающий момент от собственного веса консоли $g_k = 6,84$ кН/м (см. таблицу 5.4 и рисунок 5.6) с учетом частного коэффициента по нагрузке $\gamma_G = 1,2$ и динамического коэффициента $\mu = 1,5$

$$M_{Ed, g} = \frac{\gamma_F \mu g_k l_k^2}{2} = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 6,84 \cdot 2,5^2}{2} = 38,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Этот момент суммируется с моментом от усилия обжатия бетона напрягаемой арматурой $P_{m, t}$, который вычисляется относительно центра тяжести верхней арматуры,

$$M_{Ed, p} = P_{m, t} (d' - c_p) = 675,7(1,06 - 0,1375) = 623,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Высота сечения балки в месте установки подъемных петель

$$h = 0,89 + \frac{1}{12} \cdot 2,5 = 1,1 \text{ м},$$

рабочая высота балки $d' = h - c' = 1,1 - 0,05 = 1,05$ м (рисунок 5.7).

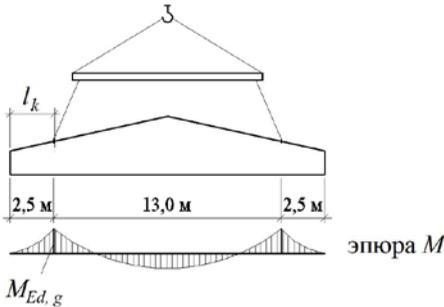


Рисунок 5.6 – Схема подъема балки при монтаже и эпюра изгибающего момента от собственного веса

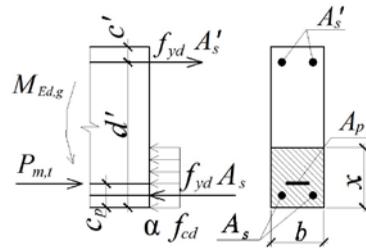


Рисунок 5.7 – Схема внутренних усилий в расчетном сечении

Усилие $P_{m, t}$ в напрягаемой арматуре после обжатия

$$P_{m, t} = \gamma_p P_{m, 0} - 330 \cdot 10^3 A_p = 1,2 \cdot 1778,03 - 330 \cdot 10^3 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} = 675,7 \text{ кН}.$$

Здесь γ_p – коэффициент безопасности для усилия предварительного обжатия; 330 МПа – падение напряжений в напрягаемой арматуре в связи с деформациями обжатия бетона.

Суммарный момент в расчетном сечении

$$M_{Ed,k} = M_{Ed,g} + M_{Ed,p} = 38,5 + 623,3 = 661,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\text{Подбираем арматуру: } \alpha_m = \frac{M_{Sd,k}}{\eta f_{cd} b (d')^2} = \frac{661,8}{1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 1,05^2} = 0,161;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,161} = 0,177;$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,74 + 3,5} = 0,668; \quad \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{348}{200 \cdot 10^3} = 1,74 \text{‰}.$$

$$\xi = 0,177 < \lambda \xi_{lim} = 0,8 \cdot 0,668 = 0,534.$$

Требуемая площадь верхней арматуры

$$A'_s = \frac{\eta f_{cd} b \xi d' - P_{m,t}}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13,3 \cdot 0,28 \cdot 0,177 \cdot 1,05 - 675,7 \cdot 10^{-3}}{435} = 0,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,36 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø12 S500, $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$.

Проверяем прочность сечения

$$x_{eff} = \frac{A'_s f_{yd} + P_{m,t}}{\eta f_{cd} b} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot 10^3 + 675,7}{1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,28} = 0,208;$$

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b x_{eff} \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,208 \left(1,05 - \frac{0,208}{2} \right)^2 = 732,8 \text{ кН}\cdot\text{м} > 661,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Прочность обеспечена.

5.7 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии изготовления и монтажа

В стадии изготовления и монтажа трещины могут образовываться в верхней зоне сечения, где устанавливаются монтажные петли.

Расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

где $s_{r,\max}$ – максимальное расстояние между трещинами; ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующем сочетании нагрузок; ε_{cm} – средняя относительная деформация бетона на участке между трещинами.

Разность средних относительных деформаций ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) определяют по формуле

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

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре, определяемое для сечения с трещиной; k_t – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, при кратковременном действии нагрузки $k_t = 0,6$; $f_{ct,eff}$ – средняя эффективная прочность бетона на растяжение к моменту образования первой трещины, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$; f_{ctm} – значение средней прочности бетона на осевое растяжение в момент предварительного обжатия бетона, т. е. при классе бетона $C^{20}/_{25} f_{ctm} = 2,2$ МПа; $\alpha_e = E_s/E_{cm} = 200 \cdot 10^3 / 32 \cdot 10^3 = 6,25$; $\rho_{\rho,eff}$ – эффективный

коэффициент армирования, $\rho_{\rho,eff} = \frac{A'_s}{A_{c,eff}} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,035} = 0,065$; $A'_s = 2,26$ см²

(2 Ø12, S500) – площадь растянутой арматуры; $A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения бетона, окружающего арматуру с высотой $h_{c,eff}$, где

высоту $h_{c,eff}$ принимают как меньшее из значений: $\min \left\{ \frac{h}{2}; \frac{h-x}{3}; 2,5(h-d') \right\}$;

$h_{c,eff} = 2,5(h-d') = 2,5(1,1 - 1,05) = 0,125$ м; $A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 0,28 \cdot 0,125 = 0,035$ м².

Определяем напряжения в растянутой арматуре σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_{Ek,g} + r_{sup} P_{m,0} (d' - c_p)}{A'_s z} - \frac{r_{sup} P_{m,0}}{A'_s},$$

где $M_{Ek,g}$ – момент от собственного веса балки при ее подъеме в сечении, совпадающем с местом установки монтажной петли (без учета коэффициента динамичности) $M_{Ek,g} = 6,84 \cdot 2,5^2 / 2 = 21,4$ кН·м; $r_{sup} = 1,1$; $z = d' - x/3$, x – высота сжатой зоны сечения, определяется из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон относительно нейтральной оси (см. рисунок 5.7):

$$\frac{bx^2}{2} + \alpha_p A_p (x - c_p) - \alpha_s A'_s (h - x - c') = 0.$$

$$\frac{0,28}{2}x^2 + 6,25 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4}(x - 0,1375) - 6,25 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}(1,1 - x - 0,05) = 0;$$

$$0,14x^2 + 290,25 \cdot 10^{-4}x - 52,8 \cdot 10^{-4} = 0; \quad x = 0,12 \text{ м.}$$

Получаем $z = 1,05 - 0,12/3 = 1,01$ м, тогда

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{21,4 \cdot 10^{-3} + 1,1 \cdot 1778,03 \cdot 10^{-3}(1,05 - 0,1375)}{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 1,01} - \frac{1,1 \cdot 1778,03 \cdot 10^{-3}}{2,26 \cdot 10^{-4}} = \\ &= -582 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Напряжение в арматуре сжимающие, трещины не образуются.
Трещиностойкость балки в стадии изготовления и монтажа обеспечена.

5.8 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии эксплуатации

Расчет выполняем на действие практически постоянного сочетания нагрузок, при котором $q_4 = 45,48$ кН/м.

Определим изгибающие моменты в расчетных сечениях:

$$M_{Ek,1-1} = \frac{45,48 \cdot 6,55(17,7 - 6,55)}{2} = 1660,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ek,2-2} = \frac{45,48 \cdot 17,7^2}{8} = 1781,1 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для вычисления напряжений в растянутой арматуре определяем: $k_t = 0,4$ – при длительном действии нагрузок; $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,5$ МПа, при классе бетона $C^{40}/50$.

Для длительно действующей нагрузки:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varnothing(50, t_0)} = \frac{39 \cdot 10^3}{1 + 0,81} = 21,55 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 \cdot 10^3 / 21,55 \cdot 10^3 = 9,28;$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{\varepsilon_1 A'_p}{A_{c,eff}} = \frac{0,894 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4}}{0,095} = 0,04;$$

$$\varepsilon_1 = \sqrt{\varepsilon_b} = \sqrt{0,8} = 0,894, \quad \varepsilon_b \text{ – определяем по таблице 9.1 [1].}$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 0,28 \cdot 0,34 = 0,095 \text{ м}^2;$$

$$h_{c,eff} = 2,5(h-d) = 2,5c_p = 2,5 \cdot 0,1375 = 0,34 \text{ м.}$$

Определяем высоту сжатой зоны сечения (рисунок 5.8):

$$\frac{bx^2}{2} - \alpha_e A_p (d-x) = 0.$$

$$\frac{0,28x^2}{2} - 9,28 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} (1,3-x) = 0;$$

$$0,14x^2 + 0,041x - 0,0459 = 0; \quad x = 0,445 \text{ м.}$$

Так как высота сжатой зоны больше высоты бетона над отверстием сечения балки, то ее принимаем равной высоте над отверстием $x = 0,36 \text{ м}$.

Равнодействующую сжатой зоны бетона считаем приложенной на половине высоты $x/2$.

Определяем приращение напряжений в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ek}}{A_p \left(d - \frac{x}{2} \right)} - \frac{P_{m,t}}{A_p}.$$

$$M_{Ek,1-1} = 1660,8 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{Ek,2-2} = 1781,1 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad P_{m,t} = 1305,83 \text{ кН};$$

$$\sigma_{s,1-1} = \frac{1660,8 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4} \left(1,3 - \frac{0,36}{2} \right)} - \frac{1305,83 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4}} = 40,1 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s,2-2} = \frac{1781,1 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4} \left(1,5 - \frac{0,36}{2} \right)} - \frac{1305,83 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4}} = 9,85 \text{ МПа.}$$

$$\text{Для сечения 1-1: } \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{40,1 - 0,4 \frac{3,5}{0,04} (1 + 9,28 \cdot 0,04)}{200 \cdot 10^3} < 0.$$

Трещины не образуются.

$$\text{Для сечения 2-2: } \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{9,85 - 0,4 \frac{3,5}{0,04} (1 + 9,28 \cdot 0,04)}{200 \cdot 10^3} < 0.$$

Трещины не образуются.

Трещиностойкость балки при практически постоянном сочетании нагрузок обеспечена.

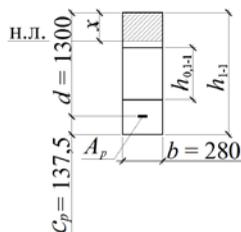


Рисунок 5.8 – Определение высоты сжатой зоны сечения

Выполним расчет ширины раскрытия трещин на действие частого сочетания нагрузок, при котором $q_3 = 52,68$ кН/м. Определим изгибающие моменты в расчетных сечениях:

$$M_{Ek,1-1} = \frac{52,68 \cdot 6,55(17,7 - 6,55)}{2} = 1923,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ek,2-2} = \frac{45,48 \cdot 17,7^2}{8} = 2063,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\sigma_{s,1-1} = \frac{1923,7 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4} \left(1,3 - \frac{0,36}{2}\right)} - \frac{1305,83 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4}} = 93,2 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s,2-2} = \frac{2063,0 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4} \left(1,5 - \frac{0,36}{2}\right)} - \frac{1305,83 \cdot 10^{-3}}{44,18 \cdot 10^{-4}} = 58,2 \text{ МПа}.$$

Для сечения 1-1:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{93,2 - 0,4 \frac{3,5}{0,04} (1 + 9,28 \cdot 0,04)}{200 \cdot 10^3} = 2,3 \cdot 10^{-4} = \\ &= 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{93,2}{200 \cdot 10^3} = 2,3 \cdot 10^{-4}. \end{aligned}$$

Максимальное расстояние между трещинами

$$s_{r,\max} = k_{3cr}c + k_{1cr}k_{2cr}k_{4cr} \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}},$$

где \varnothing – диаметр арматурного стержня, $\varnothing = 25$ мм; c – толщина защитного слоя бетона, $c = 50$ мм; k_{1cr} – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, равный: для стержней периодического профиля – 0,8; k_{2cr} – коэффициент, учитывающий распределение относительных деформаций по высоте сечения, принимают равным при изгибе – 0,5; коэффициенты: $k_{3cr} = 3,4$; $k_{4cr} = 0,425$.

$$s_{r,\max} = 3,4 \cdot 50 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{25}{0,04} = 276 \text{ мм}.$$

Расчетная ширина раскрытия трещины $w_k = 276 \cdot 2,3 \cdot 10^{-4} = 0,06$ мм, что меньше ширины раскрытия допустимой нормами $w_{lim} = 0,2$ мм.

Для сечения 2–2:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{58,2 - 0,4 \frac{3,5}{0,04} (1 + 9,28 \cdot 0,04)}{200 \cdot 10^3} = 0,5 \cdot 10^{-4} <$$

$$< 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{58,2}{200 \cdot 10^3} = 1,75 \cdot 10^{-4}.$$

Ширина раскрытия трещины меньше допустимой нормами.
Трещиностойкость балки при частом сочетании нагрузок обеспечена.

5.9 Расчет по деформациям

Прогиб балки определяем упрощенным методом расчета исходя из принципа суперпозиции, т. е. суммируя прогиб от внешней нагрузки и выгиб от усилия предварительного обжатия бетона

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \frac{M_{Ek} l_{eff}^2}{B(50, t_0)} - \alpha_p \frac{N_{pd} z_{cp} l_{eff}^2}{B_{c, eff}}.$$

Определим прогиб балки в середине пролета (сечение 2–2) при практически постоянном сочетании нагрузок, когда трещины не образуются.

$$M_{Ek} = 1781,1 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ и } P_{m, t} = 1305,83 \text{ кН.}$$

$$N_{pd} = r_{inf} P_{m, t} = 0,9 \cdot 1305,83 = 1175,25 \text{ кН;}$$

$\alpha_k = \frac{5}{48}$ – для однопролетной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой; $\alpha_p = \frac{1}{8}$ – для напрягаемых стержней с прямолинейной осью трассы.

Изгибную жесткость элемента без трещин определяют по формуле

$$B(50, t_0) = E_{c, eff} I_1,$$

где $E_{c, eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(50, t_0)} = \frac{39 \cdot 10^3}{1 + 0,81} = 21,55 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ – при длительной

нагрузке.

$$\alpha_e = E_s / E_{c, eff} = 200 \cdot 10^3 / 21,55 \cdot 10^3 = 9,28.$$

Для определения момента инерции приведенного сечения без трещин I_1 при $\alpha_e = 9,28$ вычисляем расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_c = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{\frac{bh^2}{2} - bh_{отв} \left(0,36 + \frac{h_{отв}}{2} \right) + \alpha_e A_p c_p}{b(h - h_{отв}) + \alpha_e A_p} =$$

$$= \frac{\frac{0,28 \cdot 1,64^2}{2} - 0,28 \cdot 0,92 \left(0,36 + \frac{0,92}{2} \right) + 9,28 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1375}{0,28(1,64 - 0,92) + 9,28 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4}} = 0,705 \text{ м};$$

$$I_1 = \frac{0,28 \cdot 1,64^3}{12} + 0,28 \cdot 1,64(0,5 \cdot 1,64 - 0,705)^2 -$$

$$- \frac{0,28 \cdot 0,92^3}{12} - 0,28 \cdot 0,92(0,5 \cdot 1,64 - 0,705)^2 +$$

$$+ 9,28 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} (0,705 - 0,1375)^2 = 1006,0 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

$$B(50, t_0) = 21,55 \cdot 10^3 \cdot 1006,0 \cdot 10^{-4} = 2168,0 \text{ МН} \cdot \text{м}^2.$$

$$z_{cp, 2-2} = 0,705 - 0,1375 = 0,5675 \text{ м}.$$

При обжатии напрягаемой арматурой растянутой при эксплуатации зоны бетона трещины не образуются, поэтому $B_{c, eff} = B(50, t_0) = 2168,0 \text{ МН} \cdot \text{м}^2$.

$$a(\infty, t_0) = \frac{5}{48} \cdot \frac{1781,1 \cdot 17,7^2}{2168,0 \cdot 10^3} - \frac{1}{8} \cdot \frac{1175,25 \cdot 0,5675 \cdot 17,7^2}{2168,0 \cdot 10^3} = 15 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 15 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб (по таблице 4.3 [1])

$$a_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 17700 = 70,8 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки при практически постоянном сочетании нагрузок не превышает допустимый нормами.

Определим прогиб балки в середине пролета (сечение 2–2) при частом сочетании нагрузок, когда трещины образуются.

$$M_{Ek} = 2063,0 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ и } N_{pd} = r_{int} P_{m, t} = 0,9 \cdot 1305,83 = 1175,25 \text{ кН}.$$

В расчетном сечении образуются трещины, поэтому изгибная жесткость балки определяется по формуле

$$B(50, t_0) = \frac{E_{c, eff} I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)},$$

где $E_{c,eff} = 21,55 \cdot 10^3$ МПа; I_I – момент инерции приведенного сечения балки без трещин в растянутой зоне; I_{II} – момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси балки с нормальными трещинами в растянутой зоне.

Положение нейтральной оси и высоту сжатой зоны x_{II} находим из условия равенства статических моментов сжатой зоны сечения и растянутой арматуры относительно нейтральной оси: $x_{II} = 0,445$ м (см. подраздел 5.8):

$$I_{II} = \frac{0,28 \cdot 0,445^3}{3} + 9,28 \cdot 44,18 \cdot 10^{-4} (1,5 - 0,445)^2 = 538,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$\beta = 0,5$ – при действии длительно действующих нагрузок;

$$\begin{aligned} M_{cr,2-2} &= f_{ctm} W_{c,2-2} + r_{inf} P_{m,t} z_{cp,2-2} = \\ &= 3,5 \cdot 10^3 \cdot 1033,68 \cdot 10^{-4} + 0,9 \cdot 1305,83 \cdot 0,5675 = 1028,7 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

$$W_{c,2-2} = \frac{I_{c,2-2}}{0,5h} = \frac{847,58 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 1,64} = 1033,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

$$M_{Ed} = M_{Ek} = 2063,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$B(50, t_0) = \frac{21,55 \cdot 10^6 \cdot 538,6 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{1028,7}{2063,0} \right)^2 \left(1 - \frac{538,6}{1006,0} \right)} = 1313,0 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

$$B_{c,eff} = E_{c,eff} I_I = 21,55 \cdot 10^6 \cdot 1006,0 \cdot 10^{-4} = 2168,0 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

$$a(\infty, t_0) = \frac{5}{48} \cdot \frac{2063,0 \cdot 17,7^2}{1313,0 \cdot 10^3} - \frac{1}{8} \cdot \frac{1305,83 \cdot 0,5675 \cdot 17,7^2}{2168,0 \cdot 10^3} = 38 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 38 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб (по таблице 4.3 СП [1]):

$$a_{lim} = \frac{1}{300} l_{eff} = \frac{17700}{300} = 59 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает допустимый.

6 РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

6.1 Исходные данные

Запроектируем ребристую плиту покрытия номинальным размером 3,0×12,0 м и высотой продольных несущих ребер 450 мм.

Класс бетона плиты $C^{30}/_{37}$, напрягаемая арматура – канаты К–7, обычная продольная и поперечная арматура – класса S500.

Обжатие бетона производится при передаточной прочности, составляющей 50 % от проектной, т. е. при $C^{16}/_{20}$. Режим передачи предварительного напряжения на бетон принят плавный. Класс экспозиции по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH = 50 %).

Характеристическое значение нагрузки от веса снегового покрова на горизонтальную поверхность равно 1,5 кН/м².

Конструктивная схема плиты приведена на рисунке 6.1. Прочностные и упругие характеристики материалов плиты приведены в таблицах 6.1 и 6.2, нагрузки на плиту – в таблицах 6.3 и 6.4.

Т а б л и ц а 6.1 – Прочностные и упругие характеристики арматуры плиты

В мегапаскалях

Материал	Сопrotивление материала			Модуль упругости E_s
	характеристическое f_{yk}, f_{pk}	расчетное f_{yd}, f_{pd}	расчетное поперечной арматуры f_{ykd}	
Обычная арматура S500	500	435	400	$200 \cdot 10^3$
Напрягаемая арматура S1400 (К–7)	1400	1200	–	$190 \cdot 10^3$

Т а б л и ц а 6.2 – Прочностные и упругие характеристики бетона плиты (марка бетонной смеси по удобоукладываемости П1)

В мегапаскалях

Материал	Сопrotивление материала		Модуль упругости E_{cm}
	характеристическое f_{ck}, f_{ctk}	расчетное f_{cd}, f_{ctd}	
Бетон класса $C^{30}/_{37}$:	– на сжатие	30	$37 \cdot 10^3$
	– растяжение	2,0	
Бетон класса $C^{16}/_{20}$ (0,5 от $C^{30}/_{37}$):	– на сжатие	16	$31 \cdot 10^3$
	– растяжение	1,3	

Т а б л и ц а 6.3 – **Нагрузки, действующие на покрытие**

Вид нагрузки	Вычисления	Величина нагрузки, в кН/м ²		
		характеристическая	частный коэффициент γ_G	расчетная
<i>Постоянные</i>				
1 Конструкция кровли (см. таблицу 5.3)	п. 1 + п. 2 + п. 3 + п. 4	1,29	1,35	1,73
2 Плита покрытия (6,8 т)	6,8·10/(3·12)	1,89	1,2	2,27
И т о г о		3,18		4,0
<i>Переменные</i>				
3 Снеговая	–	1,5	$\gamma_Q = 1,5$	2,25·0,8 = 1,8

Т а б л и ц а 6.4 – **Нагрузки, действующие на плиту (грузовая ширина плиты 3,0 м)**

Вид нагрузки	Величина нагрузки, в кН/м		
	характеристическая	частный коэффициент γ_G	расчетная
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Элементы кровли и плита покрытия	9,54	–	12,0
2 В том числе от веса плиты	5,67	1,2	6,80
<i>Переменные (p)</i>			
3 Снеговая, $\mu_1 = 0,8$	3,6	$\gamma_Q = 1,5$	5,4

Напряженно-деформированное состояние ребристой плиты в целом имеет сложный характер, поэтому в практических расчетах плиту условно разделяют на отдельные элементы – полку, поперечные и продольные ребра и выполняют их расчет.

Расчетные воздействия для предельных состояний несущей способности:

– по формуле (3.1) $q_1 = 12,0 + 0,6 \cdot 5,4 = 15,24$ кН/м;

– по формуле (3.2) $q_2 = 0,85 \cdot 12,0 + 5,4 = 15,6$ кН/м.

Далее для расчетов принимаем большее значение $q_2 = 15,6$ кН/м.

Расчетные воздействия для предельных состояний эксплуатационной пригодности:

– частое сочетание, по формуле (3.4)

$q_3 = 9,54 + 0,5 \cdot 3,6 = 11,34$ кН/м;

– практически постоянное сочетание, по формуле (3.5)

$q_4 = 9,54 + 0,0 \cdot 3,6 = 9,54$ кН/м.

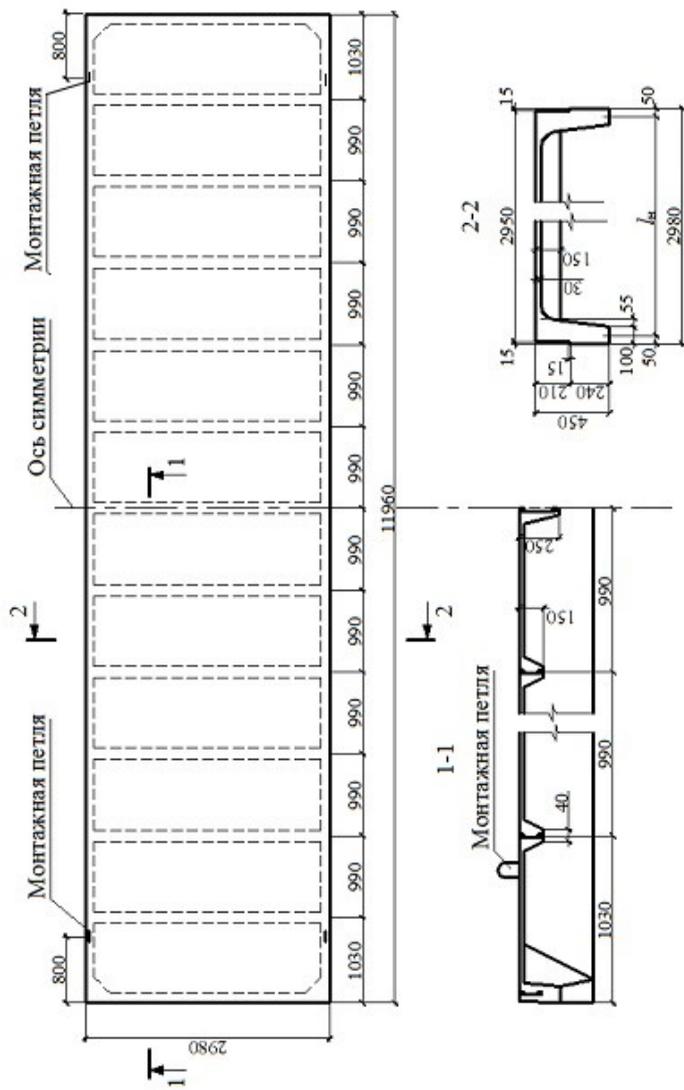


Рисунок 6.1 – Конструктивная схема плиты

6.2 Расчет полки

Расстояние между осями поперечных ребер равно 0,99 м (см. рисунок 6.1). Расстояние между ребрами в свету или пролет полки плиты $l_1 = 990 - 120 = 870$ мм = 0,87 м. Расстояние между продольными ребрами плиты в свету или пролет полки плиты $l_2 = 2980 - 2 \cdot 155 = 2670$ мм = 2,67 м. Отношение пролетов полки плиты $l_2 / l_1 = 2,67 / 0,87 = 3,1 > 3$, поэтому полку рассчитываем как многопролетную балочную плиту с расчетным пролетом $l_{eff} = l_1 = 0,87$ м.

Для расчета вырезаем полосу шириной $b = 1,0$ м. Толщина полки или высота сечения $h = 30$ мм, тогда эффективная высота сечения $d = h / 2 = 30 / 2 = 15$ мм. Полная расчетная нагрузка на полку плиты с учетом только собственного веса полки (см. таблицу 6.3) $q_n = (1,73 + 1,8 + 25 \cdot 0,03 \cdot 1,2) \cdot 1,0 = 4,43$ кН/м.

Расчетный изгибающий момент от этой нагрузки

$$M_{Ed} = \frac{q_n l_{eff}^2}{16} = \frac{4,43 \cdot 0,87^2}{16} = 0,21 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определим момент от собственного веса кровли и веса рабочего с инструментом при отсутствии снеговой нагрузки.

Расчетная нагрузка от веса рабочего с инструментом $F = 1,0 \cdot 1,5 = 1,5$ кН.

Постоянная нагрузка от веса кровли и собственного веса полки

$$q'_n = (1,73 + 25 \cdot 0,03 \cdot 1,2) \cdot 1,0 = 2,63 \text{ кН/м}.$$

Наибольший изгибающий момент в середине пролета

$$M'_{Ed} = \frac{q'_n l_{eff}^2}{16} + \frac{F l_{eff}}{6} = \frac{2,63 \cdot 0,87^2}{16} + \frac{1,5 \cdot 0,87}{6} = 0,342 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

По наибольшему моменту M'_{Ed} подберем арматуру для полки плиты из проволоки класса S500. Расчет выполняем по модели сопротивления сечения, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне эффективной сжатой зоны сечения:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 2,175 \text{ ‰}; \quad \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617;$$

$$\alpha_m = \frac{M'_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = \frac{0,342}{1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,015^2} = 0,076;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,076} = 0,08 < \lambda \xi_{lim} = 0,8 \cdot 0,617 = 0,494.$$

Требуемая площадь сечения арматуры на ширину 1,0 м

$$A_s^{тp} = \frac{\eta f_{cd} b \xi d}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 20,0 \cdot 1,0 \cdot 0,08 \cdot 0,015}{435} = 0,56 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,56 \text{ см}^2.$$

Принимаем 10Ø4 S500, $A_s = 1,26 \text{ см}^2/\text{м}$, шаг стержней 100 мм. По всей ширине полки 30 стержней, $A_s = 3,78 \text{ см}^2$.

6.3 Расчет поперечного ребра

Поперечное ребро рассматриваем как однопролетную шарнирно опертую балку таврового сечения. Расчетная схема ребра плиты с двумя вариантами нагрузок приведена на рисунке 6.2, а и б:

- 1) при действии полной (постоянной и снеговой) нагрузки;
- 2) при действии постоянной нагрузки и сосредоточенной от веса рабочего с инструментом.

Расчетный пролет равен расстоянию между осями продольных ребер: $l_{eff} = 2,98 - 0,1 = 2,88 \text{ м}$. Высота поперечного ребра $h = 150 \text{ мм}$, толщина $b_w = (40 + 120)/2 = 80 \text{ мм}$ (рисунок 6.2, в). Толщина полки $h'_f = 30 \text{ мм}$. Так как $h'_f = 30 \text{ мм} > 0,1h = 0,1 \cdot 150 = 15 \text{ мм}$, то расчетная ширина полки b'_f равна шагу поперечных ребер $b'_f = 990 \text{ мм}$. Ребро армируем одним плоским каркасом. Рабочая арматура (продольная и поперечная) из стержней класса S500. Принимаем $c = 30 \text{ мм}$, тогда $d = h - c = 150 - 30 = 120 \text{ мм}$.

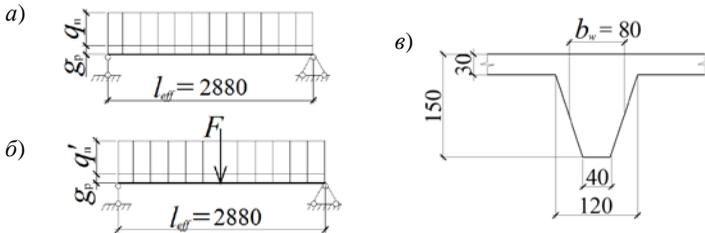


Рисунок 6.2 – Расчетные схемы с вариантами действующей нагрузки и сечение поперечного ребра плиты

Собственный вес ребра $g_p = 25(0,15 - 0,03) \cdot 0,08 \cdot 1,2 = 0,288 \text{ кН/м}$, тогда полная нагрузка $q_p = q_n \cdot 0,99 + g_p = 4,43 \cdot 0,99 + 0,288 = 4,67 \text{ кН/м}$; постоянная нагрузка $q'_p = q'_n \cdot 0,99 + g_p = 2,63 \cdot 0,99 + 0,288 = 2,89 \text{ кН/м}$.

Определим изгибающие моменты в пролете и поперечные силы у опор при двух вариантах загрузения:

$$M_{Ed,1} = \frac{q_p l_{eff}^2}{8} = \frac{4,67 \cdot 2,88^2}{8} = 4,84 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ed,1} = \frac{q_p l_{eff}}{2} = \frac{4,67 \cdot 2,88}{2} = 6,72 \text{ кН};$$

$$M_{Ed,2} = \frac{q'_p l_{eff}^2}{8} + \frac{F l_{eff}}{5} = \frac{2,89 \cdot 2,88^2}{8} + \frac{1,5 \cdot 2,88}{5} = 3,86 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ed,2} = \frac{q'_p l_{eff}}{2} + F = \frac{2,89 \cdot 2,88}{2} + 1,5 = 5,66 \text{ кН}.$$

Наиболее невыгодным является первый вариант загрузки ребра плиты.

Расчет продольной арматуры выполняем по модели сопротивления сечения, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне эффективной сжатой зоны сечения. Проверяем условие

$$\begin{aligned} \eta f_{cd} b'_f h'_f (d - h'_f / 2) &= 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,99 \cdot 0,03 (0,12 - 0,03 / 2) = \\ &= 62,37 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed,1} = 4,84 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке. Сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной $b = b'_f$:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed,1}}{\eta f_{cd} b'_f d^2} = \frac{4,84}{1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,99 \cdot 0,12^2} = 0,017;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,017} = 0,017;$$

$$A_s^{тp} = \frac{\alpha f_{cd} b'_f \xi d}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 0,99 \cdot 0,017 \cdot 0,12}{435} = 0,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,92 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1Ø12 S500, $A_s = 1,131 \text{ см}^2$.

Выполним расчет поперечного ребра на действие поперечной силы.

Проверим условие

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,ct},$$

где $V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечным ребром без поперечной арматуры,

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_w d,$$

должно быть не менее $V_{Rd,ct, \min} = v_{\min} b_w d = 542,2 \cdot 0,08 \cdot 0,12 = 5,2 \text{ кН}$,

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{120}} = 2,29 > 2$, принимаем $k = 2$;

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1,131 \cdot 10^{-4}}{0,08 \cdot 0,12} = 0,012 < 0,02;$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} \cdot 10^3 = 542,2 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,012 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 0,08 \cdot 0,12 \cdot 10^3 = 7,6 \text{ кН}.$$

Условие $V_{Ed,1} = 6,72 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 7,6 \text{ кН}$ выполняется, поперечная сила воспринимается бетоном. Поэтому поперечная арматура для ребер высотой 150 мм и более устанавливается конструктивно с шагом не более $0,75 d$ и не более 300 мм. Принимаем поперечную арматуру из стержней $\varnothing 6$ мм класса S500 с шагом $0,75 d = 0,75 \cdot 120 = 90 \text{ мм}$.

6.4 Расчет продольного ребра в стадии эксплуатации

6.4.1 Определение площади сечения продольной арматуры

Определим площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры A_p , расположенной в растянутой зоне.

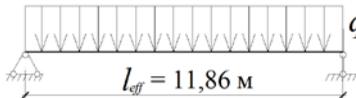


Рисунок 6.3 – Расчетная схема продольного ребра

Расчетный пролет ребра по осям опор: $l_{\text{eff}} = 11,96 - 2 \cdot 0,05 = 11,86 \text{ м}$ (рисунок 6.3).

Изгибающий момент от полной расчетной нагрузки в середине пролета

$$M_{Ed} = \frac{q_2 l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{15,6 \cdot 11,86^2}{8} = 274,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечное сечение плиты приводим к тавровой форме с размерами: $h = 450 \text{ мм}$; $b_w = 2 \cdot 100 = 200 \text{ мм}$; $b'_f = 2950 \text{ мм}$; $h'_f = 30 \text{ мм}$; $c = 50 \text{ мм}$.

Эффективная высота сечения $d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм}$.

Расчет выполняем по модели сопротивления сечения, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне эффективной сжатой зоны сечения.

Проверяем условие, определяющее положение нейтральной оси.

$$\begin{aligned} M'_{Rd,f} &= \eta f_{cd} b'_f h'_f (d - 0,5 h'_f) = 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 (0,4 - 0,5 \cdot 0,03) = \\ &= 681,5 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 274,3 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке. Расчет ведем, как прямоугольного сечения с шириной $b = b'_f = 2,95 \text{ м}$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{6,3 + 3,5} = 0,357,$$

где $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \%$ – предельная относительная деформация в крайнем волокне бетона сжатой зоны сечения; ε_{sy} – относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{pd} , определяется по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{pd}}{E_s} = \frac{1200}{190 \cdot 10^3} = 6,3 \text{‰}.$$

$$\text{Коэффициент } \alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b'_f d^2} = \frac{274,3}{1 \cdot 20,0 \cdot 10^3 \cdot 2,95 \cdot 0,4^2} = 0,03, \text{ тогда от-}$$

носительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03} = 0,03 < \lambda \xi_{\text{lim}} = 0,8 \cdot 0,357 = 0,286.$$

Высота сжатой зоны бетона $x_{\text{eff}} = \xi d = 0,03 \cdot 0,4 = 0,012 \text{ м}$.

Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_p = \frac{\eta f_{cd} b'_f x_{\text{eff}}}{f_{pd}} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 2,95 \cdot 0,012}{1200} = 5,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 5,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6 канатов К-7 $\varnothing 15 \text{ мм}$, $A_p = 8,23 \text{ см}^2$ (по 3 каната в каждом ребре плиты).

Схема расположения напрягаемой арматуры приведена на рисунке 6.4.

Проверяем несущую способность сечения ($d = h - c = 450 - 80 = 370 \text{ мм} = 0,37 \text{ м}$):

$$\xi = \frac{f_{pd} A_p}{\eta f_{cd} b'_f d} = \frac{1200 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 20 \cdot 2,95 \cdot 0,37} = 0,045;$$

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) =$$

$$= 0,045 \left(1 - \frac{0,045}{2} \right) = 0,044;$$

$$M_{pd} = \alpha_m \eta f_{cd} b'_f d^2 = 0,044 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 2,95 \cdot 0,37^2 = 355,4 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 274,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Прочность расчетного сечения обеспечена.

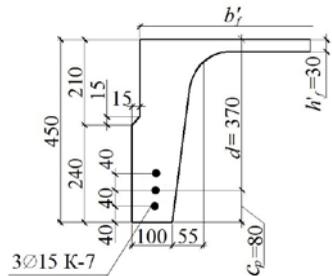


Рисунок 6.4 – Схема расположения напрягаемой арматуры в продольном ребре

6.4.2 Геометрические характеристики расчетного сечения

Сечение ребристой панели приводим к эквивалентному (по площади и моменту инерции) тавровому сечению (рисунок 6.5).

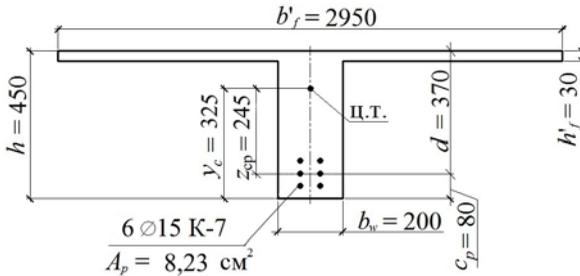


Рисунок 6.5 – Расчетная схема сечения продольного ребра

Площадь поперечного сечения плиты

$$A_c = hb_w + h'_f (b'_f - b_w) = 0,45 \cdot 0,2 + 0,03(2,95 - 0,2) = 0,1725 \text{ м}^2.$$

Определяем положение центра тяжести бетонного сечения:

– статический момент относительно нижней грани бетонного сечения

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{b_w h^2}{2} + h'_f (b'_f - b_w) \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) = \\ &= \frac{0,2 \cdot 0,45^2}{2} + 0,03(2,95 - 0,2) \left(0,45 - \frac{0,03}{2} \right) = 561,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3; \end{aligned}$$

– расстояние от нижней грани до центра тяжести бетонного сечения

$$y_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{561,4 \cdot 10^{-4}}{0,1725} = 0,325 \text{ м};$$

– расстояние от точки приложения силы обжатия до центра тяжести приведенного сечения $z_{cp} = y_c - c_p = 0,325 - 0,08 = 0,245 \text{ м}$.

Момент инерции бетонного сечения

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left(y_c - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{(b'_f - b_w) h_f^3}{12} + (b'_f - b_w) h'_f \left(h - y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{0,2 \cdot 0,45^3}{12} + 0,2 \cdot 0,45 \left(0,325 - \frac{0,45}{2} \right)^2 + \frac{(2,95 - 0,2) \cdot 0,03^3}{12} + \\ &+ (2,95 - 0,2) \cdot 0,03 \left(0,45 - 0,325 - \frac{0,03}{2} \right)^2 = 3423,19 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Расстояние от верхней грани до центра тяжести бетонного сечения

$$h - y_c = 0,45 - 0,325 = 0,125 \text{ м.}$$

Момент сопротивления бетонного сечения относительно нижней грани

$$W_c = \frac{I_c}{y_c} = \frac{3423,19 \cdot 10^{-6}}{0,325} = 105,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Площадь напрягаемой арматуры $A_p = 8,23 \text{ см}^2$.

6.4.3 Предварительные напряжения и потери напряжений в напрягаемой арматуре

Максимальное напряжение в напрягаемой арматуре $\sigma_{0, \max}$ назначается с учетом допускаемых отклонений значения предварительного напряжения p таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\sigma_{0, \max} + p \leq k_p f_{pk};$$

$$\sigma_{0, \max} - p \geq 0,3 f_{pk},$$

где $k_p = 0,8$ для проволоки.

Принимаем $\sigma_{0, \max} = 900 \text{ МПа}$, тогда при механическом способе натяжения $p = 0,05 \sigma_{0, \max} = 0,05 \cdot 900 = 45 \text{ МПа}$.

Проверяем условия

$$\sigma_{0, \max} + p = 900 + 45 = 945 \text{ МПа} < 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{0, \max} - p = 900 - 45 = 855 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 1400 = 420 \text{ МПа},$$

условия выполняются.

Определяем потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

Кратковременные (технологические) потери в момент времени $t = t_0$, то есть непосредственно после передачи усилия с напрягаемого элемента на бетон:

1 Потери усилия предварительного обжатия от деформации анкеров

$$\Delta P_A = \left(\frac{\Delta l_A}{l_A} \right) E_p A_p,$$

где Δl_A – величина обжатия опрессованных шайб, принимается равным 2 мм; $l_A = 12500 \text{ мм}$ – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда):

$$\Delta P_A = \left(\frac{2}{12500} \right) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} = 25,0 \text{ кН.}$$

2 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные деформацией стальной формы. Так как натяжение арматуры выполняется на упоры стенда, то потери от деформации формы равны нулю: $\Delta P_f = 0$.

3 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные трением напрягаемой арматуры об огибающие приспособления, равны нулю, так как напрягаемая арматура прямолинейна: $\Delta P_{\mu(x)0} = 0$.

4 Потери усилия предварительного обжатия от релаксации напряжений стали при электротермическом способе натяжения стержневой арматуры:

$$\Delta P_{ir} = 0,05\sigma_{p,i} A_p = 0,05 \cdot 869,6 \cdot 10^3 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} = 35,8 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} \sigma_{p,i} &= \sigma_{0,\max} - \Delta\sigma_A - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{\mu(x)0} = \sigma_{0,\max} - \Delta P_A/A_p - \Delta P_f/A_p - \Delta P_{\mu(x)0}/A_p = \\ &= 900 - 25,0 \cdot 10^{-3}/(8,23 \cdot 10^{-4}) = 869,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

5 Потери усилия предварительного обжатия от температурного перепада для бетона класса $C^{30/37}$:

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25\Delta T A_p = 1,25 \cdot 65 \cdot 823 = 66868,75 \text{ Н} = 66,87 \text{ кН},$$

где $\Delta T = 65 \text{ }^\circ\text{C}$ – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения. В формуле A_p – в мм^2 , $\Delta P_{\Delta T}$ – в Н.

6 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные упругой деформацией бетона:

$$\Delta P_{c,el} = \alpha_p \rho_p \left(1 + z_{cp}^2 \frac{A_c}{I_c} \right) P_{0,c},$$

где $\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{190 \cdot 10^3}{31 \cdot 10^3} = 6,13$ ($E_{cm} = 31 \cdot 10^3$ МПа – модуль упругости бетона при передаче усилия предварительного обжатия); ρ_p – коэффициент продольного армирования сечения напрягаемой арматуры,

коэффициент продольного армирования сечения напрягаемой арматуры,

$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{8,23 \cdot 10^{-4}}{0,1725} = 0,0048$; $P_{0,c}$ – усилие предварительного напряжения

с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона,

$$\begin{aligned} P_{0,c} &= \sigma_{0,\max} A_p - \Delta P_A - \Delta P_f - \Delta P_{\mu(x)0} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\Delta T} = 900 \cdot 10^3 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} - \\ &- 25,0 - 35,8 - 66,87 = 613,0 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Тогда

$$\Delta P_{c,el} = 6,13 \cdot 0,0048 \left(1 + 0,245^2 \frac{0,1725}{3423,19 \cdot 10^{-6}} \right) \cdot 613,0 = 72,6 \text{ кН}.$$

Усилие предварительного обжатия P_{m0} , действующее после передачи предварительного обжатия на конструкцию, должно быть не более $0,75f_{pk}A_p$,

$P_{m0} = P_{0c} - \Delta P_{c,el} =$
 $= 613,0 - 72,6 = 540,4 \text{ кН} < 0,75 \cdot 1400 \cdot 10^3 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} = 864,15 \text{ кН},$
 условие выполняется.

Максимальное напряжение в бетоне в момент обжатия:

$$\sigma_c = \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} z_{cp} y_c}{I_c} = \frac{540,4 \cdot 10^{-3}}{0,1725} + \frac{540,4 \cdot 10^{-3} \cdot 0,245 \cdot 0,325}{3423,19 \cdot 10^{-6}} = 15,7 \text{ МПа},$$

что меньше $0,75f_{cm} = 0,75 \cdot 24 = 18 \text{ МПа}$, условие выполняется. Здесь $f_{cm} = 24 \text{ МПа}$ – средняя прочность бетона в момент обжатия, когда класс бетона не выше $C^{16}/_{20}$.

Длительные (эксплуатационные) потери, проявляющиеся в процессе эксплуатации конструкции, в момент времени $t > t_0$:

7 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений стали в напрягаемой арматуре. Предельные значения коэффициентов ползучести и относительных деформаций усадки рассчитываем для возраста бетона $t = 50$ лет:

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} A_p;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(50, t_0) E_p + 0,8 \Delta \sigma_{ir} + \alpha_p \varphi(50, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha_p \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(50, t_0)]},$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери в напрягаемой арматуре, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией; $\varepsilon_{cs}(50, t_0)$ – расчетное значение относительной деформации усадки для нормально твердеющего бетона (класса $C^{30}/_{37}$, RH = 50 %) определяем по таблице 6.6 [1]:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,1725}{3,71} = 0,1 \text{ м} = 100 \text{ мм},$$

A_c – площадь поперечного сечения, $A_c = 0,1725 \text{ м}^2$, u – открытый периметр сечения, $u = 2 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,42 + 2,95 - 2 \cdot 0,14 = 3,71 \text{ м}$. Тогда $\varepsilon_{cs}(50, t_0) = 0,63 \text{ ‰}$; $\varphi(50, t_0) = 1,9$ – предельное значение коэффициента ползучести бетона принимаем по таблице 6.5 [1] для возраста бетона в момент нагружения 91 сутки. При $h_0 = 100 \text{ мм}$, корректирующем коэффициенте $\alpha_{cs} = 0,82$ и поправочном коэффициенте 0,8 для бетонных смесей S1 (П1), S2 (П2) согласно п. 6.1.4.5 [1] получаем:

$$\varphi(50, t_0) = 1,9 \left(\frac{35}{f_{ck}} \right)^{\alpha_{cs}} \cdot 0,8 = 1,9 \left(\frac{35}{30} \right)^{0,82} \cdot 0,8 = 1,725; \sigma_{c,QP} - \text{напряжения в}$$

бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызванные:

– собственным весом и практически постоянными нагрузками ($\sigma_{c,Q}$) при растягивающем напряжении со знаком минус;

– начальным усилием обжатия ($\sigma_{c,P}$) при сжимающем напряжении со знаком плюс;

$$M'_{Ed} = \frac{q_4 l^2}{8} = \frac{9,54 \cdot 11,86^2}{8} = 167,74 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\sigma_{c,Q} = -\frac{M'_{Ed} z_{cp}}{I_c} = -\frac{167,74 \cdot 10^{-3} \cdot 0,245}{3423,19 \cdot 10^{-6}} = -12,0 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{c,P} = \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} z_{cp}^2}{I_c} = \frac{540,4 \cdot 10^{-3}}{0,1725} + \frac{540,4 \cdot 10^{-3} \cdot 0,245^2}{3423,19 \cdot 10^{-6}} = 12,61 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_{c,Q} + \sigma_{c,P} = -12,0 + 12,61 = 0,61 \text{ МПа};$$

$\Delta\sigma_{ir}$ – абсолютное значение изменения напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении в момент времени t от релаксации напряжений в стали. Определяется в зависимости от уровня напряжений $\sigma_{p,i} / f_{pk}$, где $\sigma_{p,i}$ сумма напряжений в арматуре от натяжения с учетом всех потерь в момент времени $t = t_0$ и напряжений от практически постоянного сочетания воздействий.

Для вычисления $\Delta\sigma_{ir}$ сначала определяем σ_{pr} – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом первых потерь) и от действия практически постоянного сочетания нагрузок

$$\sigma_{pr} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \sigma_{c,Q} = \frac{540,4 \cdot 10^{-3}}{8,23 \cdot 10^{-4}} + 5,14 \cdot 12,0 = 718,3 \text{ МПа};$$

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{190 \cdot 10^3}{37 \cdot 10^3} = 5,14.$$

Принимая $\sigma_{pr} = \sigma_{p,i}$ и при уровне напряжений $\sigma_{p,i} / f_{pk} = 719,1 / 1400 = 0,51$ или 51 % от фактической прочности на растяжение, по таблице 6.8 [1] определяем для канатной арматуры потери начальных напряжений от ее релаксации. При начальных напряжениях до 70 % от фактической прочности на растяжения они составляют 2,5 %. Тогда $\Delta\sigma_{ir} = 0,025 \cdot 900 = 22,5 \text{ МПа}$.

Вычисляем $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,l-1} = \frac{0,63 \cdot 10^{-3} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 22,5 + 5,14 \cdot 1,725 \cdot 0,61}{1 + 5,14 \frac{8,23 \cdot 10^{-4}}{0,1725} \left(1 + \frac{0,1725}{3423,19 \cdot 10^{-6}} \cdot 0,245^2 \right)} (1 + 0,8 \cdot 1,725) = 114,7 \text{ МПа};$$

$$\Delta P_i(t) = 114,7 \cdot 10^3 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} = 94,4 \text{ кН}.$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ (с учетом всех потерь) $P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_l(t) = 540,4 - 94,4 = 446,0$ кН.

Величина $P_{m,t}$ должна отвечать условию $P_{m,t} \leq 0,65 f_{pk} A_p$.

Проверим это условие:

$$P_{m,t} = 446,0 \text{ кН} < 0,65 \cdot 1400 \cdot 10^3 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} = 749,0 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

6.4.4 Расчет прочности сечений на действие поперечных сил

Величина поперечной силы в опорном сечении плиты от полной наибольшей нагрузки $q_2 = 15,6$ кН/м

$$V_{Ed} = \frac{q_2 l_{eff}}{2} = \frac{15,6 \cdot 11,86}{2} = 92,5 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая сечением плиты без поперечного армирования,

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d,$$

но не менее $V_{Rd,ct, \min} = (v_{\min} + 0,15\sigma_{cp})bd$.

В этих формулах: $b_w = 0,2$ м; $d = 0,37$ м;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1,735 < 2;$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{b_w d} = \frac{8,23 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,37} = 0,0111;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m,t}}{bh} = \frac{446,0 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 0,45} = 5,0 \text{ МПа} > 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 20,0 = 4,0 \text{ МПа,}$$

принимаем $\sigma_{cp} = 4,0$ МПа;

$$v_{\min} = 0,035k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,735^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,44 \text{ МН};$$

$$V_{Rd,ct, \min} = (0,44 + 0,15 \cdot 4,0) \cdot 0,2 \cdot 0,37 = 0,077 \text{ МН} = 77 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot 1,735 (100 \cdot 0,0111 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 4,0 \right] \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,37 = 94,0 \text{ кН.}$$

$V_{Ed} = 92,5 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 94,0 \text{ кН}$, поэтому расчет поперечной арматуры не выполняем, так как поперечная сила воспринимается бетоном сечения. Для ребер высотой 300 мм и более, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечная арматура устанавливается конструктивно с шагом не более $0,75d$ и не более 500 мм. Следовательно, шаг должен быть не более $0,75d = 0,75 \cdot 370 = 277 \text{ мм}$, принимаем шаг 270 мм.

Таким образом, продольные ребра армируем плоскими сварными каркасами, у которых продольная арматура состоит из стержней $\varnothing 12 \text{ S500}$, а поперечная – из стержней $\varnothing 8 \text{ S500}$.

6.5 Расчет прочности плиты в стадии изготовления и монтажа

Прочность плиты при изготовлении и монтаже проверяется в сечении, где устанавливаются подъемные петли. Установим петли в продольных ребрах на расстоянии 0,8 м от торцов плиты, $l_k = 0,8 \text{ м}$ (рисунок 6.6).

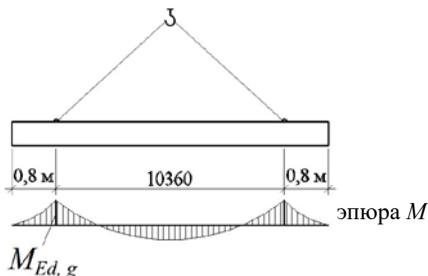


Рисунок 6.6 – Схема подъема плиты при монтаже и эпюра изгибающего момента от собственного веса

Тогда изгибающий момент в этом сечении от собственного веса консоли с учетом частного коэффициента по нагрузке и коэффициента динамичности ($\gamma_F = 1,2$, $\mu = 1,5$):

$$M_{Ed, g} = \frac{\gamma_F \mu g_n l_k^2}{2} = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 5,67 \cdot 0,8^2}{2} = 3,27 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Этот момент суммируется с моментом от усилия обжатия бетона напрягаемой арматурой $P_{m,t}$, который вычисляется относительно центра тяжести верхней арматуры (рисунок 6.7)

$$M_{Ed, p} = P_{m,t} (d' - c_p) = 376,9(0,41 - 0,08) = 124,4 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $d' = h - c' = 0,45 - 0,04 = 0,41 \text{ м}$; $c_p = 0,08 \text{ м}$; $A_s = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$; $c = 0,04 \text{ м}$;

$$P_{m,t} = \gamma_p P_{m,0} - 330 \cdot 10^3 A_p = 1,2 \cdot 540,4 - 330 \cdot 10^3 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} = 376,9 \text{ кН}.$$

Здесь γ_p – коэффициент безопасности для усилия предварительного обжатия; 330 МПа – падение напряжений в напрягаемой арматуре в связи с деформациями обжатия бетона.

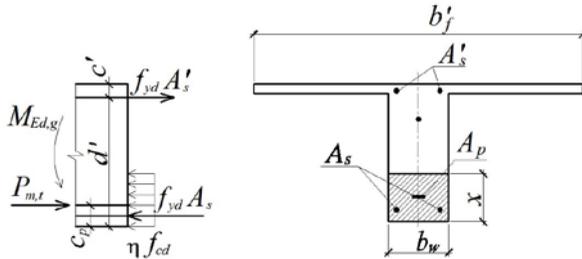


Рисунок 6.7 – Схема внутренних усилий в расчетном сечении

Суммарный момент в расчетном сечении

$$M_{Ed,k} = M_{Ed,g} + M_{Ed,p} = 3,27 + 124,4 = 127,67 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определяем требуемую площадь арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed,k} - A_s f_{yd} (d' - c)}{\eta f_{cd} b_w (d')^2} = \frac{127,67 - 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot 10^3 (0,41 - 0,04)}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,41^2} = 0,285;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,285} = 0,344 < \lambda \xi_{lim} = 0,8 \cdot 0,617 = 0,494,$$

где для арматуры класса S500, $f_{yd} = 435$ МПа и бетона $C^{16}/_{20}$, $f_{cd} = 10,7$ МПа

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617; \quad \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175.$$

Требуемая площадь верхней арматуры

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{\eta f_{cd} b_w \xi d' + A_s f_{yd} - P_{m,t}}{f_{yd}} = \\ &= \frac{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,344 \cdot 0,41 + 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot 10^3 - 376,9}{435 \cdot 10^3} = \\ &= 0,53 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,53 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Площадь продольной арматуры сетки плиты класса S500 (см. подразд. 6.2) составляет $3,78 \text{ см}^2$, площадь двух верхних стержней продольной арматуры плоских каркасов продольных ребер $2\varnothing 12$ мм S500 – $2,26 \text{ см}^2$. Следовательно, принятой арматуры верхней зоны плиты достаточно для обеспечения прочности сечения плиты в местах установки монтажных петель.

6.6 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии изготовления и монтажа

В стадии изготовления и монтажа трещины могут образовываться в верхней зоне сечения, где устанавливаются монтажные петли.

Расчетную ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

где $s_{r,\max}$ – максимальное расстояние между трещинами; s_{sm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующем сочетании нагрузок; s_{cm} – средняя относительная деформация бетона на участке между трещинами.

Разность средних относительных деформаций ($s_{sm} - s_{cm}$) определяют по формуле

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

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре, определяемое для сечения с трещиной; k_t – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, при кратковременном действии нагрузки $k_t = 0,6$; $f_{ct,eff}$ – средняя эффективная прочность бетона на растяжение к моменту образования первой трещины, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$; f_{ctm} – значение средней прочности бетона на осевое растяжение в момент предварительного обжатия бетона, т. е. при классе бетона $C^{16}/_{20}$, $f_{ctm} = 1,9$ МПа; $\alpha_s = E_s / E_{cm} = 200 \cdot 10^3 / 31 \cdot 10^3 = 6,45$; $\alpha_p = E_p / E_{cm} = 190 \cdot 10^3 / 31 \cdot 10^3 = 6,13$; $\rho_{\rho,eff}$ – эффективный коэффициент армирования,

$\rho_{\rho,eff} = \frac{A'_s}{A_{c,eff}} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,02} = 0,0113$; $A'_s = 2,26$ см² (2Ø12, S500) –

площадь растянутой арматуры; $A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения бетона, окружающего арматуру с высотой $h_{c,eff}$, где высоту

$h_{c,eff}$ принимают как меньшее из значений: $\min \left\{ \frac{h}{2}; \frac{h-x}{3}; 2,5(h-d') \right\}$,

$h_{c,eff} = 2,5(h-d') = 2,5(0,45 - 0,41) = 0,1$ м; $A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 0,2 \cdot 0,1 = 0,02$ м².

Определяем напряжение в арматуре растянутой зоны σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_{Ek,g} + r_{\sup} P_{m,0} (d' - c_p)}{A'_s z} - \frac{r_{\sup} P_{m,0}}{A'_s},$$

где $M_{Ek, g}$ – момент от собственного веса плиты при ее подъеме в сечении, совпадающем с местом установки монтажной петли (без учета коэффициента динамичности) $M_{Ek, g} = 5,67 \cdot 0,8^2 / 2 = 1,8$ кН·м; $r_{sup} = 1,1$; x – высота сжатой зоны сечения, определяется из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон относительно нейтральной оси (см. рисунок 6.7):

$$\frac{bx^2}{2} + \alpha_p A_p (x - c_p) - \alpha_s A'_s (h - x - c') = 0.$$

$$\frac{0,2}{2} x^2 + 6,13 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} (x - 0,08) - 6,45 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} (0,45 - x - 0,04) = 0;$$

$$0,1x^2 + 65,0 \cdot 10^{-4} x - 10,0 \cdot 10^{-4} = 0; x = 0,15 \text{ м.}$$

Получаем $z = 0,41 - 0,15/3 = 0,36$ м, тогда

$$\sigma_s = \frac{1,8 \cdot 10^{-3} + 1,1 \cdot 540,4 \cdot 10^{-3} (0,41 - 0,08)}{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 0,36} - \frac{1,1 \cdot 540,4 \cdot 10^{-3}}{2,26 \cdot 10^{-4}} = -196,8 \text{ МПа.}$$

Напряжения в арматуре сжимающие, трещины не образуются. Трещиностойкость балки в стадии изготовления и монтажа обеспечена.

6.7 Расчет ширины раскрытия нормальных трещин в стадии эксплуатации

Трещины образуются в сечениях в середине пролета плиты.

Расчет выполняем на действие частого сочетания нагрузок, при котором $q_3 = 11,34$ кН/м.

Для вычисления приращения напряжений в напрягаемой арматуре по

формуле $\sigma_s = \frac{M_{Ek}}{A_p \left(d - \frac{x}{2} \right)} - \frac{r_{inf} P_{m,t}}{A_p}$ определяем:

– момент в середине пролета плиты, $M_{Ek} = \frac{11,34 \cdot 11,86^2}{8} = 199,4$ кН·м;

– модуль упругости бетона для длительно действующей нагрузки,

$$E_{c, eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varnothing(50, t_0)} = \frac{37 \cdot 10^3}{1 + 1,725} = 13,6 \cdot 10^3 \text{ МПа;}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{c, eff} = 190 \cdot 10^3 / 13,6 \cdot 10^3 = 14,0;$$

– высоту сжатой зоны сечения находим из условия равенства статических моментов сжатой зоны бетона и растянутой арматуры относительно нейтральной оси. Предполагаем, что нейтральная ось проходит по ребру (рисунок 6.8).

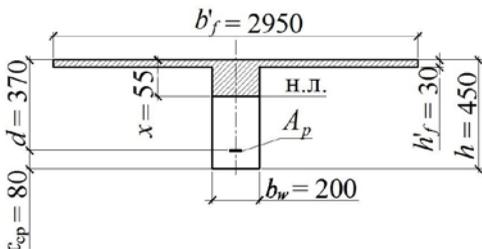


Рисунок 6.8 – Определение высоты сжатой зоны сечения

$$2,95 \cdot 0,03 \left(x - \frac{0,03}{2} \right) + \frac{0,2(x-0,03)^2}{2} - 14,0 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} (0,37 - x) = 0;$$

$$x^2 + 0,94x - 0,055 = 0; \quad x = 0,055 \text{ м,}$$

нейтральная ось проходит по ребру.

$$\text{Тогда } \sigma_s = \frac{199,4 \cdot 10^{-3}}{8,23 \cdot 10^{-4} \left(0,37 - \frac{0,055}{2} \right)} - \frac{0,9 \cdot 446,0 \cdot 10^{-3}}{8,23 \cdot 10^{-4}} = 219,7 \text{ МПа.}$$

Определяем разность средних относительных деформаций ($s_{sm} - s_{cm}$):

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

Для вычисления разности определяем:

$k_t = 0,4$ – при длительном действии нагрузки;

$f_{ct,eff} = f_{cm} = 2,9$ МПа – при классе бетона $C^{30}/37$;

$$\rho_{p,eff} = \frac{\varepsilon_1 A_p}{A_{c,eff}} = \frac{0,775 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4}}{0,04} = 0,016;$$

$\varepsilon_1 = \sqrt{\varepsilon_b} = \sqrt{0,6} = 0,775$, ε_b – определяем по таблице 9.1 [1];

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 0,2 \cdot 0,2 = 0,04 \text{ м}^2;$$

$$h_{c,eff} = 2,5(h - d) = 2,5c_p = 2,5 \cdot 0,08 = 0,2 \text{ м;}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{219,7 - 0,4 \frac{2,9}{0,016} (1 + 14 \cdot 0,016)}{190 \cdot 10^3} = 7,0 \cdot 10^{-4} \geq$$

$$\geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{219,7}{190 \cdot 10^3} = 6,85 \cdot 10^{-4}.$$

Максимальное расстояние между трещинами

$$s_{r,\max} = k_{3cr}c + k_{1cr}k_{2cr}k_{4cr} \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}},$$

где \varnothing – диаметр арматурного стержня, $\varnothing = 12$ мм; c – толщина защитного слоя бетона, $c = 40 - 12/2 = 34$ мм; k_{1cr} – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, равный для стержней периодического профиля 0,8; k_{2cr} – коэффициент, учитывающий распределение относительных деформаций по высоте сечения, принимают равным при изгибе 0,5; коэффициенты $k_{3cr} = 3,4$; $k_{4cr} = 0,425$.

$$s_{r,\max} = 3,4 \cdot 34 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{12}{0,016} = 240 \text{ мм.}$$

Расчетная ширина раскрытия трещины $w_k = 240 \cdot 7,0 \cdot 10^{-4} = 0,17$ мм.

Допустимая ширина раскрытия трещины определяется по таблицам 4.1 и 4.2 [1]. Для класса эксплуатации XC1 при частом сочетании воздействий $w_{lim} = 0,2$ мм. Расчетная ширина раскрытия трещины меньше допустимой ширины раскрытия.

Трещиностойкость плиты в стадии эксплуатации обеспечена.

6.8 Расчет плиты по деформациям

Прогиб плиты определяем в середине пролета упрощенным методом расчета и, исходя из принципа суперпозиции, суммируя прогиб от внешней нагрузки и выгиб от усилия предварительного обжигания бетона.

Расчет выполняем на действие практически постоянного сочетания нагрузок, при котором $q_4 = 9,54$ кН/м.

$M_{Ek} = 167,7$ кН·м и $P_{m,t} = 446,0$ кН:

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \frac{M_{Ek} I_{eff}^2}{B(50, t_0)} - \alpha_p \frac{N_{pd} z_{cp} I_{eff}^2}{B_{c, eff}}.$$

Здесь $\alpha_k = \frac{5}{48}$ – для однопролетной балки, загруженной равномерно рас-

пределенной нагрузкой; $\alpha_p = \frac{1}{8}$ – для напрягаемых стержней с прямолинейной осью трассы.

В середине пролета трещины образуются, поэтому изгибная жесткость плиты

$$B(50, t_0) = \frac{E_{c, eff} I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}$$

$$B(50, t_0) = \frac{13,6 \cdot 10^6 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4}}{1 - 0,5 \left(\frac{128,9}{167,7} \right)^2 \left(1 - \frac{19,2 \cdot 10^{-4}}{40,74 \cdot 10^{-4}} \right)} = 31085,7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Здесь $E_{c, \text{eff}} = 13,6 \cdot 10^6$ кПа (см. подраздел 6.7); I_{II} – момент инерции приведенного сечения плиты с нормальными трещинами в растянутой зоне относительно нейтральной оси. Положение нейтральной оси и высоту сжатой зоны x_{II} находим из условия равенства статических моментов сжатой зоны бетона и растянутой арматуры: $x_{II} = 0,055$ м (см. подраздел 6.7):

$$\begin{aligned} I_{II} &= \frac{(b'_f - b_w) h'_f{}^3}{12} + (b'_f - b_w) h'_f \left(x_{II} - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_p A_p (d - x_{II})^2 = \\ &= \frac{(2,95 - 0,20) \cdot 0,03^3}{12} + (2,95 - 0,20) \cdot 0,03 \left(0,055 - \frac{0,03}{2} \right)^2 + \frac{0,2 \cdot 0,055^3}{3} + \\ &+ 14,0 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} (0,37 - 0,055)^2 = 19,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4; \end{aligned}$$

I_I – момент инерции приведенного сечения плиты относительно нейтральной оси без нормальных трещин в растянутой зоне. Положение нейтральной оси и высоту сжатой зоны x_I находим из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой без трещин зон относительно нейтральной оси:

$$\begin{aligned} b'_f h'_f \left(x_I - \frac{h'_f}{2} \right) + \frac{b_w (x_I - h'_f)^2}{2} - \frac{b_w (h - x_I)^2}{2} - \alpha_p A_p (d - x_I) &= 0; \\ 2,95 \cdot 0,03 \left(x_I - \frac{0,03}{2} \right) + \frac{0,2 (x_I - 0,03)^2}{2} - \frac{0,2 (0,45 - x_I)^2}{2} - \\ - 14,0 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} (0,37 - x_I) &= 0. \end{aligned}$$

После решения уравнения получаем $x_I = 0,14$ м. Тогда момент инерции

$$\begin{aligned} I_I &= \frac{(b'_f - b_w) h'_f{}^3}{12} + (b'_f - b_w) h'_f \left(x_I - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w x_I^3}{3} + \frac{b_w (h - x_I)^3}{3} + \\ &+ \alpha_p A_p (d - x_I)^2 = \frac{(2,95 - 0,2) \cdot 0,03^3}{12} + (2,95 - 0,2) \cdot 0,03 \left(0,14 - \frac{0,03}{2} \right)^2 + \\ &+ \frac{0,2 \cdot 0,14^3}{3} + \frac{0,2 (0,45 - 0,14)^3}{3} + \\ &+ 14,0 \cdot 8,23 \cdot 10^{-4} (0,37 - 0,14)^2 = 40,74 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4; \end{aligned}$$

$\beta = 0,5$ – для длительной нагрузки;

$$M_{cr} = f_{ctm}W_c + r_{inf}P_{m,t}z_{cp} = \\ = 2,9 \cdot 10^3 \cdot 105,3 \cdot 10^{-4} + 0,9 \cdot 446,0 \cdot 0,245 = 128,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибная жесткость плиты при отсутствии трещин в верхней зоне при предварительном обжатии бетона после отпуска арматуры

$$B_{c,eff} = E_{c,eff}I_I = 13,6 \cdot 10^6 \cdot 40,74 \cdot 10^{-4} = 55406,4 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Усилие предварительного обжатия бетона при нижнем его значении

$$N_{pd} = r_{inf}P_{m,t} = 0,9 \cdot 446,0 = 401,4 \text{ кН}.$$

Расстояние от точки приложения силы обжатия до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{cp} = y_c - c_p = 0,325 - 0,08 = 0,245 \text{ м}.$$

Прогиб плиты в середине пролета

$$a(\infty, t_0) = \frac{5}{48} \cdot \frac{167,7 \cdot 11,86^2}{31085,7} - \frac{1}{8} \cdot \frac{401,4 \cdot 0,245 \cdot 11,86^2}{55406,4} = 0,046 \text{ м} = 46 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб для практически постоянного сочетания воздействий

$$a_{lim} = \frac{1}{250}l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 11,86 = 0,047 \text{ м} = 47 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета плиты не превышает допустимый.

7 РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

7.1 Общие сведения

Внецентренно нагруженные фундаменты целесообразно проектировать с прямоугольной подошвой, вытянутой в плоскости действия момента. Момент и силы, действующие по обрезу фундамента, принимаются по результатам расчета поперечной рамы каркаса здания (см. рисунки 3.6 и 3.9). Следует рассматривать не менее двух сочетаний: одно сочетание принимать с наибольшей вертикальной силой, второе – с наибольшим изгибающим моментом. При расчете следует учитывать вертикальную нагрузку и изгибающий момент от нижних стеновых панелей, а также нагрузку от веса фундамента и грунта на его уступах. Ориентировочно можно принять вес фундамента и грунта на уступах равным 15–20 % от вертикальной силы, действующей по обрезу фундамента.

7.2 Определение размеров подошвы

Размеры подошвы фундамента должны удовлетворять условиям:

- среднее давление под подошвой фундамента не более расчетного сопротивления грунта, $p \leq R$;
 - максимальное давление $p_{\max} \leq 1,2R$;
 - минимальное давление $p_{\min} \geq 0,25p_{\max}$ при наличии мостовых кранов грузоподъемностью 75 т и более и $p_{\min} \geq 0$ при кранах меньшей грузоподъемности.
- Давление под подошвой фундамента определяется по формулам:

$$p = \frac{N_{Ek}}{A}; \quad (7.1)$$

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N_{Ek}}{A} \pm \frac{M_{Ek}}{W}, \quad (7.2)$$

где
$$N_{Ek} = N_{Ek,0} + G_{\text{нп}} + \gamma_m H; \quad (7.3)$$

$$M_{Ek} = M_{Ek,0} + V_{Ek,0} h + G_{\text{нп}} e_{\text{нп}}; \quad (7.4)$$

$$A = ab; \quad W = \frac{ba^2}{6}.$$

Здесь $N_{Ek,0}$, $M_{Ek,0}$, $V_{Ek,0}$ – расчетные нагрузки с частным коэффициентом по нагрузке $\gamma_F = 1$, действующие на фундамент в уровне обреза; N_{Ek} и M_{Ek} – то же, в уровне подошвы фундамента; A – площадь подошвы фундамента; W – момент сопротивления подошвы фундамента; a и b – размеры подошвы фундамента, $a > b$; h – высота фундамента, $h \geq h_c + 0,25$ м (h_c – высота поперечного сечения колонны); $G_{\text{нп}}$ – нагрузка от нижних стеновых панелей с $\gamma_F = 1$; $e_{\text{нп}}$ – эксцентриситет приложения нагрузки от нижних панелей; H – глубина заложения подошвы фундамента (от поверхности земли до подошвы фундамента); γ_m – усредненное значение удельного веса тела фундамента и грунта на уступах, принимается 20 кН/м^3 .

Если в формуле (7.2) подставить размеры подошвы фундамента и сравнить с расчетным сопротивлением грунта, то получим два уравнения:

$$p_{\max}^{\min} = \frac{\beta N_{Ek}}{ab} \pm \frac{6M_{Ek}}{a^2 b} = \frac{\beta N}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{\beta a} \right);$$

$$\frac{\beta N}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{\beta a} \right) = 1,2R; \quad (7.5)$$

$$\frac{\beta N}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{\beta a} \right) = 0, \quad (7.6)$$

где $e_0 = \frac{M_{Ek}}{N_{Ek}}$; β – коэффициент, учитывающий собственный вес фундамента и грунта на уступах.

Решив уравнения (7.5) и (7.6) относительно a и b в первом приближении получим

$$a_0 = \frac{6e_0}{\beta}; \quad b_0 = \frac{2\beta N_{Ek}}{1,2Ra_0}.$$

Возможны три случая соотношений:

$$a_0 \geq b_0; \quad a_0 \gg b_0; \quad a_0 < b_0.$$

В первом случае принимаем $a \geq b$, во втором – размер b увеличиваем до $(0,6-0,7)a$, в третьем – подошва может быть принята квадратной $a = b = \sqrt{a_0 b_0}$.

Размеры подошвы принимаем кратными 300 мм.

7.3 Расчет тела фундамента

Расчет тела фундамента заключается в определении его высоты, количества и размеров ступеней, подбора рабочей арматуры подошвы фундамента.

7.3.1 Определение высоты

Высота фундамента определяется в зависимости от способа его сопряжения с колонной. При монолитном сопряжении (рисунок 7.1, *a*) минимальная рабочая высота фундамента определяется из условия его прочности на продавливание. Предполагается, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом $33,7^\circ$ (см. п. 8.4.3 [1]).

При стаканном сопряжении колонны с фундаментом (рисунок 7.1, *б*) определяется минимальная толщина дна стакана из условия прочности дна стакана на продавливание.

Прочность на продавливание определяется вдоль расчетного критического периметра. Площадь приложения местной нагрузки должна иметь периметр не более $11d$, где d – рабочая высота сечения фундамента или дна стакана. Если периметр площади приложения местной нагрузки больше $11d$, то производится расчет на срез от действия поперечных сил при отсутствии вертикальной арматуры согласно подразд. 8.2 [1].

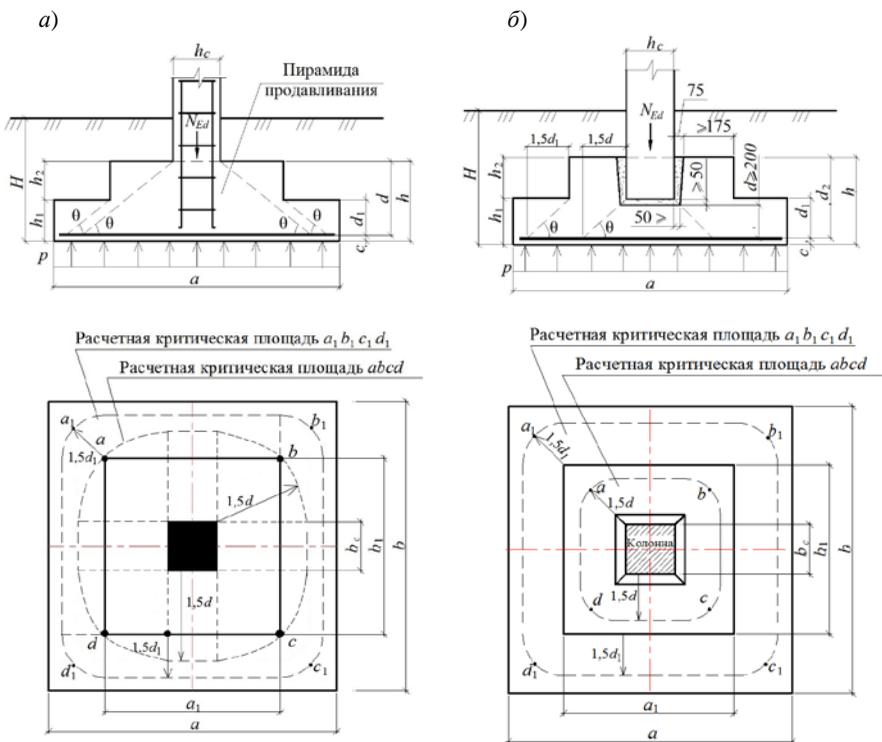


Рисунок 7.1 – Варианты сопряжения фундамента с колонной ($\theta = 33,7^\circ$):
 а – монолитное сопряжение; б – стаканное сопряжение

Условие продавливания записывается в виде

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}, \quad (7.7)$$

где v_{Ed} – погонная поперечная сила, вызванная нагрузкой от колонны, кН/м,

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} V_{Ed}}{u}. \quad (7.8)$$

Здесь $\bar{\beta}$ – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки, $\bar{\beta} = 1,5$; u – длина критического периметра, с учетом длины закругленных секторов радиусом $r = 1,5d$; $u = 2h_c + 2b_c + 3\pi d$; V_{Ed} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра, за вычетом нагрузки от давления грунта по площади, находящейся внутри критического периметра:

$$V_{Ed} = N_{Ed,0} - pA_p, \quad (7.9)$$

где $N_{Ed,0}$ – расчетная нагрузка на обресе фундамента; $p = N_{Ed,0}/A$ – реактивное давление грунта на единицу площади подошвы фундамента от расчетного усилия без учета веса фундамента и грунта на его уступах; A_p – площадь внутри расчетного критического периметра, $A_p = h_c b_c + 3d(h_c + b_c) + \pi(1,5d)^2$; $v_{Rd,c}$ – допускаемая расчетная поперечная сила, МН/м, воспринимаемая расчетным сечением плиты без поперечного армирования по расчетному критическому периметру пирамиды продавливания

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} d. \quad (7.10)$$

Здесь $C_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_c} = \frac{0,24}{1,5} = 0,16$; $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (d подставляется в миллиметрах); ρ_l – расчетный коэффициент армирования, $\rho_l \leq 0,02$; f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Подставив (7.8) и (7.10) в (7.7), получим квадратичное неравенство. Решив его относительно рабочей высоты фундамента или дна стакана, получим

$$d \geq \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \quad (7.11)$$

где $A = 2,25\bar{\beta}\pi N_{Ed} + 0,45\pi abk(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$;

$B = 3\bar{\beta}(h_c + b_c)N_{Ed} + 0,3ab(h_c + b_c)k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$;

$C = -(ab - h_c b_c)\bar{\beta}N_{Ed}$.

При монолитном сопряжении полная высота фундамента определяется с учетом защитного слоя бетона c_{nom} , который принимается не менее 45 мм, если фундамент устанавливается на бетонную подготовку, и не менее 80 мм – при отсутствии подготовки.

При стаканном сопряжении, кроме защитного слоя бетона, добавляется глубина заделки колонны в стакан, которая принимается не менее h_c , и толщина «подливки» под колонну – не менее 50 мм.

Высоту нижней ступени фундамента принимают равной 300 или 450 мм, высоту ступеней – 300 мм. При высоте плитной части фундамента $h < 900$ мм можно принять две ступени, а при $h \geq 900$ мм – три ступени. Более трех ступеней не выполняют. Если полная высота фундамента получается больше высоты плитной части, то устраивается подколонник.

7.3.2 Расчет на раскалывание

При стakanном сопряжении колонны с фундаментом производится проверка прочности фундамента на раскалывание по формулам

$$N_{Ed} \leq \left(1 + \frac{b_c}{h_c}\right) \mu \gamma_1 A_a \alpha f_{ctd}; \quad (7.12)$$

$$N_{Ed} \leq \left(1 + \frac{h_c}{b_c}\right) \mu \gamma_1 A_b \alpha f_{ctd}, \quad (7.13)$$

где μ – коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 – коэффициент условий работы фундамента в грунте, $\gamma_1 = 1,3$; A_a, A_b – площади вертикального сечения фундамента по осям колонны за вычетом площади стакана соответственно в направлении стороны подошвы фундамента «а» и «b». Если $\frac{b_c}{h_c} \leq \frac{A_b}{A_a}$, то

расчет ведется по формуле (7.12), а если $\frac{b_c}{h_c} > \frac{A_b}{A_a}$ – по формуле (7.13).

7.3.3 Расчет арматуры

Рабочая арматура подошвы фундамента определяется по изгибающим моментам от реактивного давления грунта, вычисленным как для консольной балки, заделанной в плоскости грани колонны или боковых граней ступеней (рисунок 7.2).

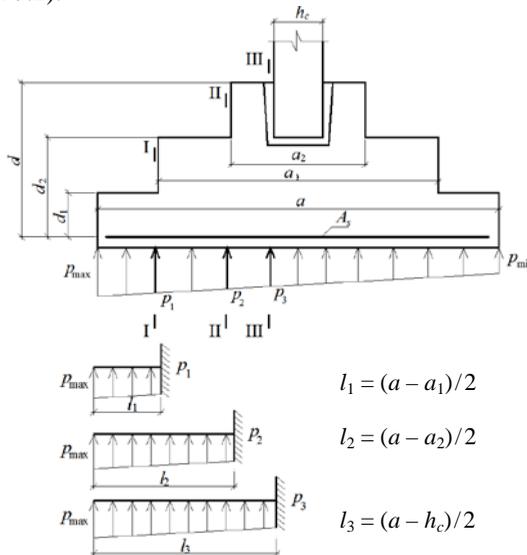


Рисунок 7.2 – Схема к расчету арматуры фундамента

Вычисление моментов от отпора грунта при трапецевидной эпюре давления в направлении длинной стороны производится по формулам

$$M_{I-I} = \frac{1}{24}(2p_{\max} + p_1)(a - a_1)^2 b; \quad (7.14)$$

$$M_{II-II} = \frac{1}{24}(2p_{\max} + p_2)(a - a_2)^2 b; \quad (7.15)$$

$$M_{III-III} = \frac{1}{24}(2p_{\max} + p_3)(a - h_c)^2 b. \quad (7.16)$$

В направлении короткой стороны моменты вычисляются по среднему давлению:

$$M_{I'-I'} = \frac{1}{8}p_m(b - b_1)^2 a; \quad (7.17)$$

$$M_{II'-II'} = \frac{1}{8}p_m(b - b_2)^2 a; \quad (7.18)$$

$$M_{III'-III'} = \frac{1}{8}p_m(b - b_c)^2 a. \quad (7.19)$$

Значения реактивного давления грунта вычисляются по формулам

$$p_m = \frac{N_{Ed}}{A}; \quad (7.20)$$

$$p_{\min} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W}, \quad (7.21)$$

где $N_{Ed} = N_{Ed,0} + G_{\text{нп}} + \gamma_m HA$; $M_{Ed} = M_{Ed,0} + V_{Ed,0}h + G_{\text{нп}}e_{\text{нп}}$.

Здесь $N_{Ed,0}$, $M_{Ed,0}$, $V_{Ed,0}$ – расчетные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, действующие в уровне обреза фундамента; N_{Ed} и M_{Ed} – то же, в уровне подошвы фундамента; $G_{\text{нп}}$ – нагрузка от нижних стеновых панелей с $\gamma_f > 1$.

Значение реактивного давления около граней ступеней и колонны легко определить по формулам

$$p_1 = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{a_1}{a} \frac{M_{Ed}}{W}; \quad (7.22)$$

$$p_2 = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{a_2}{a} \frac{M_{Ed}}{W}; \quad (7.23)$$

$$p_3 = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{h_c}{a} \frac{M_{Ed}}{W}. \quad (7.24)$$

Приняв плечо внутренней пары сил $z = 0,9d$, требуемую площадь арматуры определяем по формулам:

– в направлении действия момента

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9d_1 f_{yd}}; \quad (7.25)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9d_2 f_{yd}}; \quad (7.26)$$

$$A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{0,9d f_{yd}}; \quad (7.27)$$

– в перпендикулярном направлении

$$A'_{s1} = \frac{M_{I'-I'}}{0,9d'_1 f_{yd}}; \quad (7.28)$$

$$A'_{s2} = \frac{M_{II'-II'}}{0,9d'_2 f_{yd}}; \quad (7.29)$$

$$A'_{s3} = \frac{M_{III'-III'}}{0,9d' f_{yd}}. \quad (7.30)$$

Из трех значений требуемой площади в каждом направлении к конструированию фундамента принимается наибольшая площадь арматуры.

7.4 Пример расчета фундамента

Рассмотрим расчет фундамента при внешних воздействиях, взятых из рисунка 3.6. К расчету примем 2-е и 4-е сочетание усилий:

$$N_{Ed,0} = 1208,9 \text{ кН}; \quad M_{Ed,0} = -760,76 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad V_{Ed,0} = -95,5 \text{ кН};$$

$$N_{Ed,0} = 1839,1 \text{ кН}; \quad M_{Ed,0} = -305,14 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad V_{Ed,0} = -74,35 \text{ кН}.$$

Для большинства фундаментов класс экспозиции ХС2, минимальный класс бетона $C^{20}/_{25}$, $f_{cd} = 13,3 \text{ МПа}$, $f_{ctd} = f_{ctk} / 1,5 = 1,5 / 1,5 = 1,0 \text{ МПа}$, арматура класса S500, $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$.

Для определения размеров подошвы фундамента рассчитываем нагрузки с частным коэффициентом по нагрузке $\gamma_F = 1$ в сечении колонны «А»:

– для 2-го сочетания нагрузок

$$N_{Ek,0} = \frac{913,5}{1,2} + \frac{116,4}{1,5} + \frac{179,0}{1,35} = 971,4 \text{ кН};$$

$$M_{Ek,0} = \frac{-1,25}{1,2} + \frac{-7,02}{1,5} + \frac{-196,19}{1,35} + \frac{153,03}{1,35} + \frac{-403,27}{1,5} = -306,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ek,0} = \frac{1,87}{1,2} + \frac{-0,817}{1,5} + \frac{-24,99}{1,35} + \frac{19,509}{1,35} + \frac{-52,054}{1,5} = -37,8 \text{ кН},$$

тогда по формулам (7.3) и (7.4) вычисляем вертикальную силу и момент в уровне подошвы фундамента:

$$N_{Ek} = 971,4 + 79,0/1,2 + 20,0 \cdot 1,05 = 1058,2 \text{ кН};$$

$$M_{Ek} = -306,5 - 37,8 \cdot 1,05 - 79,0 \cdot 0,55/1,2 = -382,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– для 4-го сочетания нагрузок

$$N_{Ek,0} = \frac{1074,7}{1,2} + \frac{116,4}{1,5} + \frac{648,0}{1,35} = 1453,2 \text{ кН};$$

$$M_{Ek,0} = \frac{-1,47}{1,2} + \frac{-7,02}{1,5} + \frac{85,21}{1,35} + \frac{-153,03}{1,35} + \frac{-241,96}{1,5} = -217,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ek,0} = \frac{2,2}{1,2} + \frac{-0,817}{1,5} + \frac{-24,99}{1,35} + \frac{-19,509}{1,35} + \frac{-31,232}{1,5} = -52,5 \text{ кН},$$

тогда по формулам (7.3) и (7.4) вычисляем вертикальную силу и момент в уровне подошвы фундамента:

$$N_{Ek} = 1453,2 + 79/1,2 + 20,0 \cdot 1,05 = 1540,0 \text{ кН};$$

$$M_{Ek} = -217,5 - 52,5 \cdot 1,05 - 79,0 \cdot 0,55/1,2 = -308,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Здесь вес нижних панелей $G_{\text{нип}} = 79,0 \text{ кН}$, эксцентриситет приложения нагрузки от нижних панелей $e_{\text{нип}} = 0,55 \text{ м}$ (см. таблицу 3.4), предварительная высота фундамента $h = 0,8 + 0,25 = 1,05 \text{ м}$, глубина заложения $H = h = 1,05 \text{ м}$ при отметке обреза, равной отметке поверхности земли $-0,15 \text{ м}$.

Знак момента и поперечной силы учитываем только при суммировании их с моментом от нижних стеновых панелей, который имеет знак минус. Далее знак момента не учитываем.

Определяем размеры подошвы фундамента при $R = 300 \text{ кПа}$, $\beta = 1,15$.

$$\text{Для 2-го сочетания нагрузок эксцентриситет } e_0 = \frac{382,4}{1058,2} = 0,36 \text{ м},$$

$$\text{тогда в первом приближении } a_0 = \frac{6 \cdot 0,36}{1,15} = 1,9 \text{ м}; \quad b_0 = \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1058,2}{1,2 \cdot 300 \cdot 1,9} = 3,6 \text{ м}.$$

Так как $a_0 < b_0$, то $a = \sqrt{a_0 b_0} = 2,6 \text{ м}$. Принимаем $a = 2,7 \text{ м}$ и по формуле (7.5)

$$b = \frac{\beta N_{Ek}}{1,2 R a} \left(1 + \frac{6e_0}{\beta a} \right) = \frac{1,15 \cdot 1058,2}{1,2 \cdot 300 \cdot 2,7} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,36}{1,15 \cdot 2,7} \right) = 2,1 \text{ м}, \text{ оставляем } b = 2,1 \text{ м}.$$

Для 4-го сочетания нагрузок эксцентриситет

$$e_0 = \frac{308,8}{1540,0} = 0,2 \text{ м},$$

тогда в первом приближении

$$a_0 = \frac{6 \cdot 0,2}{1,15} = 1,04 \text{ м}; \quad b_0 = \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1540,0}{1,2 \cdot 300 \cdot 1,04} = 9,46 \text{ м.}$$

Так как $a_0 < b_0$, то $a = \sqrt{1,04 \cdot 9,46} = 3,14$ м. Принимаем $a = 3,0$ м, тогда

по формуле (7.5) $b = \frac{1,15 \cdot 1540,0}{1,2 \cdot 300 \cdot 3,0} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,2}{1,15 \cdot 3,0} \right) = 2,21$ м, принимаем $b = 2,4$ м.

Размеры подошвы фундамента, полученные по 2-му сочетанию нагрузок $a \times b = 2,7 \times 2,1$ м, меньше размеров подошвы фундамента, полученных по 4-му сочетанию $a \times b = 3,0 \times 2,4$ м. К дальнейшему расчету принимаем фундамент с бóльшими размерами подошвы.

Для назначения окончательной высоты фундамента определим толщину дна стакана из условия прочности на продавливание (7.11):

$$A = 2,25\bar{\beta} \pi N_{Ed,0} + 0,45\pi abk (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 2,25 \cdot 1,5 \cdot 3,14 \cdot 1839,1 \cdot 10^{-3} + 0,45 \cdot 3,14 \cdot 3,0 \cdot 2,4 \cdot 1,5 (100 \cdot 0,005 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} = 52,4 \text{ МН};$$

$$B = 3\bar{\beta} (h_c + b_c) N_{Ed,0} + 0,3ab (h_c + b_c) k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 3 \cdot 1,5 (0,8 + 0,5) \cdot 1839,1 \cdot 10^{-3} + 0,3 \cdot 3,0 \cdot 2,4 (0,8 + 0,5) \cdot 1,5 \times (100 \cdot 0,005 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} = 19,8 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$C = -(ab - h_c b_c) \bar{\beta} N_{Ed,0} = -(3,0 \cdot 2,4 - 0,8 \cdot 0,5) \cdot 1,5 \cdot 1839,1 \cdot 10^{-3} = -18,8 \text{ МН} \cdot \text{м}^2;$$

$$d \geq \frac{-19,8 + \sqrt{19,8^2 - 4 \cdot 52,4(-18,8)}}{2 \cdot 52,4} = 0,44 \text{ м.}$$

Здесь в первом приближении принято $\rho_l = 0,005$, $k = 1,5$ и для внецентренно нагруженного фундамента $\bar{\beta} = 1,5$.

Полная высота фундамента определяется суммой толщины дна стакана, защитного слоя бетона, глубины заделки колонны в фундамент и подливки: $h_{\min} = 0,44 + 0,08 + 0,8 + 0,05 = 1,37$ м. Принимаем высоту фундамента $h = 1,5$ м (кратно 150 мм) с тремя ступенями высотой $h_1 = 0,45$ м; $h_2 = 0,45$ м; $h_3 = 0,6$ м. Назначаем размеры второй и третьей ступеней таким образом, чтобы пирамида продавливания от верхней ступени не выходила за пределы тела фундамента: $a_1 \times b_1 = 2,1 \times 1,5$ м; $a_2 \times b_2 = 1,2 \times 0,9$ м. Сечения фундамента с размерами приведены на рисунке 7.3.

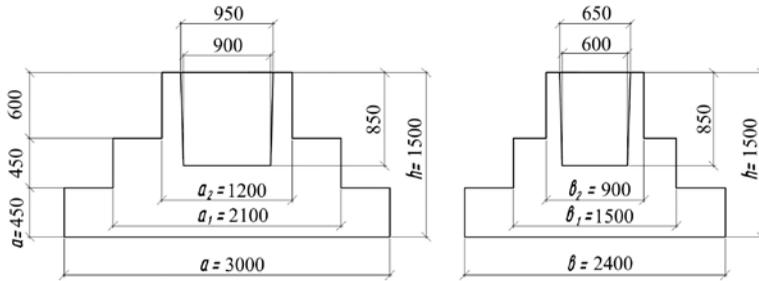


Рисунок 7.3 – Сечение фундамента с размерами

Так как фундамент стаканного типа, проверим его прочность на раскалывание.

Вычисляем площадь вертикальных сечений за вычетом площади стакана в направлении длинной «а» и короткой «b» сторон подошвы:

$$A_a = ah_1 + a_1h_2 + a_2h_3 - A_{ст,a} =$$

$$= 3,0 \cdot 0,45 + 2,1 \cdot 0,45 + 1,2 \cdot 0,6 - \frac{0,9 + 0,95}{2} \cdot 0,85 = 2,23 \text{ м}^2;$$

$$A_b = bh_1 + b_1h_2 + b_2h_3 - A_{ст,b} =$$

$$= 2,4 \cdot 0,45 + 1,5 \cdot 0,45 + 0,9 \cdot 0,6 - \frac{0,6 + 0,65}{2} \cdot 0,85 = 1,88 \text{ м}^2.$$

Так как $A_b / A_a = 1,88 / 2,23 = 0,84$ больше, чем $b_c / h_c = 0,5 / 0,8 = 0,625$, то вертикальное усилие, которое может воспринять фундамент не раскалываясь, вычисляем по формуле (7.12):

$$\left(1 + \frac{b_c}{h_c}\right) \mu \gamma_1 A_a \alpha f_{ctd} = \left(1 + \frac{0,5}{0,8}\right) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,23 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 10^3 = 3533,2 \text{ кН}.$$

Полученное вертикальное усилие больше максимального расчетного усилия $N_{Ed,0} = 1839,1 \text{ кН}$, поэтому прочность на раскалывание обеспечена.

Для расчета площади арматуры подошвы фундамента сначала по формулам (7.20)–(7.24) определим реактивное давление под подошвой, затем по формулам (7.14)–(7.19) – изгибающие моменты в сечениях I–I...III–III и I'–I'...III'–III':

$$N_{Ed} = N_{Ed,0} + G_{\text{нп}} + \gamma_m HA = 1839,1 + 79,0 + 20 \cdot 1,5 \cdot 7,2 = 2134,1 \text{ кН};$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,0} + V_{Ed,0}h + G_{\text{нп}}e_{\text{нп}} = 305,14 + 74,35 \cdot 1,5 + 79,0 \cdot 0,55 = 460,1 \text{ кН};$$

$$A = a \times b = 3,0 \times 2,4 \text{ м} = 7,2 \text{ м}^2; \quad W = \frac{ba^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 3,0^2}{6} = 3,6 \text{ м}^3;$$

$$p_{\max} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{2134,1}{7,2} + \frac{460,1}{3,6} = 424,2 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_1 = \frac{2134,1}{7,2} + \frac{2,1}{3,0} \cdot \frac{460,1}{3,6} = 296,4 + 0,7 \cdot 127,8 = 385,86 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_2 = 296,4 + \frac{1,2}{3,0} \cdot 127,8 = 347,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_3 = 296,4 + \frac{0,8}{3,0} \cdot 127,8 = 330,5 \text{ кН/м}^2; \quad p_m = \frac{2134,1}{7,2} = 296,4 \text{ кН/м}^2;$$

– изгибающие моменты в сечениях

$$M_{I-I} = \frac{1}{24} (2 \cdot 424,2 + 385,86) (3,0 - 2,1)^2 \cdot 2,4 = 100,0 \text{ кН·м};$$

$$M_{II-II} = \frac{1}{24} (2 \cdot 424,2 + 347,5) (3,0 - 1,2)^2 \cdot 2,4 = 387,5 \text{ кН·м};$$

$$M_{III-III} = \frac{1}{24} (2 \cdot 424,2 + 330,5) (3,0 - 0,8)^2 \cdot 2,4 = 570,6 \text{ кН·м};$$

$$M_{I'-I'} = \frac{1}{8} \cdot 296,4 (2,4 - 1,5)^2 \cdot 3,0 = 90,0 \text{ кН·м};$$

$$M_{II'-II'} = \frac{1}{8} \cdot 296,4 (2,4 - 0,9)^2 \cdot 3,0 = 250,1 \text{ кН·м};$$

$$M_{III'-III'} = \frac{1}{8} \cdot 296,4 (2,4 - 0,5)^2 \cdot 3,0 = 401,3 \text{ кН·м}.$$

Требуемую площадь арматуры определяем по формулам (7.25)–(7.30):

– в направлении длинной стороны подошвы

$$A_{s1} = \frac{100,0}{0,9 \cdot 0,36 \cdot 435 \cdot 10^3} = 7,12 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7,12 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{387,5}{0,9 \cdot 0,81 \cdot 435 \cdot 10^3} = 9,04 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 9,04 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = \frac{570,6}{0,9 \cdot 1,41 \cdot 435 \cdot 10^3} = 10,32 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 10,32 \text{ см}^2;$$

– в направлении короткой стороны подошвы. Эффективную высоту сечения уменьшаем на 20 мм, так как арматура расположена выше арматуры в продольном направлении

$$A'_{s1} = \frac{90,0}{0,9 \cdot 0,34 \cdot 435 \cdot 10^3} = 6,80 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,80 \text{ см}^2;$$

$$A'_{s2} = \frac{250,1}{0,9 \cdot 0,79 \cdot 435 \cdot 10^3} = 8,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,1 \text{ см}^2;$$

$$A'_{s3} = \frac{401,3}{0,9 \cdot 1,39 \cdot 435 \cdot 10^3} = 7,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7,4 \text{ см}^2.$$

В направлении длинной стороны подошвы фундамента принимаем $13\varnothing 12$ мм, $A_s = 14,7 \text{ см}^2 > A_{s3, \max} = 10,32 \text{ см}^2$. Шаг стержней 200 мм.

В направлении короткой стороны подошвы фундамента принимаем $16\varnothing 10$ мм, $A'_s = 12,56 \text{ см}^2 > A'_{s2, \max} = 8,1 \text{ см}^2$. Шаг стержней 200 мм.

Диаметр арматурных стержней должен быть не менее 10 мм, шаг стержней – не менее 100 мм и не более 200 мм.

При принятых размерах фундамента и армировании проверим прочность дна стакана на продавливание.

Рабочая высота дна стакана

$$d = h - c - h_c - 0,05 = 1,5 - 0,09 - 0,8 - 0,05 = 0,56 \text{ м}.$$

Длина критического периметра

$$u = 2h_c + 2b_c + 3\pi d = 2 \cdot 0,8 + 2 \cdot 0,5 + 3 \cdot 3,14 \cdot 0,56 = 7,87 \text{ м}.$$

Площадь внутри критического периметра

$$A_p = h_c b_c + 2(h_c 1,5d + b_c 1,5d) + \pi(1,5d)^2 = \\ = 0,8 \cdot 0,5 + 3 \cdot 0,56(0,8 + 0,5) + 3,14(1,5 \cdot 0,56)^2 = 4,8 \text{ м}^2.$$

Поперечная сила

$$V_{Ed} = N_{Ed} - \frac{N_{Ed}}{ab} A_p = 2134,1 - \frac{2134,1}{3,0 \cdot 2,4} \cdot 4,8 = 711,4 \text{ кН}.$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} V_{Ed}}{u} = \frac{1,5 \cdot 711,4}{7,87} = 135,6 \text{ кН/м}.$$

Расчетный коэффициент армирования ρ_l и коэффициент k :

Коэффициенты армирования ρ_{lx} и ρ_{ly} рассчитываются для ширины плиты, равной ширине колонны плюс $3d$.

Для арматуры A_s ширина участка плиты составит $b_x = b_c + 3d = 0,5 + 3 \cdot 0,56 = 2,18$ м, количество стержней $\varnothing 12$ мм при шаге 200 мм 11 штук, $A_{sx} = 12,44 \text{ см}^2$.

Для арматуры A'_s ширина участка плиты составит $a_y = h_c + 3d = 0,8 + 3 \cdot 0,56 = 2,48$ м, количество стержней $\varnothing 10$ мм при шаге 200 мм 12 штук, $A_{sy} = 9,42 \text{ см}^2$.

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} = \sqrt{\frac{A_{sx}}{b_x d} \cdot \frac{A_{sy}}{a_y d}} = \sqrt{\frac{12,44 \cdot 10^{-4}}{2,18 \cdot 0,56} \cdot \frac{9,42 \cdot 10^{-4}}{2,48 \cdot 0,56}} = 0,0008;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{560}} = 1,6.$$

Допускаемая расчетная поперечная сила

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= 0,15k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} d = 0,15 \cdot 1,6(100 \cdot 0,0008 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} \cdot 0,56 = \\ &= 0,1572 \text{ МН/м} = 157,2 \text{ кН/м}, \text{ что больше } v_{Ed} = 136,8 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Прочность дна стакана на продавливание обеспечена.

Кроме этого, нижняя ступень проверяется по прочности на продавливание вышележащей ступенью, если периметр вышележащей ступени меньше $11d_1$. Определим периметр вышележащей (второй) ступени фундамента: $2a_1 + 2b_1 = 2 \cdot 2,1 + 2 \cdot 1,5 = 7,2$ м. Так как $7,2 \text{ м} > 11d_1 = 11 \cdot 0,36 = 3,96$ м, то расчет нижней ступени на продавливание не производится.

Принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям прочности.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Нагрузки от снега и ветра

Таблица А.1 – **Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт в зависимости от высоты местности над уровнем моря A (таблица НП.1.1 [3])**

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка s_k , кПа, для местности с высотой над уровнем моря A , м
1	1а	$s_k = 1,35^*$
	1б	$s_k = 1,35 + 2,20(A - 155)/100$
	1в	$s_k = 1,35 + 0,38(A - 140)/100$
2	2а	$s_k = 1,45 + 0,60(A - 125)/100$
	2б	$s_k = 1,45 + 0,60(A - 150)/100$
	2в	$s_k = 1,45 + 0,60(A - 210)/100, s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55^*$
*Характеристическое значение нагрузки s_k в данном районе (подрайоне) принимается постоянным		

Таблица А.2 – **Коэффициенты внешнего давления для вертикальных стен прямоугольных в плане зданий (таблица 7.1 (сокращенная), [4])**

h/b	Зона	
	D (навстренная сторона)	E (подветренная сторона)
	$c_{fd}(C_{pe,10})$	$c_{fe}(C_{pe,10})$
5	+0,8	-0,7
1	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	+0,7	-0,5
<i>Примечания</i> 1 Здесь h высота здания, b ширина здания. 2 Для промежуточных значений отношения h/b допускается линейная интерполяция.		

Таблица А.3 – **Типы местности**

Описание ситуации	Тип местности
Моря или открытые побережья морей	0
Озера или плоская местность с незначительной растительностью без преград	I
Открытая местность с низкой, как трава, растительностью и изолированными отдельно стоящими преградами (деревьями, зданиями), расстояние между которыми составляет как минимум 20-кратное значение их высот	II
Местность с равномерной растительностью или зданиями или преградами, расстояние между которыми не превышает 20-кратного значения их высот (деревни, пригородные зоны, протяженные лесные массивы)	III
Территории, в пределах которых, по крайней мере, 15 % поверхности покрыто зданиями, высота которых превышает 15 м	IV

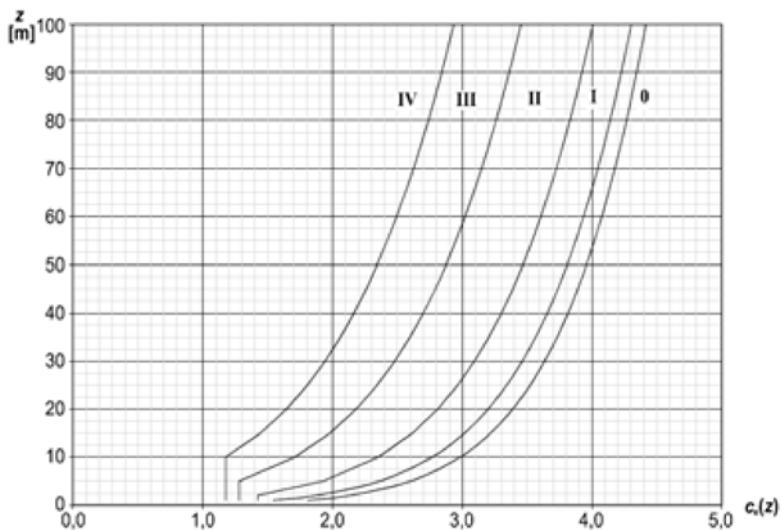


Рисунок А.1 – Графическое представление коэффициента экспозиции

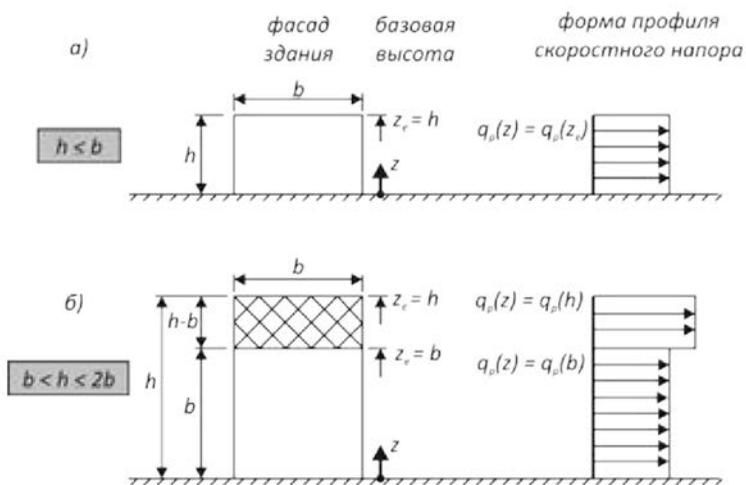


Рисунок А.2 – Базовая высота z_e в зависимости от h и b и профиля скоростного напора

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(справочное)

**Краны мостовые электрические общего назначения
грузоподъемностью от 5 до 50 т (ГОСТ 25711-83)**

Грузоподъемность, т	Пролет крана L_k , м	Тип кранового рельса по ГОСТ 4121-96	Основные размеры крана, мм			Нагрузка на колесо F , кН	Масса, т	
			база A_k	ширина B	высота $H_{кр}$		тележки	крана
8	10,5	Кр70	4400	5400	1900	70	2,2	10,0
	16,5					80		12,5
10	10,5		4400	5400	1900	80	2,4	11,0
	16,5					85		13,0
12	10,5		4400	5500	1900	105	3,0	13,0
	16,5					120		16,0
16/3,2	10,5		4400	5600	2200	120	4,7	17,0
	16,5					140		20,0
20/5	10,5		4400	5600	2400	155	6,3	19,0
	16,5					170		22,0
32/5	10,5		5100	6300	2750	215	8,7	25,0
	16,5					235		28,0

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(справочное)

Краны мостовые однобалочные подвесные
(ГОСТ 7890–93)

Грузоподъемность, т	Полная длина крана L , м	Пролет L_n , м	Основные размеры крана, мм		Количество тележек, шт.	Давление тележки на подкрановый путь, кН		Расчетная горизонтальная нагрузка, кН		Масса крана, кг
			база A_k	ширина B		F_{max}	F_{min}	вдоль кранового пути от торможения крана	поперек кранового пути от торможения тали	
1,0	7,8	6	1500	1850	4	8,60	0,70	2,1	1,6	860
	10,8	9	1800	2150		9,65	0,85	2,3	1,5	1100
	16,8	15	2400	2750		10,50	3,30	2,5	1,4	1750
2,0	7,8	6	1500	1850		14,50	1,00	3,7	2,8	1100
	10,8	9	1800	2150		16,20	1,10	3,9	2,7	1425
	16,8	15	2400	2750		17,90	4,10	4,3	2,6	2405
3,2	7,8	6	1500	1865		21,60	1,90	5,2	4,5	1460
	10,8	9	1800	2165		25,25	0,70	6,1	4,3	1995
	16,8	15	2400	2765		26,25	5,00	6,3	4,1	3050
5,0	7,8	6	1800	2395		33,00	2,00	8,2	6,3	2000
	10,8	9	2100	2695		35,30	2,10	9,1	6,1	2480
	16,8	15	2700	3295		38,80	5,30	9,3	5,9	3820

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
(справочное)

Рельсы крановые (ГОСТ 4121–96)

Тип рельса*	Высо- та, мм	Ширина головки, мм	Ширина подшвы, мм	$A, \text{см}^2$	Моменты инерции, см^4		Масса 1 м, кг
					I_x	I_y	
КР70	120	70	120	58,72	1040	282	46,10
КР80	130	80	130	76,19	1505	439	59,81
КР100	150	100	150	105,85	2768	859	83,09
КР120	170	120	170	144,54	4755	1596	113,47
КР140	170	140	170	180,51	5486	2485	141,70

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(справочное)

**Железобетонные конструкции
одноэтажных промышленных зданий**

Таблица Д.1 – Сплошные колонны для зданий с мостовыми кранами

Шаг колонн, м	Пролет здания, м	Высота от пола до низа стропильных конструкций, м	Отметка головки кранового рельса, м	Отметка верха крановой консоли, м	Грузоподъемность крана, т	Размеры сечения, мм			Масса, т
						h_b	h_n	b	
<i>Колонны крайнего ряда</i>									
6	18, 24	8,4	6,15	5,2	10	380	600	400	5,4
		9,6	6,95	5,8	10; 20	380	800	400	7,2
		10,8	8,15	7,0	10; 20	380	800	400	8,2
12	18, 24	8,4	6,15	4,6	10	600	800	500	8,9
		9,6	6,95	5,4	10; 20	600	800	500	9,7
		10,8	8,15	6,6	10; 20	600	800	500	11,2
<i>Колонны среднего ряда</i>									
6	18, 24	8,4	6,15	5,2	10	600	600	400	7,0
		9,6	6,95	5,8	10; 20	600	800	400	9,2
		10,8	8,15	7,0	10; 20	600	800	400	10,1
12	18, 24	8,4	6,15	4,6	10	600	800	500	10,7
		9,6	6,95	5,4	10; 20	600	800	500	11,8
		10,8	8,15	6,6	10; 20	600	800	500	13,0

Таблица Д.2 – Фундаментные балки под панельные навесные стены

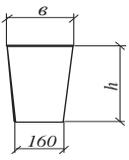
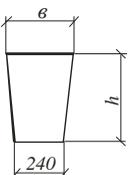
Шаг колонн, м	Сечение балки	Размеры балки, мм			Масса, т
		длина	высота h	ширина b	
6		5950	300	200	0,9
		5050	300	200	0,7
		5950	300	300	1,0
		5050	300	300	0,9
12		10700	400	300	2,9
		10700	600	400	5,1
		11960	400	300	3,2
		11960	600	400	5,7

Таблица Д.3 – Подкрановые балки

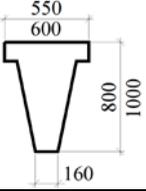
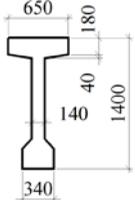
Шаг колонн, м	Сечение балки	Размеры балки, мм			Грузоподъемность крана, т	Масса, т
		длина	высота	ширина		
6		5950	800	550	10	2,9
		5950	1000	600	10; 20; 30	4,2
12		11950	1400	650	10; 20; 30	11,6

Таблица Д.4 – Фермы для покрытий зданий со скатной кровлей

Пролет, м	Шаг, м	Высота, мм		Ширина пояса, мм	Нагрузка, кН/м	Масса, т
		на опоре	в середине пролета			
<i>Раскосные</i>						
18	6	790	2730	220	3,5–5,5	6,5
	12	780	2725	250	3,5–4,5	7,6
		780	2735	300	5,5	9,1
24	6	790	3290	280	3,5–5,5	11,2
	12	780	3280	300	3,5–4,5	14,8
		780	3290	350	5,5	17,4
30	6	790	3875	300	3,5–5,5	17,0
	12	780	3860	350	3,5–4,5	25,5
		780	3875	400	5,5	29,8
<i>Безраскосные</i>						
18	6	880	3000	240	2,5–5,5	6,5
	12			280		10,5
24	6	920	3300	240	3,0–6,0	9,2
	12			280		14,2

Т а б л и ц а Д.5 – Стропильные двускатные балки

Пролет, м	Шаг, м	Высота, мм		Нагрузка, кН/м ²	Масса, т
		на опоре	в середине пролета		
9	6	560	935	4,6–7,1	3,0
12	6	790	1290	3,5–5,5	4,1
		890	1390		4,7
	12	890	1390		5,4
18	6	790	1540	3,5–5,5	9,1
		890	1640		10,4
	12	890	1640		12,1

Т а б л и ц а Д.6 – Ребристые плиты покрытий

Размеры, мм			Нагрузка, кН/м ²	Масса, т
длина	ширина	высота продольного ребра		
5970	1490	300	3,4–11,9	1,3
5970	2980	300	3,3–6,0	2,4
11960	1490	455	3,3–13,0	4,9
11960	2980	455	3,7–6,5	6,8

Т а б л и ц а Д.7 – Панели стен отапливаемых зданий

Размеры, м	Толщина, мм	Масса, т	Размеры, м	Толщина, мм	Масса, т
0,8×6	250	1,0	1,2×12	300	3,7
1,2×6	250	1,4	1,8×12	300	4,7
1,8×6	250	2,1	2,4×12	300	5,7

ПРИЛОЖЕНИЕ E
(справочное)

Характеристики бетона и арматуры

Т а б л и ц а Е.1 – Прочностные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов (таблица 6.1 [1])

В мегапаскалях

Характеристика	Класс бетонов по прочности на сжатие								
	$C^{12}/_{15}$	$C^{16}/_{20}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	$C^{40}/_{50}$	$C^{45}/_{55}$	$C^{50}/_{60}$
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{c,cube}^G$	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
f_{ctk}	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9

Т а б л и ц а Е.2 – Характеристики ненапрягаемой арматуры (СТБ 1704-2012)

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	Характеристическое сопротивление f_{yk} , Н/мм ² (МПа)	Расчетное сопротивление f_{yd} , Н/мм ² (МПа)	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , Н/мм ² (МПа)
S240	6–40	Гладкая	240	210	192
S500	4–40	Периодического профиля	500	435	400

Т а б л и ц а Е.3– Характеристики напрягаемой арматуры (СТБ 1706-2012)

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	Характеристическое сопротивление f_{pk} , Н/мм ² (МПа)	Расчетное сопротивление f_{pd} , Н/мм ² (МПа)
S800	10–40	Гладкая	800	695
S1200	10–40	Периодического профиля	1200	1040
S1400	3–8	Гладкая и периодического профиля	1400	1200

Т а б л и ц а Е.4 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона $E_{снт}$, ГПа, для классов по прочности на сжатие								
	$C^{12/15}$	$C^{16/20}$	$C^{20/25}$	$C^{25/30}$	$C^{30/37}$	$C^{35/45}$	$C^{40/50}$	$C^{45/55}$	$C^{50/60}$
Ж3, Ж4 СЖ1–СЖ3	–	38	39	40	41	42	43	44	45
Ж1, Ж2	31	35	37	38	40	41	42	43	44
П1, П2	27	31	32	35	37	38	39	40	41
П3–П5	24	28	29	32	33	35	37	38	39
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается по СТБ 1035.</p> <p>2 Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.</p>									

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
(справочное)

Сортамент ненапрягаемой арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м	Класс арматуры	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S500
4	0,126	0,252	0,378	0,504	0,63	0,756	0,882	1,008	1,134	0,099	-	+
5	0,196	0,392	0,588	0,784	0,98	1,176	1,372	1,568	1,764	0,154	-	+
5,5	0,238	0,476	0,714	0,952	1,19	1,428	1,666	1,904	2,142	0,187	-	+
6	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	0,222	+	+
8	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	0,395	+	+
10	0,785	1,57	2,355	3,14	3,925	4,71	5,495	6,28	7,065	0,617	+	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888	+	+
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,7	9,24	10,78	12,32	13,86	1,210	+	+
16	2,011	4,022	6,033	8,044	10,055	12,066	14,077	16,088	18,099	1,580	+	+
20	3,142	6,284	9,426	12,568	15,71	18,852	21,994	25,136	28,278	2,470	+	+
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	3,850	+	+
28	6,16	12,32	18,48	24,64	30,8	36,96	43,12	49,28	55,44	4,830	+	+
32	8,04	16,08	24,12	32,16	40,2	48,24	56,28	64,32	72,36	6,310	+	+
40	12,57	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,56	113,13	9,860	+	+

Примечание – Знаком «+» отмечены прокатываемые диаметры.

ПРИЛОЖЕНИЕ И
(справочное)

Сортамент напрягаемой арматуры

Диаметр, мм	Номинальная площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м	Класс арматуры		
			S800	S1200	S1400
3	0,071	0,052	–	–	+
4	0,126	0,099	–	–	+
5	0,196	0,154	–	–	+
6	0,283	0,222	–	–	+
7	0,385	0,302	–	–	+
8	0,503	0,395	–	–	+
10	0,785	0,617	+	+	–
12	1,130	0,888	+	+	–
14	1,54	1,208	+	+	–
16	2,01	1,578	+	+	–
20	3,14	2,466	+	+	–
25	4,91	3,853	+	+	–
32	8,04	6,313	+	+	–
40	12,56	9,864	+	+	–

Примечание – Знаком «+» отмечены прокатываемые диаметры

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 **СП 5.03.01–2020.** Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 2020-09-16. – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2020. – 236 с.
- 2 **СН 2.01.02–2019.** Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объёмный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. – Введ. 2019-12-16. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 33 с.
- 3 **СН 2.01.04–2019.** Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Введ. 2019-12-16. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 36 с.
- 4 **СН 2.01.05–2019.** Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия. – Введ. 2019-12-16. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 119 с.
- 5 **СН 2.01.01–2022.** Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 2022-11-23. – Минск : Минстройархитектуры, 2022. – 83 с.
- 6 **СТБ 1704–2012.** Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. – Взамен СТБ 1704–2006 ; введ. 2012-04-20. – Минск : Госстандарт, 2013. – 16 с.
- 7 **СТБ 1706–2012.** Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. – Введ. 2006-12-18. – Минск : Госстандарт, 2015. – 12 с.
- 8 Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие для студентов строительных специальностей ; под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест : БрГТУ, 2003. – 380 с.
- 9 **Байков, В. Н.** Железобетонные конструкции. Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

Учебное издание

ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич

**Проектирование конструкций каркаса и фундаментов
одноэтажного промышленного здания
из сборного железобетона**

Учебно-методическое пособие

Редактор *Д. В. Марцинкевич*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Компьютерный набор и верстка *Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 29.05.2024 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 7,21. Уч.-изд. л. 6,45. Тираж 100 экз.
Зак. № 968. Изд. № 27

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский государственный университет транспорта,
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/361 от 13.06.2014.

№ 2/104 от 01.04.2014.

№ 3/1583 от 14.11.2017.

Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

**Кафедра строительной механики,
геотехники и строительных конструкций**

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА И ФУНДАМЕНТОВ
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ
ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

Учебно-методическое пособие

Гомель 2024

125