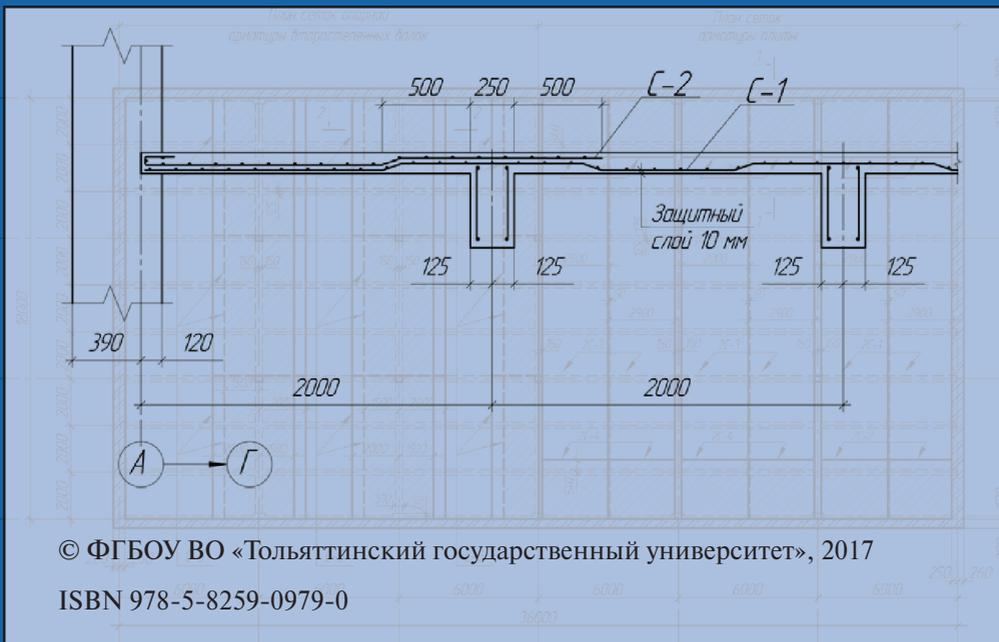


Министерство образования и науки Российской Федерации
Тольяттинский государственный университет
Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

В.А. Филиппов, О.В. Калсанова

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Электронное учебно-методическое пособие



© ФГБОУ ВО «Тольяттинский государственный университет», 2017

ISBN 978-5-8259-0979-0

УДК 624.012.45(075.8)

ББК 38.53

Рецензенты:

главный специалист Проектного управления Дирекции
по капитальному строительству ОАО «АВТОВАЗ» *А.В. Казаринов*;
канд. техн. наук, доцент Тольяттинского государственного
университета *И.К. Родионов*.

Филиппов, В.А. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажных каркасных общественных зданий : электрон. учеб.-метод. пособие / В.А. Филиппов, О.В. Калсанова. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2017. – 1 оптический диск.

Пособие написано в соответствии с программой курса «Железобетонные и каменные конструкции».

Приведены методика, последовательность и примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций многоэтажных гражданских зданий, включая расчет фундаментов.

Предназначено для курсового и дипломного проектирования направления подготовки бакалавров 08.03.01 (270800.62) «Строительство», профиль «Городское строительство и хозяйство».

Текстовое электронное издание.

Рекомендовано к изданию научно-методическим советом Тольяттинского государственного университета.

Минимальные системные требования: IBM PC-совместимый компьютер: Windows XP/Vista/7/8; ПП 500 МГц или эквивалент; 128 Мб ОЗУ; SVGA; CD-ROM; Adobe Acrobat Reader.

© ФГБОУ ВО «Тольяттинский государственный университет», 2017



Редактор *Г.В. Данилова*
Технический редактор *Н.П. Крюкова*
Компьютерная верстка: *Л.В. Сызганцева*
Художественное оформление,
компьютерное проектирование:
И.И. Шишкина

Дата подписания к использованию 05.04.2017.

Объем издания 11,9 Мб.

Комплектация издания:
компакт-диск, первичная упаковка.

Заказ № 1-69-15.



Издательство Тольяттинского
государственного университета
445020, г. Тольятти, ул. Белорусская, 14
тел. 8(8482) 53-91-47, www.tltsu.ru

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	6
1. КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ	8
1.1. Общие сведения	8
1.2. Параметры зданий	9
1.3. Нагрузки на каркасы зданий	10
2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЙ	11
2.1. Расчетный пролет и нагрузки	12
2.2. Усилия от расчетных и нормативных нагрузок	13
2.3. Расчетное сечение панели	14
2.4. Характеристики прочности бетона и арматуры	14
2.5. Расчет панели по первой группе предельных состояний ...	15
2.6. Расчет ребристой панели по второй группе предельных состояний	23
2.7. Конструкция типовой ребристой плиты перекрытия	31
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ	36
3.1. Конструкция типовой пустотной панели	36
3.2. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в плите	37
3.3. Характеристики прочности бетона и арматуры	39
3.4. Расчет пустотной панели по первой группе предельных состояний	39
3.5. Расчет пустотной панели по второй группе предельных состояний	46
3.6. Конструкция типовой пустотной панели перекрытия	51
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОЛОННЫ СРЕДНЕГО РЯДА	53
4.1. Пример расчета колонны среднего ряда	53
4.2. Конструирование колонны	58

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ	65
5.1. Компоновка конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами	65
5.2. Расчет монолитной плиты перекрытия	67
5.3. Расчет второстепенной неразрезной балки	71
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ПОД СРЕДНЮЮ КОЛОННУ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА	80
6.1. Общие положения	80
6.2. Определение геометрических размеров фундамента	80
6.3. Проверка несущей способности фундамента	83
6.4. Определение армирования подошвы фундамента	85
6.5. Пример расчета фундамента	86
Библиографический список	90
Приложение	91

ВВЕДЕНИЕ

Всемерное развитие производства, повышение его эффективности — основа технической политики современного государства. Требования, предъявляемые к строительству, к его способности удовлетворять запросы общества, будут систематически возрастать. Современное проектирование каркасных общественных и промышленных зданий представляет собой сложный процесс, учитывающий и взаимосвязывающий большое количество разносторонних факторов, степень влияния которых меняется и обуславливается конкретными требованиями.

Большая роль в процессе проектирования отводится системе нормативной документации и в первую очередь Строительным нормам и правилам (СНиП), регламентирующим проектную деятельность и обеспечивающим комплексный подход к решению задач при проектировании и строительстве, а также надежность и долговечность построенных объектов.

Важнейшим направлением развития строительства каркасных зданий общественного и промышленного назначения остается создание и внедрение конструктивных типовых решений элементов, позволяющих возводить здания различной этажности и планировочных решений, а также способов их изготовления и монтажа, которые обеспечивали бы значительное повышение уровня индустриализации и снижение материалоемкости.

Важную роль в выполнении поставленных задач играет оптимальность решений, принимаемых на стадии проектирования. Практика строительства показывает, что большинство проектов каркасных общественных зданий разрабатываются с применением типовых проектных материалов. Переход проектных организаций на проектирование с широким использованием типовых материалов ставит ряд проблем, главная из которых — создание высокоэкономичных типовых конструкций, в наибольшей степени отвечающих современным требованиям.

Расчеты показывают, что за счет совершенствования конструктивных элементов может быть достигнуто не менее 30–40 % повышения производительности труда, а также значительное снижение

материалоемкости зданий, которое в результате изменившихся в настоящее время требований непрерывно увеличивается.

С использованием унифицированных параметров построено подавляющее большинство каркасных зданий. Доля каркасных многоэтажных зданий с железобетонным каркасом в общем объеме многоэтажных зданий общественного назначения составляет около 100 %. В номенклатуру железобетонных изделий включены конструкции, набор которых полностью обеспечивает проектирование и строительство многоэтажных гражданских, промышленных и вспомогательных зданий с объемно-планировочными решениями, соответствующими унифицированным габаритным схемам.

Целью данного учебно-методического пособия является изложение методики расчета и конструирования (с примерами расчета) типовых конструкций многоэтажных зданий, выполненных из конструктивных элементов серии 1.020-1/87 в соответствии с требованиями свода правил СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». При выполнении курсового или дипломного проекта, помимо представленного учебно-методического пособия, необходимо пользоваться соответствующими строительными нормами (СНиП), сводами правил (СП) к ним и пособиями к сводам правил.

Курсовое и дипломное проектирование многоэтажных каркасных зданий является важным этапом подготовки инженера-строителя. В процессе работы над проектом студент углубленно изучает и разрабатывает унифицированные схемы зданий, рассчитывает типовые конструкции под заданные нагрузки, применяет на практике теоретические знания в решении конкретных задач, приучается пользоваться нормативной, учебной и технической литературой. Помимо этого, при выполнении чертежей в соответствии с требованиями ЕСКД студент закрепляет навыки конструирования железобетонных конструкций и составления спецификаций.

1. КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

1.1. Общие сведения

Сборные железобетонные индустриальные изделия серии 1.020-1/87 предназначены для применения в строительстве многоэтажных общественных и производственных зданий различного назначения. Параметры зданий, выполненных из конструкций серии 1.020-1/87, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Применяемые сетки колонн

Шаг колонн в направлении ригелей (пролет, м)	Шаг колонн в направлении плит, м				
	3,0	6,0	7,2	9,0	12,0
3,0	0	+	0	0	0
6,0	+	+	0	0	0
7,2	0	0	0	0	—
9,0	—	+	0	0	—

+ — для высот этажей (м) 3,3; 3,6; 4,2; 4,8; 6,0; 7,2
0 — для высот этажей (м) 3,3; 3,6; 4,2

Каркас решен по связевой схеме с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами. Пространственная устойчивость здания обеспечивается системой вертикальных устоев, объединенных горизонтальными дисками перекрытий. Вертикальными устоями служат связевые панели, образуемые сборными железобетонными диафрагмами жесткости или стальными связями, соединенными с колоннами. Диафрагмы жесткости устанавливаются в двух направлениях. Число диафрагм, устанавливаемых в одном температурном блоке, должно быть не менее трех, при этом геометрические оси диафрагм не должны пересекаться в одной точке.

При устройстве перекрытия из многопустотных плит его работа в качестве диска обеспечивается за счет приварки ригелей к консолям колонн, сваркой связевых плит между собой и ригелями, а также за счет тщательного замоноличивания шпонок и швов между всеми элементами перекрытия.

Для зданий с пустотными плитами перекрытий пролетами 3,0; 6,0 и 7,2 м предусмотрено применение ригелей высотой 450 мм. Для зданий пролетами 9,0 м – ригелей высотой 600 мм.

Для зданий с ребристыми плитами перекрытий и плитами типа ТТ высотой 300 мм с пролетами 3,0; 6,0 и 9,0 м предусмотрено применение ригелей высотой 600 мм.

Деформационные швы в зданиях большой протяженности рекомендуется осуществлять установкой парных колонн с сохранением параметров примыкающих пролетов.

1.2. Параметры зданий

Номенклатура изделий каркаса позволяет компоновать здания с сеткой колонн 6×6 , 9×6 , а также $(6 + 3 + 6) \times 6$ м и другие сочетания при пролете в направлении ригелей 3, 6 и 9 м. Ригели рекомендуют располагать поперечно. Минимальный размер в плане здания – два пролета.

Высота зданий до шести этажей под временные нагрузки от 750 до 2000 кгс/м² в зависимости от размеров сеток колонн и конструкции перекрытий.

Габаритные схемы зданий состоят из одинаковых этажей: 3,6; 4,2; 4,8 и 6,0 м, а также зданий с увеличенной высотой первого этажа 6,0 и последующих 4,8 м, и 7,2 м при высоте последующих 6,0 м.

Колонны каркаса имеют осевую привязку. Расстояние от разбивочных осей до внутренней грани наружных стен (при сечениях колонн 400×400 мм) составляет 220 мм.

1.3. Нагрузки на каркасы зданий

Общественные каркасные здания в соответствии с ГОСТ Р 54257–2010 «Надежность строительных конструкций и оснований» относятся ко второму нормальному уровню ответственности с коэффициентом $\gamma_n = 1$. Конструкции каркаса зданий рассчитываются на воздействие постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок. Постоянными нагрузками являются собственный вес железобетонных конструкций междуэтажных перекрытий и покрытия с учетом заливки швов; собственный вес конструкций кровли и пола; собственный вес наружных ограждающих конструкций, а также собственный вес колонн.

Вес перегородок условно отнесен к постоянным нагрузкам.

Кратковременными нагрузками являются ветровая, снеговая, от подвешенного транспорта на покрытие, а также вес людей, ремонтных материалов в зоне обслуживания и ремонта оборудования.

К временным длительным нагрузкам относятся вес стационарного оборудования, вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование, вес хранимых материалов в местах, специально предназначенных для складирования и хранения материалов, а также пониженное нормативное значение снеговой нагрузки и нагрузки от подвешенного транспорта на конструкции покрытия.

Все временные нагрузки принимаются в виде эквивалентных равномерно распределенных нагрузок.

Принятые временные нагрузки на перекрытия используются в расчетах рам каркасов с учетом коэффициентов сочетаний, соответствующих основному сочетанию нагрузок – $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных нагрузок – $\psi_2 = 0,9$. При расчете конструкций без учета ветровых нагрузок и нагрузок от подвешенного транспорта коэффициенты сочетаний на остальные временные нагрузки не вводятся.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЙ

В курсовом проекте предлагается выполнить расчет ребристой плиты с номинальной шириной 1,5 м, используемой в перекрытиях каркасных общественных зданий. На рис. 1 представлена конструкция типовой ребристой панели перекрытия для опирания на нижнюю полку ригеля таврового сечения. На рис. 2 – поперечное сечение панели и узел А.

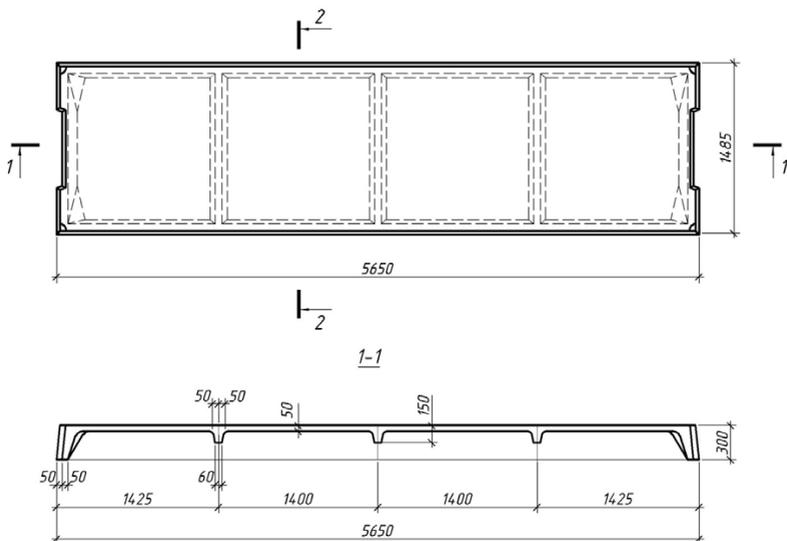


Рис. 1. Конструкция ребристой панели перекрытия

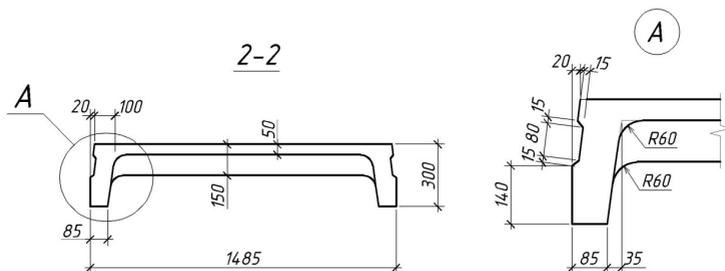


Рис. 2. Поперечное сечение панели

2.1. Расчетный пролет и нагрузки

Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия приведен в табл. 2.

Таблица 2

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м² перекрытия

№	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м ²
1	Постоянные Собственный вес плиты с заливкой швов	2,4	1,1	2,64
2	Конструкция пола: керамическая плитка на цементно-песчаном растворе $\delta = 25$ мм $18 \times 0,025 \times 1 = 0,45$;	0,45	1,3	0,58
	армированная цементно-песчаная стяжка $\delta = 35$ мм $20 \times 0,035 \times 1 = 0,70$;	0,70	1,3	0,91
	песчаная засыпка $\delta = 70$ мм $17 \times 0,07 \times 1 = 1,19$	1,19	1,3	1,547
	Итого постоянная	4,74		5,677
3	Временная в том числе кратковременная	15 3	1,2 1,2	18 3,6
4	Полная в том числе постоянная и временная длительная нагрузки	19,74 16,74		23,677 20,077

Расчетная нагрузка на 1 п. м плиты при ее номинальной ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1$;

– полная расчетная $q = 23,677 \cdot 1,50 \cdot 1 = 35,52$ кН/м;

– полная нормативная $q_n = 19,74 \cdot 1,5 \cdot 1 = 29,61$ кН/м;

– постоянная и временная длительная нормативные нагрузки

$$q_l = 16,74 \cdot 1,50 \cdot 1 = 25,11 \text{ кН/м.}$$

Конструктивная длина панели при опирании на нижнюю полку ригеля равна (рис. 3)

$$l_k = l_2 - b_{\text{риг}} - 2c.$$

Расчетный пролет плиты при ее конструктивной длине 5,65 м равен

$$\ell_0 = \ell_k - 100 = 5650 - 100 = 5,550 \text{ мм},$$

где $b_{\text{риг}}$ – ширина ригеля на уровне полок; c – зазор между ребром ригеля и плитой, $c = 20$ мм; 100 – ширина поперечного ребра панели.

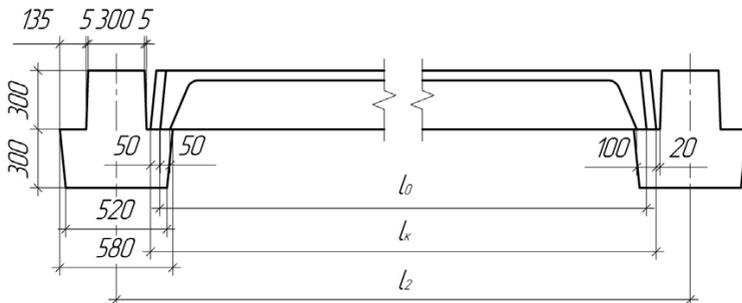


Рис. 3. Схема для определения расчетного пролета плиты

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно опертая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

2.2. Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Усилия от полной расчетной нагрузки:

– максимальный изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{35,52 \cdot 5,55^2}{8} = 136,94 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– максимальная поперечная сила на опорах

$$Q = \frac{q \cdot \ell_0}{2} = \frac{35,52 \cdot 5,535}{2} = 98,3 \text{ кН}.$$

Усилия от нормативной нагрузки:

– полной

$$M_n = \frac{q_n \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{29,61 \cdot 5,55^2}{8} = 114,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– постоянной и длительной временной

$$M_l = \frac{q_l \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{25,11 \cdot 5,55^2}{8} = 96,68 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2.3. Расчетное сечение панели

Конструктивные параметры поперечного сечения ребристой плиты:

- высота сечения 300 мм;
- конструктивная ширина понизу 1485 мм;
- ширина продольных ребер понизу 85 мм, поверху 100 мм;
- ширина верхней полки

$$b_f' = 1485 - 2 \cdot 20 = 1445 \text{ мм};$$

- толщина полки 50 мм.

В расчетах по предельным состояниям первой группы сечение панели приводится к тавровому (рис. 4) с шириной ребра, равной

$$b = \frac{100 + 85}{2} \cdot 2 = 185 \text{ мм.}$$

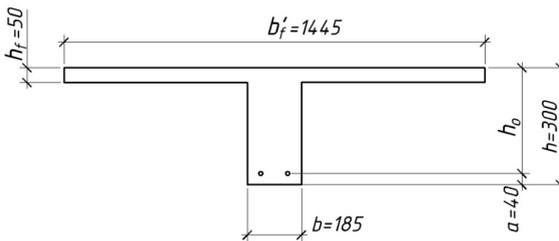


Рис. 4. Расчетное сечение ребристой панели

Отношение $h_f'/h = 50/300 = 0,167 > 0,1$, в расчет вводится вся ширина полки $b_f' = 1445$ мм.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a_p = 300 - 40 = 260 \text{ мм.}$$

2.4. Характеристики прочности бетона и арматуры

Ребристая предварительно напряженная плита армирована стержневой арматурой класса А800 с механическим натяжением на борта формы. Нормативное сопротивление арматуры $R_{sn} = 800$ МПа, расчетное сопротивление – $R_s = 695$ МПа; модуль упругости $E_s = 200000$ МПа. Поперечная арматура класса А240 с расчетным

сопротивлением $R_{sw} = 170$ МПа (табл. П5–П8 приложения). Полка армируется сварными сетками из арматуры класса В500 с расчетным сопротивлением $R_s = 415$ МПа. Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении.

Величина предварительного напряжения арматуры принята равной $\sigma_{sp} = 0,7R_{sn} = 0,7 \cdot 800 = 560$ МПа.

Бетон тяжелый класса В30, соответствующий классу напрягаемой арматуры. Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний: $R_b = 17$ МПа; $R_{bt} = 1,15$ МПа. Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний: $R_{b,ser} = 22$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,75$ МПа. Начальный модуль упругости бетона $E_b = 32500$ МПа (табл. П1–П3 приложения).

2.5. Расчет панели по первой группе предельных состояний

Расчет прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси

Расчетный изгибающий момент $M = 136,94$ кН·м. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Предполагаем, что нейтральная ось проходит в полке и сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной, равной ширине полки.

Вычисляем коэффициент α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{136,94 \cdot 10^6}{17 \cdot 1445 \cdot 260^2} = 0,083.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,083} = 0,86.$$

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,86 \cdot 260 = 22,48 \text{ мм.}$$

Так как $x < h_f'$, то нейтральная ось проходит в полке.

Граничная высота сжатой зоны бетона (табл. П10 приложения)

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{695 + 400 - 560}{700}} = 0,45.$$

Так как $\xi < \xi_R$, установка арматуры в сжатой зоне не требуется.

Площадь продольной рабочей арматуры равна

$$A_s = \frac{R_b \cdot b'_f \cdot x}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{17 \cdot 1445 \cdot 22,48}{1,1 \cdot 695} = 722,44 \text{ мм}^2,$$

где $\gamma_{s3} = 1,1$, так как

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{560}{695} = 0,81 > 0,6.$$

Принимаем арматуру 2 \varnothing 22 мм с $A_s = 760 \text{ мм}^2$ (табл. П15 приложения).

Расчет армирования полки ребристой плиты

Полка плиты защемлена в продольные и поперечные ребра (рис. 1, 2) с пролетами: вдоль плиты – 1,34 м, поперек – 1,245 м. Отношение пролетов полки $l_2/l_1 = 1340/1245 = 1,044 < 2$, следовательно, она рассчитывается как плита, защемленная по контуру.

Нагрузка на 1 м² полки плиты:

$$(g + v) \cdot \gamma_n = (4,65 + 18) \cdot 1 = 22,65 \text{ кН/м}^2,$$

где $g = g_{\text{пола}} + g_{\text{полки}} = (3,277 + 25 \cdot 0,05 \cdot 1,1) = 4,65 \text{ кН/м}^2$ – постоянная нагрузка.

Условно полку принимаем квадратной с пролетами $l_1 = l_2 = 1,34 \text{ м}$ (что идет в запас несущей способности), тогда уравнение моментов при $M_l/M_{sup} = 1$ в защемленной плите примет вид

$$M = \frac{q \ell^3}{48} = \frac{22,65 \cdot 1,34^3}{48} = 1,135 \text{ кНм}.$$

Полка в продольном направлении армируется стандартной сварной сеткой с рабочей арматурой класс В500 в двух направлениях. Опорный изгибающий момент по продольному ребру воспринимается сеткой с поперечной рабочей арматурой В500.

Сечение полки прямоугольное, рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 50 - 15 = 35 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,135 \cdot 10^6}{17 \cdot 1340 \cdot 35^2} = 0,041;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,504 (1 - 0,5 \cdot 0,504) = 0,377;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{415}{700}} = 0,504,$$

$\alpha_m < \alpha_R$ – установка арматуры в сжатой зоне не требуется.

Площадь рабочей арматуры

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{17 \cdot 1340 \cdot 35 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041})}{415} = 80,45 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетки с шагом 200 мм \varnothing 4 мм с $A_s = 88 \text{ мм}^2$. (Сетка С1 – поз. 4, сетка С2 – поз. 5, рис. 9, раздел 2.7.)

$$C1 \frac{4B500-200}{4B500-200} 1250 \cdot 6720 \frac{60}{25}; \quad C2 \frac{3B500-200}{4B500-200} 700 \cdot 5620 \frac{10}{50}.$$

Геометрические характеристики приведенного сечения

Коэффициент приведения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{32500} = 6,15.$$

Площадь бетонного сечения. Для этого сечение разбиваем на два участка – ребро и свесы (рис. 5).

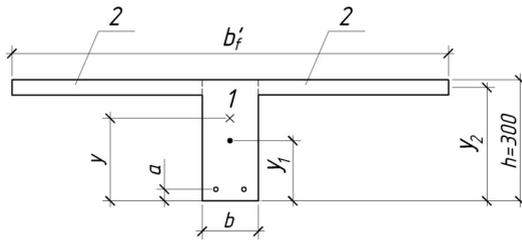


Рис. 5. Схема для определения геометрических характеристик приведенного сечения: 1 – ребро; 2 – свесы

$$A = b \cdot h + (b'_f - b)h'_f = 185 \cdot 300 + (1445 - 185) \cdot 50 = 118500 \text{ мм}^2.$$

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 118500 + 6,15 \cdot 760 = 123174 \text{ мм}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = \Sigma(A_i \cdot y_i) = 185 \cdot 300 \cdot 150 + (1445 - 185) \cdot 50 \cdot 275 + 6,15 \cdot 760 \cdot 40 = 25836960 \text{ мм}^3,$$

где A_i – площадь i -го участка сечения; y_i – расстояние от нижней грани до центра тяжести i -го участка сечения.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{25836960}{123174} = 209,76 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$\begin{aligned} I_{red} = \sum [I_i + A_i (y - y_i)^2] + \alpha A_{sp} (y - a)^2 &= \frac{185 \cdot 300^3}{12} + \\ + 185 \cdot 300 \cdot (209,76 - 150)^2 + \frac{50^3 (1445 - 185)}{12} + \\ + (1445 - 185) \cdot 50 \cdot (209,76 - 275)^2 + \\ + 6,15 \cdot 760 \cdot (209,76 - 40)^2 &= 1030421496 \text{ мм}^4, \end{aligned}$$

где I_i – собственный момент инерции i -го участка сечения.

Потери предварительного напряжения в арматуре

Натяжение стержневой арматуры классов А600, А800 и А1000 осуществляется электротермическим способом, проволочной арматуры классов В_р 1200 – В_р 1500, К1400, К1500 – механическим.

Первые потери предварительного напряжения:

– потери от релаксации напряжений арматуры определяют по формулам: при электротермическом способе натяжения стержневой арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 560 = 16,8 \text{ МПа};$$

при механическом способе натяжения проволочной арматуры и канатов

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp};$$

– потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами формы $\Delta\sigma_{sp2}$ принимают равными нулю.

Потери от деформации формы $\Delta\sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ при электротермическом натяжении арматуры не учитываются. При механическом способе натяжения арматуры допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30 \text{ МПа}$, а потери от деформации анкеров следует определять по формуле

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s,$$

где Δl – обжатие анкеров или смещение арматуры в зажимах анкеров (допускается принимать $\Delta l = 2 \text{ мм}$); l – расстояние между наружными гранями упоров.

Сумма первых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 16,8 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = A_{sp} (\sigma_{sp} \cdot \Delta\sigma_{sp(1)}) = 760 \cdot (560 - 16,9) = 412832 \text{ Н} = 412,83 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием напрягаемой арматуры в сжатой зоне бетона ($A'_{sp} = 0$) эксцентриситет усилия предварительного обжатия будет равен (рис. 6)

$$e_{0p(1)} = y_{sp} = y - a_p = 209,76 - 40 = 169,76 \text{ мм.}$$

Максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} при обжатии с учетом первых потерь от силы $P_{(1)}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p(1)} \cdot y}{I_{red}} = \frac{412832}{123174} + \frac{412832 \cdot 169,76 \cdot 209,76}{1030421496} = 17,62 \text{ МПа.}$$

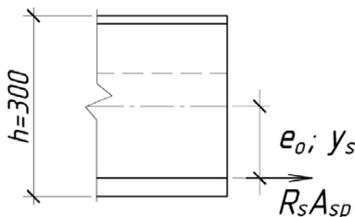


Рис. 6. Схема для определения эксцентриситета

Условие $\sigma_{bp} \leq 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 21 = 18,9 \text{ МПа}$ выполняется, где $R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}$ – отпускная прочность бетона.

Вторые потери предварительного напряжения:

– потери от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40 \text{ МПа;}$$

– потери от ползучести бетона

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{ep}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp} \left(1 + \frac{e_{op1} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 2,3 \cdot 6,15 \cdot 12,83}{1 + 6,15 \cdot 0,0064 \cdot \left(1 + \frac{169,76^2 \cdot 123174}{1030421496}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 91,45 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где μ – коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{760}{118500} = 0,0064;$$

$\Phi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона (табл. П4 приложения);
 $\alpha = E_s/E_b$ – коэффициент приведения; σ_{bp} – напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры с учетом собственного веса плиты

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1} \cdot y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_s}{I_{red}} = \frac{412832}{123174} + \\ &+ \frac{412832 \cdot 169,76 \cdot 169,76}{1030421496} - \frac{12,55 \cdot 10^6 \cdot 169,76}{1030421496} = 12,83 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Здесь M_g – момент от собственного веса плиты, установленной на деревянных прокладках.

$$M_g = \frac{q_w \ell^2}{8} = \frac{3,92 \cdot 5,06^2}{8} = 12,55 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где $q_w = 2,4 \cdot 1,485 \cdot 1,1 = 3,92 \text{ кН/м}$ – погонная нагрузка от собственного веса плиты; ℓ – расстояние между деревянными опорными прокладками ($\ell = \ell_{пл} = 0,6 \text{ м}$).

Сумма вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 91,45 = 131,45 \text{ МПа.}$$

Сумма первых и вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp1(1)} + \Delta\sigma_{sp2(2)} = 16,8 + 131,45 = 148,25 \text{ МПа.}$$

Сумма первых и вторых потерь принимается не менее 100 МПа.

Предварительные напряжения с учетом всех потерь

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - (\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(3)}) = 560 - 148,25 = 411,75 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом всех потерь

$$P = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 411,75 \cdot 760 = 312930 \text{ Н} = 312,93 \text{ кН.}$$

Расчет прочности ребристой плиты по сечению, наклонному к продольной оси. Расчет по бетонной полосе между трещинами

Прочность бетонной полосы между наклонными трещинами из условия

$$\begin{aligned} Q &\leq 0,3R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 17 \cdot 185 \cdot 260 = 245310 \text{ Н} = \\ &= 245,31 \text{ кН} > Q = 89,06 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где $Q = Q_{\max} - qh_0 = 98,3 - 35,52 \cdot 0,26 = 89,06 \text{ кН}$ – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемая на расстоянии от опоры не менее h_0 .

Прочность бетонной полосы обеспечена.

Расчет прочности по наклонным сечениям

В продольных ребрах устанавливаем каркасы с поперечной арматурой на всю длину ребра. Принимаем диаметр поперечных стержней 8 мм А240 с общей площадью поперечного сечения $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ (табл. П15 приложения). Максимальный шаг поперечной арматуры по конструктивным требованиям $s_w \leq h_0/2 = 260/2 = 130 \text{ мм}$. Принимаем шаг $s_w = 120 \text{ мм}$.

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия

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

где Q – поперечная сила в конце наклонного сечения; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении; Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Усилие в хомутах на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{170 \cdot 101}{120} = 143,08 \text{ Н/мм (кН/м)}.$$

Определяем коэффициент φ_n , учитывающий влияние усилия предварительного обжатия на несущую способность наклонного сечения,

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \frac{312930}{17 \cdot 55500} - 1,16 \left(\frac{312930}{17 \cdot 55500} \right)^2 = 1,40.$$

$$A_1 = bh = 185 \cdot 300 = 55500 \text{ мм}^2.$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$\begin{aligned} q_{sw} &\geq 0,25 \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,40 \cdot 1,15 \cdot 185 = \\ &= 74,46 \text{ Н/мм} < 143,08 \text{ Н/мм}. \end{aligned}$$

Условие выполняется.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном наклонного сечения,

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

где $M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,4 \cdot 1,15 \cdot 185 \cdot 260^2 = 30201990 \text{ Н} \cdot \text{мм}$,

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{30201990}{22,02}} = 1171 \text{ мм}.$$

Если нагрузка включает эквивалентную временную нагрузку, то ее расчётное значение равно

$$q_1 = q - 0,5q_v = 35,52 - 0,5 \cdot 27,0 = 22,02 \text{ кН/м},$$

где $q_v = vb_n \gamma_n = 18 \cdot 1,5 \cdot 1 = 27,0 \text{ кН/м}$.

Проверяем условие

$$c > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 260}{1 - 0,5 \frac{80,75}{1,4 \cdot 1,15 \cdot 185}} = 601,5 \text{ мм}.$$

Условие выполняется, c не пересчитывается. Если условие не выполняется, то c определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}}.$$

По конструктивным требованиям $c \leq 3h_0 = 3 \cdot 260 = 780 \text{ мм}$.

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{30201990}{780} = 38720,5 \text{ Н} = 38,72 \text{ кН},$$

при этом Q_b не более

$$2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 185 \cdot 260 = 120250 \text{ Н} = 120,25 \text{ кН}$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5\varphi_n R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 1,15 \cdot 185 \cdot 260 = 38720,5 \text{ Н} = 38,72 \text{ кН}.$$

Условия выполняются. Определяем усилие, воспринимаемое хомутами,

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 143,08 \cdot 520 = 55802,5 \text{ Н} = 55,8 \text{ кН},$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 260 = 520 \text{ мм}$ – длина проекции наклонного сечения.

Поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 98,3 - 22,02 - 0,780 = 81,12 \text{ кН}.$$

Условие прочности наклонного сечения по поперечной силе

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}; \quad 81,12 < 38,72 + 55,8 = 94,52 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

Максимально допустимый шаг хомутов, учитываемых в расчете,

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot 185 \cdot 260^2}{98300} = 204 \text{ мм}.$$

Принятый шаг хомутов удовлетворяет требованиям максимально допустимого шага. Принятый шаг хомутов s_{w1} устанавливается на приопорном участке ребра длиной l_1 в зоне максимального значения перерезывающей силы, с уменьшением перерезывающей силы шаг хомутов может быть увеличен до $s_{w2} = 0,75h_0 = 0,75 \cdot 260 = 195 \text{ мм}$.

Принимаем шаг $s_{w2} = 180$ мм, при этом усилие в хомутах на единицу длины элемента будет равно

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{170 \cdot 101}{180} = 95,38 \text{ Н/мм (кН/м)}.$$

Длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} принимается в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(143,08 - 95,38) = 39,53$ Н/мм (кН/м) следующим образом:

– если $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75q_{sw1}c_o - Q_{\max} + q_1c}{\Delta q_{sw}}, \quad c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}},$$

но не более $3h_o$.

При этом, если

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_o}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\phi_n R_{bt} b}}, \quad c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + 0,75q_{sw2}}};$$

– если $\Delta q_{sw} \geq q_1$, $39,53 > 22,02$ Н/мм

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw2}h_o)}{q_1} - 2h_o = \frac{98300 - (38720,5 + 1,5 \cdot 95,38 \cdot 260)}{22,02} - 2 \cdot 260 = 496 \text{ мм}.$$

Принимаем длину участка $l_1 = 600$ мм.

Напрягаемая стержневая арматура имеет по концам постоянные анкеры типа высаженных головок или опрессованных шайб и поэтому прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечена. Проверка не производится.

2.6. Расчет ребристой панели по второй группе предельных состояний

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет по образованию трещин выполняют на расчетные усилия при значении коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $M = 113,39$ кН · м.

Расчет по раскрытию трещин не производят, если соблюдается условие

$$M \leq M_{crc},$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки; M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации определяют относительно верхней ядровой точки сечения по формуле

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r);$$

$$M_{crc} = 1,3 \cdot 491283,2 \cdot 1,75 + 312930 \cdot (169,76 + 39,9) =$$

$$= 66726573 = 66,73 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где W_{red} – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый по формуле

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{1030421496}{209,76} = 4912383,2 \text{ см}^3;$$

r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки, определяется по формуле

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{4912383,2}{123174} = 39,9 \text{ мм};$$

$\gamma = 1,3$ – коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона (табл. П11 приложения).

Так как $M = 113,39 > M_{crc} = 66,73 \text{ кНм}$ – трещины в растянутой зоне образуются. Следовательно, необходим расчет по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (2.1)$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки; $a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

– при арматуре классов А240 – А600, В500:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

– при арматуре классов А800, А1000, а также Вр1200 – Вр1400, К1400, К1500 (К-19) и К1500 (К-7) диаметром 12 мм:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

– при арматуре классов Вр1500 и К1500 (К-7) диаметром 6 и 9 мм:

0,1 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,2 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Ширину раскрытия трещин принимают равной:

– при продолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1}; \quad (2.2)$$

– при непродолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (2.3)$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин, определяемая при $\varphi_1 = 1,4$ и при действии постоянных и длительных нагрузок (т. е. при $M = M_l$);

a_{crc2} – то же, при $\varphi_1 = 1,0$ и действии всех нагрузок (т. е. при $M = M_{tot}$);

a_{crc3} – то же, при $\varphi_1 = 1,0$ и действии постоянных и длительных нагрузок (т. е. при $M = M_l$). Ширину непродолжительного раскрытия трещин можно также определять по формуле

$$a_{crc} = a_{crc2}(1 + 0,4A), \quad (2.4)$$

где

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}}, \quad (2.5)$$

а значения σ_s , σ_{sl} , $\sigma_{s,crc}$ определяются при действии моментов соответственно M_{tot} , M_l и M_{crc} .

При этом, если выполняется условие $A > t$, можно проверять только продолжительное раскрытие трещин, а если условие не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Здесь $t = 0,68$ – при допустимой ширине продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин, равных соответственно 0,3 и 0,4 мм; $t = 0,59$ – при этих величинах, равных 0,2 и 0,3 мм;

$t = 0,42$ – при этих величинах, равных 0,1 и 0,2 мм.

Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s, \quad (2.6)$$

где σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки; l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами; ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры.

Пример расчета. Определим приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и временных длительных нагрузок $\sigma_s = \sigma_{sp}$, т. е. принимая $M = M_l = 96,68$ кН·м.

Поскольку напрягаемая арматура в верхней зоне плиты отсутствует, $e_{sp} = 0,0$, $M_s = M_l = 96,16$ кН·м и тогда

$$e_s = \frac{M_s}{P} = \frac{96,68}{312,93} = 0,309 \text{ м} = 309 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения равна $h_0 = 260$ мм, $\frac{e_s}{h_0} = \frac{309}{260} = 1,18$.

Принимая $A'_{sp} = A'_s = 0,0$, имеем

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(1445 - 185)50}{185 \cdot 260} = 1,31.$$

Коэффициент приведения $a_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/22 = 13,64$, тогда

$$\mu a_{s1} = \frac{a_{s1} A_{sp}}{bh_0} = \frac{13,64 \cdot 760}{185 \cdot 260} = 0,11.$$

При $e_s/h_0 = 1,18$, $\varphi_f = 1,31$ и $\mu a_{s1} = 0,11$ из табл. П12 приложения находим $\zeta = 0,87$, тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,87 \cdot 260 = 226,2 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{96,68 \cdot 10^6 / 226,2 - 312930}{760} = 150,63 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение $\sigma_{s,erc}$ при действии момента $M_s = M_{erc} = 66,73$ кН·м;

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{66,73}{312,93 \cdot 0,26} = 0,82.$$

При $e_s/h_0 = 0,82$, $\varphi_f = 1,31$ и $\mu a_{s1} = 0,11$ из табл. П12 приложения находим $\zeta = 0,80$, тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,80 \cdot 260 = 208 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{crc} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{66,73 \cdot 10^6 / 208 - 312930}{760} = 10,38 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение σ_s при действии момента $M = M_{tot} = 114,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{114,0}{312,93 \cdot 0,26} = 1,39.$$

Согласно табл. П12 приложения в данном случае при значении $e_s/h_0 > 1,2$ коэффициент $\zeta = 0,86$, $z = 0,86 \cdot 260 = 223,6 \text{ мм}$. При моменте от всех нагрузок $M_s = M_{tot} = 113,39 \text{ кН}\cdot\text{м}$ значение σ_s равно

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{114,0 \cdot 10^6 / 223,6 - 312930}{760} = 255,5 \text{ МПа.}$$

Проверим условие $A > t$, принимая $t = 0,59$,

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}} = \frac{150,63 - 0,8 \cdot 10,38}{255,5 - 0,8 \cdot 10,38} = 0,58 < t = 0,59,$$

следовательно, определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин.

Найдем коэффициент ψ_s , принимая $\sigma_s = 255,5 \text{ МПа}$,

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{10,83}{255,5} = 0,966.$$

Определим расстояния между трещинами l_s по формуле

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s,$$

где A_{bt} – площадь зоны растянутого бетона.

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при $S_{red} = 38592299,2 \text{ мм}^3$ равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}} = \frac{25836960}{123174 + 312930 / 1,75} = 82,56 \text{ мм,}$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$$y_t = k \cdot y_0 = 0,95 \cdot 82,56 = 78,44 \text{ мм.}$$

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 40 = 80$ мм, принимаем $y_t = 80$ мм. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$$A_{bt} = by_t = 185 \cdot 80 = 14800 \text{ мм}^2,$$

и расстояние между трещинами равно

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \frac{14800}{760} 22 = 214 \text{ мм}.$$

Поскольку $l_s < 400$ мм и $l_s < 40d = 40 \cdot 22 = 880$ мм, принимаем $l_s = 214$ мм.

Определяем ширину раскрытия $a_{cr,2}$, принимая $\varphi_1 = 1,0$, $\varphi_2 = 0,5$,

$$a_{cr,1} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,966 \cdot \frac{255,5}{200000} \cdot 214 = 0,132 \text{ мм}.$$

Определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин

$$a_{cr} = a_{cr,2} (1 + 0,4A) = 0,132 (1 + 0,4 \cdot 0,58) = 0,163 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения 0,3 мм.

Расчет прогиба плиты

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (2.7)$$

где f – прогиб элемента от действия внешней нагрузки; f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба.

Прогиб плиты ограничивается эстетическими требованиями.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять, вычисляя кривизну только для наиболее напряженного сечения и принимая для остальных сечений кривизны, изменяющимися пропорционально значениям изгибающего момента, т. е. по формуле

$$f = \left(\frac{1}{r} \right)_{\max} S l^2, \quad (2.8)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом; S – коэффициент, принимаемый по табл. П14 приложения.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют:

1) для участков без трещин в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2 - \left(\frac{1}{r} \right)_3, \quad (2.9)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия P (т. е. при действии $M = Pe_{op}$).

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1}I_{red}}, \quad (2.10)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения; I_{red} – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону, равным $a = E_s/E_{b1}$;

E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:
– при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85E_b; \quad (2.11)$$

– при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}; \quad (2.12)$$

2) для участков с трещинами в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (2.13)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всех нагрузок, на которые производят расчет по деформациям; $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кроме того, в формулах (2.9) и (2.13) может быть учтена кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_4$, обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие

усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ и собственного веса элемента. Значение

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 \text{ определяется по формуле} \quad \left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0}, \quad (2.14)$$

где σ_{sb} и σ'_{sb} — значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона соответственно для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

Для сечений при $h'_f \leq 0,3h_0$ и $a'_s < 0,2h_0$ кривизну допускается определять по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}}, \quad (2.15)$$

где φ_c — коэффициент, определяемый по табл. П13 приложения в зависимости от φ_f , μa_{s2} , e_s/h_0 .

Пример расчета. Определим кривизну $\frac{1}{r}$ в середине пролета от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т. е. при $M = M_l = 96,16$ кН·м.

Для этих нагрузок имеем: $\frac{e_s}{h_0} = 1,18$, $\varphi_f = 1,31$, $\psi_s = 0,966$.

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности имеем $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{18,5}{28 \cdot 10^{-4}} = 6607$ МПа. $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$ при влажности окружающей среды $70 \geq W \geq 40$ %.

Тогда

$$a_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0,966 \cdot 6607} = 31,53;$$

$$\mu a_{s2} = \frac{A_{sp}}{b h_0} a_{s2} = \frac{760}{185 \cdot 260} 31,53 = 0,5.$$

По табл. П13 приложения при $\varphi_f = 1,31$, $e_s/h_0 = 1,18$ и $\mu a_{s2} = 0,5$ находим $\varphi_c = 0,55$. Тогда кривизна $\frac{1}{r}$ равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{96,68 \cdot 10^6}{0,55 \cdot 185 \cdot 260^3 \cdot 6607} = 8,18 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм.}$$

Определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом при $\sigma_{sb} = 131,45$ МПа.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb}}{E_s h_0} = \frac{131,45}{2 \cdot 10^5 \cdot 260} = 2,53 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм},$$

где σ_{sb} – численно равно сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона, $\sigma_{sb} = 40 + 91,45 = 131,45$ МПа.

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (8,18 - 2,53)10^{-6} = 5,65 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}.$$

Прогиб плиты находим, принимая $S = 5/48$:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2 = 5,65 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5550^2 = 18,13 \text{ мм}.$$

Согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» поз. 2 при $l = 5,55$ м предельно допустимый из эстетических требований прогиб равен $f_{ult} = 5550/200 = 27,75$ мм, что превышает вычисленное значение прогиба.

2.7. Конструкция типовой ребристой плиты перекрытия

В разделе приведены чертежи ребристой плиты перекрытия серии 1.042 «Сборные железобетонные ребристые плиты высотой 300 мм для перекрытий многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий» длиной 5650 мм и шириной 1485 мм для опирания на нижние полки ригеля серии 1.020-1/87. На рис. 7 и 8 приведены опалубочные размеры панели. Армирование панели показано на рис. 9–10.

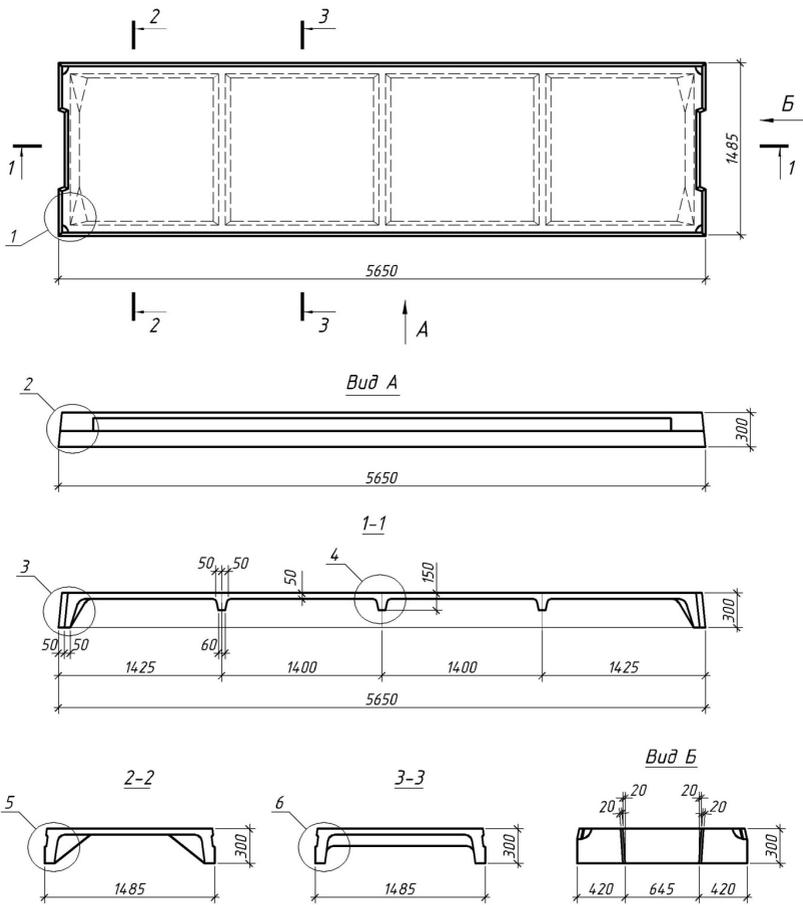


Рис. 7. Опалубочные размеры ребристой плиты серии 1.042

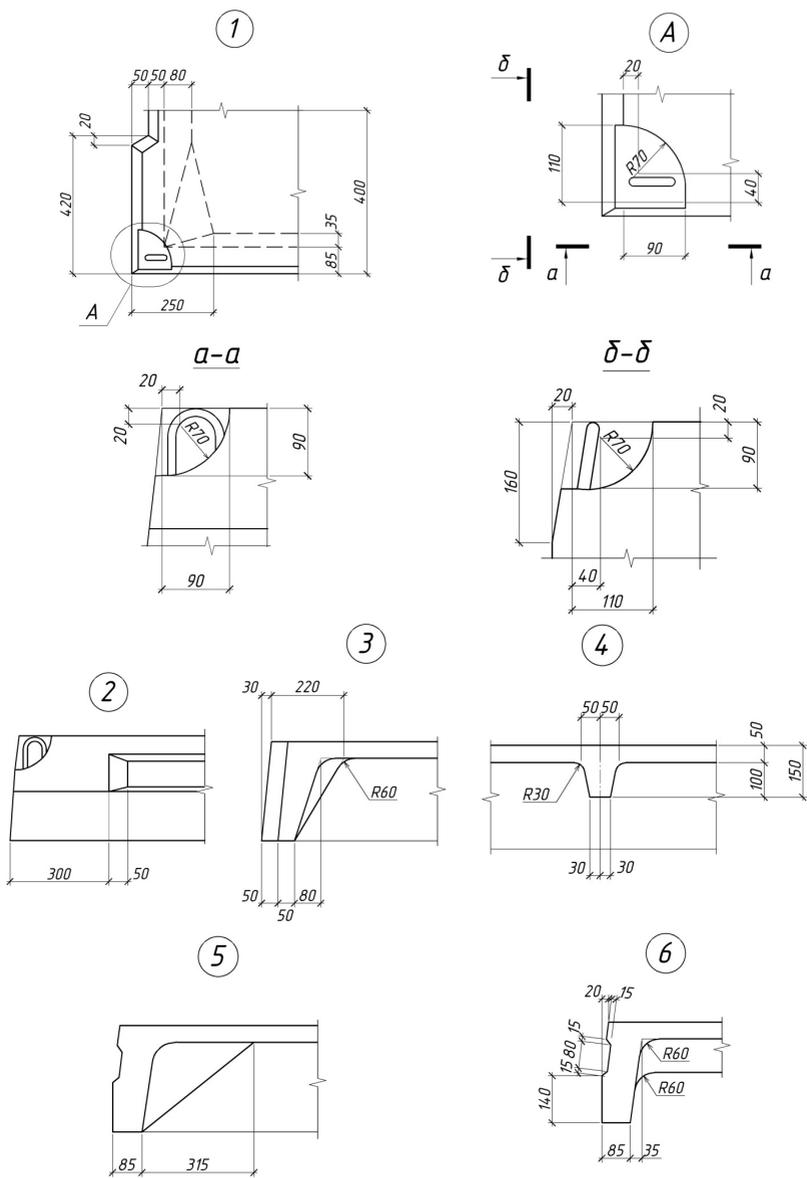


Рис. 8. Опалубочные размеры узлов панели

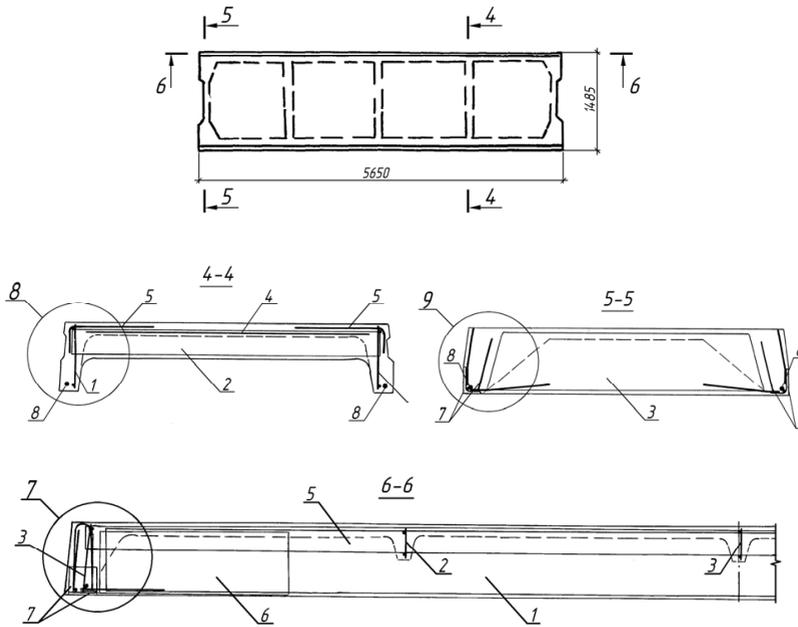


Рис. 9. Армирование ребристой панели: 1 – каркас с поперечной арматурой продольного ребра; 2 – каркас поперечного ребра; 3 – каркас торцевого ребра; 4 – нижняя сетка полки; 5 – верхняя сетка полки над продольными ребрами; 6 – сетка усиления зоны передачи напряжений на конечных участках продольных ребер; 7 – опорная закладная деталь со строповочной петлей; 8 – продольная напрягаемая арматура

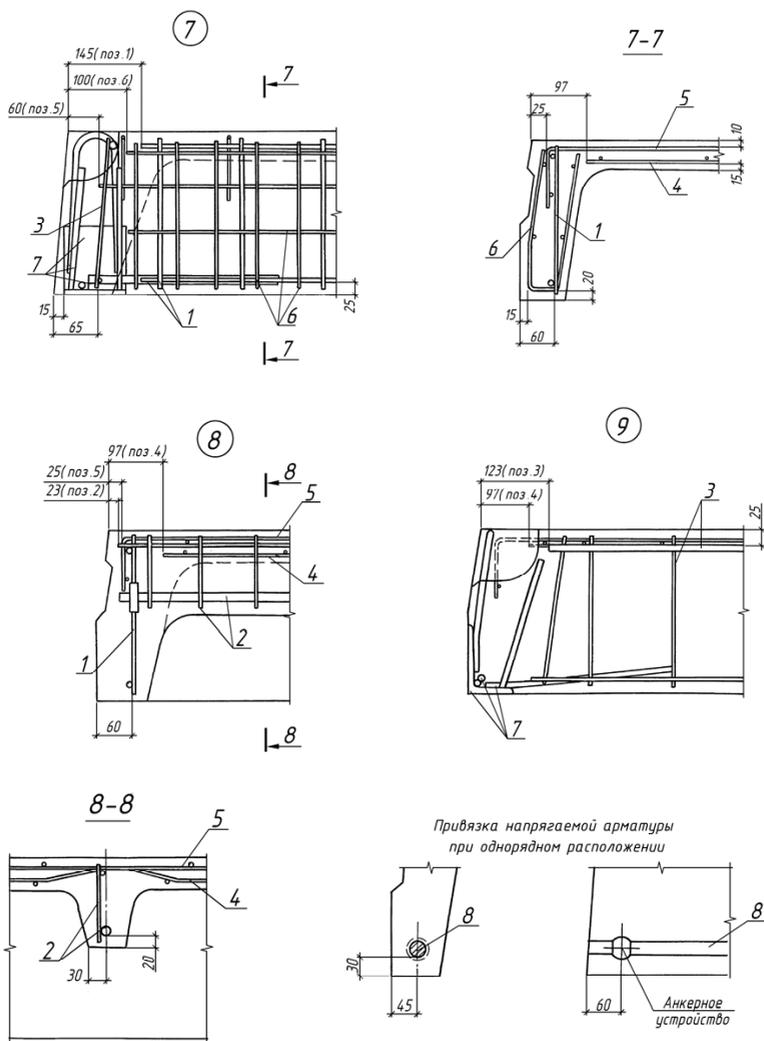


Рис. 10. Армирование типовой панели: 1 – каркас с поперечной арматурой продольного ребра; 2 – каркас поперечного ребра; 3 – каркас торцевого ребра; 4 – нижняя сетка полки; 5 – верхняя сетка полки над продольным ребром; 6 – сетка усиления зоны передачи напряжений на концевых участках продольных ребер; 7 – опорная закладная деталь со строповочной петлей; 8 – продольная напрягаемая арматура

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ

3.1. Конструкция типовой пустотной панели

Конструктивные параметры поперечного сечения пустотной плиты номинальной ширины 1,5 м приведены на рис. 11:

- высота сечения 220 мм;
- конструктивная ширина 1490 мм;
- рабочая высота сечения $h_0 = h - a_p = 220 - 30 = 190$ мм;
- ширина нижней полки $b_f = 1490$ мм;
- ширина верхней полки $b'_f = 1490 - 2 \cdot 15 = 1460$ мм.

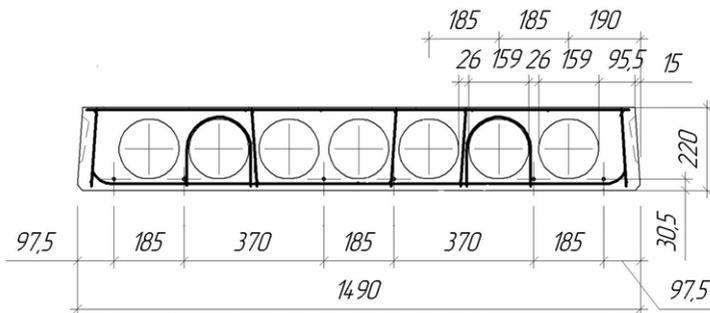


Рис. 11. Конструкция пустотной панели

В расчетах по предельным состояниям первой группы сечение панели приводится к двутавровому с параметрами (рис. 12):

- толщина полок

$$h'_f = h_f = (h - d)/2 = (220 - 159)/2 = 30,5 \text{ мм};$$

- ширина ребра

$$b = \frac{b'_f + b_f}{2} - nd = \frac{1460 + 1490}{2} - 7 \cdot 159 = 362 \text{ мм},$$

где n – количество пустот.

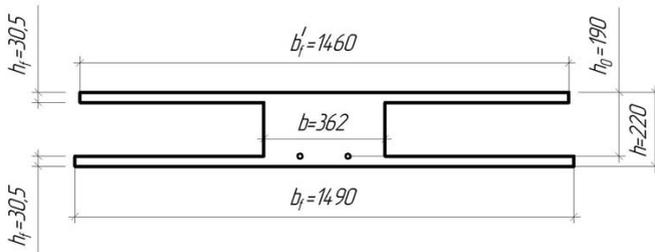


Рис. 12. Расчетное сечение пустотной панели

Отношение $h'_f/h = 30,5/220 = 0,139 > 0,1$, в расчет вводится вся ширина верхней полки $b'_f = 1460$ мм.

3.2. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в плите

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в табл. 3.

Таблица 3

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м ²
1	Постоянные			
	Собственный вес плиты с заливкой швов	3,3	1,1	3,63
	2 Конструкция пола:			
	керамическая плитка на цементно-песчаном растворе $\delta = 20$ мм $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$;	0,36	1,3	0,468
	армированная цементно-песчаная стяжка $\delta = 35$ мм $20 \times 0,035 \times 1 = 0,70$;	0,70	1,3	0,91
песчаная засыпка $\delta = 70$ мм $17 \times 0,07 \times 1 = 1,19$	1,19	1,3	1,547	
	Итого постоянная	5,55		6,555
3	Временная	8	1,2	9,6
4	в том числе кратковременная	3	1,2	3,6
	Полная в том числе постоянная и временная длительная нагрузки	13,55 10,55		16,455 12,555

Расчетная нагрузка на 1 п. м плиты при ее номинальной ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$:

- полная расчетная $q = 16,455 \cdot 1,50 \cdot 1,0 = 24,68$ кН/м;
- полная нормативная $q_n = 13,55 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 20,33$ кН/м;
- постоянная и временная длительная нормативные нагрузки $q_l = 10,55 \cdot 1,50 \cdot 1,0 = 15,82$ кН/м.

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Конструктивная длина панели при опирании на нижнюю полку ригеля равна (рис. 13)

$$\ell_k = \ell_2 - b_{\text{риг}} - 2c.$$

Расчетный пролет плиты при ее конструктивной длине 5,65 м равен

$$\ell_0 = \ell_k - a - c = 5650 - 127,5 - 20 = 5502,5 \text{ мм},$$

где $b_{\text{риг}}$ – ширина ригеля на уровне полок; a – размер вылета консоли; c – зазор между ребром ригеля и плитой.

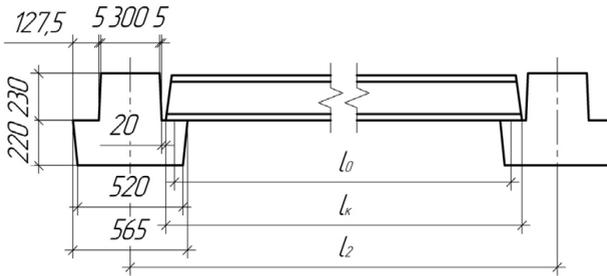


Рис. 13. Схема для определения расчетного пролета плиты

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно опертая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Усилия от полной расчетной нагрузки:

- максимальный изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{24,68 \cdot 5,503^2}{8} = 93,42 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– максимальная поперечная сила на опорах

$$Q = \frac{q \cdot \ell_0}{2} = \frac{24,68 \cdot 5,503}{2} = 67,9 \text{ кН.}$$

Усилия от нормативной нагрузки:

– полной

$$M_n = \frac{q_n \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{20,33 \cdot 5,503^2}{8} = 76,96 \text{ кН·м;}$$

– постоянной и временной длительной

$$M_l = \frac{q_l \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{15,82 \cdot 5,503^2}{8} = 59,89 \text{ кН·м.}$$

3.3. Характеристики прочности бетона и арматуры

Многopустотная предварительно напряженная плита армирована стержневой арматурой класса А800 с механическим натяжением на борту формы. Нормативное сопротивление арматуры $R_{sn} = 800$ МПа, расчетное сопротивление $R_s = 695$ МПа; модуль упругости $E_s = 200000$ МПа. Поперечная арматура класса В500 с расчетным сопротивлением $R_{sw} = 300$ МПа (табл. П4–П7 приложения). Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении.

Величина предварительного напряжения арматуры принята равной $\sigma_{sp} = 0,7R_{sn} = 0,7 \cdot 800 = 560$ МПа.

Бетон тяжелый класса В25, соответствующий классу напрягаемой арматуры. Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний: $R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа. Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний: $R_{b,ser} = 18,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа. Начальный модуль упругости бетона $E_b = 30000$ МПа (табл. П1–П3 приложения).

3.4. Расчет пустотной панели по первой группе предельных состояний

Расчет прочности плиты по нормальному сечению

Расчетный изгибающий момент $M = 93,42$ кН·м. Сечение двутавровое с полкой в сжатой зоне. Предполагаем, что нижняя граница сжатой зоны бетона проходит в верхней полке, и сечение

рассчитываем как прямоугольное с шириной, равной ширине верхней полки.

Вычисляем коэффициент α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{93,42 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1460 \cdot 190^2} = 0,122.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,124} = 0,131.$$

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,131 \cdot 190 = 24,85 \text{ мм}.$$

Так как $x < h'_f$, то нейтральная ось проходит в полке.

Граничная высота сжатой зоны бетона (табл. П10 приложения):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{695 + 400 - 560}{700}} = 0,453.$$

Так как $\xi < \xi_R$, установка арматуры в сжатой зоне не требуется.

Площадь продольной рабочей арматуры равна

$$A_s = \frac{R_b \cdot b'_f \cdot x}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{14,5 \cdot 1460 \cdot 24,85}{1,1 \cdot 695} = 688,2 \text{ мм}^2,$$

где $\gamma_s = 1,1$, так как

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{560}{695} = 0,81 > 0,6.$$

Принимаем арматуру 7 \varnothing 12 мм с $A_s = 792 \text{ мм}^2$ (табл. П15 приложения; если рабочая арматура канатная, то табл. П16).

Геометрические характеристики приведенного сечения

Коэффициент приведения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,67.$$

Площадь бетонного сечения. Для этого сечение разбиваем на три участка – ребро и свесы (рис. 14)

$$\begin{aligned} A &= b \cdot h + (b'_f - b)h'_f + (b_f - b)h_f = \\ &= 362 \cdot 220 + (1460 - 362) \cdot 30,5 + (1490 - 362) \cdot 30,5 = 147533 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 147533 + 6,67 \cdot 792 = 152815,64 \text{ мм}^2.$$

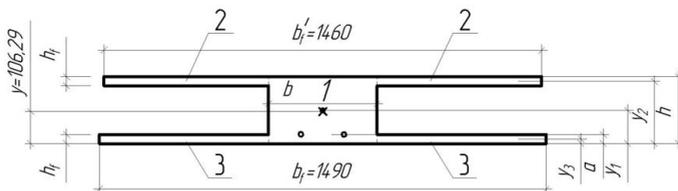


Рис. 14. Схема сечения для определения геометрических характеристик приведенного сечения: 1 – ребро; 2 – верхние свесы; 3 – нижние свесы

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани сечения

$$S_{red} = \Sigma(A_i \cdot y_i) = 362 \cdot 220 \cdot 110 + (1460 - 362)30,5 \cdot 204,75 + (1490 - 362)30,5 \cdot 15,25 + 6,67 \cdot 792 \cdot 30 = 16074299,95 \text{ мм}^3,$$

где A_i – площадь i -го участка сечения; y_i – расстояние от нижней грани до центра тяжести i -го участка сечения.

Расстояние от нижней грани до центра приведенного сечения

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{16074299,95}{152815,64} = 105,18 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = \Sigma[I_i + A_i(y - y_i)^2] = \frac{362 \cdot 220^3}{12} + 362 \cdot 220 \cdot (105,18 - 110)^2 + \frac{30,5^3(1460 - 362)}{12} + (1460 - 362) \cdot 30,5 \cdot (105,18 - 204,75)^2 + \frac{30,5^3(1490 - 362)}{12} + (1490 - 362) \cdot 30,5 \cdot (105,18 - 15,25)^2 + 6,67 \cdot 792 \cdot (105,18 - 30)^2 = 968440885,7 \text{ мм}^4,$$

где I_i – собственный момент инерции i -го участка сечения.

Потери предварительного напряжения в арматуре

Натяжение стержневой арматуры классов А600, А800 и А1000 осуществляется электротермическим способом, проволочной арматуры классов В_р 1200 – В_р 1500, К1400, К1500 – механическим.

Первые потери предварительного напряжения:

– потери от релаксации напряжений арматуры определяют по формулам:

- при электротермическом способе натяжения стержневой арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 560 = 16,8 \text{ МПа;}$$

- при механическом способе натяжения проволочной арматуры и канатов

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp};$$

– потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами формы $\Delta\sigma_{sp2}$ принимают равными нулю.

Потери от деформации формы $\Delta\sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ при электротермическом натяжении арматуры не учитываются. При механическом способе натяжения арматуры допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30$ МПа, а потери от деформации анкеров следует определять по формуле

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s,$$

где Δl – обжатие анкеров или смещение арматуры в зажимах анкеров (допускается принимать $\Delta l = 2$ мм); l – расстояние между наружными гранями упоров.

Сумма первых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 16,8 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 792 \cdot (560 - 16,8) = 430214,4 \text{ Н} = 430,2 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием напрягаемой арматуры в сжатой зоне бетона ($A'_{sp} = 0$) эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ будет равен (рис. 15)

$$e_{0P(1)} = y_{sp} = y - a_p = 105,18 - 30 = 75,18 \text{ мм.}$$

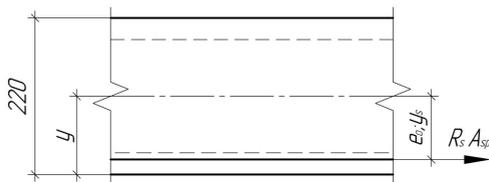


Рис. 15. Схема для определения эксцентриситета

Максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} при обжатии с учетом первых потерь от силы $P_{(1)}$:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0P(1)} \cdot y}{I_{red}} = \frac{430214}{152815,64} + \frac{430214 \cdot 75,18 \cdot 105,18}{968440885,7} = 6,33 \text{ МПа.}$$

Условие $\sigma_{bp} \leq 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 17,5 = 15,75$ МПа выполняется, где $R_{bp} = 0,7 B = 0,7 \cdot 25 = 17,5$ МПа (R_{bp} – передаточная прочность бетона, принимается в пределах $0,7 \dots 1,0 B$).

Вторые потери предварительного напряжения:

– потери от усадки

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40 \text{ МПа};$$

– потери от ползучести

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp} \left(1 + \frac{e_{op1} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 6,67 \cdot 3,66}{1 + 6,67 \cdot 0,00537 \cdot \left(1 + \frac{75,18^2 \cdot 152815,64}{968440885,7}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 40,58 \text{ МПа}; \\ \mu &= \frac{A_{sp}}{A} = \frac{792}{147533} = 0,00537, \end{aligned}$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона (табл. П4 приложения); $\alpha = E_s/E_b$; σ_{bp} – напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры с учетом собственного веса плиты.

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры с учетом собственного веса плиты

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{op1} \cdot y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g \cdot y_s}{I_{red}} = \frac{430214}{152815,64} + \\ &+ \frac{430214 \cdot 75,18 \cdot 75,18}{968440885,7} - \frac{20,23 \cdot 10^6 \cdot 75,18}{968440885,7} = 3,66 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

здесь M_g – момент от собственного веса плиты, установленной на деревянные прокладки.

$$M_g = \frac{q_w \ell^2}{8} = \frac{5,35 \cdot 5,05^2}{8} = 20,23 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$q_w = 3,3 \cdot 1,475 \cdot 1,1 = 5,35$ кН/м – погонная нагрузка от собственного веса плиты; ℓ – расстояние между деревянными опорными прокладками ($\ell = \ell_{пл} - 0,6$ м).

Сумма вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 40,58 = 80,58 \text{ МПа}.$$

Сумма первых и вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 16,8 + 80,58 = 97,38 \text{ МПа}.$$

Общая сумма потерь, учитываемых в расчете, должна быть не менее 100 МПа.

Предварительные напряжения с учетом всех потерь

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - (\Delta\sigma_{sp1(1)} + \Delta\sigma_{sp2(2)}) = 560 - 100 = 460 \text{ МПа.}$$

Усилия предварительного обжатия бетона с учетом всех потерь

$$P = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 460 \cdot 792 = 364320 \text{ Н} = 364,32 \text{ кН}$$

***Расчет прочности пустотной плиты по сечению,
наклонному к продольной оси. Расчет пустотной плиты
по бетонной полосе между трещинами***

Прочность бетонной полосы между наклонными трещинами определяют из условия

$$Q \leq 0,3R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 362 \cdot 190 = 299193 \text{ Н} = \\ = 299,2 \text{ кН} > Q = 65,1 \text{ кН,}$$

$Q = Q_{\max} - qh_0 = 67,9 - 24,68 \cdot 0,19 = 65,1 \text{ кН}$ – поперечная сила в нормальном сечении, принимаем на расстоянии от опоры не менее h_0 .

Прочность бетонной полосы обеспечена.

В продольных ребрах между пустотами устанавливаем четыре каркаса с поперечной арматурой класса В500. Принимаем диаметр поперечных стержней 4 мм с общей площадью $A_{sw} = 50,2 \text{ мм}^2$. Максимальный шаг поперечной арматуры по конструктивным требованиям $s_w \leq h_0/2 = 190/2 = 95 \text{ мм}$. Принимаем шаг поперечных стержней $s_w = 90 \text{ мм}$.

Расчет пустотной панели по наклонным сечениям

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия

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

где Q – поперечная сила в конце наклонного сечения; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении; Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Усилие в хомутах на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{300 \cdot 50,2}{90} = 167,3 \text{ Н/мм (кН/м).}$$

Определяем коэффициент φ_n , учитывающий влияние усилия предварительного обжатия на несущую способность наклонного сечения,

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \frac{364320}{14,5 \cdot 79640} - 1,16 \left(\frac{364320}{14,5 \cdot 79640} \right)^2 = 1,39,$$

где $A_1 = bh = 362 \cdot 220 = 79640 \text{ мм}^2$.

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие $q_{sw} \geq 0,25\varphi_n R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,39 \cdot 1,05 \cdot 362 = 132,1 \text{ Н/мм} < 167,3 \text{ Н/мм}$.

Условие выполняется.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном наклонного сечения,

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

где $M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,39 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190^2 = 28609556,85 \text{ Н}\cdot\text{мм}$,

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{28609556,85}{17,48}} = 1279 \text{ мм}.$$

Если нагрузка включает эквивалентную временную нагрузку, то ее расчётное значение равно

$$q_1 = q - 0,5q_v = 24,68 - 0,5 \cdot 14,4 = 17,48 \text{ кН/м},$$

где $q_v = vb_n \gamma_n = 9,6 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 14,4 \text{ кН/м}$.

Проверяем условие

$$c > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 190}{1 - 0,5 \frac{167,3}{1,39 \cdot 1,05 \cdot 362}} = 451,5 \text{ мм},$$

условие выполняется, c не пересчитывается. Если условие не выполняется, то c определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}}.$$

По конструктивным требованиям $c \leq 3h_0 = 3 \cdot 190 = 570 \text{ мм}$.

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{28609556,85}{570} = 50192,2 \text{ Н} = 50,19 \text{ кН},$$

при этом Q_b не более

$$Q_{\max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190 = 180547,5 \text{ Н} = 180,55 \text{ кН}$$

и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5\varphi_n R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,39 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190 = 50192 \text{ Н} = 50,19 \text{ кН}.$$

Условия выполняются. Определяем усилие

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 167,3 \cdot 380 = 47680,5H = 47,68 \text{ кН},$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 190 = 380$ мм – длина проекции наклонного сечения.

Поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - q_1c = 67,9 - 17,48 \cdot 0,57 = 57,94 \text{ кН}.$$

Условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, $57,94 < 50,19 + 47,68 = 97,87$ кН. Условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

Максимально допустимый шаг хомутов, учитываемых в расчете,

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,42 \cdot 1,05 \cdot 362 \cdot 190^2}{67900} = 287 \text{ мм}.$$

Принятый шаг хомутов удовлетворяет требованиям максимально допустимого шага.

Каркасы с принятым шагом хомутов s_w устанавливаются на опорном участке панели длиной l_1 , где поперечная сила воспринимается бетоном и поперечной арматурой ребра. В середине ребра, где поперечная сила воспринимается бетоном, поперечную арматуру не устанавливают. Длина участка, на котором необходима поперечная арматура,

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - Q_b}{q} = \frac{67,9 - 50,19}{24,68} = 0,718 \text{ м}.$$

3.5. Расчет пустотной панели по второй группе предельных состояний

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет по образованию трещин выполняют на усилия при значении коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $M = 78,05$ кН·м. Расчет по раскрыванию трещин не производится, если соблюдается условие $M \leq M_{cr}$.

Для предварительно напряженных элементов в стадии эксплуатации момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации определяют по формуле

$$M_{cr} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{op} + r);$$
$$M_{cr} = 1,25 \cdot 9207462,3 \cdot 1,55 + 364320 \cdot (75,18 + 60,25) = 70093875,8 = 70,09 \text{ кН·м}.$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{\gamma} = \frac{968440885,7}{105,18} = 9207462,3 \text{ см}^3;$$

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{9207462,3}{152815,64} = 60,25 \text{ мм},$$

где $\gamma = 1,25$ – коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона (табл. П11 приложения).

Так как $M_n = 76,96 > M_{crc} = 70,09$ кНм – трещины в растянутой зоне образуются. Следовательно, необходим расчет по раскрытию трещин.

Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси

Определим приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок $\sigma_s = \sigma_{st}$, т. е. принимая $M_s = M_l = 59,89$ кНм.

Поскольку напрягаемая арматура в верхней зоне плиты отсутствует, $e_{sp} = 0,0$; $M_s = M_l = 59,89$ кН·м и тогда

$$e_s = \frac{M_s}{P} = \frac{59,89}{367,38} = 0,165 \text{ м} = 165 \text{ мм},$$

Рабочая высота сечения равна $h_0 = 190$ мм, $\frac{e_s}{h_0} = \frac{165}{190} = 0,87$.

Поперечное сечение плиты представим в виде двутаврового сечения с равной средней шириной полков, заменив пустоты прямоугольниками, эквивалентными по площади и моменту инерции. Ширина и высота такого прямоугольника соответственно равны:

$$A = 0,907D = 0,907 \cdot 159 = 144,2 \text{ мм};$$

$$B = 0,866D = 0,866 \cdot 159 = 138 \text{ мм}.$$

Тогда из рис. 16 имеем

$$b_f = b'_f = 1475 \text{ мм}; \quad b = (1475 - 7 \cdot 144,2) = 465,6 \text{ мм};$$

$$h_f = h'_f = (220 - 138)/2 = 41 \text{ мм}.$$

Принимая $A'_{sp} = A'_s = 0,0$, имеем

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(1475 - 465,6)41}{465,6 \cdot 190} = 0,47.$$

Коэффициент приведения равен $a_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/14,5 = 20,7$, тогда

$$\mu a_{s1} = \frac{a_{s1} A_{sp}}{bh_0} = \frac{20,7 \cdot 792}{465,6 \cdot 190} = 0,185.$$

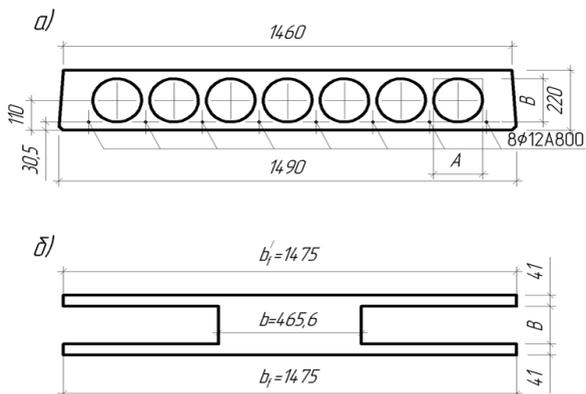


Рис. 16. Эквивалентное сечение пустотной панели

При $e_s/h_0 = 0,87$, $\varphi_f = 0,47$ и $\mu a_{s1} = 0,185$ из табл. П12 приложения находим $\zeta = 0,78$, тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,78 \cdot 190 = 148,2 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{59,89 \cdot 10^6 / 148,2 - 364320}{792} = 50,24 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение $\sigma_{s,crс}$ при действии момента $M_s = M_{crс} = 70,09 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{70,09}{367,38 \cdot 0,19} = 1,0.$$

При $e_s/h_0 = 0,97$, $\varphi_f = 0,47$ и $\mu a_{s1} = 0,185$ из табл. П12 приложения находим $\zeta = 0,82$, тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \zeta \cdot h_0 = 0,82 \cdot 190 = 156 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{crс} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{70,09 \cdot 10^6 / 156 - 364320}{792} = 107,29 \text{ МПа.}$$

Аналогично определим значение σ_s при действии момента $M_s = M_{tot} = 76,96 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$e_s / h_0 = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{76,96}{367,38 \cdot 0,19} = 1,1.$$

Поскольку согласно табл. П12 приложения в данном случае при значении $e_s/h_0 = 1,1$; $\varphi_f = 0,47$ и $\mu a_{s1} = 0,185$ находим $\zeta = 0,81$, тогда плечо внутренней пары сил $z = \zeta \cdot h_0 = 0,81 \cdot 190 = 153,9 \text{ мм}$.

При моменте от всех нагрузок $M_s = M_{tot} = 76,96 \text{ кН}\cdot\text{м}$ значение σ_s равно

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - P}{A_{sp}} = \frac{76,96 \cdot 10^6 / 153,9 - 364320}{792} = 171,4 \text{ МПа.}$$

Проверим условие $A > t$, принимая $t = 0,59$,

$$A = \frac{\sigma_{s1} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}} = \frac{50,24 - 0,8 \cdot 107,29}{171,4 - 0,8 \cdot 107,29} = -0,42 < t = 0,59.$$

Поскольку $A < t$, определяем непродолжительное раскрытие трещин по условию (см. формулы 2.3, 2.4, 2.5)

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}.$$

Находим коэффициент ψ_s , принимая $\sigma_s = 171,4$ МПа,

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{107,29}{171,4} = 0,5.$$

Находим расстояния между трещинами l_s .

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при $S_{red} = 16323024 \text{ мм}^3$ равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P/R_{bt,ser}} = \frac{16074299,95}{152815,64 + 364320/1,55} = 41,44 \text{ мм,}$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$$y_t = k \cdot y_0 = 0,95 \cdot 41,44 = 39,37 \text{ мм.}$$

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 30 = 60$ мм, принимаем $y_t = 60$ мм. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$$A_{bt} = by_t + (b_f - b)h_f = 465,6 \cdot 60 + (1475 - 465,6)41 = 69321,4 \text{ мм}^2,$$

и расстояние между трещинами равно

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \frac{69321,4}{792} 12 = 525,16 \text{ мм.}$$

Поскольку $l_s > 400$ мм и $l_s > 40d = 40 \cdot 12 = 480$ мм, принимаем $l_s = 400$ мм.

По формуле (2.6) определяем $a_{crc,1}$, принимая $\varphi_1 = 1,4$, $\varphi_2 = 0,5$,

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \frac{50,24}{200000} 400 = 0,035 \text{ мм.}$$

По формуле (2.6) определяем $a_{crc,2}$, принимая $\varphi_1 = 1,0$, $\varphi_2 = 0,5$,

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \frac{171,4}{200000} 400 = 0,086 \text{ мм.}$$

По формуле (2.6) определяем $a_{crc,3}$, принимая $\varphi_1 = 1,0$, $\varphi_2 = 0,5$,

$$a_{crc,3} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \frac{50,24}{200000} 400 = 0,025 \text{ мм.}$$

Непродолжительное раскрытие трещин

$$a_{cr,c} = a_{cr,c,1} + a_{cr,c,2} - a_{cr,c,3} = 0,035 + 0,086 - 0,025 = 0,096 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения 0,3 мм. Трещиностойкость пустотной плиты обеспечена.

Расчет прогиба плиты

Прогиб плиты ограничивается эстетическими требованиями. Определяем кривизну $\frac{1}{r}$ в середине пролета от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т. е. при $M = M_l = 59,89 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Для этих нагрузок имеем: $\frac{e_s}{h_0} = 0,87$, $\varphi_f = 0,47$, $\psi_s = 0,55$.

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности имеем: $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{18,5}{28 \cdot 10^{-4}} = 6607 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$ при влажности окружающей среды $70 \geq W \geq 40 \%$.

Тогда

$$a_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0,5 \cdot 6607} = 60,54;$$

$$\mu a_{s2} = \frac{A_{sp}}{bh_0} a_{s2} = \frac{792}{465,6 \cdot 190} 60,54 = 0,54.$$

По табл. П13 приложения при $\varphi_f = 0,47$, $e_s/h_0 = 0,87$ и $\mu a_{s2} = 0,54$ находим $\varphi_c = 0,54$. Тогда согласно формуле (2.15) кривизна $\frac{1}{r}$ равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{59,89 \cdot 10^6}{0,54 \cdot 465,6 \cdot 190^3 \cdot 6607} = 5,26 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}.$$

По формуле (2.14) определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом при $\sigma_{sb} = 86,5 \text{ МПа}$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb}}{E_s h_0} = \frac{80,58}{2 \cdot 10^5 \cdot 190} = 2,1 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм},$$

где σ_{sb} – численно равно сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 40,58 = 80,58 \text{ МПа}$.

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (5,26 - 2,1) \cdot 10^{-6} = 3,16 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}.$$

Прогиб плиты определяем, принимая $S = 5/48$:

$$f = \left(\frac{1}{r} \right)_{\max} S l^2 = 3,16 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5503^2 = 9,97 \text{ мм.}$$

Согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» поз. 2 при $l = 5,503$ м предельно допустимый из эстетических требований прогиб равен $f_{ult} = 5503/200 = 27,5$ мм, что превышает вычисленное значение прогиба. Жесткость плиты достаточная.

3.6. Конструкция типовой пустотной панели перекрытия

На рис. 17–19 приведена конструкция типовой пустотной панели по серии 1.041.1 «Сборные железобетонные многопустотные плиты перекрытий многоэтажных общественных зданий».

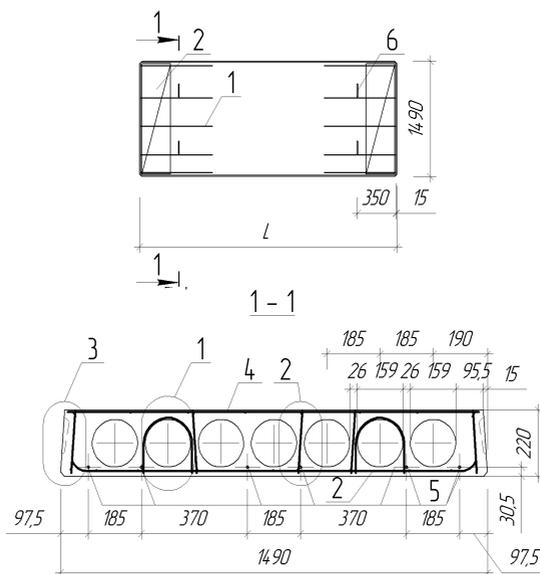


Рис. 17. Конструкция пустотной панели: 1 – каркасы с поперечной арматурой в ребрах панели; 2 – сетки косвенного армирования, усиления зон передачи усилия предварительного напряжения; 4 – конструктивная сетка армирования верхней полки; 5 – продольная предварительно напряженная рабочая арматура; 6 – строповочная петля

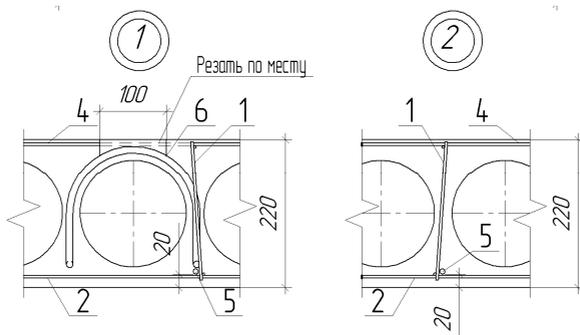


Рис. 18. Узел 1 – расположение строповочной петли; узел 2 – крепление сеток к каркасу с поперечной арматурой (обозначение см. рис. 15)

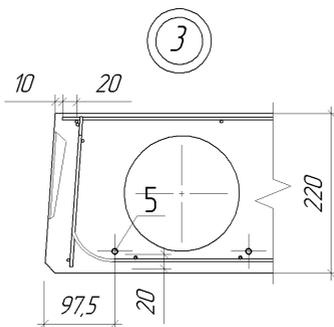


Рис. 19. Узел 3 – армирование крайнего ребра (обозначение см. рис. 15)

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОЛОННЫ СРЕДНЕГО РЯДА

Каркас здания решен по связевой схеме с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами. Пространственная устойчивость здания обеспечивается системой вертикальных диафрагм, объединенных горизонтальными дисками перекрытий, которые воспринимают практически все горизонтальные усилия, действующие в продольном и поперечном направлении. Колонны средних рядов здания с одинаковыми смежными пролетами, не примыкающие к торцевым стенам, работают в условиях центрального нагружения со случайными эксцентриситетами.

Расчет сжатых элементов из бетона классов В20–В80 на действие продольной силы, приложенной с эксцентриситетом, равным случайному эксцентриситету $e_0 = h/30$, при $l_0 \leq 20h$ допускается производить из условия

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (4.1)$$

где φ – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по табл. П17 приложения, в зависимости от гибкости элемента; при кратковременном действии нагрузки значения φ определяют по линейному закону, принимая $\varphi = 0,9$ при $l_0/h = 10$ и $\varphi = 0,85$ при $l_0/h = 20$.

4.1. Пример расчета колонны среднего ряда

Здание четырехэтажное с высотами этажей 3,6 м. Сетка колонн каркаса 6,0×6,0 м. Каркас сборный с пустотными плитами перекрытий. Колонны сечением 400×400 мм выполнены из бетона класса В15, с расчетным сопротивлением $R_b = 8,5$ МПа. Продольная рабочая арматура колонн принимается из стержневой горячекатаной периодического профиля арматуры класса А400 по ГОСТ 5781–82 с расчетным сопротивлением $R_s = 355$ МПа, хомуты – из стержневой горячекатаной гладкой арматуры класса А240 по ГОСТ 5781–82.

Кровля здания плоская совмещенная без технического этажа. Нагрузки от собственного веса перекрытия и временная нагрузка на перекрытие получены из табл. 3 пособия. Состав кровли принять по

рис. 20. Снеговая нагрузка принята для IV снегового района по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» $S_g = 2,4$ кПа.

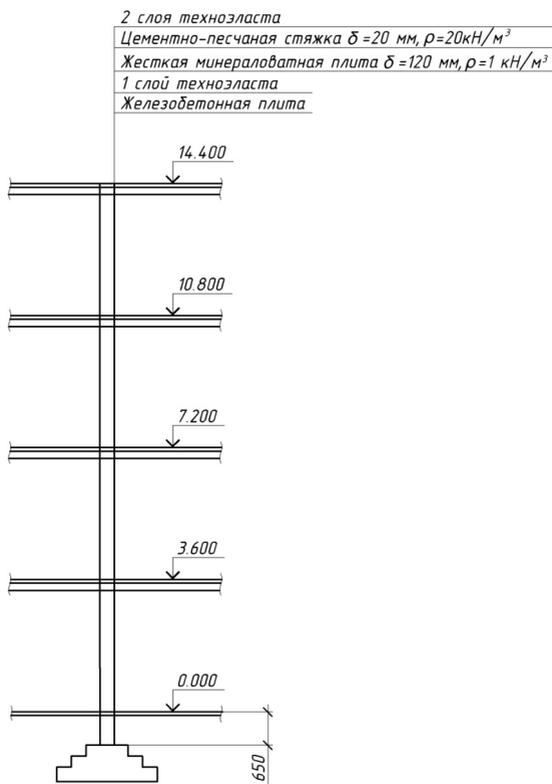


Рис. 20. Схема для определения нагрузок на колонну

Наиболее нагруженным сечением колонны первого этажа является сечение в уровне заделки колонны в фундамент, отстоящее от уровня чистого пола на расстоянии 650 мм (серия 1.020-1/87).

Нагрузки на колонну

В расчетном сечении колонны действуют постоянные и временные нагрузки.

К постоянным относятся нагрузки:

- от собственного веса колонны на всю высоту здания – P_k ;
- веса конструкций перекрытий с полом – $P_{пер}$;
- веса конструкций покрытия с кровлей – $P_{пок}$.

К временным относятся:

- нагрузки на перекрытия от оборудования, складированных материалов, мебели и людей – P_v , в том числе длительная – P_{v1} ;
- снеговая нагрузка с полным нормативным значением S .

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия

$$S_0 = 0,7c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 1,68 \text{ кПа,}$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов. В данной схеме загрузки снеговой нагрузкой не учитывается; c_t – термический коэффициент. В данной схеме загрузки снеговой нагрузкой не учитывается; $\mu = 1$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие; $S_g = 2,4$ кПа – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли.

Подсчет нормативных и расчетных нагрузок на 1 м^2 покрытия приведен в табл. 4.

Таблица 4

Нормативные и расчетные нагрузки на покрытие

№ п/п	Вид нагрузок	Нормативное значение, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение, кПа
1	Постоянная:			
	собственный вес плиты	3,0	1,1	3,3
	пароизоляция – 1 слой техноэласта;	0,05	1,3	0,065
	утеплитель – жесткая минераловатная плита $\delta = 120 \text{ мм}$ $\rho = 1 \text{ кН/м}^3$;	0,12	1,3	0,156
	цементно-песчаная стяжка $\delta = 20 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$;	0,4	1,3	0,52
гидроизоляционный ковер – два слоя техноэласта	0,1	1,3	0,13	
2	Итого постоянная	3,67		4,171
3	Снеговая	1,68	1,4	2,352

Постоянная нагрузка от собственного веса колонны

$$P_k = 25bhL\gamma_f\gamma_n = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 15,05 \cdot 1,1 \cdot 1 = 66,22 \text{ кН},$$

где 25 – объемный вес железобетона, кН/м³; b, h – размеры поперечного сечения колонны, м; L – полная длина колонны от обреза фундамента до кровли, м; γ_f, γ_n – коэффициенты надежности по нагрузке и по ответственности здания.

Постоянная нагрузка от веса конструкций перекрытий с полом

$$\begin{aligned} P_{\text{пер}} &= (g_{\text{пер}} A_{\text{груз}} + 25A_{\text{риг}} l_{\text{риг}} \gamma_f) \gamma_n n = \\ &= (6,555 \cdot 36 + 0,1895 \cdot 5,6 \cdot 1,1) \cdot 1 \cdot 3 = 711,442 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $g_{\text{пер}}$ – вес 1 м² конструкций перекрытия с полом (табл. 3); $A_{\text{груз}} = l_1 \cdot l_2 = 6,0 \cdot 6,0 = 36 \text{ м}^2$ – грузовая площадь, с которой передается нагрузка на колонну; $A_{\text{риг}} = 0,1895 \text{ м}^2$ – площадь поперечного сечения ригеля высотой 450 мм; $l_{\text{риг}}$ – длина ригеля между колоннами с учетом заделки зазоров бетоном; n – количество перекрытий.

Постоянная нагрузка от отвеса конструкций покрытия с кровлей

$$\begin{aligned} P_{\text{пок}} &= (g_{\text{пок}} A_{\text{груз}} + 25A_{\text{риг}} l_{\text{риг}} \gamma_f) \gamma_n = \\ &= (4,171 \cdot 36 + 0,1895 \cdot 5,6 \cdot 1,1) \cdot 1 = 151,323 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $g_{\text{пок}}$ – вес 1 м² конструкций покрытия с кровлей (табл. 4).

Временная полная нагрузка с перекрытий

$$P_v = v A_{\text{груз}} \gamma_n n = 8 \cdot 36 \cdot 1 \cdot 3 = 864 \text{ кН},$$

где v – временная полная нагрузка на перекрытие (табл. 3).

Временная длительная нагрузка с перекрытий

$$P_{vi} = v_l A_{\text{груз}} \gamma_n n = 5 \cdot 36 \cdot 1 \cdot 3 = 540 \text{ кН},$$

где v_l – временная длительная нагрузка на перекрытие (табл. 3).

Снеговая нагрузка с покрытия

$$P_s = S A_{\text{груз}} \gamma_n = 2,352 \cdot 36 \cdot 1 = 84,672 \text{ кН}.$$

Продольная сила в расчетном сечении колонны от полной расчетной нагрузки

$$\begin{aligned} N &= P_k + P_{\text{пер}} + P_{\text{пок}} + P_v + P_s = \\ &= 66,22 + 711,442 + 151,323 + 864 + 84,672 = 1877,67 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Продольная сила в расчетном сечении колонны от постоянной и временной длительной расчетной нагрузки

$$\begin{aligned} N_l &= P_k + P_{\text{пер}} + P_{\text{пок}} + P_{vi} = \\ &= 66,22 + 711,442 + 151,323 + 540 = 1468,99 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Подбор сечения арматуры колонны

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ мм.}$$

Поскольку колонна одним концом жестко закреплена в фундаменте, а другим шарнирно опертыми ригелями, расчетная длина колонны будет равна

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 4,25 = 2,98 \text{ м,}$$

где $l = 3,6 + 0,65 = 4,25$ м – расстояние от верхнего обреза фундамента до отметки пола второго этажа. Тогда $l_0/h = 2,98/0,4 = 7,45 > 4$, т. е. учет прогиба обязателен.

Из табл. П17 приложения при $l_0/h = 2,98/0,4 = 7,45$ находим $\varphi = 0,913$.

Принимая $\varphi = 0,913$, из условия (4.1) находим

$$R_s A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi} - R_b A = \frac{1877,67 \cdot 10^3}{0,913} - 8,5 \cdot 400 \cdot 400 = 692098,4 \text{ Н.}$$

Определяем площадь сечения продольной арматуры из вычисленного значения $R_s A_{s,tot} = 692098,4 \text{ Н}$

$$A_{s,tot} = \frac{692098,4}{355} = 1949,6 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем $4\varnothing 22$ с $A_{s,tot} = 1963 \text{ мм}^2$. Недобор площади арматуры составляет 1 %, что меньше 3 %, допускаемых нормами. Процент армирования колонны

$$\mu \% = (A_{s,tot}/A)100 \% = (1963/400 \cdot 400)100 + 1,23 \% < 3 \% \text{ (рис. 21).}$$

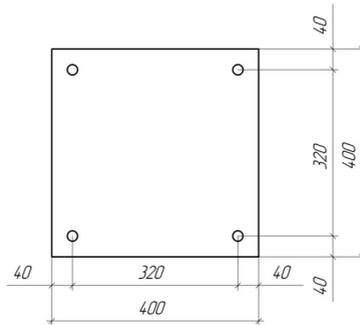


Рис. 21. Схема армирования сечения колонны

4.2. Конструирование колонны

При конструировании колонн необходимо соблюдать конструктивные требования актуализированной редакции СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» Свод правил СП 63.13330.2012 [2].

В колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм.

Толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры в колоннах, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности, должна быть не менее 20 мм.

Наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры, в железобетонных колоннах должны быть не более: 400 мм – в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба; 500 мм – в направлении плоскости изгиба.

Процент армирования внецентренно сжатых колонн $\mu = (A_s / bh_0) \cdot 100 \%$ следует принимать не менее:
при $5 < l_0/h \leq 10$ – 015;
при $10 < l_0/h \leq 25$ – 020.

Во внецентренно сжатых линейных элементах в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d – диаметр сжатой продольной арматуры).

Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм.

В концевых участках сборных колонн, подверженных местному сжатию (смятию), должна устанавливаться поперечная арматура в виде сварных сеток косвенного армирования, которая должна удовлетворять следующим требованиям:

а) площади стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлении не должны различаться более чем в 1,5 раза;

б) шаг сеток (расстояние между сетками в осях стержней одного направления) следует принимать не менее 60 и не более 150 мм;

в) размеры ячеек сеток в свету должны быть не менее 45 и не более 100 мм;

г) первая сетка располагается на расстоянии 15–20 мм от нагруженной поверхности элемента.

На концевых участках колонн количество сеток косвенного армирования определяется расчетом и принимается не менее 4.

Примеры конструкции колонны приведены на рис. 22–28.

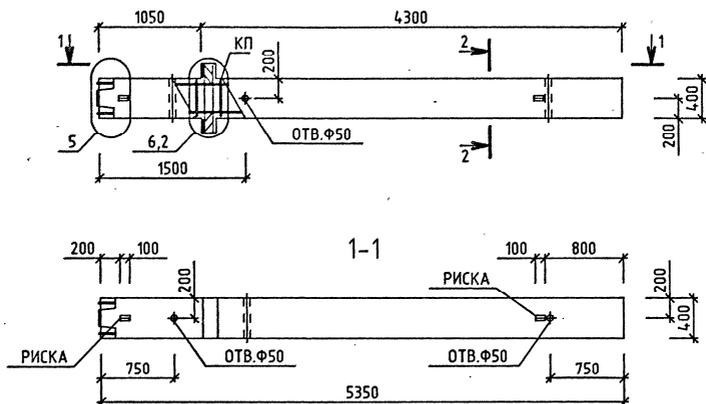


Рис. 22. Конструкция типовой колонны первого этажа

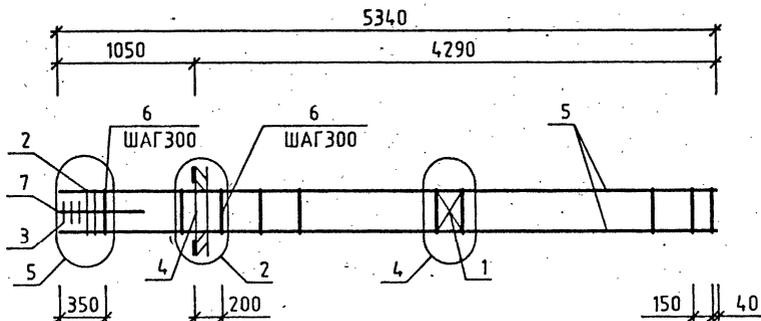
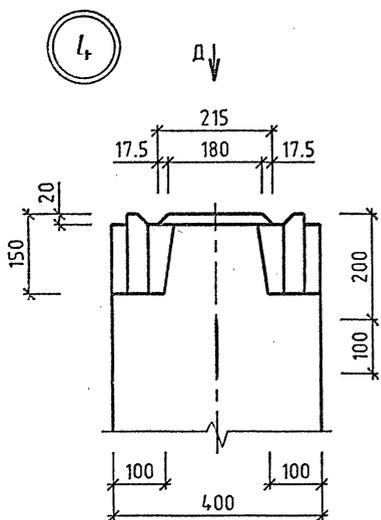
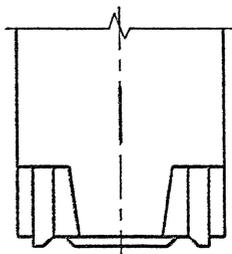


Рис. 23. Пространственный каркас типовой колонны нижнего этажа



5

ЗЕРКАЛЬНОЕ ОТРАЖЕНИЕ УЗЛА 4
ОСТАЛЬНОЕ СМ. УЗЕЛ 4



ВИД Д

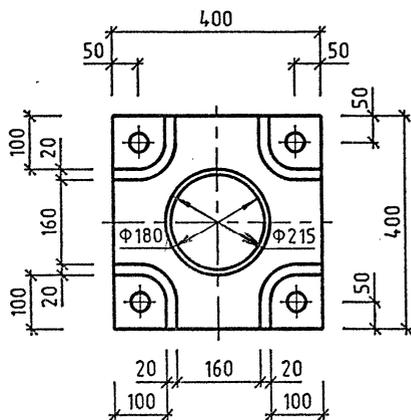


Рис. 24. Опалубочные размеры концевых участков колонны

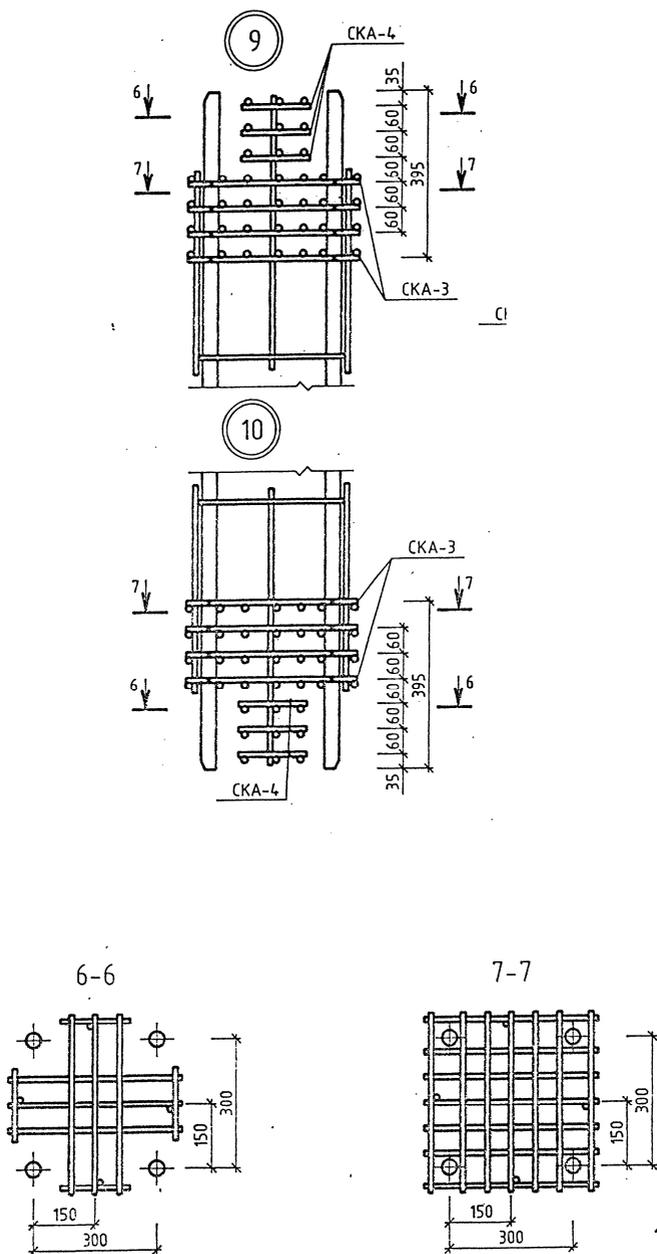


Рис. 25. Армирование концевых участков колонн

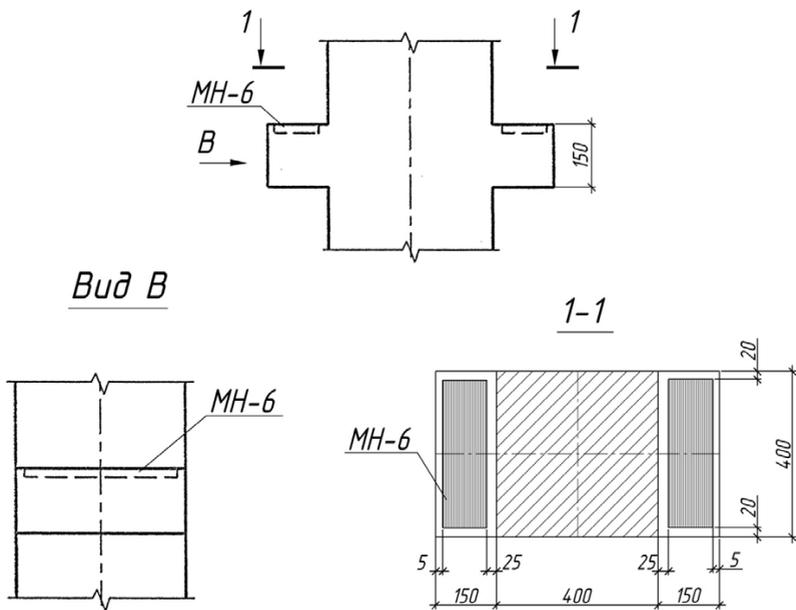
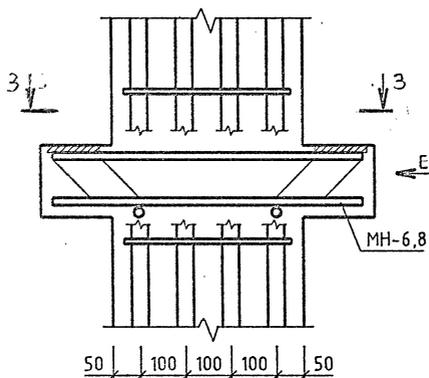


Рис. 26. Опалубочные размеры консоли

6



3-3

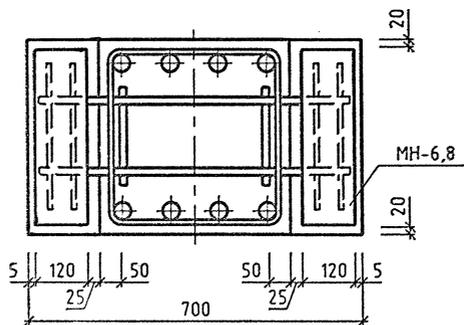
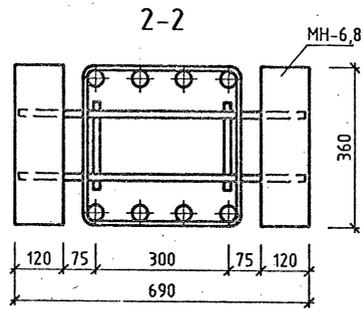
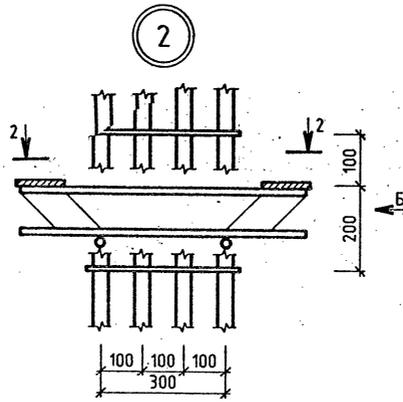


Рис. 27. Конструкция консолей колонны



ВИД Б

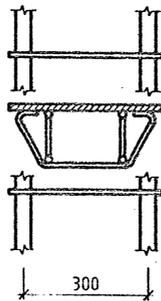


Рис. 28. Арматурный каркас консолей

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕБРИСТОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

5.1. Компоновка конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами

Ребристое монолитное перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок. Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона класса В15. Сетка координационных осей $l_1 \times l_2 = 6 \times 6$ м. Главные балки располагают в поперечном направлении здания и опирают на продольные стены толщиной 510 мм с пилястрами сечением 130×510 мм с глубиной опирания 250 мм. Концы второстепенных балок опираются на торцевые стены с глубиной опирания 250 мм. Привязка внутренней грани продольной стены толщиной 510 мм к продольной оси – 120 мм, торцевой – 250 мм.

Высота главных балок составляет $(1/8 \dots 1/15)l_1$, второстепенных – $(1/12 \dots 1/20)l_2$. Принимаем высоту главных балок $l_1/10 = 6000/10 = 600$ мм, а второстепенных $l_2/12 = 6000/12 = 500$ мм, ширина балок составляет $(0,3 \dots 0,5)h$. Принимаем $0,5h = 300$ и 250 мм соответственно. Если размеры сечений получаются нестандартными, то их округляют до стандартных параметров.

Второстепенные балки располагаем с шагом $l_1/3 = 2$ м вдоль здания по продольным координационным осям и между ними еще две балки. Толщину плиты принимаем 80 мм (рис. 29).

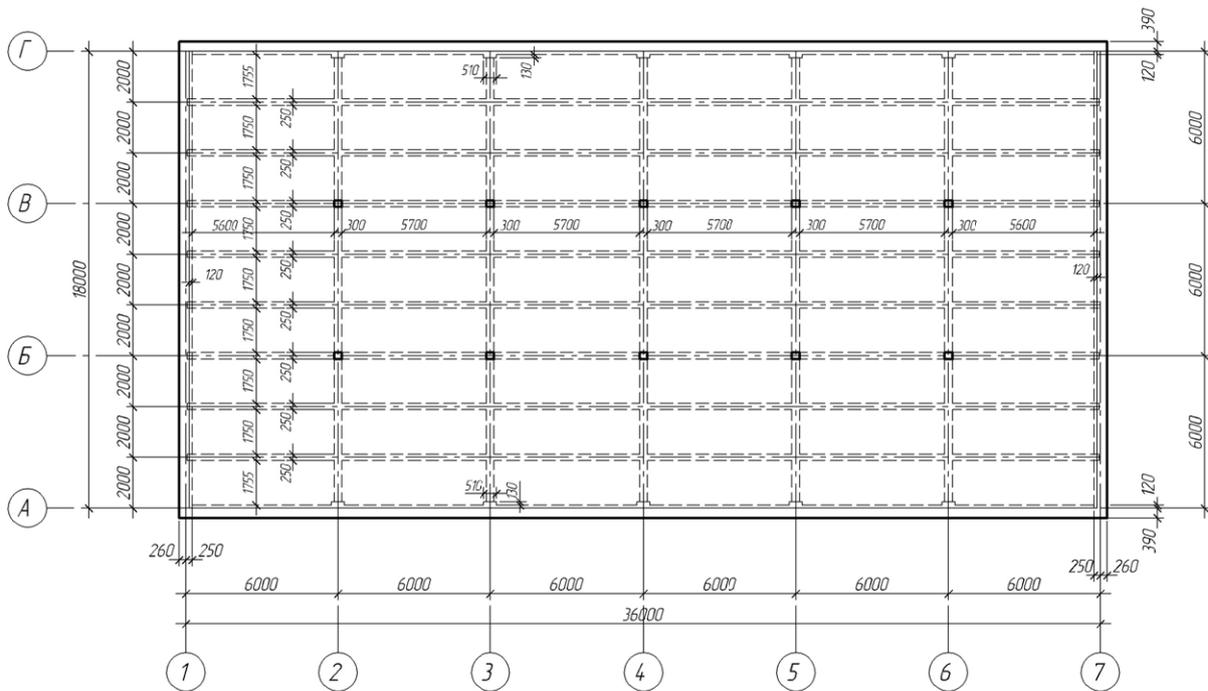


Рис. 29. План монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами

5.2. Расчет монолитной плиты перекрытия

Расчетная схема и усилия в плите

Для расчета плиты из состава покрытия поперек второстепенных балок вырезаем полосу шириной 1 м. Расчетная схема плиты – многопролетная неразрезная балка. Расчетный пролет плиты равен расстоянию в свету между второстепенными балками $l_0 = 2,0 - 0,25 = 1,75$ м, для крайнего пролета от центра площадки опирания на стену до второстепенной балки $l_0 = 2,0 - 0,25/2 - 0,12/2 = 1,815$ м (рис. 30).

Нагрузку на плиту подсчитываем в табличной форме (табл. 5).

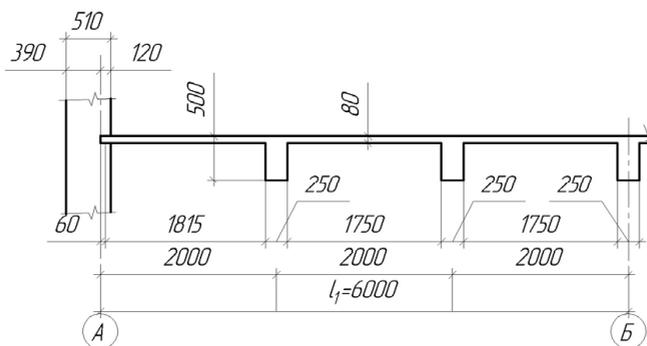


Рис. 30. Расчетный пролет плиты

Таблица 5

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м² перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м ²
1	Постоянные: собственный вес плиты $25 \times 0,08 \times 1 = 2,0$ Конструкция пола: керамическая плитка на цементно-песчаном растворе $\delta = 20$ мм $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$;	2,0 0,36	1,1 1,3	2,2 0,468

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетные нагрузки, кН/м ²
	армированная цементно-песчаная стяжка $\delta = 35$ мм $20 \times 0,035 \times 1 = 0,70$; песчаная засыпка $\delta = 70$ мм $17 \times 0,07 \times 1 = 1,19$	0,70 1,19	1,3 1,3	0,91 1,547
2	Итого постоянная	4,25		5,305
3	Временная нагрузка	15,0	1,2	18,0
4	Полная нагрузка	19,25		23,305

Расчётная погонная нагрузка на расчетную полосу плиты шириной 1 м

$$q = (g + v) \cdot 1 \cdot \gamma_n = 23,305 \cdot 1,0 = 23,305 \text{ кН/м.}$$

Изгибающие моменты определяют как для многопролетной неразрезной балки с учетом перераспределения моментов:

– в средних пролетах и на средних опорах

$$M = ql^2/16 = 23,305 \cdot 1,75^2/16 = 4,466 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

– в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = ql^2/11 = 23,305 \cdot 1,815^2/11 = 6,985 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

При отношении $h/l \geq 1/30$ в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными балками, под влиянием возникающих распоров изгибающие моменты уменьшают на 20 %. Отношение $h/l = 80/1750 = 1/22 > 1/30$, следовательно, влияние распора учитывается. Величина изгибающих моментов в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными балками, составит $M_1 = 0,8 \cdot 4,466 = 3,573 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

Расчет плиты по первой группе предельных состояний.

Характеристики прочности бетона и арматуры

Бетон тяжелый класса В15; расчетное сопротивление бетона на сжатие $R_b = 8,5$ МПа. Арматура сеток – проволока класса В500, $R_s = 415$ МПа.

**Подбор сечения продольной арматуры в средних пролетах
и на средних опорах плиты между осями «1» и «2»**

Подбираем арматуру основной сетки С-1 (рис. 31) по изгибающему моменту $M = 4,466$ Нм. Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 80 - 15 = 65$ мм, $b = 1000$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{4,466 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,1244;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1244} = 0,133;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,133}{415} = 177,35 \text{ мм}^2,$$

принимаем $10 \varnothing 5$ В500 с $A_s = 196$ мм² и соответствующую рулонную сетку С1 $\frac{5B500-100}{4B500-200} 2850 \times 18300 \frac{50}{25}$. Так как плита армируется рулонными сетками, то эта сетка является основной раскатываемой на всю ширину здания (рис. 37).

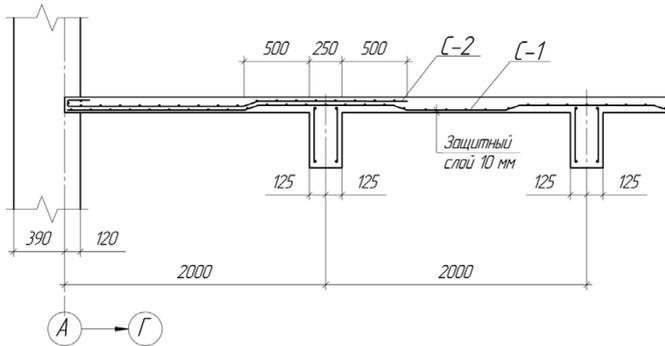


Рис. 31. Схема армирования плиты рулонными сетками:
С-1 – основная сетка; С-2 – дополнительная сетка

В первом пролете и на первой промежуточной опоре раскатывают дополнительную сетку, которая рассчитывается на изгибающий момент $M = 6,985 - 4,466 = 2,52$ кН·м. Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 80 - 15 = 65$ мм, $b = 1000$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{2,52 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,07;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,07} = 0,0728;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,0728}{415} = 96,95 \text{ мм}^2,$$

принимаем 10 Ø 4 В500 с $A_s = 126 \text{ мм}^2$ и соответствующую дополнительную рулонную сетку С2 $\frac{4В500 - 100}{3В500 - 200} 2850 \times 2780 \frac{90}{25}$. Между главной балкой и стеной на всю ширину здания раскатывают две основные сетки и по две дополнительные сетки с каждого края (рис. 31 и 37).

Подбор сечения продольной арматуры в средних пролетах и на средних опорах в плитах, окаймленных по контуру балками

Подбираем арматуру основной сетки С-3 (рис. 37) по изгибающему моменту $M_1 = 3,573 \text{ Нм}$. Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 80 - 15 = 65 \text{ мм}$, $b = 1000 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{3,573 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,0995;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0995} = 0,105;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,105}{415} = 139,8 \text{ мм}^2,$$

принимаем 8 Ø 5 В500 с $A_s = 157,1 \text{ мм}^2$ и соответствующую рулонную сетку С3 $\frac{5В500 - 125}{4В500 - 200} 2850 \times 18300 \frac{50}{35}$. Эта сетка является основной на всю ширину здания.

В первом пролете и на первой промежуточной опоре раскатывают дополнительную сетку, которая рассчитывается на изгибающий момент $M = 6,985 - 3,573 = 3,412 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{3,412 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,095;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,095} = 0,1;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 65 \cdot 0,1}{415} = 133,1 \text{ мм}^2,$$

принимаем 7 Ø 5 В500 с $A_s = 137,5 \text{ мм}^2$ и соответствующую дополнительную рулонную сетку С4 $\frac{5В500 - 150}{3В500 - 200} 2850 \times 2780 \frac{90}{25}$. Сетки раскатывают так же, как и в первом случае.

5.3. Расчет второстепенной неразрезной балки

Расчетная схема и усилия в балке

Расчетные нагрузки на 1 п. м второстепенной балки:

✓ постоянная:

– от собственного веса плиты и пола (табл. 5)

$$q_1 = g(l_1/3)\gamma_n = 5,325 \cdot 6,0/3 \cdot 1,0 = 10,65 \text{ кН/м},$$

где $l_1/3$ – ширина грузовой площади второстепенной балки;

– то же от ребра сечением $0,25 \times 0,42$ ($h_{в.б.} - h_{пл.} = 0,5 - 0,08 = 0,42$)

$$q_2 = bh\gamma_n\gamma_n = 0,25 \cdot 0,42 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 3,15 \text{ кН/м};$$

✓ полная постоянная нагрузка

$$q_g = q_1 + q_2 = 10,65 + 3,15 = 13,8 \text{ кН/м};$$

✓ временная нагрузка

$$q_v = v(l_1/3)\gamma_n = 18 \cdot 6/3 \cdot 1,0 = 36,0 \text{ кН/м};$$

✓ полная расчетная нагрузка

$$q = q_g + q_v = 13,8 + 36,0 = 49,8 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема второстепенной балки – неразрезная многопролетная балка. Расчетный пролет второстепенных балок принимают равным расстоянию в свету между главными балками $l_0 = 6,0 - 0,3 = 5,7$ м, а при опирании на наружные стены – расстоянию от центра площадки опирания на стену до грани главной балки $l_{01} = 6,0 - 0,30/2 - 0,25/2 = 5,725$ м (рис. 32).

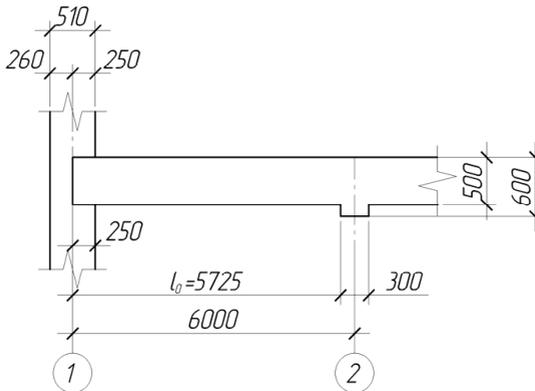


Рис. 32. Расчетный пролет крайней второстепенной балки

Изгибающие моменты определяют как для многопролетной балки методом предельного равновесия с учетом перераспределения усилий.

Изгибающий момент в первом пролете:

$$M = ql_{01}^2/11 = 49,8 \cdot 5,725^2/11 = 148,38 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент на первой промежуточной опоре:

$$M = q[(l_{01} + l_{02})/2]^2/14 = 49,8 \cdot [(5,725 + 5,7/2)]^2/14 = 116,08 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент в средних пролетах и на средних промежуточных опорах:

$$M = ql_0^2/16 = 49,8 \cdot 5,7^2/16 = 101,13 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Отрицательные моменты в средних пролетах определяют по огибающей эпюре моментов. Огибающая эпюра моментов строится для двух схем загрузки: полная нагрузка q в нечетных пролетах и условная нагрузка $q_g + 0,25q_v$ в четных пролетах; полная нагрузка q в четных пролетах и условная нагрузка $q_g + 0,25q_v$ в нечетных пролетах.

Условная нагрузка

$$q_y = 13,8 + 0,25 \cdot 36,0 = 22,8 \text{ кН/м}.$$

Изгибающий момент от условной нагрузки в первом пролете

$$M = q_y l_{01}^2/11 = 22,8 \cdot 5,725^2/11 = 67,93 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент от условной нагрузки в средних пролетах

$$M = q_y l_0^2/16 = 22,8 \cdot 5,7^2/16 = 46,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Отрицательный изгибающий момент во втором пролете

$$M = -(116,08 + 101,13)/2 + 46,3 = -62,31 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Отрицательные изгибающие моменты в следующих пролетах

$$M = -101,13 + 46,3 = -54,83 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Огибающая эпюра изгибающих моментов во второстепенной балке представлена на рис. 33.

Поперечные силы во второстепенной балке:

– на крайней опоре

$$Q_1 = 0,4ql_{01} = 0,4 \cdot 49,8 \cdot 5,725 = 114,04 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре слева

$$Q_{2.\text{лев}} = 0,6ql_{01} = 0,6 \cdot 49,8 \cdot 5,725 = 171,06 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре справа и других опорах

$$Q_{2,\text{прав}} = 0,5ql_0 = 0,5 \cdot 49,8 \cdot 5,7 = 141,93 \text{ кН.}$$

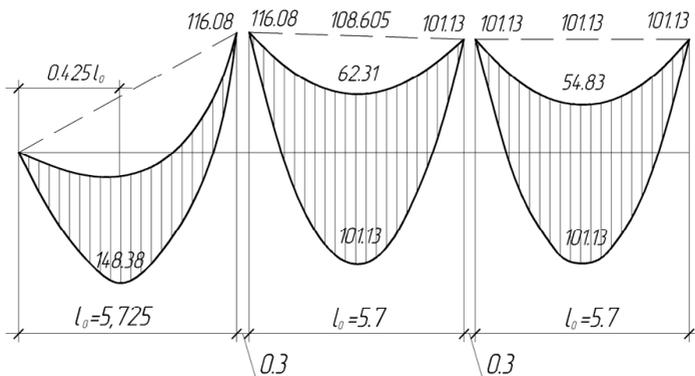


Рис. 33. Огибающая эпюра изгибающих моментов во второстепенной балке

Расчет второстепенной балки по первой группе предельных состояний. Характеристики прочности бетона и арматуры

Бетон тяжелый класса В15; расчетное сопротивление бетона на сжатие $R_b = 8,5$ МПа. Арматура продольная класса А400, $R_s = 355$ МПа, поперечная А400, $R_{sw} = 285$ МПа.

Проверка высоты сечения балки

Высоту сечения балки проверяют по опорному моменту $M = 116,08$ кН·м при $\xi = 0,35$ ($\alpha_m = 0,289$), поскольку он определен с учетом образования пластического шарнира. Минимальная рабочая высота балки (рис. 34)

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{0,289R_b b}} = \sqrt{\frac{116,08 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 8,5 \cdot 250}} = 434,76 \text{ мм.}$$

Минимальная высота балки $h = h_0 + a = 434,76 + 50 = 484,76$ мм. Принятая высота балки 500 мм достаточная. Рабочая высота балки в опорном сечении $h_0 = 500 - 50 = 450$ мм.

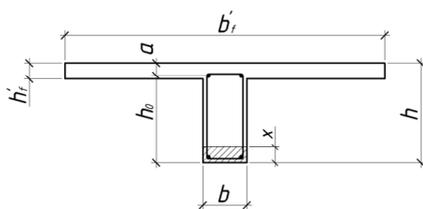


Рис. 34. Расчетное сечение балки на опоре

Расчет прочности по сечениям, нормальным к продольной оси

В пролетах сечение второстепенной балки тавровое – полка в сжатой зоне (рис. 35).

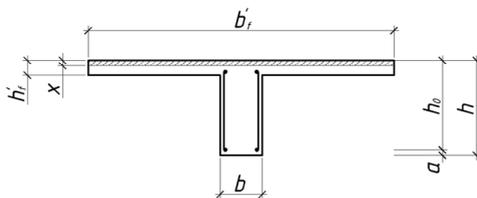


Рис. 35. Расчетное сечение балки в середине пролета

Расчетная ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более половины расстояния в свету между второстепенными балками и не более $1/6$ рассчитываемого пролета. В элементах с полкой толщиной $h'_f < 0,1h$ без поперечных ребер вводимая ширина каждого свеса не должна превышать $6h'_f$.

В нашем случае при $h'_f = 80 > 0,1h = 0,1 \cdot 500 = 50$ величина свесов, вводимых в расчет, в каждую сторону должна быть не более $(2000 - 250)/2 = 875$ мм и не более $l_2/6 = 6000/6 = 1000$ мм, следовательно, полная ширина полки, вводимая в расчет, равна $b'_f = 875 \cdot 2 + 250 = 2000$ мм.

Сечение в первом пролете: $M = 148,38$ кН·м, $h_0 = 500 - 40 = 460$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{148,38 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2000 \cdot 460^2} = 0,041;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041} = 0,0421.$$

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \xi h_0 = 0,0421 \cdot 460 = 19,38 < h'_f = 80 \text{ мм,}$$

следовательно, нижняя граница сжатой зоны проходит в полке, и сечение рассчитывается как прямоугольное

$$A_s = \frac{R_b b'_f h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 2000 \cdot 460 \cdot 0,0421}{355} = 927,38 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \varnothing 25 А400 с $A_s = 982 \text{ мм}^2$.

Сечение в средних пролетах: $M = 101,13 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $h_0 = 460 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{101,13 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2000 \cdot 460^2} = 0,0281;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0281} = 0,0285.$$

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \xi h_0 = 0,0285 \cdot 460 = 13,1 < h'_f = 80 \text{ мм}.$$

$$A_s = \frac{R_b b'_f h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 2000 \cdot 460 \cdot 0,0285}{355} = 627,80 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \varnothing 20 А400 с $A_s = 628 \text{ мм}^2$.

На отрицательный момент в пролете сечение работает как прямоугольное с шириной, равной ширине ребра, так как полка находится в растянутой зоне, $h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$.

Сечение во втором пролете: $M = -62,31 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{62,31 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,145;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,145} = 0,157;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 450 \cdot 0,157}{355} = 423,31 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \varnothing 18 А400 с $A_s = 509 \text{ мм}^2$.

Сечение в третьем и последующих пролетах: $M = -54,83 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{54,83 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,127;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,127} = 0,137;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 450 \cdot 0,137}{355} = 369 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \varnothing 16 А400 с $A_s = 402 \text{ мм}^2$.

Сечение на первой промежуточной опоре $M = 116,08$ кН·м, $h_0 = 500 - 50 = 450$ мм. Опорное сечение армируют двумя сетками с поперечными рабочими стержнями в соответствии с рис. 36, которые раскатывают по главным балкам.

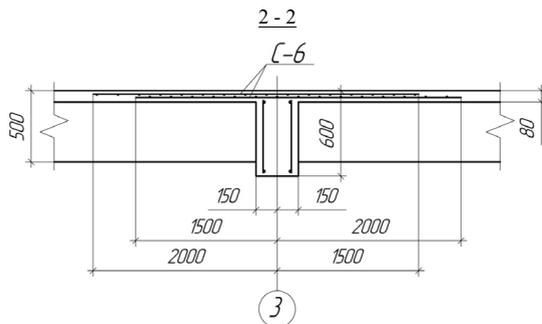


Рис. 36. Армирование опорных зон второстепенной балки сварными сетками (арматура главной балки показана условно)

Ширина сеток $(0,33 + 0,25)l_2 = 0,58 \cdot 6 = 3,48$ м. Арматуру сеток рассчитываем на изгибающий момент $M = 116,08/2 = 58,04$ кН·м.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{58,04 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,135;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,135} = 0,145;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 450 \cdot 0,145}{355} = 390,44 \text{ мм}^2.$$

Требуется 10 $\varnothing 8$ А400 с $A_s = 503 \text{ мм}^2$ на одну сетку. Принимаем соответственно две сетки С5 $\frac{5B500 - 300}{8A400 - 200} 3500 \times 18000 \frac{20}{100}$.

Сечение на промежуточных опорах

$$M = 101,13 \text{ кН·м}, h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм}.$$

Расчетный момент на одну сетку $M = 101,13/2 = 50,565$ кН·м.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{50,565 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,1175;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1175} = 0,1254;$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 450 \cdot 0,1254}{355} = 337,7 \text{ мм}^2.$$

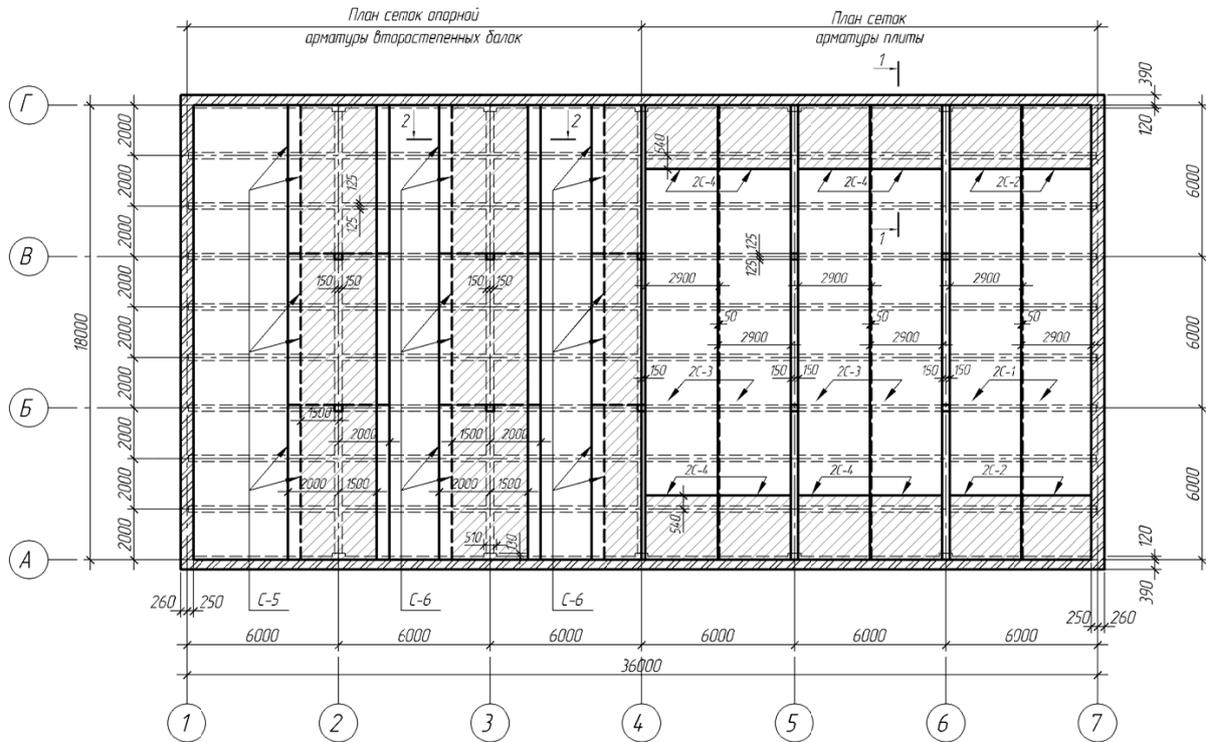


Рис. 37. Раскладка сеток армирования плиты и опорных сеток второстепенной балки (штриховкой выделены двойные сетки)

Требуется 7 \varnothing 8 А400 с $A_s = 352 \text{ мм}^2$ на одну сетку. Принимаем соответственно две сетки С6 $\frac{5B500 - 300}{8A400 - 300} 3500 \times 18000 \frac{20}{100}$.

Армирование опорных зон второстепенных балок представлено на рис. 36. Раскладка сеток армирования плиты и опорных сеток второстепенных балок показана на рис. 37.

Расчет прочности по сечениям, наклонным к продольной оси

Проверка по сжатой наклонной полосе $Q = 171,06 \text{ кН}$.

$Q_{\max} = 171,06 \leq 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 250 \cdot 450 = 286875 \text{ Н} = 286,88 \text{ кН}$, прочность наклонной полосы обеспечена.

Диаметр поперечных стержней назначают из условия свариваемости с продольными стержнями $d = 25 \text{ мм}$ и принимают $d_{sw} = 8 \text{ мм}$ класса А400. Шаг поперечных стержней для всех приопорных участков по конструктивным условиям не более $s_w = h_0/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}$. Принимаем шаг $s_w = 200 \text{ мм}$, $A_s = 50,3 \text{ мм}^2$. В каждой второстепенной балке устанавливают пространственный каркас, состоящий из двух плоских, при этом $A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 100,6 \text{ мм}^2$.

Определяют интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{285 \cdot 100,6}{200} = 143,36 \text{ Н/мм},$$

проверяют условие $q_{sw} \geq 0,25R_{br} b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 250 = 46,88 \text{ Н/мм}$. Условие выполняется, следовательно, хомуты полностью учитываются в расчете. Определяют M_b

$$M_b = 1,5R_{br} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450^2 = 56,93 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Определяют длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c . Поскольку $q_{sw}/R_{br} b = 115,15/0,75 \cdot 250 = 0,61 < 2$, значение c находим по формуле, оно должно быть не более $3h_0$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{56,93 \cdot 10^6}{31,8}} = 1338 \text{ мм} < 3h_0 = 1350 \text{ мм},$$

где $q_1 = q - 0,5q_v = 49,8 - 0,5 \cdot 36 = 31,8 \text{ кН/мм}$.

Принимаем $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 450 = 900 \text{ мм} < c$. Тогда

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{56,93 \cdot 10^6}{1338} = 42548,6 \text{ Н} = 42,55 \text{ кН},$$

Q_b не более $2,5R_{br} b h_0 = 2,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450 = 210938 \text{ Н} = 210,938 \text{ кН}$ и не менее

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450 = 42188 \text{ Н} = 42,19 \text{ кН},$$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 143,36 \cdot 900 = 96764,6 \text{ Н} = 96,76 \text{ кН},$$

$$Q = Q_{\max} - q_1c = 171,06 - 31,8 \cdot 1,338 = 128,5 \text{ кН},$$

$$Q_b + Q_{sw} = 42,55 + 96,76 = 139,3 > Q = 128,5 \text{ кН}.$$

Прочность наклонных сечений обеспечена. Проверяют требование

$$s_{\max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 250 \cdot 450^2}{171060} = 221,96 \text{ мм} > s_w = 200 \text{ мм},$$

принятый шаг хомутов не превышает максимального значения.

В средней части второстепенной балки принимаем шаг поперечных стержней $s_{w2} = 300 \text{ мм} < 0,75h_0$. Таким образом, принятая интенсивность хомутов в пролете равна

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{285 \cdot 100,6}{300} = 95,57 \text{ Н/мм}.$$

Проверяем условие $q_{sw2} \geq 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 250 = 46,88 \text{ Н/мм}$, условие выполняется.

Определяем длину участка l_1 с интенсивностью хомутов q_{sw1} . Так как

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(143,36 - 95,57) = 33,84 \text{ Н/мм} > q_1 = 31,8 \text{ Н/мм},$$

значение l_1 вычислим по формуле, приняв

$$\begin{aligned} Q_{b,\min} &= 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450 = 42188 \text{ Н}; \\ l_1 &= \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 = \\ &= \frac{171060 - (42188 + 1,5 \cdot 95,57 \cdot 450)}{31,8} - 2 \cdot 450 = 1123,9 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Если $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) < q_1$, то длина участка l_1 определяется по другой формуле (см. раздел 2).

Принимаем длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 200 \text{ мм}$ равным 1,4 м.

В средних пролетах второстепенной балки поперечная сила $Q_{23} = 141,93 \text{ кН}$. Расчет выполняется аналогичным образом.

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА ПОД СРЕДНЮЮ КОЛОННУ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА

6.1. Общие положения

Для проектирования фундамента необходимо знать состав грунтов под подошвой фундамента, их расчетное сопротивление R_0 , а также класс бетона по прочности на сжатие и класс арматуры и соответствующие им расчетные сопротивления R_b , R_{bt} , R_s (табл. П2 и П6 приложения).

Расчет выполняют на возможные расчетные сочетания усилий в колонне в месте ее заделки в фундамент. Площадь подошвы фундамента определяют по нормативным усилиям, которые получают путем деления расчетных значений усилий на усредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$.

Фундаменты под колонны многоэтажных общественных зданий возводят монолитными или сборными из бетонов класса В15...В20. Все размеры фундаментов принимают кратными 300 или 100 мм из условия изготовления с применением инвентарной щитовой опалубки. Общий вид монолитного фундамента со всеми размерами, которые необходимо определить в курсовом проекте, представлен на рис. 38. Высота фундамента h назначается с учетом глубины заложения и размеров подошвы.

6.2. Определение геометрических размеров фундамента

Определение размеров стакана

Определение геометрических размеров фундамента начинают с установления размеров стакана под сборную колонну.

Глубина стакана d_p принимается на 50 мм больше глубины заделки колонны d_c , но не менее чем по условиям заделки рабочей арматуры колонн, указанной в табл. 6. Из условия заделки колонны глубина стакана принимается равной $(1...1,5)h_c + 50$ мм, где h_c – больший размер сечения колонны. Как правило, глубина стакана под колонны каркаса общественных зданий сечением 400×400 мм составляет 650–700 мм.

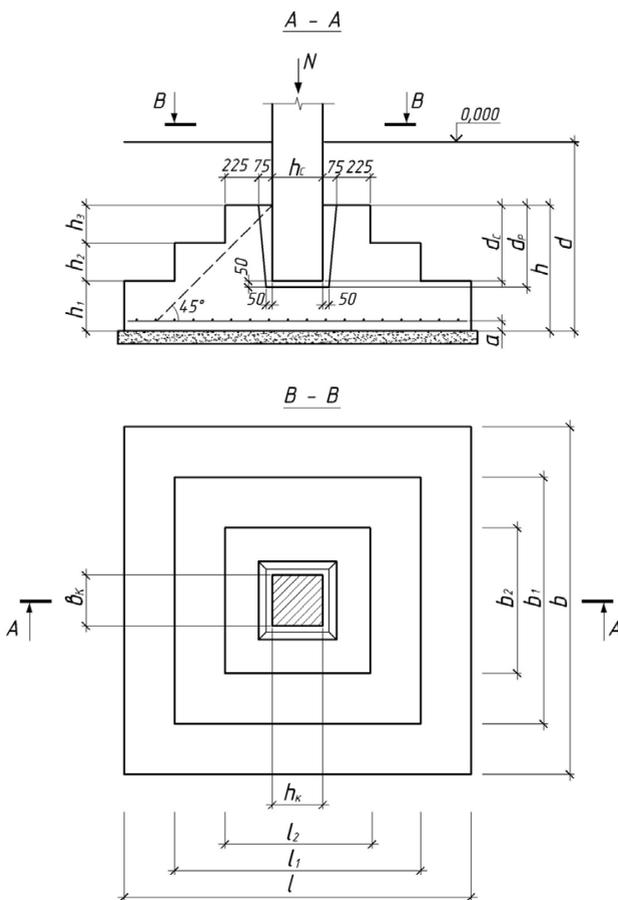


Рис. 38. Конструкция центрально нагруженного монолитного фундамента

Таблица 6

Минимальная заделка рабочей арматуры колонн
в стакан фундамента

Класс рабочей арматуры	Колонна	Глубина заделки рабочей арматуры d при проектном классе бетона	
		B15	B20
A400	Прямоугольного сечения	$30d$ ($18d$)	$25d$ ($15d$)
A300	Прямоугольного сечения	$25d$ ($15d$)	$20d$ ($10d$)

d – диаметр арматуры. Значения в скобках относятся к сжатой рабочей арматуре.

Определение размеров подошвы и глубины заложения центрально нагруженного фундамента

Согласно указаниям СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений» основные размеры фундаментов мелкого заложения назначаются со следующими ограничениями.

Давление на грунт у края подошвы центрально нагруженного фундамента (вычисленное в предположении линейного распределения давления под подошвой фундамента при нагрузках, принимаемых для расчета оснований по деформациям), как правило, должно определяться с учетом заглубления фундамента в грунт и жесткости надфундаментных конструкций. Краевое давление не должно превышать R (здесь R – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с [9; 10]).

Краевые давления p , кПа, при относительном эксцентриситете $e/l = 0$ определяют по формуле (п. 5.5.28 [10])

$$p = N/A + \gamma_{mт} d, \quad (6.1)$$

где N – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$; A – площадь подошвы фундамента, m^2 ; $\gamma_{mт}$ – средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента; принимают равным $20 \text{ кН}/m^3$; d – глубина заложения фундамента, m .

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают при расчете оснований:

- по первой группе предельных состояний (по несущей способности) – по СП 20.13330.2011;
- по второй группе предельных состояний (по деформациям) – равным единице.

Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на него;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;

- инженерно-геологических условий площадки строительства;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

Минимальная глубина заложения подошвы фундамента d_{\min} , исходя из условия минимальной высоты фундаментов зданий $h_{\min} = d_p + 0,2$ м, составляет $d_{\min} = h_{\min} + 0,15$ м. Здесь d_p – глубина стакана; 0,2 – минимальная толщина плиты под стаканом; 0,15 – минимальное расстояние от обреза фундамента до уровня пола первого этажа. При этом минимальную высоту фундамента желательно назначать кратной 300 мм.

Размеры подошвы фундамента назначают из условия (6.1)

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_{ml}d}, \quad (6.2)$$

где R_0 – расчетное сопротивление грунта, фиксированное для фундаментов шириной 1 м на глубине 2 м, принимаемое по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства или по указаниям норм.

Подошва центрально нагруженного фундамента принимается квадратной с размерами

$$b = l = \sqrt{A}. \quad (6.3)$$

Полученные значения размеров подошвы фундамента округляют до стандартных размеров, кратных 300 или 100 мм. Окончательные размеры подошвы фундамента принимают после проверки несущей способности основания.

Расчетное сопротивление грунта R вычисляют после определения размеров подошвы фундамента.

6.3. Проверка несущей способности фундамента

Проверка несущей способности оснований производится по уточненным размерам фундамента и нормативным усилиям на уровне подошвы фундамента.

Продольная сила на уровне подошвы фундамента

$$N_{inf} = N + Ad\gamma_{ml}, \quad (6.4)$$

где N – значение продольного усилия в колонне на уровне верхнего обреза фундамента с коэффициентом надежности по нагрузке

$\gamma_f = 1,0$; d – глубина заложения фундамента; γ_m – средний объемный вес фундамента и грунта на его уступах, принимаемый равным 20 кН/м^3 .

Расчетное сопротивление грунта на глубине d при конкретной ширине фундамента b :

при $d \leq 2 \text{ м}$

$$R = R_0[1 + k_1(b - b_0)/b_0](d + d_0)/2d_0; \quad (6.5)$$

при $d > 2 \text{ м}$

$$R = R_0[1 + k_1(b - b_0)/b_0] + \gamma k_2(d - d_0), \quad (6.6)$$

где R_0 – расчетное давление грунта, фиксированное для фундаментов шириной 1 м на глубине 2 м , принимаемое по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства или по указаниям норм; b и d – соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м ; $b_0 = 1 \text{ м}$; $d_0 = 2 \text{ м}$; γ – нагрузка от 1 м^3 грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м^3 ; $k_1 = 0,125$ – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами; $k_1 = 0,05$ – то же, пылеватými песками, супесями, суглинками и глинами; $k_2 = 0,25$ – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами; $k_2 = 0,2$ – то же, супесями и суглинками; $k_2 = 1,15$ – то же, глинами.

Напряжения под подошвой фундамента определяют по формуле

$$p = \frac{N_{inf}}{A} \leq R. \quad (6.7)$$

Если условие выполняется, то размеры подошвы фундамента оставляют без изменения, если нет, то размеры подошвы фундамента увеличивают. Недопустим также большой запас несущей способности.

Расчет на продавливание плитной части центрально нагруженных железобетонных фундаментов с квадратной подошвой производится в предположении, что продавливание происходит от расчетных нагрузок при $\gamma_f \geq 1$ по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом 45° ,

$$F = R_{bl} u_m h_0, \quad (6.8)$$

где F – величина продавливающей силы, принимаемая равной $F = N - A_1 p$, здесь A_1 – площадь основания пирамиды продавливания

$$A_1 = (h_c + 2h_0) \cdot (b_c + 2h_0), \quad (6.9)$$

где h_c , b_c – размеры поперечного сечения колонны; h_0 – рабочая высота фундамента $h_0 = h - a$, где a – расстояние от низа подошвы плиты до центра арматуры фундамента, принимаемое равным 50...80 мм в зависимости от наличия или отсутствия подготовки; u_m – среднее арифметическое между параметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты фундамента

$$u_m = 2(h_c + b_c + 2h_0). \quad (6.10)$$

6.4. Определение армирования подошвы фундамента

Фундамент под действием реактивного давления грунта снизу работает подобно изгибаемым консолям. Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям, проходящим по боковым граням ступеней и колонне. Значение расчетных изгибающих моментов в этих сечениях определяют по формулам:

– по грани колонны

$$M_1 = 0,125p(l - h_c)^2b; \quad (6.11)$$

– по грани i -й ступени

$$M_i = 0,125p(l - l_i)^2b, \quad (6.12)$$

где l , l_i – длина нижней и i -й ступени фундамента.

Площадь арматуры определяют в следующей последовательности. Вычисляют коэффициент α_m

$$\alpha_m = \frac{M_i}{R_b \gamma_{b1} b_i h_{0,i}^2}, \quad (6.13)$$

где b_i – ширина сжатой зоны (в верхней части) рассматриваемого сечения; h_{0i} – рабочая высота рассматриваемого сечения; $\gamma_{b1} = 0,9$ – коэффициент условий работы для бетонных и железобетонных конструкций, вводимый к расчетным сопротивлениям R_b и R_{bt} и учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - \alpha_m}) / R_s. \quad (6.14)$$

Примеры армирования подошвы фундамента приведены на рис. 39.

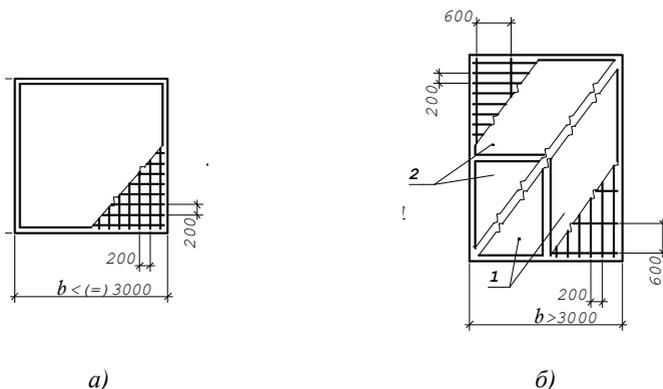


Рис. 39. Армирование подошвы фундамента сварными сетками:
a – при $b \leq 3$ м; *б* – при $b > 3$ м; 1 – нижние сетки; 2 – верхние сетки

В случае применения вязаных сеток их делают на всю ширину фундамента вне зависимости от размеров подошвы.

6.5. Пример расчета фундамента

Дано: продольная сила в колонне на уровне верхнего обреза фундамента $N = 1877,67$ кН; грунт – супесь, коэффициент пористости $e = 0,7$, $I_L = 0$, $R_0 = 250$ кПа; глубина промерзания – 1,6 м. Бетон фундамента В15, $R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа. Арматура плитной части фундамента класса А400 с $R_s = 355$ МПа. Фундамент монолитный, ступенчатый на бетонной подготовке толщиной 150 мм.

Принимаем типовой размер стакана:
 глубина стакана $d_p = 650$ мм, размер стакана понизу – 500×500 мм, поверху – 550×550 мм.

Определение размеров подошвы и глубины заложения фундамента

Глубина заложения бетонной подготовки 1,65 м, подошвы фундамента $d = 1,55$ м. Высота фундамента $h = 1,55 - 0,65 = 0,90$ м (0,65 м – расстояние от верхнего обреза фундамента до уровня пола перво-

го этажа). Нормативная нагрузка на фундамент (1877,67 – расчетное усилие в колонне на уровне верхнего обреза фундамента, раздел 4):

$$N_n = 1877,67/1,15 = 1632,8 \text{ кН.}$$

Определяем предварительно размер подошвы фундамента

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_m d} = \frac{1632,8}{250 - 20 \cdot 1,55} = 7,46 \text{ м}^2;$$

$$l = b = \sqrt{A} = \sqrt{7,46} = 2,73 \text{ м.}$$

Принимаем размер подошвы $l \times b = 2,7 \times 2,7 \text{ м}$, $A = 7,29 \text{ м}$.

Проверка несущей способности оснований

Расчетное сопротивление грунта на глубине d при конкретной ширине фундамента $b = 2,7 \text{ м}$:

при $d = 1,55 \text{ м}$

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0) / b_0] (d + d_0) / 2 d_0 = \\ = 250 [1 + 0,05 (2,7 - 1,0) / 1,0] (1,55 + 2,0) / 2 \cdot 2 = 263 \text{ кПа.}$$

Продольная сила на уровне подошвы фундамента

$$N_{inf} = N_n + A d \gamma_{mt} = 1632,8 + 7,29 \cdot 1,55 \cdot 20 = 1858,8 \text{ кН.}$$

Напряжения под подошвой фундамента p

$$p = \frac{N_{inf}}{A} = \frac{1858,8}{7,29} = 255 < 263 \text{ кПа.}$$

Принимаем трехступенчатый фундамент общей высотой $h = 0,9 \text{ м}$ (рис. 40). Размеры второй ступени $l_1 \times b_1 = 1,9 \times 1,9 \text{ м}$, третьей – $l_2 \times b_2 = 1,1 \times 1,1 \text{ м}$.

Расчет фундамента на продавливание

Расчет на продавливание фундамента производят от расчетных нагрузок при $\gamma_f > 1$. Определяем давление на грунт от расчетной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1,0$, приложенной на уровне верхнего обреза фундамента (без учета веса фундамента и грунта на его уступах)

$$p = \frac{N}{A} = \frac{1877,67}{7,29} = 257,6 \text{ кПа.}$$

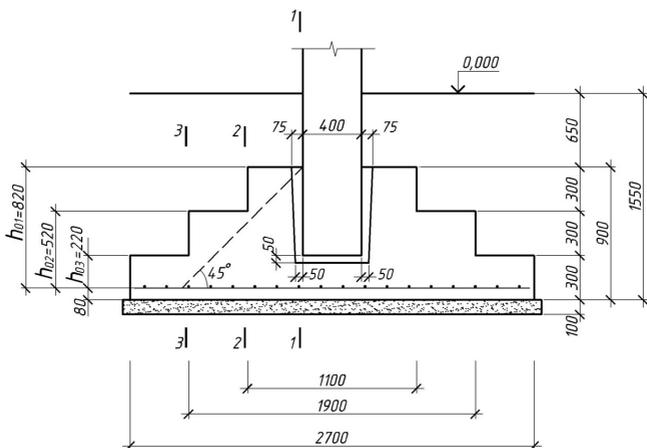


Рис. 40. Конструкция фундамента

Продавливающая сила

$$F = A_1 p = 4,16 \cdot 257,6 = 1071,5 \text{ кН},$$

где $A_1 = (h_c + 2h_0) \cdot (b_c + 2h_0) = (0,4 + 2 \cdot 0,82) \cdot (0,4 + 2 \cdot 0,82) = 4,16 \text{ м}^2$.

Рабочая высота фундамента $h_0 = h - a = 0,9 - 0,08 = 0,82 \text{ м}$.

$$u_m = 2(h_c + b_c + 2h_0) = 2(0,4 + 0,4 + 2 \cdot 0,82) = 4,99 \text{ м}.$$

Проверяем прочность фундамента на продавливание

$$F = 1071,5 < R_{br} u_m h_0 = 0,75 \cdot 4880 \cdot 820 = 3001200 \text{ Н} = 3001,2 \text{ кН}.$$

Прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Подбор арматуры плитной части фундамента

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям, проходящим по боковым граням ступеней и колонны. Изгибающий момент в сечении 1–1 по грани колонны (рис. 40)

$$M_1 = 0,125 p (l - h_c)^2 b = 0,125 \cdot 257,6 (2,7 - 0,4)^2 \cdot 2,7 = 459,9 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в сечении 2–2 по грани третьей ступени

$$M_2 = 0,125 p (l - l_i)^2 b = 0,125 \cdot 257,6 (2,7 - 1,1)^2 \cdot 2,7 = 222,57 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в сечении 3–3 по грани третьей ступени

$$M_3 = 0,125 p (l - l_i)^2 b = 0,125 \cdot 257,6 (2,7 - 1,9)^2 \cdot 2,7 = 55,64 \text{ кНм}.$$

Подбор арматуры:

– сечение 1–1

$$h_{0,1} = h_1 - a = 900 - 80 = 820 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_{0,1}^2} = \frac{459,9 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1100 \cdot 820^2} = 0,073;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,073} = 0,076;$$

$$A_{s1} = \frac{R_b b h_{0,1} \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1100 \cdot 820 \cdot 0,076}{355} = 1646,7 \text{ мм}^2;$$

– сечение 2–2

$$h_{0,2} = h_1 - a = 600 - 80 = 520 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_{0,1}^2} = \frac{218,8 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1900 \cdot 520^2} = 0,051;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051} = 0,052;$$

$$A_{s1} = \frac{R_b b h_{0,1} \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1900 \cdot 520 \cdot 0,052}{355} = 1216,5 \text{ мм}^2;$$

– сечение 3–3

$$h_{0,3} = h_1 - a = 300 - 80 = 220 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_{0,1}^2} = \frac{55,64 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2700 \cdot 220^2} = 0,0506;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0506} = 0,052;$$

$$A_{s1} = \frac{R_b b h_{0,1} \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 2700 \cdot 220 \cdot 0,052}{355} = 725 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетку с 15 \varnothing 12 А400 с $A_s = 1696 \text{ мм}^2$ в каждом направлении.

Шаг стержней 180 мм. Минимальный диаметр стержней сетки подошвы фундамента 12 мм.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М. : ОАО «ЦПП», 2011.
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М. : ОАО «ЦПП», 2012.
3. ГОСТ Р 54257–2010 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – М. : ОАО «ЦПП», 2011.
4. ГОСТ 21.503–80 Система проектной документации для строительства. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи. – М. : Издательство стандартов, 1981. – 18 с.
5. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 54 с.
6. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 36 с.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М. : ОАО ЦНИИпромзданий, 2005. – 212 с.
8. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). – М. : ОАО ЦНИИпромзданий, 2005. – 157 с.
9. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М. : ОАО «ЦПП», 2012. – 48 с.
10. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 130 с.
11. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83). – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 112 с.
12. Ильяшев, А.С. Пособие по проектированию промышленных зданий : учеб. пособие для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / А.С. Ильяшев, Ю.С. Тимьянский, Ю.Н. Хромец ; под ред. Ю.Н. Хромца. – М. : Высш. шк., 1990. – 304 с.
13. Филиппов, В.А. Проектирование конструкций железобетонных одноэтажных производственных зданий : учеб. пособие / В.А. Филиппов. – Тольятти : ТГУ, 2007. – 193 с.

Нормативные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_{bn}, R_{b,ser}$	7,5 (8,7)	11,0 (112)	15,0 (153)	18,5 (188)	22,0 (224)	25,5 (260)	29,0 (296)	32,0 326	36,0 (367)	39,5 (403)	43,0 (438)
Растяжение $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	0,85 (8,7)	1,10 (11,2)	1,35 (13,8)	1,55 (15,8)	1,75 (17,8)	1,95 (19,9)	2,10 (21,4)	2,25 (22,9)	2,45 (25,0)	2,60 (26,5)	275 (28,0)

Таблица П2

Расчетные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{br} , МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое R_b	6,0 (61,2)	8,5 (86,5)	11,5 (117)	14,5 (148)	17,0 (173)	19,5 (199)	22,0 (224)	25 (255)	27,5 (280)	30,0 (306)	33,0 (336)
Растяжение R_{br}	0,56 (5,7)	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,8 (18,3)

Таблица П3

Начальный модуль упругости бетона
при сжатии и растяжении

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0 (194)	24 (245)	27 (280)	30 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36 (367)	37 (377)	8,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

Таблица П4

Значение коэффициента $\varphi_{b,cr}$

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значение коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75 (повышенная)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40–75 (нормальная)	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40 (пониженная)	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Таблица П5

Нормативные сопротивления стержневой арматуры

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
A240	6–40	240 (2450)
A300	10–40	300 (3050)
A400	6–40	400 (4050)
A500	6–40	500 (5100)
A540	20–40	540 (5500)
A600	10–40	600 (6100)
A800	10–40	800 (8150)
A1000	10–40	1000 (1020)
B500	3–12	500 (5100)
B _p 1200	8	1200 (12200)
B _p 1300	7	1300 (13200)
B _p 1400	4; 5; 6	1400 (14300)
B _p 1500	3	1500 (15300)
K1400 (К-7)	15	1400 (14300)
K1500 (К-7)	6; 9; 12	1500 (15300)
K1500 (К-19)	14	1500 (15300)

Таблица П6

Расчетные сопротивления арматуры

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}		растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	215 (2200)	215 (2200)	B500	415 (4250)	360 (3650)
A300	270 (2750)	270 (2750)	B _p 1200	1000 (10200)	400 (4100)
A400	355 (3600)	355 (3600)	B _p 1300	1070 (10900)	400 (4100)
A500	435 (4450)	400 (4100)	B _p 1400	1170 (11900)	400 (4100)
A540	450 (4600)*	200 (2000)	B _p 1500	1250 (12750)	400 (4100)
A600	520 (5300)	400 (4100)	K1400	1170 (11900)	400 (4100)
A800	695 (7050)	400 (4100)	K1500	1250 (12750)	400 (4100)
A1000	830 (8450)	400 (4100)			

* Если при упрочнении вытяжкой арматуры класса А540 контролируется удлинение и напряжение арматуры, расчетное сопротивление растяжению R_s допускается принимать равным 490 МПа (5000 кгс/см²).

Таблица П7

Модуль упругости арматуры

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры E_s , МПа (кгс/см ²)	Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s \cdot 10^{-4}$, МПа (кгс/см ²)
A240 – A1000	$2 \cdot 10^5$ ($2 \cdot 10^6$)	Bp1200 – Bp1500	$2 \cdot 10^5$ ($2 \cdot 10^6$)
B500	$2 \cdot 10^5$ ($2 \cdot 10^6$)	K1400, K1500	$18 \cdot 10^5$ ($1,8 \cdot 10^6$)

Таблица П8

Расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{sw} , МПа (кгс/см ²)	170 (1730)	215 (2190)	285 (2900)	300 (3060)	300 (3060)

Таблица П9

Значения ξ_R и α_R

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

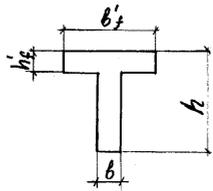
Таблица П10

Значение ξ_R в предварительно напряженной арматуре

σ_{sp}/R_s	Значение ξ_R при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	B _p 1200	B _p 1300	B _p 1400	B _p 1500	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,53	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,99	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Таблица П11

Значение коэффициента γ при различных формах поперечного сечения элемента

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,3	

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
2. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$	 1,35 1,25 1,20	
3. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b_f/b \leq 6$ в) при $b_f/b > 6$	 1,20 1,15 1,10	
4. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b < 3$: а) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	 1,25 1,20 1,25	
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \geq 8$: а) при $h_f/h > 0,3$ б) при $h_f/h \leq 0,3$	 1,50 1,25	

Примечание. Обозначения b_f и h_f соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а b'_f и h'_f – размерам полки, которая для этого случая расчета является сжатой.

Значение коэффициента ζ

φ_f	e_s/h_0	Коэффициенты $\zeta = z/h_0$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$, равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,79	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,8	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
0,8	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,89	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s2}A'_s}{bh_0}; e_s = \frac{M_s}{P}; \mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s1}A'_s}{bh_0}$												

Значения коэффициента φ_c

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент φ_c при значениях μ_{s2} равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
	≥1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	1,3	0,07	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
	≥1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,41	0,45	0,58	0,62
	≥1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,45	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
	≥1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81
	≥1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51

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

Таблица П14

Значения коэффициента S

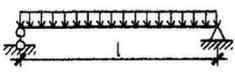
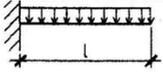
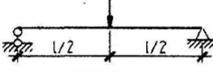
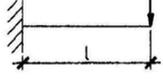
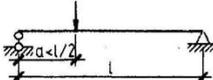
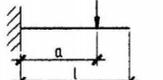
Схема загрузки свободно опертой балки	Коэффициент S	Схема загрузки консольной балки	Коэффициент S
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{8l^2}$		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$

Таблица П15

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры классов А и В, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса Т м, кгс	Диаметры арматуры классов		Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		В	А	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	+	-	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	+	-	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	+	-	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	6,75
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	11,3
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,0208	-	+	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	-	+	18,0
18	254,5	509	763	1018	1275	1527	1781	2036	2290	1,998	-	+	20,0
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	-	+	22,0
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,084	-	+	24,0
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	-	+	27,0
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,83	-	+	30,5

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры классов А и В, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг	Диаметры арматуры классов		Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		В	А	
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	–	+	34,5
36	1017,8	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	–	+	39,5
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7549	8796	10053	11310	9,865	–	+	43,5

Таблица П16

Сортамент арматурных канатов

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм ² , при их числе				
			1	2	3	4	5
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5
	9	0,402	51	102	153	204	255
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708
К-19	14	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм ² , при их числе				
			6	7	8	9	10
К-7	6	0,173	136,2	158,9	181,6	204,3	227,0
	9	0,402	306	357	408	459	510
	12	0,714	543,6	634,2	724,8	815,4	906
	15	1,116	849,6	991,2	1132,8	1274,4	1416
К-19	14	1,014	772	900,9	1029,6	1158,3	1287

Таблица П17

Значения коэффициента ϕ

Класс бетона	ϕ при l_0/h , равном			
	6	10	15	20
В20 – В55	0,92	0,9	0,83	0,7
В60	0,91	0,89	0,80	0,65
В80	0,90	0,88	0,79	0,64