



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный
технический университет**

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие

**Минск
БНТУ
2014**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ

Учебно-методическое пособие
по выполнению курсовой работы
по дисциплине «Инженерные конструкции»
для студентов специальности 1-69 01 01 «Архитектура»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением в сфере
высшего образования в области строительства и архитектуры*

Минск
БНТУ
2014

УДК 624.012.45.04:69.032.2:378.147.091.313(075.8)

ББК 38.53я7

P24

Авторы:

*А. Н. Ловыгин, В. Ф. Зверев, В. В. Бондарь, С. М. Коледа,
С. Н. Делендик, В. В. Гринёв, А. А. Хотько*

Рецензент:

зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»
канд. техн. наук, доцент *А. Н. Жабинский*

P24 **Расчет** и конструирование строительных конструкций много-этажного каркасного здания : учебно-методическое пособие по выполнению курсовой работы по дисциплине «Инженерные конструкции» для студентов специальности 1-69 01 01 «Архитектура» / сост. А. Н. Ловыгин [и др.]. – Минск : БНТУ, 2014. – 89 с.
ISBN 978-985-550-564-9.

Учебно-методическое пособие содержит примеры расчета и конструирования строительных конструкций здания в соответствии с программой дисциплины. Приведены рекомендации по компоновке элементов сборного железобетонного перекрытия. Примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями действующих норм проектирования, гармонизированных с европейскими документами. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

УДК 624.012.45.04:69.032.2:378.147.091.313(075.8)

ББК 38.53я7

ISBN 978-985-550-564-9

© Белорусский национальный
технический университет, 2014

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|---|----|
| 1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия | 4 |
| Пример 1. Компоновка сборного железобетонного перекрытия | 8 |
| 2. Расчет и конструирование железобетонных плит перекрытия | 13 |
| Пример 2. Статический расчет ребристой плиты перекрытия..... | 15 |
| Пример 3. Статический расчет пустотной плиты перекрытия..... | 28 |
| 3. Расчет металлической балки перекрытия | 37 |
| Пример 4. Расчет металлической балки перекрытия | 37 |
| 4. Расчет клееной деревянной балки покрытия | 42 |
| Пример 5. Расчет клееной деревянной балки покрытия | 42 |
| 5. Расчет и конструирование сборной железобетонной колонны.... | 47 |
| Пример 6. Расчет железобетонной колонны первого этажа..... | 48 |
| 6. Расчёт и конструирование центрально нагруженного железобетонного фундамента | 55 |
| Пример 7. Расчет железобетонного фундамента..... | 63 |
| ЛИТЕРАТУРА | 73 |
| ПРИЛОЖЕНИЕ | 74 |

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Многоэтажные здания широко используются во многих отраслях народного хозяйства – в промышленном, жилом, гражданском и сельскохозяйственном строительстве.

Несущая система любого многоэтажного здания определяется его конструктивной схемой, представляющей собой пространственную систему объединенных между собой вертикальных и горизонтальных несущих элементов. В зависимости от характера опирания горизонтальных несущих элементов (плит, балок-ригелей) на вертикальные несущие элементы (колонны, стены) различают следующие конструктивные схемы промышленных и гражданских зданий:

каркасные – это здания с полным каркасом, включающим колонны, ригели (балки), перекрытие (покрытие), либо здания унифицированной системы «КУБ» (каркас унифицированный безригельный);

бескаркасные – здания с несущими продольными и/или поперечными стенами (кирпичные, КПД, ОБД);

с неполным каркасом (например, сочетание наружных несущих кирпичных стен с внутренними элементами полного каркаса – колоннами и ригелями).

По характеру работы каркасы бывают рамные, связевые и рамно-связевые.

В рамном каркасе колонны и ригели (балки) перекрытий и покрытия соединяются между собой жесткими узлами, образуя поперечные и продольные рамы, воспринимающие все действующие вертикальные и горизонтальные нагрузки.

В зданиях со связевым каркасом узлы сопряжения колонн с ригелями нежесткие, поэтому для восприятия горизонтальных нагрузок устанавливаются дополнительные связи, роль которых чаще всего выполняют диски перекрытий, передающие горизонтальные нагрузки на жесткие вертикальные диафрагмы (стены лестничных клеток, шахты лифтов, сборные железобетонные диафрагмы и т. п.).

Для рамно-связевого каркаса характерно такое расположение несущих элементов, когда в одном направлении ставятся рамы, а в другом – связи.

Привязку колонн и стен к разбивочным осям выполняют согласно действующим нормативам. Так, при полном каркасе разбивочные

оси совмещают с геометрическими осями средних колонн и с наружными гранями колонн крайних рядов. При неполном каркасе наружные разбивочные оси располагают по осям наружных стен, а внутренние – по геометрическим осям колонн.

Для обеспечения возможности выполнения статического расчета рам с применением готовых формул и таблиц элементы перекрытий и разбивку сетки колонн следует назначать с равными пролетами или пролетами, не отличающимися более чем на 20 % для плит и не более чем на 10 % для ригелей (балок), при этом крайние пролеты рекомендуется выполнять меньшего размера, чем средние.

Перекрытия многоэтажных зданий бывают балочные и безбалочные в сборном, монолитном и сборно-монолитном исполнении. Сборные балочные перекрытия обычно состоят из пустотных или ребристых плит, опирающихся на ригели (балки) каркаса.

Общий принцип проектирования сборных железобетонных плит перекрытий состоит в максимальном удалении бетона из растянутой зоны, оставляют только узкие ребра для размещения арматуры и объединения сжатой и растянутой зон сечения, что обеспечивает значительное снижение массы конструкций, поэтому в сборных железобетонных перекрытиях используются пустотные или ребристые плиты.

В курсовой работе пустотные плиты с круглыми отверстиями следует применять при действии переменных нагрузок на перекрытие до 7,0 кПа (рис. 1.1, а).

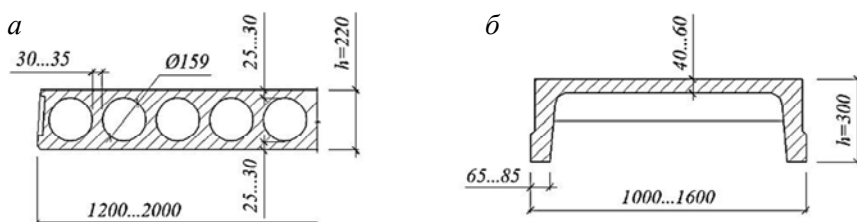


Рис. 1.1

В таких плитах высота сечения обычно принимается 220 мм. Минимальная ширина 1200–2000 мм и кратна 100 мм. Диаметр пустот 159–160 мм, толщина полок 25–30 мм, ребер 30–35 мм. Из условий удобства монтажа конструктивная ширина плит по низу принимается на 10 мм меньше номинальной. Конструктивная длина при опира-

нии ее по верху ригеля принимается на 40 мм меньше номинальной (размеров в осях).

Рибристые плиты (при переменных нагрузках от 7,0 кПа включительно, рис. 1.1, б) проектируются с полкой в сжатой зоне, которая представляет собой однорядную многопролетную конструкцию, заземленную по контуру в продольные и поперечные ребра.

Высота продольных ребер и плит в целом определяется из условий прочности и жесткости и составляет $(1/20 \dots 1/15)L$.

Толщина полки таких конструкций назначается равной 40–60 мм, ширина ребер по низу – 65–85 мм. Номинальную ширину плит принимают равной 1000–1600 мм, кратной 100 мм.

В составе сборного перекрытия после замоноличивания швов плиты образуют жесткий горизонтальный диск, обеспечивающий пространственную жесткость здания. Плиты, укладываемые по осям средних рядов колонн, выполняют роль распорок, передающих продольные нагрузки на систему связей, а также обеспечивающих продольную устойчивость рам при монтаже каркаса.

В компоновку конструктивной схемы перекрытия входит выбор сетки колонн, назначение количества пролетов, направление ригелей (балок), типа и ширины плит. В соответствии с программой дисциплины «Инженерные конструкции» в состав курсовой работы включены расчеты металлической балки перекрытия и клееной деревянной балки покрытия.

Исходя из экономической целесообразности, удобства изготовления и транспортировки, длины плит и балок (ригелей) при проектировании следует назначать следующих размеров: балки – 5–8 м, плиты – 5–7 м. В плане здания плиты и ригели могут быть ориентированы как в продольном, так и в поперечном направлениях. Технические требования к качеству, параметрам, физико-механическим характеристикам материалов конструкций даны в документах СТБ 1383–2003 (для плит), СТБ 1326–2002 (для балок). Объем курсовой работы предусматривает расчет строительных конструкций зданий с неполным каркасом.

По методическим соображениям размеры здания в плане, высота этажей, шаг основных несущих элементов каркаса при курсовом проектировании задаются отличными от унифицированных, но должны приниматься кратными 100 мм.

При компоновке перекрытия с применением пустотных плит между колоннами монтируются жесткие плиты-вставки шириной 400–500 мм или предусматривается установка сборных железобетонных диафрагм жесткости, обеспечивающих устойчивость здания в продольном направлении от действия горизонтальных нагрузок.

При использовании ребристых плит между колоннами укладываются межколонные плиты, ширина которых может отличаться от ширины рядовых плит. У наружных стен допускается укладка доборных плит шириной 600–900 мм и/или устройство монолитных участков шириной до 600 мм (рис. 1.2).



Рис. 1.2

При выполнении инженерных расчетов строительных конструкций следует иметь в виду, что прочностные характеристики материалов, напряжения и давления, регламентируемые нормами

(кПа, МПа, ГПа), в расчетных формулах в соответствии с принятой метрической размерностью необходимо переводить в кН/мм², Н/м² и т. д. в соответствии с отношениями, например:

$$1 \text{ МПа} = 1 \text{ Н/мм}^2 = 10^2 \text{ Н/см}^2 = 10^6 \text{ Н/м}^2 = 10^3 \text{ кН/м}^2.$$

Пример 1

Компоновка сборного железобетонного перекрытия

Выполнить разбивку сетки колонн здания с размерами в плане $B \times L = 23,8 \times 30,4$ м, разработать конструктивную схему перекрытия под полезную (переменную) нагрузку 11,0 кПа (11 кН/м²), определить действующие нагрузки.

Принимаем в плане здания поперечное расположение балок (ригелей), т. е. плиты перекрытия будут ориентированы в продольном направлении.

Исходя из наибольшей длины плит перекрытия (7,0 м), определяем количество шагов колонн и соответственно номинальную длину плит:

$$n = \frac{L}{7,0} = \frac{30,4}{7,0} = 4,34,$$

следовательно, количество шагов колонн равно пяти.

Уточняем длину шага колонн (длину плиты в осях):

$$\frac{30,4}{5,0} = 6,08 \text{ м},$$

следовательно, $L_{\text{плиты}}^{\text{средн}} = 6,1$ м,

$$L_{\text{плиты}}^{\text{крайн}} = \frac{30,4 - 6,1 \cdot 3}{2} = 6,05 \text{ м}.$$

Таким образом,

$$L = 30,4 = 6,1 \cdot 3 + 6,05 \cdot 2 = 30,4 \text{ м}.$$

Исходя из наибольшей длины балок (8,0 м), определяем количество пролетов здания и соответственно номинальную длину балки:

$$n = \frac{23,8}{8,0} = 2,975,$$

следовательно, количество пролетов равно трем. Определяем ширину плиты, учитывая при этом, что по длине одного пролета обычно укладывают от трех до шести плит перекрытия и одновременно при этом учитывая полезную нагрузку на перекрытие по заданию – при $p_{sk} \geq 7,0$ кПа – применяют ребристые плиты, при $p_{sk} < 7,0$ кПа – пустотные плиты (рис. 1.3).

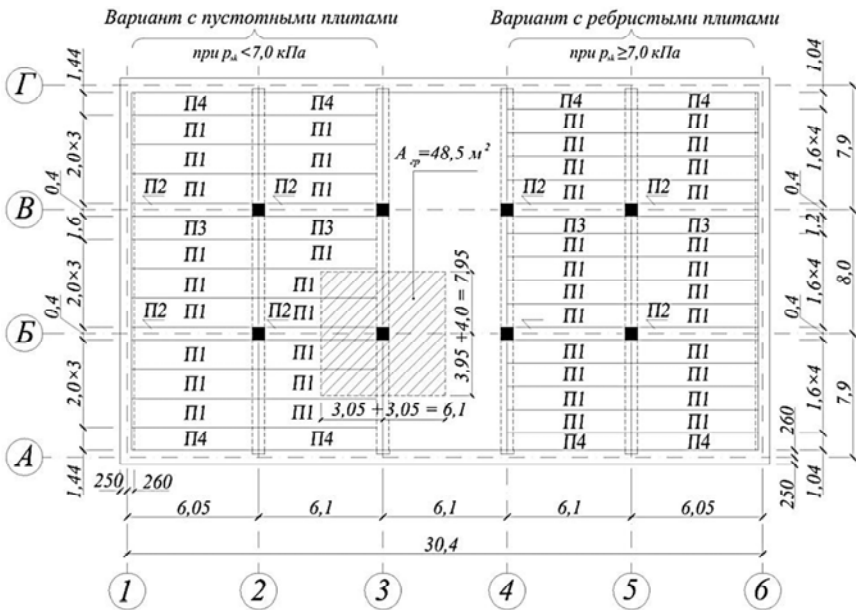


Рис. 1.3

Окончательно принимаем номинальную ширину плит перекрытия:
 основных П1 – 2,0 м;
 доборных П3 – 1,6 м, П4 – 1,4 м;
 связевых (распорок) П2 – 0,4 м – для варианта с пустотными плитами.

Для варианта с ребристыми плитами:

основных П1 – 1,6 м;

доборных П3 – 1,2 м, П4 – 1,0 м;

связевых (распорок) П2 – 0,4 м.

Как было указано выше, конструктивный размер ширины плит перекрытия должен быть на 10 мм меньше номинального.

В общем случае при компоновке схемы междуэтажных перекрытий и покрытия надо стремиться к назначению минимального количества конструкций по их типоразмерам в сборном варианте, в крайнем случае возможно устройство монолитных участков, что более трудоемко, экономически дороже и удлинит сроки выполнения строительно-монтажных работ. В целом при монтаже плит перекрытий конструктивные зазоры между элементами при идеальном раскладе составляют 20 мм (разница между номинальными и конструктивными размерами по ширине), однако этот параметр в большинстве случаев практически не соблюдается. Поэтому общее состояние дисков перекрытия, их несущая способность и жесткость при увеличении зазоров между конструкциями до 30–50 мм понижаются незначительно, что позволяет более свободно оперировать габаритами конструкций при индивидуальном проектировании. При этом нужно учитывать, что замоноличивание швов между конструктивными элементами должно производиться мелкозернистым бетоном класса, увеличенного на один-два параметра по прочности на осевое сжатие по уровню с запроектированными конструкциями.

Определение нагрузок на 1 м² покрытия и перекрытия (для примера 1)

В настоящее время при сборе нагрузок можно использовать положения СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» с изменениями № 1, введенными приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 18 июня 2004 г. и ТКП EN 1991-1-(2-7)–2009, ТКП EN 1991-(2-4)–2009 «Воздействия на конструкции» в девяти частях (применяемые в зависимости от требований заказчика). В данном пособии используется СНиП 2.01.07–85.

Параметры нагрузок даны в табл. 1.1 и 1.2.

Таблица 1.1

Нагрузки на покрытие

| Наименование нагрузки | Нормативное значение q_{sk} , кН/м ² | γ_F | γ_n^* | Расчетное значение q_{sd} , кН/м ² |
|--|---|------------|--------------|---|
| I. Постоянные нагрузки | | | | |
| Гидроизоляционное ковровое кровельное покрытие – 2 слоя «Кровляэласт» | 0,14 | 1,35 | 0,95 | 0,18 |
| Утеплитель – пенополистирол плитный, $\delta = 100$ мм ($\rho = 35$ кг/м ³), $0,1 \times 0,35$ | 0,035 | 1,35 | 0,95 | 0,045 |
| Выравнивающий слой из керамзитового гравия, $\delta = 25$ мм ($\rho = 200$ кг/м ³), $0,025 \times 2$ | 0,05 | 1,35 | 0,95 | 0,064 |
| Пароизоляция оклеечная – один слой армированной пленки Perfoder | 0,02 | 1,35 | 0,95 | 0,03 |
| Сборные железобетонные ребристые плиты перекрытия (**) | 1,7 | 1,35 | 0,95 | 2,18 |
| Итого постоянные нагрузки | 1,945 | | | 2,50 |
| II. Временные нагрузки (снег по району строительства) | | | | |
| II район по весу снегового покрытия | 1,2 | 1,5 | 0,95 | 1,71 |
| Итого временные нагрузки | 1,2 | | | 1,71 |
| Всего | 3,145 | | | 4,21 |
| * Здание относится ко второй категории по степени ответственности, поэтому коэффициент надежности по назначению принят равным 0,95. | | | | |
| ** Усреднено, допускается принимать значения нормативных нагрузок от пустотных плит перекрытий $q_{sk} = 3,1$ кН/м ² , от ребристых высотой 300 мм $q_{sk} = 1,7$ кН/м ² . | | | | |

Таблица 1.2

Нагрузки на перекрытие

| Наименование нагрузки | Нормативное значение q_{sk} , кН/м ² | γ_F | γ_n^* | Расчетное значение q_{sd} , кН/м ² |
|--|---|------------|--------------|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| I. Постоянные нагрузки | | | | |
| Конструкция пола (по заданию, тип 2) Бетонный пол, $\delta = 50$ мм ($\rho = 2400$ кг/м ³), $0,05 \times 24$ | 1,2 | 1,35 | 0,95 | 1,54 |

Окончание табл. 1.2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|-------|------|------|-------|
| Теплоизоляция (пенобетон), $\delta = 130$ мм ($\rho = 800$ кг/м ³), $0,13 \times 8$ | 1,04 | 1,35 | 0,95 | 1,34 |
| Пароизоляция (армированная пленка Perfoder на клею) | 0,02 | 1,35 | 0,95 | 0,03 |
| Сборные железобетонные ребристые плиты перекрытия | 1,7 | 1,35 | 0,95 | 2,18 |
| Итого постоянные нагрузки | 3,96 | | | 5,09 |
| II. Временные нагрузки | | | | |
| Полезная (переменная) нагрузка на пере- крытие (по заданию) | 11,0 | 1,5 | 0,95 | 15,68 |
| Итого временные нагрузки | 11,0 | | | 15,68 |
| Всего | 14,96 | | | 20,77 |

При расчете сборной железобетонной колонны (ее сечение предварительно принято 400×400 мм) и центрально сжатого фундамента следует собирать нагрузки с соответствующей грузовой площади, которая определяется полупролетами и половиной шагов рам каркаса в каждую сторону. Эти конструкции при неполном каркасе здания работают в условиях центрального сжатия с учетом случайных эксцентриситетов.

Грузовая площадь для действующей на эти конструкции нагрузки (N_{sk} , N_{sd}) приведена на рис. 1.3.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

Расчет бетонных и железобетонных конструкций производится в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции» с пятью изменениями, ТКП EN 1992-1-1–2009 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий», СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия», дополнения к СНиП (Прогибы и перемещения).

Плиты перекрытий опираются на ригели, работают на изгиб как однопролетные конструкции с шарнирным опиранием и для уменьшения массы и расхода материалов проектируются облегченными – пустотными или ребристыми. При удалении бетона из растянутой зоны сохраняются только ребра шириной, необходимой для размещения продольной и поперечной арматуры, обеспечивающей прочность сечений нормальных и наклонных к продольной оси элементов, т. е. арматуры, воспринимающей растягивающие напряжения от действия изгибающего момента M_{Sd} и поперечной силы V_{Sd} .

Так как эти конструкции имеют несплошное поперечное сечение (пустотные плиты с отверстиями, ребристые имеют П-образную форму), то при расчете принимается эквивалентное приведенное сечение в виде двутавра (для пустотных плит – с вычетом ширины отверстий между ребрами, при этом площадь круглых отверстий заменяется эквивалентной площадью квадратных) и тавра (для ребристых плит), рис. 2.1.

Расчет изгибаемых железобетонных конструкций производится по двум группам предельных состояний.

По первой группе предельных состояний расчет выполняют для обеспечения прочности и определения несущей способности конструкции. Выполнение этих расчетов должно обеспечивать несущую способность конструкции от любого вида разрушения при выполнении условия

$$P_{Sd} \leq P_{Rd},$$

где P_{Sd} – расчетное усилие в сечениях элементов от действия внешних нагрузок;

P_{Rd} – максимальное расчетное (реактивное) усилие, которое способно воспринимать рассматриваемое сечение (усилие сопротивления).

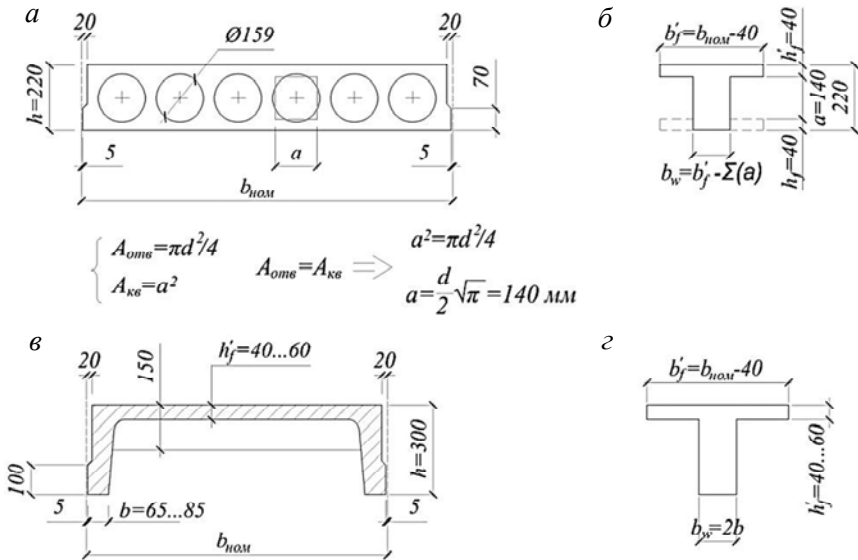


Рис. 2.1

То есть при расчете по прочности по сечениям, нормальным и наклонным к продольной оси изгибаемых элементов, должны выполняться условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}; \quad V_{Sd} \leq V_{Rd},$$

при этом при расчете конструкции по первой группе предельных состояний используются расчетные нагрузки и расчетные характеристики материалов, при помощи соответствующих частных коэффициентов надежности учитывающие возможные отклонения параметров свойств материалов и внешних воздействий в худшую при эксплуатации сторону.

Расчет по второй группе предельных состояний должен обеспечивать нормальную эксплуатацию конструкции, т. е. предусматривать невозможность (в отдельных случаях) или недопустимость

чрезмерного (сверхнормативного) образования или раскрытия трещин, предотвращать развитие недопустимых деформаций (прогибов и т. п.). В этом случае выполняют расчеты на действие нормативных нагрузок и характеристик материалов, здесь в данном случае должно выполняться условие

$$P_{Sk} \leq P_{Rk} ,$$

где P_{Sk} – нормативные усилия от действия внешних нагрузок (или их производная);

P_{Rk} – предельное нормативное усилие, воспринимаемое сечением (или его производная – ширина раскрытия трещин, прогибы и т. д.).

В соответствии с учебной программой дисциплины в настоящей курсовой работе расчет конструкций по второй группе предельных состояний не производится.

Пример 2

Статический расчет ребристой плиты перекрытия

(к примеру гл. 1, под полезную нагрузку на перекрытие $p_{sk} = 11 \text{ кН/м}^2$)

Расчетная схема конструкции и обозначение расчетных сечений при расчете по 1-й группе предельных состояний (по прочности) показаны на рис. 2.2.

Номинальный пролет (длина) плиты 6,1 м, конструктивные зазоры между плитами по торцам 40 мм, длина опирания на балки (ригели) – не менее 100 мм, по условиям опирания принимаем равномерное распределение давления на опоры. Исходя из этих соображений, определяем расчетный пролет конструкции $l_0 = l_{eff}$.

$$L_{\text{опоры}}^{\text{плиты}} = \frac{b_{\text{ригеля}}}{2} - 20 = \frac{300}{2} - 20 = 130 \text{ мм};$$

$$L = L_{\text{прол}} - b_{\text{ригеля}} + L_{\text{опоры}}^{\text{плиты}} = 6100 - 300 + 130 = 5930 \text{ мм}.$$

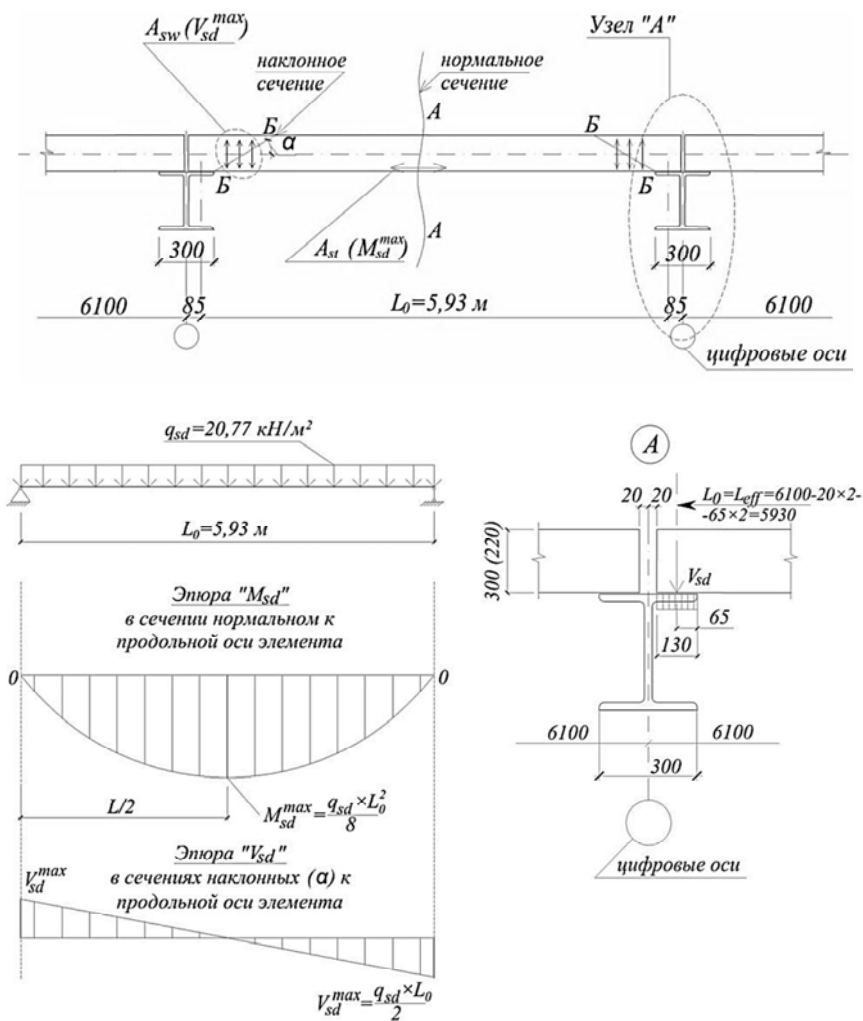


Рис. 2.2

При расчете конструкций по предельным состояниям 1-й группы при действии постоянных и временных расчетных ситуаций (когда действия всех нагрузок одновременно могут варьироваться) следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний (п. А4 СНБ 5.03.01–2002):

– первое основное сочетание

$$\sum_f (\gamma_{G,f} G_{k,f}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i});$$

– второе основное сочетание

$$\sum_f (\xi \gamma_{G,f} G_{k,f}) + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}).$$

Однако, с учетом обобщения данных основных принципов расчета и конструирования строительных конструкций зданий, в примерах, изложенных в данном пособии, эти положения будут исключены и проектирование конструкций произведено из учета фактически действующих максимальных нагрузок в соответствии с табл. 1.1 и 1.2.

Ширину балки (ригеля), на которую опираются плиты перекрытия, ориентировочно принимаем 300 мм. Так как полезная (временная – по заданию) нагрузка составляет 11 кН/м², выбираем ребристую плиту перекрытия. Ширину ребер принимаем равной 70 мм. Определяем размеры приведенного эквивалентного расчетного сечения по рис. 2.1, а:

$$b'_f = b_{\text{плиты}}^{\text{НОМ}} - 2 \cdot 20 = 1600 - 40 = 1560 \text{ мм};$$

$$b_w = 2 \cdot 70 = 140 \text{ мм}.$$

Толщину полки плиты принимаем $h'_f = 50$ мм. Защитный слой бетона рабочей арматуры продольных ребер в соответствии СНБ 5.03.01–2002 назначаем конструктивно по условиям эксплуатации не менее 20 мм, принимаем $c = 50$ мм. Полезная (рабочая) высота сечения $d = h - c = 300 - 50 = 250$ мм.

На рис. 2.3 показаны размеры поперечного сечения конструкции, схема ее армирования (а) и расчетное приведенное сечение (б).

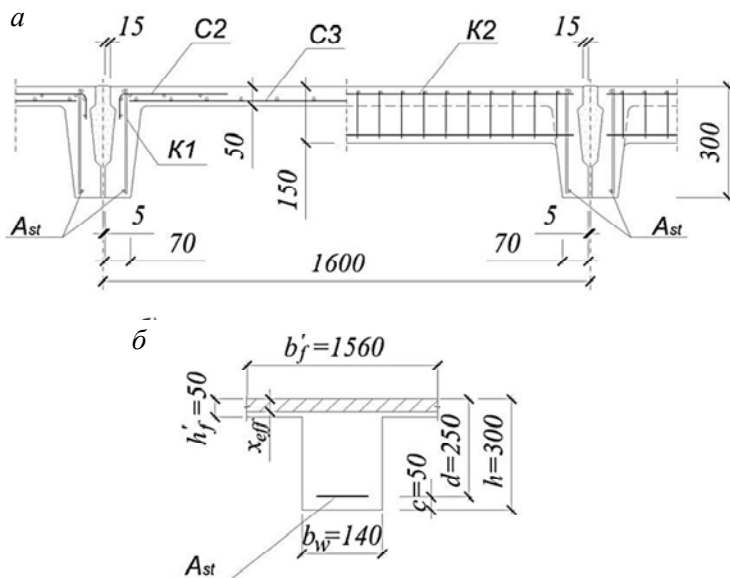


Рис. 2.3

Для изготовления плиты принимаем тяжелый бетон класса $C^{25}/_{30}$ и арматуру класса S500 (минимальные классы бетона по прочности на сжатие назначаются по табл. П1 в зависимости от классов среды по условиям эксплуатации конструкций).

Расчетные характеристики материалов:

бетон:

$$f_{ck} = 25 \text{ МПа}; f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ МПа}; f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа};$$

$$E_{ct} = 32,0 \cdot 10^3 \text{ МПа (табл. П2, П3);}$$

арматура:

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа.}$$

По табл. П4:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \approx 435 \text{ МПа (продольной арматуры } \varnothing 6 - 22 \text{ мм);}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \approx 417 \text{ МПа (продольной арматуры } \varnothing 25 - 40 \text{ мм);}$$

$$f_{ywd} = 348 \text{ МПа (поперечной арматуры } \varnothing 6 - 10 \text{ мм);}$$

$$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа.}$$

Расчетная нагрузка, равномерно распределенная по длине плиты, определяется в зависимости от ширины конструкции. При $b = 1,6$ м она составит

$$q_{sd} = 20,77 \cdot 1,6 = 33,23 \text{ кН/мп.}$$

Максимальные расчетные усилия в нормальном и наклонном сечениях

$$M_{Sd} = \frac{q_{sd} l_0^2}{8} = \frac{33,23 \cdot 5,93^2}{8} = 146,07 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$V_{Sd} = \frac{q_{sd} l_0}{2} = \frac{33,23 \cdot 5,93}{2} = 98,53 \text{ кН.}$$

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Расчет продольной арматуры производится из условия обеспечения прочности таврового сечения, нормального к продольной оси элемента с максимальным усилием M_{Sd} .

Расчет производится в зависимости от положения нейтральной оси (расчетный случай), рис. 2.4.

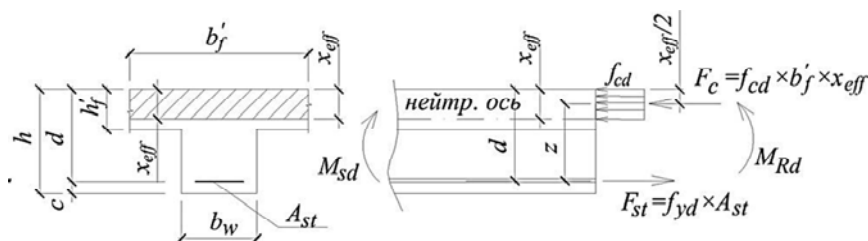


Рис. 2.4

Случай 1. Нейтральная ось проходит в пределах полки, т. е. $x_{eff} \leq h'_f$, когда

$$M_{Sd} \leq M_{Rd,f} = f_{cd} b'_f h'_f \left(d - \frac{h'_f}{2} \right).$$

Случай 2. $x_{eff} > h'_f$ – нейтральная ось проходит в ребре, когда данное условие не выполняется.

При выполнении инженерных расчетов конструкций прочностные характеристики материалов следует преобразовывать следующим образом:

$$1 \text{ МПа} = 10^6 \text{ Н/м}^2 = 10^2 \text{ Н/см}^2 = 1,0 \text{ Н/мм}^2.$$

Таким образом,

$$M_{Rd,f} = 16,7 \cdot 10^2 \cdot 156 \cdot 5 \cdot \left(25 - \frac{5}{2} \right) = 293,09 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 293,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_{Sd} = 146,07 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd,f} = 293,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – нейтральная ось проходит в пределах полки $x_{eff} < h'_f$, сечение рассчитывается как прямоугольное шириной b'_f .

Прочность нормального сечения изгибаемого элемента будет обеспечена при выполнении условия, что сумма внешних изгибающих моментов и моментов, возникающих в сечении от внутренних усилий, равна нулю (см. рис. 2.4).

При этом моменты от внутренних усилий определяются относительно оси проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$\Sigma M_{St} = 0, \text{ т. е. } M_{Sd} - M_{Rd,c} = 0,$$

где $M_{Rd,c}$ – изгибающий момент, воспринимаемый сечением в предельном состоянии по сжатию бетону:

$$M_{Rd,c} = F_c z,$$

где $F_c = f_{cd}b'_f x_{eff}$ – равнодействующая усилия (реактивного), возникающая в бетоне сжатой зоны;

$z = d - \frac{x_{eff}}{2}$ – плечо внутренней пары сил.

Таким образом

$$M_{Sd} - F_c z = M_{Sd} - f_{cd}b'_f x_{eff} \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 0,$$

или в предельном состоянии

$$M_{Sd} = M_{Rd} = f_{cd}b'_f x_{eff} \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 0,$$

заменяя

$$x_{eff} = \xi d,$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны, получим

$$M_{Sd} = f_{cd}b'_f d \xi \left(d - \frac{\xi d}{2} \right) = f_{cd}b'_f d^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right).$$

Примем $\xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = \alpha_m$, тогда условие прочности окончательно принимает вид

$$M_{Sd} = f_{cd}b'_f d^2 \alpha_m.$$

Определяем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{f_{cd}b'_f d^2} = \frac{146,07 \cdot 10^5}{16,7 \cdot 10^2 \cdot 156 \cdot 25^2} = 0,09.$$

Из выражения

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

решив квадратное уравнение, получим

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,09} = 0,09$$

(зависимости $\xi \rightarrow \alpha_m$ можно определять с помощью таблиц).

Определяем положение нейтральной оси:

$$x_{eff} = \xi d = 0,09 \cdot 25 = 2,25 \text{ см,}$$

Таким образом, нейтральная ось в предельном состоянии действительно будет проходить в полке.

Параметры ξ и α_m для различных случаев связаны между собой аналитическими зависимостями, значения которых представлены в табл. П11.

При расчете нормальных сечений изгибаемых элементов должно выполняться условие

$$\xi < \xi_{lim},$$

где ξ_{lim} – граничное значение относительной высоты сжатой зоны. Данное условие обеспечивает невозможность хрупкого разрушения.

В противном случае в сжатой зоне сечения по расчету должна быть установлена рабочая продольная арматура A_{sc} для усиления конструкции, во избежание хрупкого разрушения конструкции:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

где $\sigma_{sc,u}$ – предельное напряжение в продольной арматуре сжатой зоны бетона (при длительном действии нагрузки $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа);

$\sigma_{s,lim}$ – предельные напряжения в растянутой арматуре для арматуры классов S240, S400 и S500: $\sigma_{s,lim} = f_{yd}$;

$$\omega = k_c - 0,008f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,7 = 0,72,$$

где f_{cd} , МПа;

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,72}{1 + \frac{417}{500} \left(1 - \frac{0,72}{1,1}\right)} = 0,56.$$

Так как $\xi = 0,09 < \xi_{\text{lim}} = 0,56$, возможность хрупкого разрушения нормального сечения исключена.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры определяем из уравнения равновесия моментов относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны бетона:

$$\Sigma M_c = 0, \text{ т. е. } M_{Sd} - M_{Rd,St} = 0 \text{ или } M_{Sd} = M_{Rd,St},$$

где $M_{Rd,St}$ – изгибающий момент, воспринимаемый сечением в предельном состоянии по растянутой арматуре:

$$M_{Rd,St} = F_{St} z = f_{yd} A_{St} \left(d - \frac{x_{\text{eff}}}{2} \right),$$

заменив

$$x_{\text{eff}} = \xi d,$$

получим

$$M_{Rd,St} = f_{yd} A_{St} \left(d - \frac{\xi d}{2} \right) = f_{yd} A_{St} d \left(1 - \frac{\xi}{2} \right),$$

принимая

$$\left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = \eta = 1 - \frac{0,09}{2} = 0,955.$$

Так как в предельном состоянии

$$M_{Sd} = M_{Rd,St} = f_{yd} A_{St} d \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = f_{yd} A_{St} d \eta,$$

требуемая площадь продольной рабочей арматуры составит

$$A_{St} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} d \eta} = \frac{146,07 \cdot 10^5}{417 \cdot 10^2 \cdot 0,955 \cdot 25} = 14,67 \text{ см}^2.$$

По сортаменту (табл. П8) принимаем два стержня $\varnothing = 32$ мм с $A_{St} = 16,08 \text{ см}^2$, по одному в каждом ребре плиты.

Расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси

Расчет изгибаемых железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонным сечениям производится по наиболее опасному наклонному сечению (см. рис. 2.2) исходя из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc},$$

где V_{Sd} – максимальное значение поперечной силы от действия внешней нагрузки;

V_{Rd} – предельное усилие, воспринимаемое наклонным сечением в предельном состоянии;

V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины;

V_{sw} – сумма проекций на нормаль к продольной оси предельных усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекающих опасную наклонную трещину;

$V_{s,inc}$ – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в наклонных отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину;

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} b_w d^2}{l_{inc}},$$

где $\eta_{c2} = 2,0$ – для тяжелого бетона;

η_f – коэффициент, учитывающий влияние свесов полок в сжатой зоне тавровых и двутавровых сечений:

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w) h'_f}{b_w d} = 0,75 \cdot \frac{(29 - 14) \cdot 5}{14 \cdot 25} = 0,16 \leq 0,5,$$

при этом

$$b'_f \leq b_w + 3h'_f = 140 + 3 \cdot 50 = 290 \text{ мм};$$

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил. Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения арматуры $\eta_N = 0$;

l_{inc} – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента, принимаемая равной 1/4 пролета при действии равномерно распределенной нагрузки, а при действии сосредоточенных сил – расстоянию от опоры до первой сосредоточенной силы. Таким образом,

$$l_{inc} = \frac{1}{4} l_0 = \frac{5,93}{4} = 1,48 \text{ м.}$$

Принимаем $l_{inc} = 1,5$ м.

Условие

$$(1 + \eta_f + \eta_N) \leq 1,5$$

должно выполняться во всех случаях.

$$V_{cd} = \frac{2,0(1 + 0,16 + 0) 1,2 \cdot 10^2 \cdot 14 \cdot 25^2}{150} = 16\,240 \text{ Н} \approx 16,24 \text{ кН.}$$

Так как в сечении не устанавливаются отогнутые стержни, то $V_{s, inc} = 0$, усилие, которое должна воспринимать поперечная арматура, определяем из условия прочности наклонного сечения:

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_{cd} = 98,53 - 16,24 = 82,29 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое поперечной арматурой (хомутами), установленной по расчету в наклонном сечении, определяется из выражения

$$V_{sw} = v_{sw} l_{inc, cr},$$

где v_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента:

$$v_{sw} = \frac{V_{sw}}{l_{inc, cr}} = \frac{82,29 \cdot 10^3}{37,5} = 2194,4 \text{ Н/см;}$$

$l_{inc, cr}$ – длина проекции наиболее опасной наклонной трещины, принимается $l_{inc, cr} \geq d$, но $l_{inc, cr} \leq 2d$.

В первом приближении принимается

$$l_{inc, cr} = 1,5d = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \text{ см.}$$

При расчетном армировании

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s},$$

где s – шаг поперечной арматуры, принимаемый конструктивно в зависимости от высоты сечения элемента;

$f_{ywd} = 348$ МПа (для арматуры S500 \varnothing 6 – 10 мм) – табл. П4.

При $h \leq 450$ мм:

$s_1 \leq 0,5 h$ и $s_1 \leq 150$ мм – на опирном участке (l_{inc});

$s_2 \leq 3/4 h$ и $s_2 \leq 500$ мм – в пролете.

При $h > 450$ мм:

$s_1 \leq 1/3 h$ и $s_1 \leq 300$ мм – на приопорном участке (l_{inc});

$s_2 \leq 3/4 h$ и $s_2 \leq 500$ мм – в пролете.

На длине от опор до $\frac{1}{4}l_0$ принимаем $s_1 = 150$ мм и в пролете

$s_2 = 200$ мм.

$s_1 = 15$ см $< h/2$ и $s_2 = 20$ см $< 3/4 h = 22,5$ см (кратно 50 мм).

Требуемая площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{v_{sw}s}{f_{ywd}} = \frac{2194,4 \cdot 15}{348 \cdot 10^2} = 0,95 \text{ см}^2.$$

По сортаменту следует принять два стержня $\varnothing 8$ с $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$ (по одному в каждом ребре).

Уточняем величину усилия в хомутах на единицу длины при принятом армировании:

$$v_{sw} = \frac{A_{sw}f_{ywd}}{s} = \frac{1,01 \cdot 348 \cdot 10^2}{15} = 2343 \text{ Н/см.}$$

Длина проекции наиболее опасной наклонной трещины при установленном армировании

$$l_{inc, cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}b_w d^2}{v_{sw}}} =$$
$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,16 + 0)1,2 \cdot 10^2 \cdot 14 \cdot 25^2}{2343}} = 32,2 \text{ см.}$$

Таким образом,

$$d = 25 \text{ см} < l_{inc, cr} = 32,2 \text{ см} < 2d = 2 \cdot 25 = 50 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

Проверяем условие прочности сечения по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd, \max} = 0,3\eta_{w1}\eta_{c1}f_{cd}b_wd,$$

где η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элементов:

$$\eta_{w1} = 1 + 5\alpha\rho_{sw} \leq 1,3,$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{32 \cdot 10^3} = 6,25$ – коэффициент приведения;

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} = \frac{1,01}{14 \cdot 15} = 0,005 \text{ – коэффициент поперечного армирования.}$$

вания.

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,25 \cdot 0,005 = 1,156 \leq 1,3.$$

$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 16,7 = 0,833$ ($\beta_4 = 0,01$ для тяжелого бетона)

Таким образом,

$$V_{Rd, \max} = 0,3 \cdot 1,156 \cdot 0,833 \cdot 16,7 \cdot 10^2 \cdot 14 \cdot 25 = 168,8 \cdot 10^3 \text{ Н} > V_{Sd} = 98,53 \text{ кН.}$$

Условие выполняется. Остальную арматуру в конструкции в соответствии с рис. 2.3 устанавливаем конструктивно.

Пример 3

Статический расчет пустотной плиты перекрытия

Расчет плиты перекрытия выполняется для полезной нагрузки на перекрытие $P_{Sk} = 6,0$ кПа ($6,0 \text{ кН/м}^2$). В соответствии со схемой рис. 1.3 ширину плиты принимаем 2,0 м, высоту 220 мм, диаметр

отверстий 159 мм. Принимаем 10 отверстий, их общая ширина составит 1590 мм. Суммарная ширина ребер

$$b_w = b_{\text{ном}} - 40 - 10 \cdot 159 = 2000 - 40 - 1590 = 370 \text{ мм.}$$

Средняя ширина каждого ребра фактически составит приблизительно 33 мм.

Для определения эквивалентного приведенного сечения круглые отверстия приравняем по площади к квадратным

$$S_{\text{круга}} = S_{\text{квадрата}} = \pi d^2/4 = a^2.$$

Таким образом, сторона квадрата

$$a = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} = \frac{159}{2} \sqrt{3,14} = 140,9 \text{ мм.}$$

Суммарная толщина ребер в приведенном сечении составит

$$b_w = b_{\text{ном}} - 40 - 10a = 2000 - 40 - 10 \cdot 140,8 = 552 \text{ мм.}$$

Высота полок

$$h'_f = h_f = 0,5(h - a) = 0,5(220 - 140,8) = 39,6 \text{ мм.}$$

Ширина полок

$$b'_f = b_{\text{ном}} - 40 = 2000 - 40 = 1960 \text{ мм.}$$

Величину защитного слоя для продольной рабочей арматуры принимаем по табл. П9 для класса по условиям эксплуатации конструкций ХС1: $c_{cov} = 20$ мм, с учетом половины условного диаметра арматуры расстояние от наиболее растянутых волокон сечения до центра тяжести растянутой арматуры составит

$$c = c_{cov} + 0,5 \cdot \varnothing = 20 + 0,5 \cdot 12 = 26 \text{ мм.}$$

Принимаем $c = 25$ мм, тогда

$$d = h - c = 220 - 25 = 195 \text{ мм.}$$

Расчетный пролет конструкции принимаем, как и для примера 2:

$$l_0 = l_{eff} = 5,93 \text{ м.}$$

На рис. 2.5 представлены опалубочные размеры, армирование и расчетное эквивалентное приведенное сечение пустотной плиты перекрытия. Фактически расчетное приведенное сечение имеет форму двутавра, но реально расчет таких конструкций по прочности сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне, так как при расчете конструкций по 1-й группе предельных состояний работа растянутого бетона не учитывается.

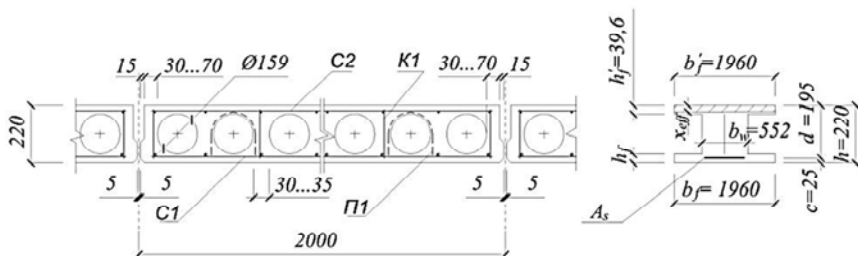


Рис. 2.5

В соответствии с табл. 1.2 конструкцию пола оставим ту же. Расчетное значение нагрузки от пола

$$q_{sd1} = 1,54 + 1,34 + 0,03 = 2,91 \text{ кН/м}^2;$$

от массы пустотных плит перекрытия (табл. 1.1)

$$q_{sd2} = q_{Sk} \gamma_n \gamma_F = 3,1 \cdot 0,95 \cdot 1,35 = 3,97 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная полезная нагрузка

$$P_{Sd} = P_{Sk} \gamma_F \gamma_n = 6,0 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 8,55 \text{ кН/м}^2.$$

Для изготовления конструкции принимаем следующие материалы: бетон класса $C^{30}/_{37}$: $f_{ck} = 30 \text{ МПа}$;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)};$$

$$f_{ctk, 0,05} = 2,0 \text{ МПа}; \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk, 0,05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ МПа.}$$

$$E_{cm} = 33,0 \cdot 10^3 \text{ МПа (табл. П2, П3).}$$

арматура: $f_{yd} = 367 \text{ МПа}$ (для продольной арматуры класса S400 $\varnothing 6 - 40 \text{ мм}$);

$f_{ywd} = 174 \text{ МПа}$ (для поперечной арматуры класса S240 $\varnothing 6 - 8 \text{ мм}$);

$$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа.}$$

Полная нагрузка на плиту с учетом ее собственной массы

$$q_{sd} = q_{sd1} + q_{sd2} + P_{sd} = 2,91 + 3,97 + 8,55 = 15,43 \text{ кН/м}^2.$$

Погонная нагрузка при ширине сечения плиты $b = 2 \text{ м}$

$$q_{sd} = 15,43 \cdot 2 = 30,86 \text{ кН/мп.}$$

Расчетные усилия в сечениях:

$$M_{Sd} = \frac{q_{sd} l_0^2}{8} = \frac{30,86 \cdot 5,93^2}{8} = 135,65 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Sd} = \frac{q_{sd} l_0}{2} = \frac{30,86 \cdot 5,93}{2} = 91,5 \text{ кН.}$$

Общие положения расчета нормальных и наклонных сечений изгибаемых элементов (см. пример 2).

Расчет плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Определяем расчетный случай, т. е. положение нейтральной оси в предельном состоянии при

$$b'_f = b_f = b_{\text{ном}} - 40 = 2000 - 40 = 1960 \text{ мм.}$$

$$M_{Rd,f} = f_{cd} b'_f h'_f \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = 20 \cdot 10^2 \cdot 196 \cdot 3,96 \left(19,5 - \frac{3,96}{2} \right) =$$

$$= 272 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 272 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

так как

$$M_{Sd} = 135,65 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd,f} = 272 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

то нейтральная ось проходит в полке, т. е.

$$x_{eff} < h'_f = 3,96 \text{ см.}$$

Следовательно, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'_f .

Как было указано выше (пример 2), параметры α_m , ξ , η связаны аналитическими данными, представленными в табл. П11, поэтому расчет конструкций по прочности в целях упрощения может производиться с использованием этих табличных значений.

Относительный момент сжатой зоны бетона

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{f_{cd} b'_f d^2} = \frac{135,65 \cdot 10^5}{20 \cdot 10^2 \cdot 196 \cdot 19,5^2} = 0,091.$$

По табл. П11 от $\alpha_m = 0,091$ по интерполяции определяем $\xi = 0,095$ и $\eta = 0,952$.

Проверяем условие

$$\xi \leq \xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,69}{1 + \frac{367}{500} \left(1 - \frac{0,69}{1,1} \right)} = 0,54;$$

$$\omega = k_c - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 20 = 0,69.$$

Так как $\xi = 0,095 < \xi_{\text{lim}} = 0,54$, следовательно, возможность хрупкого разрушения нормального сечения исключена. Продольная арматура в сжатой зоне сечения по расчету не требуется.

Определяем требуемую площадь сечения продольной рабочей растянутой арматуры:

$$A_{St} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd}d\eta} = \frac{135,65 \cdot 10^5}{367 \cdot 10^2 \cdot 19,5 \cdot 0,952} = 19,91 \text{ см}^2.$$

По сортаменту (табл. П8) определяем требуемое количество и диаметр арматуры. Принимаем 11 стержней $\varnothing = 16$ мм с общей площадью сечения $A_{St} = 22,11 \text{ см}^2$.

Расчет плиты по сечению, наклонному к продольной оси

Расчетное наклонное сечение показано на рис. 2.2. Основные положения расчета наклонных сечений изгибаемых элементов приведены в примере 2.

Условие прочности наклонного сечения изгибаемого элемента, армированного поперечной арматурой (хомутами) без отгибов, имеет вид

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw}.$$

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}b_w d^2}{l_{inc}},$$

где $\eta_{c2} = 2,0$; $b_w = 552$ мм; $d = 195$ мм; $f_{ctd} = 1,33$ МПа; $\eta_N = 0$ (для изгибаемых элементов без предварительного напряжения арматуры);

$$b'_f \leq b_w + 3h'_f = 55,2 + 3 \cdot 3,96 = 67,08 \text{ см};$$

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w)h'_f}{b_w d} = 0,75 \frac{(67,8 - 55,2) \cdot 3,96}{55,2 \cdot 19,5} = 0,033 \leq 0,5;$$

$$l_{inc} = \frac{1}{4} l_0 = \frac{5,93}{4} = 1,5 \text{ м} - \text{длина проекции наиболее опасного на-}$$

клонного сечения на продольную ось элемента.

Значение

$$(1 + \eta_f + \eta_N) \leq 1,5$$

должно выполняться во всех случаях.

$$V_{cd} = \frac{2,0(1 + 0,033 + 0)1,33 \cdot 10^2 \cdot 55,2 \cdot 19,5^2}{150} = 38\,450 \text{ Н} = 38,4 \text{ кН.}$$

Усилие, которое должна воспринимать поперечная арматура (хомуты)

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_{cd} = 91,5 - 38,4 = 53,1 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое поперечной арматурой (хомутами), установленной по расчету в наклонном сечении:

$$V_{sw} = v_{sw} l_{inc, cr}.$$

Длину проекции наиболее опасной наклонной трещины принимаем в допустимых пределах $d \leq l_{inc, cr} \leq 2d$:

$$l_{inc, cr} = 1,5d = 1,5 \cdot 19,5 = 29,25 \text{ см.}$$

То есть усилие в хомутах на единицу длины элемента составит

$$v_{sw} = \frac{V_{sw}}{l_{inc, cr}} = \frac{53,1 \cdot 10^3}{29,25} = 1815,4 \text{ Н/см.}$$

При расчетном армировании

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s},$$

где s – шаг поперечной арматуры, принимаемый конструктивно в зависимости от высоты сечения элемента.

При $h \leq 450$ мм на приопорном участке (l_{inc})

$$s_1 \leq 0,5 h \text{ и } s_1 \leq 150 \text{ мм};$$

$$s_1 = h/2 = 220/2 = 110 \text{ мм.}$$

На длине

$$\frac{1}{4} l_0 = l_{inc}$$

шаг поперечной арматуры принимаем $s_1 = 100$ мм.

В середине пролета $s_2 \leq 3/4 h$ и $s_2 \leq 500$ мм.

$$s_2 = (3/4) h = (3/4) 220 = 165 \text{ мм, принимаем } s_2 = 150 \text{ мм.}$$

s_1 и s_2 кратны 50 мм.

Требуемая площадь сечения поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{v_{sw} s}{f_{ywd}} = \frac{1815,4 \cdot 10}{174 \cdot 10^2} = 1,04 \text{ см}^2.$$

По сортаменту табл. П8 принимаем три стержня $\varnothing 8$ S240 с $A_{sw} = 1,51 \text{ см}^2$.

Таким образом, в поперечном сечении будет необходимо установить три каркаса в ребрах плиты с поперечной рабочей арматурой.

Уточняем величину усилия в хомутах на единицу длины при принятом армировании:

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} = \frac{1,51 \cdot 174 \cdot 10^2}{10} = 2627 \text{ Н/см.}$$

Длина проекции наиболее опасной наклонной трещины при установленном армировании

$$l_{inc, cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} b_w d^2}{v_{sw}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,033 + 0) 1,33 \cdot 10^2 \cdot 55,2 \cdot 19,5^2}{2627}} = 46,9 \text{ см.}$$

Поскольку

$$l_{inc, cr} = 46,9 \text{ см} > 2d = 2 \cdot 19,5 = 39 \text{ см},$$

принимаем $l_{inc, cr} = 39 \text{ см}$

Таким образом, при принятом армировании усилие, воспринимаемое поперечной арматурой (хомутами) в наклонном сечении, составит

$$V_{sw} = v_{sw} l_{inc, cr} = 2627 \cdot 39 = 102,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 102,5 \text{ кН}.$$

Несущая способность наклонного сечения по поперечной силе

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} = 38,4 + 102,5 = 140,9 \text{ кН} > V_{Sd} = 91,5 \text{ кН},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Проверяем условие прочности сечения по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd, \max} = 0,3 \eta_{w1} \eta_{c1} f_{cd} b_w d,$$

где η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элементов:

$$\eta_{w1} = 1 + 5\alpha\rho_{sw} \leq 1,3,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{33 \cdot 10^3} = 6,06 \text{ – коэффициент приведения;}$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} = \frac{1,51}{55,2 \cdot 10} = 0,0027 \text{ – коэффициент поперечного армирования.}$$

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,06 \cdot 0,0027 = 1,08 \leq 1,3.$$

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 20 = 0,8.$$

Таким образом:

$$V_{Rd, \max} = 0,3 \cdot 1,08 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 55,2 \cdot 19,5 = 558 \cdot 10^3 \text{ Н} = \\ = 558 \text{ кН} > V_{Sd} = 91,5 \text{ кН}.$$

Условие выполняется. Остальную арматуру в конструкции в соответствии с рис. 2.5 устанавливаем конструктивно.

3. РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЯ

Пример 4

Расчет металлической балки перекрытия

Расчет металлической балки производится согласно СНиП II-23-81* «Стальные конструкции. Нормы проектирования» для среднего пролета здания $l = 8,0$ м в осях $B-B$ по рис. 1.3. Нагрузки, действующие на балку, принимаем по табл. 1.2, согласно которой полная нагрузка от конструкций перекрытия принимается $\Sigma q = 20,77 \text{ кН/м}^2$. При шаге рам $6,1$ м погонная нагрузка на балку (ригель) составит

$$q = 20,77 \cdot 6,1 = 126,7 \text{ кН/мп.}$$

Расчетный пролет балки. Предварительно принимаем колонну сечением 400×400 мм, вылет консоли 250 мм с зазором между торцами балки и гранью колонны 50 мм по рис. 3.1 составит

$$l_0 = l_{\text{пролета}} - h_{\text{кол}} - 50 \cdot 2 - l_{\text{оп}} = 8000 - 400 - 50 \cdot 2 - 200 = 7300 \text{ мм},$$

где $l_{\text{оп}} = l_{\text{кон}} - 50 = 250 - 50 = 200$ мм – длина опоры балки.

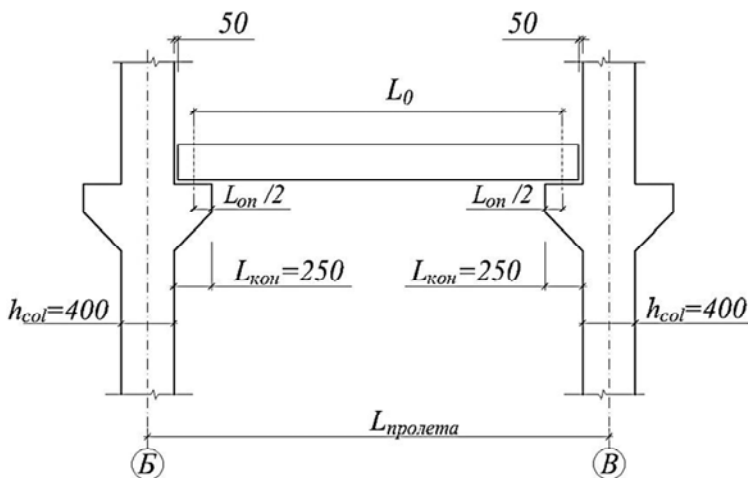


Рис. 3.1

Расчет на прочность элементов (кроме балок с гибкой стенкой, с перфорированной стенкой и подкрановых балок), изгибаемых в одной из главных плоскостей, выполняют по формуле

$$\frac{M_{\max}}{W_{n, \min}} \leq R_y \gamma_c,$$

где M_{\max} – расчетный изгибающий момент (максимальный):

$$M_{\max} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{126,7 \cdot 7,3^2}{8} = 844 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$W_{n, \min}$ – минимальный момент сопротивления сечения с учетом ослабления (нетто), см^3 ;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, принимаемое по табл. 51 СНИП II-23-81* и табл. П13. Принимаем $R_y = 230$ МПа (для стали СтЗсп);

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 6 СНИП II-23-81*: $\gamma_c = 0,9$.

Из условия прочности определяем значение минимального момента сопротивления сечения балки:

$$W_{n, \min} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{844 \cdot 10^5}{230 \cdot 10^2 \cdot 0,9} = 4077 \text{ см}^3.$$

Сечение подбираем по сортаменту для стальных широкополочных двутавров стальных горячекатаных с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020–83 по табл. П14.

Принимаем широкополочный двутавр № 60Ш2 со следующими геометрическими характеристиками (рис. 3.2):

$$W_x = 4490 \text{ см}^3 > W_{n, \min} = 4077 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 131800 \text{ см}^4;$$

$$S_x = 2544 \text{ см}^3;$$

$$A_n = 225,3 \text{ см}^2;$$

$$t = 20,5 \text{ мм};$$

$$s = 16 \text{ мм};$$

$$b = 320 \text{ мм};$$

$$h = 587 \text{ мм};$$

$$g = 176,9 \text{ кг/мп.}$$

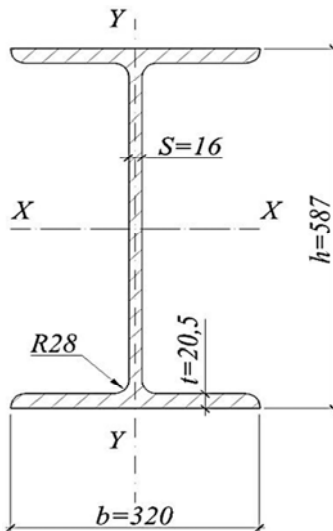


Рис. 3.2

Проверяем прочность принятого сечения на изгиб:

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{844 \cdot 10^5}{4490} = 188 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 = 188 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = \\ = 230 \cdot 0,9 = 207 \text{ МПа.}$$

Прочность на изгиб обеспечена. Сечение подобрано верно.

Выполняем проверку подобранного сечения на срез (по касательным напряжениям) из условия

$$\tau = \frac{Q_{\max} S_x}{I_x s} = \frac{462 \cdot 10^3 \cdot 2544}{131800 \cdot 1,6} = 5574 \text{ Н/см}^2 = 55,74 \text{ МПа} \leq R_s \gamma_c = \\ = 133,4 \cdot 0,9 = 120 \text{ МПа,}$$

где Q_{\max} – расчетная поперечная сила (максимальная):

$$Q_{\max} = \frac{ql_0}{2} = \frac{126,7 \cdot 7,3}{2} = 462 \text{ кН;}$$

S_x – статический момент сопротивления подобранного сечения:
 $S_x = 2544 \text{ см}^3$;

I_x – момент инерции подобранного сечения: $I_x = 131800 \text{ см}^4$;

s – толщина стенки подобранного двутавра: $s = 16 \text{ мм}$;

R_s – расчетное сопротивление стали срезу:

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4 \text{ МПа.}$$

Прочность стенки на срез по касательным напряжениям обеспечена.

Выполняем проверку балки (ригеля) по деформациям, которая сводится к определению прогиба конструкции из условия

$$f \leq f_u,$$

где f – прогиб от действия внешней нагрузки (нормативной);

f_u – предельно допустимый прогиб конструкции, определяемый по табл. 19 СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» и по табл. П15:

$$f_u = l_0 / n = 7300 / 203 = 36 \text{ мм},$$

где n – множитель, определяемый в зависимости от пролета конструкции, по интерполяции $n = 203$.

Для упрощения расчета размерность принимаем в Н и м, при этом $1 \text{ МПа} = 10^6 \text{ Н/м}^2$; $I_x = 0,001318 \text{ м}^4$; $q^n = q_{sk} \cdot 6,1 = 14,96 \cdot 6,1 = 91,2 \text{ кН/мп}$ – погонная нормативная нагрузка на балку при шаге колонн 6,1 м; $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – модуль упругости стали.

$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n l_0^4}{E_0 I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{91,2 \cdot 10^3 \cdot 7,3^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,001318} = \\ &= 0,012 \text{ м} = 12 \text{ мм} < f_u = 36 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Условие выполняется.

Собственный вес балки при ее длине

$$l_0 = l_{\text{пролета}} - h_{\text{кол}} - 50 \cdot 2 = 8000 - 400 - 50 \cdot 2 = 7500 \text{ мм}.$$

$$G^n = g l_0 = 176,9 \cdot 7,5 = 1327 \text{ кг} = 13,27 \text{ кН}.$$

4. РАСЧЕТ КЛЕЕНОЙ ДЕРЕВЯННОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ

Пример 5

Расчет клееной деревянной балки покрытия

Расчет деревянных клееных балок производится согласно ТКП 45–5.05–146–2009 «Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования».

Расчет выполняется для среднего пролета здания $l = 8,0$ м в осях Б–В по рис. 1.3. Расчетный пролет определяется, как и для металлической балки перекрытия, по рис. 3.1. Нагрузку, действующую на балку покрытия, принимаем согласно табл. 1.1, по которой нагрузка от покрытия и снега принимается $\Sigma q = 4,21$ кН/м². Нагрузка от покрытия принята с учетом использования ребристых железобетонных плит. В случае, если полезные нагрузки по заданию менее 7,0 кПа и используются пустотные плиты, то полная нагрузка на балку должна быть откорректирована с учетом собственного веса пустотных плит.

При шаге рама 6,1 м погонная нагрузка на балку составит

$$q = 4,21 \cdot 6,1 = 25,7 \text{ кН/м.}$$

Расчетный пролет $l_0 = 7,3$ м. Высоту балки назначаем из условия

$$h \leq 0,1l_{\text{пролета}} = 0,1 \cdot 8000 = 800 \text{ мм,}$$

принимаем $h = 600$ мм.

Расчетные усилия

$$M_{\text{max}} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{25,7 \cdot 7,3^2}{8} = 171,2 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Условие прочности при изгибе элемента в одной плоскости имеет вид

$$\sigma_{md} = \frac{M_{\text{max}}}{W_d} \leq f_{md},$$

где $f_{md} = 14$ МПа – расчетное сопротивление изгибу клееной древесины, 1-го сорта, принимаемое по табл. 6.4 [4].

Требуемый момент сопротивления сечения балки определяется из условия прочности:

$$W_d = \frac{M_{\max}}{f_{md}} = \frac{171,2 \cdot 10^5}{14 \cdot 10^2} = 12\,229 \text{ см}^3.$$

Так как балка имеет прямоугольную форму сечения, то момент сопротивления

$$W = \frac{bh^2}{6},$$

где b и h – ширина и высота поперечного сечения.

При принятой высоте сечения $h = 600$ мм ширина балки составит

$$b = \frac{6W}{h^2} = \frac{6 \cdot 12229}{60^2} = 20,4 \text{ см.}$$

По табл. 1 СТБ 1713–2007 (П16) для дальнейших расчетов принимаем доску шириной $b = 225$ мм (с округлением полученного размера в большую сторону, до ближайшего типоразмера).

Уточняем высоту балки при принятой ширине $b = 225$ мм:

$$h = \sqrt{\frac{6W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12229}{22,5}} = 57,1 \text{ см.}$$

Согласно сортаменту пиломатериалов толщину фанеры принимаем $t_{\text{фанеры}} = 40$ мм. Клеевой слой 1–2 мм в расчетах не учитываем.

Требуемое количество слоев составит

$$n = h/t_{\text{фанеры}} = 57,1/4 = 14,3,$$

принимаем количество слоев $n = 15$. Окончательно высота сечения балки

$$h = 40 \cdot 15 = 600 \text{ мм.}$$

Момент сопротивления по фактически принятому сечению

$$W_d^{\text{факт}} = \frac{b_{\text{факт}} h_{\text{факт}}^2}{6} = \frac{22,5 \cdot 60^2}{6} = 13500 \text{ см}^3.$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки

$$g_{\text{св}} = \rho b h \gamma_F = 6,0 \cdot 0,225 \cdot 0,6 \cdot 1,1 = 0,89 \text{ кН/м},$$

где $\rho = 6,0 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес древесины;

b и h – фактические размеры принятого поперечного сечения;

$\gamma_F = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке (для древесины).

Полный изгибающий момент с учетом собственного веса конструкции

$$M_{\text{max}} = \frac{(q + g_{\text{св}})l_0^2}{8} = \frac{(25,7 + 0,89)7,3^2}{8} = 177,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Максимальное растягивающее напряжение

$$\sigma_{md} = \frac{M_{\text{max}}}{W_d^{\text{факт}}} = \frac{177,1 \cdot 10^5}{13500} = 1312 \text{ Н/см}^2 = 13,12 \text{ МПа},$$

что меньше $f_{md} = 14 \text{ МПа}$. Прочность сечения обеспечена.

Проверка прочностей сечения по касательным напряжениям производится из условия

$$f_{v,0,d} \geq \tau_{v,0,d} = \frac{V_d S_{\text{sup}}}{I_{\text{sup}} b_d} \quad (\text{рис. 4.1}),$$

где $f_{v,0,d} = 1,6 \text{ МПа}$, $f_{v,0,d}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе по табл. 6.4 [4];

V_d – расчетная поперечная сила:

$$V_d = \frac{(q + g_{\text{св}})l_0}{2} = \frac{(25,7 + 0,89)7,3}{2} = 97,05 \text{ кН};$$

S_{sup} – статический момент (брутто) сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси:

$$S_{sup} = A_i \frac{h}{4} = \frac{hb_d}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{h^2 b_d}{8} = \frac{60^2 \cdot 22,5}{8} = 10125 \text{ см}^3;$$

I_{sup} – момент инерции сечения балки относительно нейтральной оси:

$$I_{sup} = \frac{h^3 b_d}{12} = \frac{60^3 \cdot 22,5}{12} = 405 \cdot 10^3 \text{ см}^4.$$

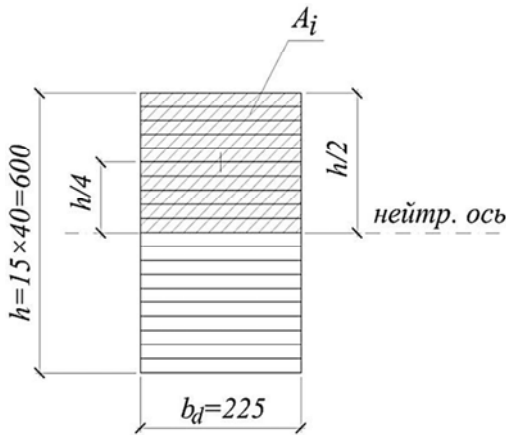


Рис. 4.1

Касательное напряжение составит

$$\begin{aligned} \tau_{v,0,d} &= \frac{97,05 \cdot 10^3 \cdot 10125}{405 \cdot 10^3 \cdot 22,5} = 107,8 \text{ Н/см}^2 = \\ &= 1,08 \text{ МПа} < f_{v,0,d} = 1,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Условие выполняется. Прочность на скалывание обеспечена.

Расчет балки по деформациям выполняем при соблюдении условия

$$f \leq f_u,$$

где f_u – предельно допустимый прогиб, определяемый по аналогии с расчетом металлической балки. При том же пролете в соответствии с приложением СНиП 2.01.07–85

$$f_u = l_0/n = 7300/203 = 36 \text{ мм};$$

f – фактический прогиб при действующих нагрузках и принятых параметрах поперечного сечения элемента:

$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n l_0^4}{E_0 I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20,01 \cdot 10^3 \cdot 7,3^4}{8,5 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 0,00405} = 0,021 \text{ м} = \\ &= 21 \text{ мм} < f_u = 36 \text{ мм}, \end{aligned}$$

где q^n – значение нормативной нагрузки с учетом собственного веса:

$$q^n = q_{sk} + g_{cb}^n = 3,145 \cdot 6,1 + 0,81 = 20,01 \text{ кН/м};$$

q_{sk} – нормативная нагрузка от покрытия (см. табл. 1.1);

$g_{cb}^n = \rho b h = 6,0 \cdot 0,225 \cdot 0,6 = 0,81 \text{ кН/м}$ – нормативная нагрузка от собственного веса балки;

$E_0 = 8,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ – модуль упругости древесины;

$$I_x = 405 \cdot 10^3 \text{ см}^4.$$

Для упрощения расчета размерность принимаем в Н и м, при этом $1 \text{ МПа} = 10^6 \text{ Н/м}^2$; $I_x = 0,00405 \text{ м}^4$; $q^n = 19,99 \cdot 10^3 \text{ Н/м}$.

Таким образом, величина прогиба от действия эксплуатационных нагрузок не превышает предельно допустимого значения.

5. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

Требуется выполнить расчет колонны 1-го этажа 6-этажного здания с неполным каркасом, при высоте этажа 3,7 м, компоновка перекрытия которого приведена на рис. 1.3.

Обычно в многоэтажных каркасных зданиях применяются колонны консольного типа в один, два и более этажей с размерами поперечного сечения 300×300 , 400×400 , далее принимаем кратно 50 мм или 400×600 мм при внецентренном сжатии. Если действующие нагрузки на колонны приложены центрально, то форма их сечения принимается квадратной. Минимальный класс бетона для колонн $C^{12}/_{15}$, а для сильно нагруженных – не менее $C^{20}/_{25}$. Колонны армируются продольными стержнями диаметром не менее 16 мм из стали классов S400 или S500 и поперечными стержнями (хомутами) из стали классов S240, S400 и S500. Стыки колонн располагаются на высоте 600–800 мм от уровня пола и осуществляются путем ванной сварки выпусков продольной рабочей арматуры с последующим омоноличиванием бетоном на мелком щебне. Концы колонн усиливаются поперечными сетками и заканчиваются стальной центрирующей прокладкой.

При проектировании сжатых колонн нужно соблюдать следующие конструктивные требования:

– размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость $\lambda = l_0/i$ в любом направлении не превышала 120;

– минимальная площадь сечения продольной арматуры $A_{s, tot}$ должна приниматься из условия

$$\rho = \frac{A_s}{bh} \cdot 100 \% \geq \rho_{\min} = \frac{5N_{Sd}}{f_{yd}bd}, \text{ но не менее } \rho_{\lambda},$$

где $\rho_{\lambda} = \frac{27 + l_0/i}{440}$, принимается не менее 0,10 и не более 0,25.

Содержание арматуры в сечении должно быть не более 5 %. Если окажется, что условие $\rho_{\min} \% < \rho \% \leq \rho_{\max}$ (5 %) не удовлетворяется, то размеры сечения следует изменить и расчет повторить.

Толщина защитного слоя бетона принимается по табл. 11.4 СНБ 5.03.01–2002 в зависимости от класса по условиям эксплуатации конструкций и не менее диаметра продольной арматуры.

Для предотвращения бокового выпучивания продольных стержней при сжатии расстояние между поперечными стержнями (хомутами) по всей длине элемента принимают:

– при $f_{yd} \leq 400$ МПа (класс S400) – не более 500 мм и не более $15\varnothing$ и $20\varnothing$ соответственно в вязаных и сварных каркасах;

– $f_{yd} > 400$ МПа (класс S500) – не более 400 мм и не более $12\varnothing$ и $15\varnothing$ соответственно в вязаных и сварных каркасах.

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать:

– в вязаных каркасах – не менее 5 мм и не менее $0,25\varnothing$ рабочей продольной арматуры и не более 12 мм;

– сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету, диаметром продольной арматуры и не более 14 мм.

Обычно принимают хомуты из стержневой арматуры гладкого профиля класса S240, диаметром 6–8 мм.

Пример 6

Расчет железобетонной колонны первого этажа

Рассчитать колонну 1-го этажа 6-этажного здания при высоте этажа 3,7 м.

Компоновка сборного железобетонного перекрытия и разбивка сетки колонн показана на рис. 1.3.

Грузовая площадь, с которой нагрузки от перекрытий и покрытия передается на колонну:

$$A_{гр} = \frac{7,9 + 8,0}{2} \cdot \frac{6,1 \cdot 2}{2} = 48,5 \text{ м}^2.$$

Принимаем сечение колонны 400×400 мм, материалы конструкции: бетон класса $C^{20}/_{25}$; $f_{ck} = 20$ МПа;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)};$$

$$E_{cm} = 32,0 \cdot 10^3 \text{ МПа (табл. П2, П3);}$$

$$\text{арматура (продольная) класса S400: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 367 \text{ МПа;}$$

$$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа.}$$

Нагрузка на колонну приложена центрально в виде сосредоточенной расчетной N_{sd} с грузовой площади $A_{гр} = 48,5 \text{ м}^2$.

1). От покрытия:

$$G_{\text{покр}} = q_{\text{покр}} A_{\text{груз}} + G_{\text{С.В}}^{\text{балки (дерев)}},$$

$$G_{\text{С.В}}^{\text{балки (дерев)}} = \rho L b h \gamma_F \gamma_n = 6,0 \cdot 7,5 \cdot 0,225 \cdot 0,6 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 7,8 \text{ кН,}$$

$$q_{\text{покр}} = 4,21 \text{ кН/м}^2 \text{ (см. табл. 1.1), тогда}$$

$$G_{\text{покр}} = 4,21 \cdot 48,5 + 7,8 = 212 \text{ кН.}$$

2). От перекрытий:

$$G_{\text{перекр}} = q_{\text{перекр}} A_{\text{гр}} (n-1) + G_{\text{С.В}}^{\text{ригеля (мет)}} (n-1),$$

где n – количество этажей (по заданию),

$$q_{\text{перекр}} = 20,77 \text{ кН/м}^2 \text{ (см. табл. 1.2),}$$

$$G_{\text{С.В}}^{\text{ригеля (мет)}} = G^n \gamma_F \gamma_n = 13,27 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 17,02 \text{ кН,}$$

где $G^n = 13,27 \text{ кН}$ (см. раздел 3),

$$G_{\text{перекр}} = 20,77 \cdot 48,5 \cdot (6-1) + 17,02 \cdot (6-1) = 5036,7 + 85,1 = 5121,8 \text{ кН.}$$

3). Собственный вес колонн по всей высоте здания:

$$G_{\text{col}} = H_{\text{эт}} n b h \rho \gamma_F \gamma_n = 3,7 \cdot 6 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 113,9 \text{ кН.}$$

Полная нагрузка на колонну 1-го этажа

$$N_{sd} = G_{\text{покр}} + G_{\text{перекр}} + G_{\text{col}} = 212 + 5121,8 + 113,9 = 5447,7 \text{ кН.}$$

Расчетная длина колонны 1-го этажа определяется по формуле

$$l_0 = \beta l_{col},$$

где $\beta = 1$ при шарнирном опирании ригелей сборных перекрытий;

$$l_{col} = H_{эт} + 150 \text{ мм} = 3700 + 150 = 3850 \text{ мм.}$$

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры колонны определяется из условия прочности сжатых элементов, работающих со случайным эксцентриситетом:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi (f_{cd} A_{col} + A_{s, tot} f_{yd}),$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. П10 в зависимости от гибкости элемента $\lambda_h = l_{eff} / h$ и отношения e_0 / h ;
 $e_0 = e_a$;

e_a – величина случайного эксцентриситета, принимаемая:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{col}}{600} = \frac{3850}{600} = 6,42 \text{ мм,} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм,} \\ 20 \text{ мм.} \end{array} \right\}$$

Принимаем $e_a = 20$ мм.

$$l_{col} = H_{эт} + 150 = 3700 + 150 = 3850 \text{ мм;}$$

$$l_0 = 1,0 \cdot 3,85 = 3,85 \text{ м;}$$

$$H_{эт} = 3,7 \text{ м (по заданию);}$$

150 мм – отметка верхнего обреза фундамента.

Определяем гибкость колонны и необходимость учета влияния продольного изгиба. Если

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{3850}{115,47} = 33,3 > 14,$$

следовательно, необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Радиус инерции

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{400^2}{12}} = 115,47 \text{ мм.}$$

Эффективная расчетная длина колонны

$$l_{eff} = l_0 \sqrt{k_{lt}} = 3,85 \sqrt{1,7} = 5,02 \text{ м,}$$

где $k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \Phi(\infty, t_0) = 1 + 0,5 \cdot 0,7 \cdot 2,0 = 1,7$;

N_{Sd} – полная величина внешнего усилия;

$N_{Sd,lt}$ – длительно действующая часть внешнего усилия (для упрощения расчета принимаемая равной 70 % от полного усилия);

$\Phi(\infty, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый для конструкций, нагружаемых в возрасте не менее 28 суток, равным 2,0.

Гибкость колонны

$$\lambda_h = l_{eff} / h = 5,02 / 0,4 = 12,55.$$

Относительный эксцентриситет приложения нагрузки

$$\delta_e = e_a / h = 20 / 400 = 0,05.$$

Величину коэффициента продольного изгиба определяем по табл. П10 при $\lambda_h = 12,55$ и $e_a / h = 0,05$ по линейной интерполяции $\varphi = 0,857$.

Таким образом, требуемая площадь сечения продольной арматуры колонны из условия прочности

$$A_{s, tot} \geq \frac{N_{Sd} - f_{cd}bh}{f_{yd}} = \frac{5447,7 \cdot 10^3}{0,857} - \frac{13,3 \cdot 10^2 \cdot 40 \cdot 40}{367 \cdot 10^2} = 115 \text{ см}^2.$$

Полученная площадь сечения арматуры слишком велика, даже при этом значении требуемой площади процент армирования сечения составит

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{bh} \cdot 100 \% = \frac{115}{40 \cdot 40} \cdot 100 \% = 7,2 \% , \text{ что больше } \rho_{\max} = 5 \% ,$$

следовательно, надо увеличить размеры поперечного сечения и повысить классы бетона и арматуры.

Принимаем сечение колонны 450×450 мм, бетон класса $C^{30}/_{37}$, арматуру класса S500.

Расчетное сопротивление арматуры составит

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 417 \text{ МПа}$$

(для стержневой арматуры $\varnothing 25$ –40 мм, по табл. П4), расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа.}$$

При этом изменяется собственный вес колонн по высоте здания, что составит

$$G_{col} = H_{эт} n b h \rho \gamma_F \gamma_n = 3,7 \cdot 6 \cdot 0,45 \cdot 0,45 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 144,1 \text{ кН.}$$

Полная нагрузка на колонну 1-го этажа

$$N_{Sd} = G_{покp} + G_{перекр} + G_{col} = 212 + 5123,2 + 144,1 = 5479,3 \text{ кН.}$$

Гибкость колонны и относительный эксцентриситет с учетом увеличения поперечного сечения составят

$$\lambda_h = l_{eff} / h = 5,02 / 0,45 = 11,1;$$

$$\delta_e = e_a / h = 20 / 450 = 0,044.$$

По табл. П10 $\varphi = 0,885$.

Требуемая площадь сечения арматуры при измененных параметрах

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{5479,3 \cdot 10^3}{0,885} - 20 \cdot 10^2 \cdot 45 \cdot 45}{417 \cdot 10^2} = 138,76 \text{ см}^2.$$

По сортаменту табл. П8 принимаем $8\varnothing 32$ S500 с площадью сечения арматуры $A_s = 64,34 \text{ см}^2$.

При этом коэффициент продольного армирования колонны

$$\rho = \frac{A_s}{bh} \cdot 100 \% = \frac{64,34 \cdot 100 \%}{45 \cdot 45} = 3,2 \% > \min \begin{cases} \rho_{\min} = 0,324 \% ; \\ \rho_{\lambda} = 0,129 \% , \end{cases}$$

где

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{bh} \cdot 100 \% \geq \begin{cases} \rho_{\min} = \frac{5N_{Sd}}{f_{yd}bd} = \frac{5 \cdot 5479,3 \cdot 10^3}{417 \cdot 10^2 \cdot 45 \cdot 45} = 0,324 \% \geq \rho_{\lambda} ; \\ 0,10 \% \leq \rho_{\lambda} = \frac{27 + l_0/i}{440} = \frac{27 + \frac{3850}{130}}{440} = 0,129 \% \leq 0,25 \% , \end{cases}$$

$$\text{где } i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{450^2}{12}} = 130 \text{ мм.}$$

Условия выполняются, однако по конструктивным требованиям, если содержание продольной арматуры в сечении превышает 3 %, то в расчете прочности площадь, занимаемая арматурой, исключается из площади сечения бетона. То есть следует принимать

$$A_{col} = bh - A_s = 45 \cdot 45 - 64,34 = 1960,7 \text{ см}^2.$$

С учетом этого несущая способность колонны

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \varphi(f_{cd}A_{col} + f_{yd}A_s) = 0,885(20 \cdot 10^2 \cdot 1960,7 + 417 \cdot 10^2 \cdot 64,34) = \\ &= 5844,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 5844,9 \text{ кН} > N_{Sd} = 5479,3 \text{ кН.} \end{aligned}$$

То есть прочность сечения обеспечена. Окончательно принимаем сечение колонны $b \times h = 45 \times 45$ см, бетон класса $C^{30}/_{37}$, армирование, $8\varnothing 32$ мм, S500.

Колонну армируем сварным пространственным каркасом. Диаметр стержней поперечной арматуры в поперечных каркасах должен быть не менее

$$0,25\varnothing = 0,25 \cdot 32 = 8 \text{ мм}$$

и не более 14 мм. Шаг поперечных стержней назначаем по конструктивным соображениям:

$$s = 15\varnothing = 15 \cdot 32 = 480 \text{ мм,}$$

но не более 400 мм. Принимаем $s = 400$ мм.

Окончательно поперечная арматура принимается из стержней $\varnothing 8$ мм класса S240 с шагом $s = 400$ мм (рис. 5.1).

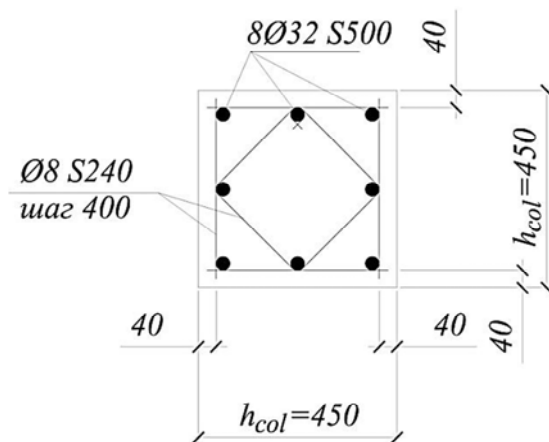


Рис. 5.1

6. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА

Фундаменты зданий воспринимают нагрузки от колонн или стен и передают их на грунты основания, при этом проектируются соответственно столбчатыми, отдельно стоящими под колонны или ленточными под стенами.

Отдельные фундаменты под сборные (или монолитные) колонны состоят из ступенчатой плитной части и подколонника (со стаканом в случае решения в сборном варианте, в который монтируется колонна).

Плитную часть рекомендуется конструировать ступенчатой для уменьшения массы и экономии расхода материалов. Центрально нагруженный фундамент проектируют квадратным в плане.

В фундаменте различают верхнюю поверхность (обрез) и подошву – нижнюю поверхность, которая передает нагрузку на грунты основания с меньшим удельным давлением, чем обусловленное расчетное сопротивление грунта. Расстояние между обрезом и подошвой составляет высоту фундамента H_f .

Верх фундамента или его обрез под сборные колонны бесподвальных многоэтажных зданий по конструктивным соображениям принимается на отметке $(-0,150 \text{ м})$.

Глубина заложения фундамента в целом принимается с учетом назначения и конструктивных особенностей проектируемого здания и глубины сезонного промерзания грунтов.

Основные размеры фундамента устанавливаются расчетом, но зависят от глубины стакана, обеспечивающей надежную заделку колонны и анкеровку ее продольной арматуры, размеров подошвы, которая, передавая давление на грунт, должна сохранить его несущую способность и прочностные характеристики, обеспечивающие прочность тела самого фундамента как прочность на продавливание, прочность нормальных и наклонных сечений как подошвы, так и подколонника (последнее особенно важно при проектировании внецентренно нагруженных фундаментов). Количество ступеней фундамента принимают в зависимости от высоты плитной части:

при $h_{pl} \leq 450$ мм – одна ступень;

$450 < h_{pl} < 900$ мм – две ступени;

$h_{pl} \geq 900$ мм – три ступени.

Высота ступеней должна быть кратной 150 мм.

Размеры в плане подошвы и ступеней принимаются кратными 300 мм. Полную высоту фундамента принимают кратной 100 мм.

Минимальная глубина заделки сборных центрально нагруженных колонн

$$h_d = \max \{ h_{col}; l_{bd} \},$$

где l_{bd} – расчетная длина анкерки продольной арматуры для сжатых стержней, допускается принимать равной $15d$ (d – диаметр продольной рабочей арматуры).

Глубина стакана h_{gl} должна быть на 50 мм больше h_d , размеры стакана в плане по верху подколонника – на 150 мм больше размера колонны, а по низу стакана – на 100 мм больше размера колонны для обеспечения возможности омоноличивания колонны в стакане подколонника. Минимальная толщина дна стакана – не менее 200 мм, тогда минимальная конструктивная высота фундамента под сборную колонну

$$H_{f, \min} = h_{gl} + 200 \text{ мм (рис. 6.1).}$$

Стенки стакана центрально сжатых фундаментов можно не армировать, если их толщина по верху $t > 200$ мм и $t > 0,75h_d$.

Размеры подошвы фундамента определяют на действие усилия N'_{Sd} , определенного при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_F = 1,0$ (нормативного):

$$N'_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\gamma_{Fm}},$$

где N_{Sd} – значение расчетного усилия, на которое выполняется расчет прочности колонны 1-го этажа;

$\gamma_{Fm} = 1,4$ – усредненный коэффициент надежности по нагрузке.

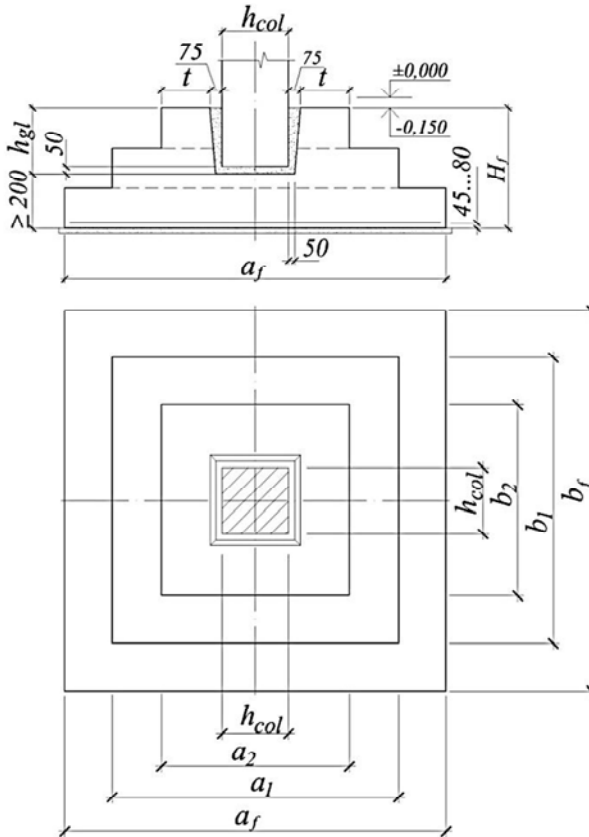


Рис. 6.1

Площадь подошвы центрально нагруженного фундамента определяется из условия

$$A_f = \frac{N'_{Sd}}{R - \rho_m H_f},$$

где R – расчетное сопротивление грунта (по заданию);

ρ_m – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях (допускается принимать $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$);

H_f – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженный фундамент проектируется квадратным в плане, при этом $a_f = b_f = \sqrt{A_f}$. Размеры подошвы округляются в большую сторону и принимаются кратными 300 мм.

Максимальное давление на грунт под подошвой центрально нагруженного фундамента от действия расчетной нагрузки N'_{sd} не должно превышать расчетного сопротивления грунта R :

$$p = \frac{N'_{sd}}{A_f} \leq R.$$

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют из расчета прочности по расчетному усилию N_{sd} , определенному при $\gamma_F > 1,0$.

Класс бетона для сборных железобетонных фундаментов принимается не менее $C^{16}/_{20}$.

Под подошвой сборных фундаментов должна предусматриваться подготовка из бетона класса не ниже $C^8/_{10}$ толщиной не менее 100 мм.

Армирование плитной части фундамента выполняется сварными или вязаными сетками из арматуры класса S400 или S500 диаметром стержней не менее 12 и не более 18 мм, устанавливаемыми с шагом 100–200 мм. Минимальная толщина защитного слоя бетона в фундаменте при наличии бетонной подготовки 45 мм, а при ее отсутствии 80 мм.

Поперечное армирование подколонника принимается из арматуры классов S240, S400 или S500. Шаг стержней назначают:

– при $f_{yd} \leq 400$ МПа (классы S240 и S400) – не более 500 мм и не более 15 \varnothing и 20 \varnothing в вязаных и сварных каркасах соответственно;

– $f_{yd} > 400$ МПа (класс S500) – не более 400 мм и не более 12 \varnothing и 15 \varnothing в вязанных и сварных каркасах соответственно.

Высота плитной части центрально нагруженного фундамента определяется исходя из обеспечения прочности по наклонному сечению без армирования и на продавливание подколонником плитной части фундамента (рис. 6.2).

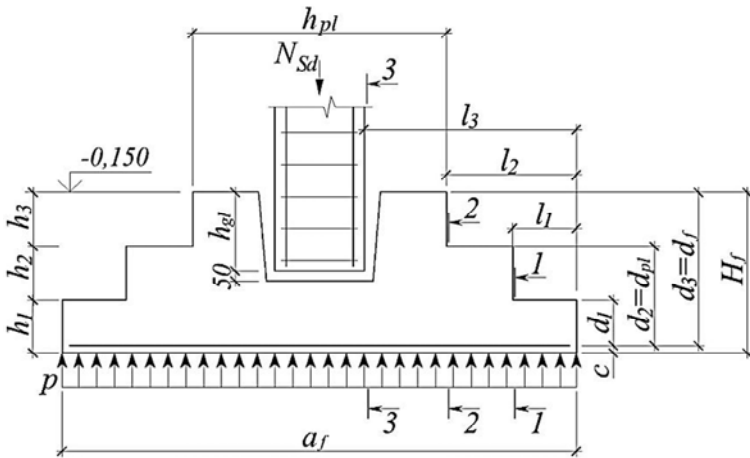


Рис. 6.2

Реактивное давление грунта

$$p = \frac{N_{Sd}}{A_f}, \text{ кН/м}^2.$$

Предварительно рабочая высота фундамента может быть назначена из условия

$$d_f \geq 1,2 \frac{l_3}{1,5 + 0,5 \frac{f_{ctd}}{p}},$$

где $l_3 = \frac{a_f - h_{col}}{2}$, м.

Общая высота фундамента

$$H_f = d_f + c,$$

где $c = c_{nom} + \varnothing$;

c_{nom} – величина защитного слоя бетона (min = 45 мм – при наличии бетонной подготовки) арматуры подошвы;

\varnothing – диаметр арматуры сетки подошвы фундамента.

Принимаем $c = 60$ мм.

Предварительно рабочая высота плитной части фундамента может быть назначена из условия

$$d_{pl} \geq 1,2 \frac{l_2}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{p}}; \quad l_2 = \frac{a_f - h_{pl}}{2}, \text{ м.}$$

Под действием реактивного давления грунта (p) ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента. Изгибающие моменты определяют в сечениях по краям уступов фундамента (рис. 6.3):

$$M_i = p a_f \frac{l_i^2}{2},$$

где l_i – расстояние от края фундамента до расчетного сечения.

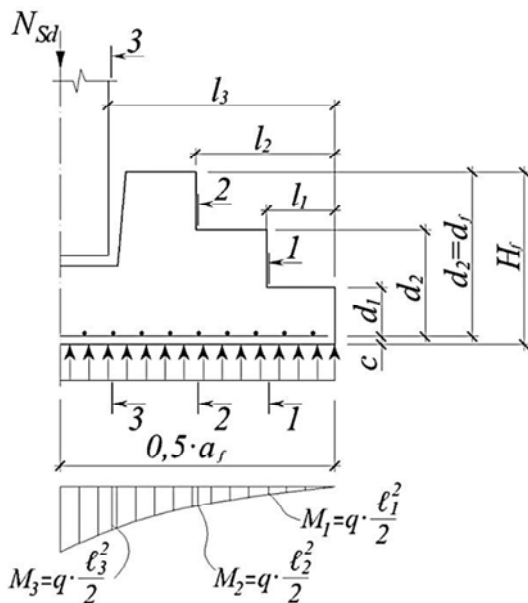


Рис. 6.3

Площадь сечения арматуры подошвы в расчетных сечениях определяют по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9d_i f_{yd}},$$

где d_i – рабочая высота в расчетном сечении.

По большему из значений, полученных в каждом из расчетных сечений, принимаются диаметр и шаг рабочей арматуры подошвы фундамента. В обоих направлениях по подошве фундамента количество стержней и их шаг принимаются одинаковыми. Площадь принятых стержней в каждом направлении равна A_s .

Для значения коэффициента армирования нижней ступени плитной части фундамента, определенного ко всей ширине фундамента, должно выполняться условие

$$\rho = \frac{A_s}{b_f \cdot d_1} > \rho_{\min} = 0,0013.$$

На продавливание проверяются фундаментная плита и ступени фундамента. Расчет прочности фундамента на продавливание заключается в проверке достаточности толщины бетона фундаментной плиты для восприятия поперечной силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,ct},$$

где $v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u}$ – погонная поперечная сила, действующая по длине критического периметра u ;

$u = 4h_{pl} + 2\pi 1,5d$ – длина критического периметра;

$\bar{\beta} = 1,0$ – при центральном нагружении фундамента;

$V_{Sd} = (a_f^2 - A_{crit}) p$ – продавливающая сила, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади;

$A_{crit} = \pi(1,5d)^2 + 6h_{pl}d + h_{pl}^2$ – критическая площадь;

h_{pl} – размер поперечного сечения подколонника в плане (рис. 6.4);

$v_{Rd,ct} = 0,15k\sqrt[3]{100\rho_{ck}} d \geq v_{Rd,ct,min} = 0,5f_{ctd}d$ – погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, где d – рабочая высота плиты в расчетном сечении;

ρ – коэффициент продольного армирования, для квадратного в плане фундамента с одинаковым в обоих направлениях армированием в пределах ширины (полосы) фундамента, равной $b_x = b_y = h_{pl} + 3d$, принимаемый

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_w d};$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{b_w d}.$$

Площадь сечения арматуры с шириной $b_x = b_y$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{A_{sx1} b_x}{s},$$

где s – шаг стержней в сетке фундамента.

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$ – расчетный коэффициент армирования.

Если условие прочности $v_{Sd} \leq v_{Rd,ct}$ не выполняется, то следует увеличить высоту плитной части фундамента или повысить класс бетона.

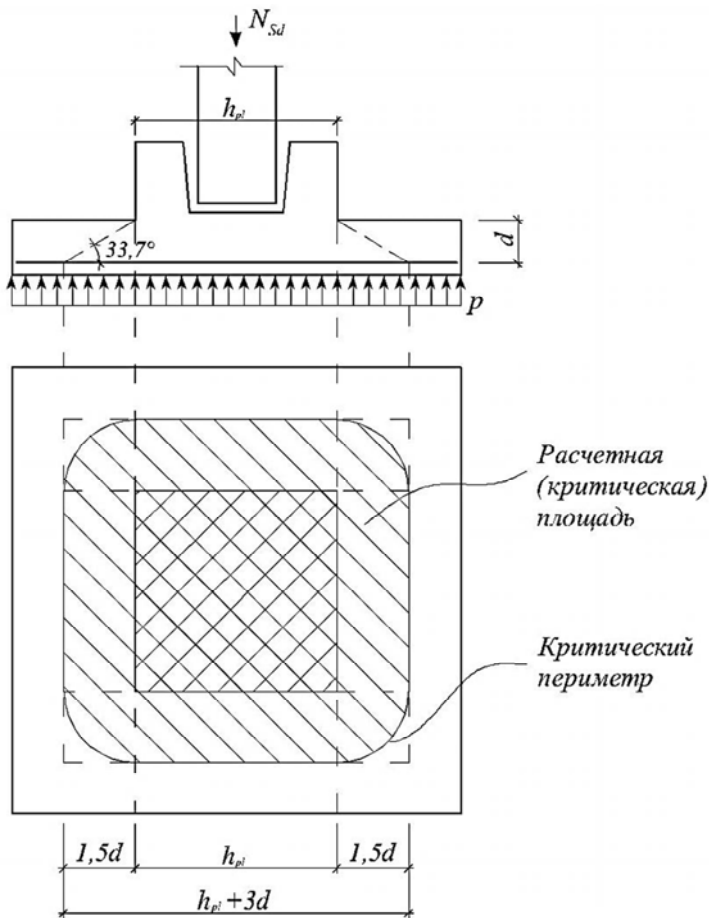


Рис. 6.4

Пример 7

Расчет железобетонного фундамента

Запроектировать фундамент под центрально нагруженную колонну по данным примера 6. Сечение колонны 450×450 мм, продольная арматура $8\varnothing 32$ класса S500, расчетное усилие $N_{sd} = 5479,3$ кН, расчетное сопротивление грунта основания $R = 0,42$ МПа = 420 кН/м².

Ввиду большой величины действующего усилия принимаем бетон фундамента класса $C^{30}/_{37}$: $f_{ck} = 30$ МПа;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)};$$

$$f_{ctk, 0,05} = 2,0 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, 0,05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ МПа.}$$

Рабочая арматура класса S500: $f_{yk} = 500$ МПа;

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа (при } \varnothing 6\text{--}22, \text{ табл. П4).}$$

Средний вес тела фундамента и грунта на его ступенях принимаем $\rho_m = 20$ кН/м³.

Для зданий с неполным каркасом и фундаментами под колонны, расположенные внутри контура здания, при определении высоты фундамента глубину сезонного промерзания грунта можно не учитывать.

Размеры подошвы фундамента определяем от расчетного усилия N'_{Sd} при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_F = 1,0$

$$N'_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\gamma_{Fm}} = \frac{5479,3}{1,4} = 3913,8 \text{ кН,}$$

где $\gamma_{Fm} = 1,4$ – усредненный коэффициент безопасности по нагрузке.

Площадь подошвы фундамента при $H_f = 1,8$ м

$$A_f = \frac{N'_{Sd}}{R - \rho_m H_f} = \frac{3913,8}{420 - 20 \cdot 1,8} = 10,2 \text{ м}^2,$$

таким образом, квадратный в плане фундамент будет иметь размеры

$$a_f = b_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{10,2} = 3,2 \text{ м.}$$

В соответствии с конструктивными требованиями размеры подошвы фундамента в плане должны быть кратными 300 мм, принимаем $a_f = b_f = 3,3$ м. Площадь подошвы фундамента

$$A_f = a_f b_f = 3,3 \cdot 3,3 = 10,89 \text{ м}^2.$$

Расчетное давление на грунт под подошвой фундамента

$$p = \frac{N_{Sd}}{A_f} = \frac{5479,3}{10,89} = 503 \text{ кН/м}^2 = 0,503 \text{ Н/мм}^2.$$

Расстояние от края колонны до края фундамента

$$l_3 = \frac{a_f - h_{col}}{2} = \frac{3,3 - 0,45}{2} = 1,425 \text{ м} = 1425 \text{ мм}.$$

Рабочая высота фундамента

$$d = 1,2 \frac{l_3}{1,5 + 0,5 \frac{f_{ctd}}{p}} = 1,2 \frac{1425}{1,5 + 0,5 \frac{1,33}{0,503}} = 606 \text{ мм}.$$

Требуемая длина анкеровки колонны в стакане фундамента $h_d \geq h_{col} = 450$ мм; $15\varnothing = 15 \cdot 32 = 480$ мм, принимаем $h_d = 500$ мм.

Глубина стакана

$$h_{gl} = h_d + 50 \text{ мм} = 500 + 50 = 550 \text{ мм}.$$

С учетом того, что минимальная толщина дна стакана должна быть не менее 200 мм, конструктивная высота фундамента должна превышать

$$H_{f, \min} = h_{gl} + 200 = 550 + 200 = 750 \text{ мм}.$$

Окончательно полную высоту фундамента (кратную 100 мм) принимаем равной 1200 мм, что больше требуемой по условию прочности на продавливание (606 мм).

Назначаем размер толщины стенки стакана по верху равным 225 мм > 200 мм, при этом стенки стакана центрально сжатого фундамента можно не армировать. С учетом величины зазора между стенкой стакана и гранью колонны (75 мм) размер подколонника фундамента составит

$$h_{pl} = h_{col} + 2(225 + 75) = 450 + 600 = 1050 \text{ мм.}$$

Вылет консоли плитной части фундамента

$$l_2 = \frac{a_f - h_{pl}}{2} = \frac{3,3 - 1,05}{2} = 1,125 \text{ м} = 1125 \text{ мм.}$$

Рабочая высота плитной части фундамента

$$d_2 = 1,2 \frac{l_2}{1,5 + 0,5 \frac{f_{ctd}}{p}} = 1,2 \frac{1125}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{1,33}{0,503}} = 478 \text{ мм.}$$

Общая высота плитной части фундамента

$$h_{pl} = d_2 + c_{cov} + \varnothing = 478 + 45 + 15 = 538 \text{ мм,}$$

где $c_{cov} = 45$ мм (с учетом устройства под подошвой фундамента бетонной подготовки $t = 100$ мм).

В плитной части фундамента принимаем две ступени высотой по 300 мм каждая, при этом $h_{pl} = 600$ мм больше требуемой (538 мм). Окончательно размеры фундамента назначаем в соответствии с рис. 6.5.

Площадь сечения рабочей арматуры подошвы фундамента определяем по сечениям 1–1, 2–2, 3–3.

Сечение 1–1 по грани первой ступени.

Вылет консоли $l_1 = 450$ мм, рабочая высота сечения $d_1 = 240$ мм.

Изгибающий момент

$$M_1 = \frac{pa_f l_1^2}{2} = \frac{503 \cdot 3,3 \cdot 0,45^2}{2} = 168 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

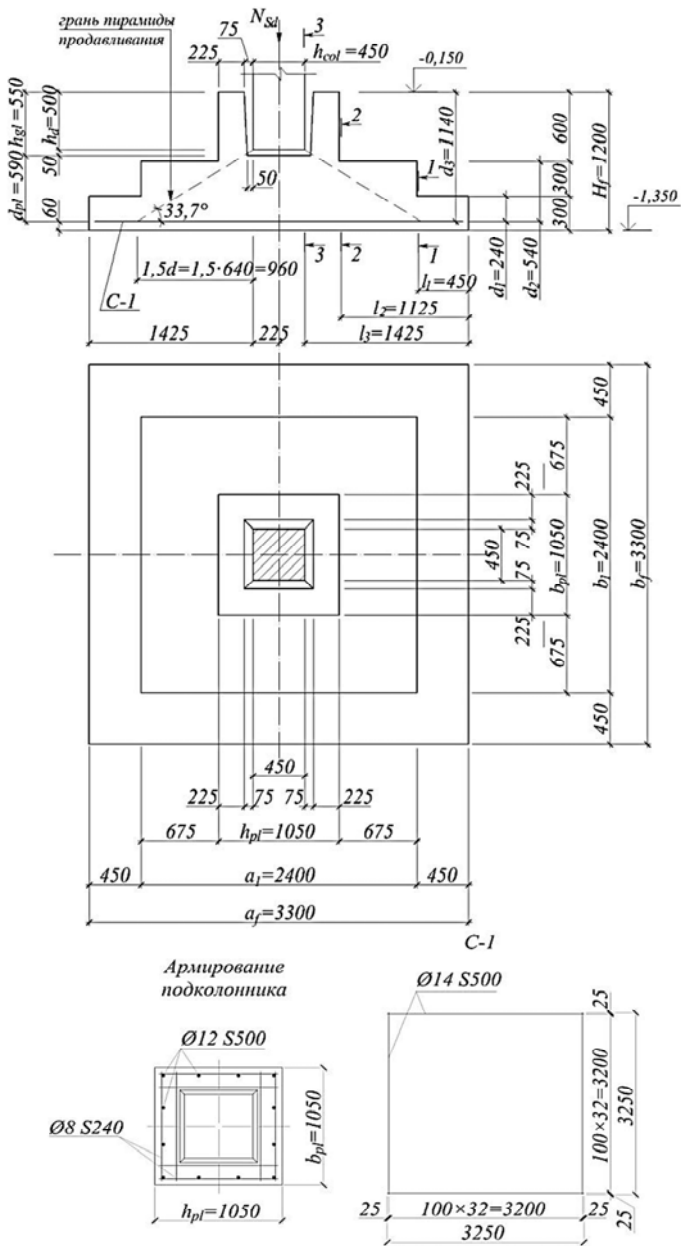


Рис. 6.5

Площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd}d_1 0,9} = \frac{168 \cdot 10^5}{435 \cdot 10^2 \cdot 24 \cdot 0,9} = 17,88 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_f d_1} = \frac{17,88}{330 \cdot 24} = 0,0023 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

Сечение 2–2 по грани подколонника.

Вылет консоли $l_2 = 1125$ мм, рабочая высота сечения $d_2 = 540$ мм.

Изгибающий момент

$$M_2 = \frac{pa_f l_2^2}{2} = \frac{503 \cdot 3,3 \cdot 1,125^2}{2} = 1050 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Площадь сечения арматуры

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd}d_2 0,9} = \frac{1050 \cdot 10^5}{435 \cdot 10^2 \cdot 54 \cdot 0,9} = 49,7 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b_1 d_2} = \frac{49,7}{240 \cdot 54} = 0,00368 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

Сечение 3–3 по грани колонны.

Вылет консоли $l_3 = 1425$ мм, рабочая высота сечения $d_3 = 1140$ мм.

Изгибающий момент

$$M_3 = \frac{pa_f l_3^2}{2} = \frac{503 \cdot 3,3 \cdot 1,425^2}{2} = 1685 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Площадь сечения арматуры

$$A_{s3} = \frac{M_3}{f_{yd}d_3} = \frac{1685 \cdot 10^5}{435 \cdot 10^2 \cdot 114 \cdot 0,9} = 37,76 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_3 = \frac{A_{s3}}{b_{pl}d_3} = \frac{37,76}{105 \cdot 114} = 0,00315 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

Принимаем армирование по сечению 2–2 с требуемой площадью сечения арматуры $A_s = 49,7 \text{ см}^2$ по всей ширине подошвы фундамента.

Принимаем сетку из стержней $\varnothing 14$ мм класса S500 с шагом 100 мм, при этом по подошве фундамента в каждом из направлений будет размещено по 33 стержня с общей площадью, которая больше требуемой ($49,7 \text{ см}^2$).

Проверяем прочность дня стакана на продавливание из условия (по пирамиде продавливания, показанной на рис. 6.5):

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,ct},$$

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u} \leq v_{Rd,ct} = 0,15k \sqrt[3]{100\rho f_{ck}} d \geq v_{Rd,ct,\min} = 0,5f_{ct}d,$$

где $\bar{\beta} = 1,0$ при центральном нагружении фундамента;

$$d = d_{pl} + 50 \text{ мм} = 590 + 50 = 640 \text{ мм}.$$

Длина критического периметра

$$u = 4h_{col} + 2\pi d = 4 \cdot 450 + 2 \cdot 3,14 \cdot 1,5 \cdot 640 = 7829 \text{ мм} = 7,83 \text{ м}.$$

Критическая площадь

$$A_{crit} = \pi(1,5d)^2 + 6h_{col}d + h_{col}^2 = 3,14(1,5 \cdot 640)^2 + 6 \cdot 450 \cdot 640 + 640^2 = 5 \cdot 10^6 \text{ см}^2.$$

Продавливающая сила

$$V_{Sd} = (a_f^2 - A_{crit}) p = (3,3^2 - 5)503 = 2962,67 \text{ кН.}$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 2962,67}{7,83} = 378,37 \text{ кН/м.}$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в пределах полосы

$$b_x = b_y = h_{col} + 3d = 450 + 3 \cdot 640 = 2370 \text{ мм,}$$

составляет

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{A_{s1} b_x}{s} = \frac{154 \cdot 2370}{100} = 3650 \text{ мм}^2,$$

где $A_{s1} = 154 \text{ мм}^2$ – площадь сечения одного стержня $\varnothing 14 \text{ мм}$.

Коэффициенты продольного армирования по обеим сторонам подошвы фундамента при центральном сжатии

$$\rho_x = \rho_y = \frac{A_{sx}(A_{sy})}{b_x(b_y)d} = \frac{3650}{2370 \cdot 640} = 0,002.$$

Расчетный коэффициент армирования

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \rho_x = \rho_y = 0,002.$$

Коэффициент

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{640}} = 1,56 \leq 2.$$

Погонная поперечная сила, которую может воспринять дно стакана фундамента:

$$v_{Rd, ct, \min} = 0,5 f_{ctd} d = 0,5 \cdot 1,33 \cdot 640 = 425,6 \text{ Н/мм};$$

$$v_{Rd, ct} = 0,15 k \sqrt[3]{100 \rho f_{ck}} \cdot d = 0,15 \cdot 1,56 \sqrt[3]{100 \cdot 0,002 \cdot 30} \cdot 640 = 271,8 \text{ Н/мм}.$$

Так как

$$v_{Rd, ct} = 272,3 \text{ Н/мм} < v_{Rd, ct, \min} = 425,6 \text{ Н/мм},$$

принимаем

$$v_{Rd, ct} = v_{Rd, ct, \min} = 425,6 \text{ Н/мм}.$$

Поскольку $v_{Rd, ct} = 425,6 \text{ Н/мм} > v_{Sd} = 378,37 \text{ Н/мм}$, прочность фундамента на продавливание по дну стакана обеспечена. В случае если пирамида продавливания не пересекает подошвы фундамента, а выходит за границы длины или ширины подошвы, расчет на продавливание не производится.

Стаканная часть фундамента армируется конструктивно. Принимается вертикальная арматура диаметром 10 мм, а горизонтальная – 8 мм. Расстояние между вертикальными стержнями не должно превышать 400 мм.

Суммарная площадь вертикальных стержней, расположенных в пределах одной стороны стенки стакана, определяется из условия

$$A_s = \rho_{\min} b_w d_v,$$

где ρ_{\min} – минимальный процент армирования, равный 0,1 %;

b_w – ширина расчетного сечения, равная $2t$ (t – толщина стенки стакана);

d_v – рабочая высота коробчатого сечения стакана:

$$d_v = h_{pl} - 0,5t.$$

Для рассчитываемого фундамента толщина стенки стакана составляет 225 мм.

Ширина расчетного сечения

$$b_w = 2t = 2 \cdot 225 = 450 \text{ мм.}$$

Рабочая высота коробчатого сечения стакана

$$d_v = h_{pl} - 0,5t = 1050 - 0,5 \cdot 225 \approx 937,5 \text{ мм.}$$

Суммарная площадь вертикальных стержней, расположенных в пределах одной стороны стенки стакана:

$$A_s = \rho_{\min} b_w d_v = 0,001 \cdot 450 \cdot 937,5 = 421,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем продольное армирование стенок стакана в виде 4 \varnothing 12 мм класса S500 с площадью $A_s = 452 \text{ мм}^2$.

Принимаем поперечную арматуру (хомуты) – \varnothing 8 мм класса S240 с шагом 100 мм по высоте (см. рис. 6.5).

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85 / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – Прогнозы и перемещения : дополнение к СНиП.
2. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–2002. – с изменениями 1–5. – Минск : М-во ст-ва и архитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 140 с.
3. Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП II–23–81*. – М. : Стройиздат, 1982. – 93 с.
4. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования : ТКП 45–5.05–146–2009.
5. Основания и фундаменты зданий и сооружений : СНБ 5.01.01–99. – Минск : М-во ст-ва и архитектуры Респ. Беларусь, 1999. – 36 с.
6. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. проф. Т. М. Пецольда и проф. В. В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2003. – 380 с., ил.
7. Попов, Н. Н. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций : учебник для строительных специальностей вузов / Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высшая школа, 1989. – 400 с.
8. Бондаренко, В. М. Железобетонные и каменные конструкции : учеб. для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – М. : Высшая школа, 1987. – 384 с.
9. Горев, В. В. Металлические конструкции : учеб. для строительных вузов : в 3 т. / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров. – М. : Высшая школа, 2004. – Т. 1 : Элементы конструкций. – 551 с.
10. Конструкции из дерева и пластмасс / Г. Н. Зубарев [и др.] ; под ред. Ю. Н. Хромца. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Издательский центр «Академия», 2004.
11. Инженерные конструкции : учебное пособие / В. Н. Полосов [и др.] ; под ред. В. В. Ермолова. – М. : Архитектура-С, 2007. – 408 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П1

Классы среды по условиям эксплуатации конструкций
и минимальные классы бетона по прочности на сжатие

| Класс среды | Характеристика среды | Примеры для идентификации классов среды | Миним. класс бетона по прочности на сжатие |
|--|------------------------------------|---|--|
| Отсутствие риска коррозии или агрессивного воздействия на бетон <i>Элементы конструкций без армирования или закладных деталей в среде, неагрессивной для бетона</i> | | | |
| X0 | Все условия вне классов XF, XA, XM | Фундаменты без армирования, не подвергаемые переменному замораживанию и оттаиванию | C ⁸ / ₁₀ |
| | | Внутренние элементы зданий без армирования | |
| Коррозия арматуры вследствие карбонизации защитного слоя бетона Бетон с арматурой или другими металлическими элементами, эксплуатируемый на воздухе, а также подвергаемый увлажнению | | | |
| XC1 | Сухая или постоянно влажная | Элементы конструкций внутри помещений, включая кухни, ванны и прачечные в жилых зданиях | C ¹² / ₁₅ |
| | | Элементы конструкций, постоянно находящиеся в воде | |
| XC2 | Влажная, редкое высыхание | Элементы резервуаров для воды (водохранилищ) | C ¹⁶ / ₂₀ |
| | | Элементы фундаментов | |
| XC3 | Умеренно влажная | Элементы, к которым часто или постоянно поступает наружный воздух (например, в открытых павильонах), элементы во внутренних помещениях с повышенной влажностью (в общественных кухнях, ваннах, прачечных, в помещениях закрытых бассейнов, хлевов, сельскохозяйственных построек) | C ²⁰ / ₂₅ |
| XC4 | Переменное увлажнение и высыхание | Внешние элементы конструкций, непосредственно орошаемые водой | C ²⁵ / ₃₀ |

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

| Характеристики, единицы измерения | Класс бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| | C ⁸ / ₁₀ | C ¹² / ₁₅ | C ¹⁶ / ₂₀ | C ²⁰ / ₂₅ | C ²⁵ / ₃₀ | C ³⁰ / ₃₇ | C ³⁵ / ₄₅ | C ⁴⁰ / ₅₀ | C ⁴⁵ / ₅₅ | C ⁵⁰ / ₆₀ | C ⁵⁵ / ₆₇ | C ⁶⁰ / ₇₅ | C ⁷⁰ / ₈₅ | C ⁸⁰ / ₉₅ | C ⁹⁰ / ₁₀₅ |
| f_{ck} , МПа | 8 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| f_c^G , cube, МПа | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 | 55 | 60 | 67 | 75 | 85 | 95 | 105 |
| f_{cm} , МПа | 16 | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 |
| f_{cm} , МПа | 1,2 | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | 4,2 | 4,4 | 4,6 | 4,8 | 5,0 |
| $f_{ctk,0.05}$, МПа | 0,85 | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | 3,0 | 3,1 | 3,2 | 3,4 | 3,5 |
| $f_{ctk,0.95}$, МПа | 1,55 | 2,0 | 2,5 | 2,9 | 3,3 | 3,8 | 4,2 | 4,6 | 4,9 | 5,3 | 5,5 | 5,7 | 6,0 | 6,3 | 6,8 |
| ϵ_{c1} , ‰ | -1,7 | -1,8 | -1,9 | -2,0 | -2,1 | -2,2 | -2,25 | -2,3 | -2,4 | -2,45 | -2,5 | -2,6 | -2,7 | -2,8 | -2,8 |
| ϵ_{cu1} , ‰ | | | | | | -3,5 | | | | | -3,2 | -3,0 | -2,8 | -2,8 | -2,8 |
| ϵ_{c2} , ‰ | | | | | | -2,0 | | | | | -2,2 | -2,3 | -2,4 | -2,5 | -2,6 |
| ϵ_{cu2} , ‰ | | | | | | -3,5 | | | | | -3,1 | -2,9 | -2,7 | -2,6 | -2,6 |
| n | | | | | | 2,0 | | | | | 1,75 | 1,60 | 1,45 | 1,40 | 1,40 |
| ϵ_{c3} , ‰ | | | | | | -1,75 | | | | | -1,8 | -1,9 | -2,0 | -2,2 | -2,3 |
| ϵ_{cu3} , ‰ | | | | | | -3,5 | | | | | -3,1 | -2,9 | -2,7 | -2,6 | -2,6 |

Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик f_{cm} , $f_{ctk,0.05}$, $f_{ctk,0.95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0.65 + 6 \cdot 10^{-3} f_c$, cube.

Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов (кроме модифицированных самоуплотняющихся бетонов)

| Марка бетонной смеси по удобоукладываемости | Модуль упругости бетона $E_{ср}$, ГПа, для классов по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|
| | $C^8/10$ | $C^{12}/15$ | $C^{16}/20$ | $C^{20}/25$ | $C^{25}/30$ | $C^{30}/37$ | $C^{35}/45$ | $C^{40}/50$ | $C^{45}/55$ | $C^{50}/60$ | $C^{55}/67$ | $C^{60}/75$ | $C^{70}/85$ | $C^{80}/95$ | $C^{90}/105$ |
| ЖЗ, Ж4 СЖ1-СЖ3 | - | - | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 49 | 50 | 52 |
| Ж1, Ж2 | - | 31 | 35 | 37 | 38 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 49 | 51 |
| П1, П2 | 24 | 27 | 31 | 32 | 35 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 45 | 46 | 48 |
| П3-П5 | 21 | 24 | 28 | 29 | 32 | 33 | 35 | 37 | 38 | 39 | - | - | - | - | - |
| РК1-РК6 | 19 | 22 | 25 | 26 | 28 | 29 | 32 | 35 | - | - | - | - | - | - | - |

При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.01.2009 с учетом СТБ 1035 и ИСО 1920-2.2.

Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножить на коэффициент 0,9.

Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножить на коэффициент 0,85.

Для бетонов, подвергшихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения $E_{ср}$, указанные в табл. 6.2 СНБ [2], следует умножить на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:

ниже минус 20 до минус 40 °С включительно – 0,85;

ниже минус 5 до минус 20 °С включительно – 0,90;

минус 5 °С и выше – 0,95.

При повышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно табл. 5.3 СНБ [2] приведенные выше коэффициенты могут быть увеличены на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако не могут быть больше единицы.

Таблица П4

Характеристики ненапрягаемой арматуры (табл. 6.5 СНБ [2])

| Класс арматуры | Номинальный диаметр, мм | Вид поверхности | $k = \frac{f_{ik}}{f_{yk}}$ | Нормативное сопротивление $f_{yk} (f_{0,2k})$, Н/мм ² | Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{0,2d})$, Н/мм ² | Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , Н/мм ² | |
|----------------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---|---|---|------|
| S240 | 5,5–40 | Гладкая | 1,08 | 240 | 218 | 174 | 157* |
| S400 | 6–40 | Периодич. профиля | 1,05 | 400 | 367 | 290 | 263* |
| S500 | 4–5 | Гладкая и периодич. профиля | 1,05 | 500 | 417 | 333 | 300* |
| | 6–22 | Периодич. профиля | 1,05 | 500 | 435 | 348 | 313* |
| | 25–40 | Периодич. профиля | 1,05 | 500 | 417 | 333 | – |

*В сварных каркасах при диаметре поперечной арматуры 4–5 мм или менее 1/3 диаметра продольных стержней.

Таблица П5

Характеристики напрягаемой арматуры (табл. 6.6 СНБ [2])

| Класс арматуры | Номинальный диаметр, мм | Вид арматуры | $k = f_{ik} / f_{pk}$ | Нормативное сопротивление $f_{pk} (f_{0,2k})$, Н/мм ² | Расчетное сопротивление f_{pd} , Н/мм ² |
|----------------|-------------------------|--------------|-----------------------|---|--|
| S540 | 16–36 | Стержневая | 1,0 | 540 | 430 |
| S800 | 10–32 | –“– | 1,1 | 800 | 640 |
| S1200 | 10–32 | –“– | 1,1 | 1200 | 960 |
| S1400 | 3–5 | Проволочная | 1,1 | 1400 | 1120 |
| S1400 | 9–15 | Канатная | 1,1 | 1400 | 1120 |

Ненапрягаемая арматура (табл. В1 СНБ [2])

| Класс арматуры по СНБ 5.03.2001 | Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.2001 | Обозначение согласно СНиП 2.03.2001 | Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.2001 | Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению | Вид и профиль арматуры |
|---------------------------------|---|-------------------------------------|--|---|--|
| S240 | A240 | A-I | ГОСТ 5781 | СТБ 1704 | Стержневая гладкая |
| S400 | A400 | A-III | ГОСТ 5781 | ГОСТ 5781 | Стержневая периодического кольцевого профиля |
| | | – | ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001 | СТБ 1704 | Стержневая периодического серповидного профиля |
| S500 | A500 | – | ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001 | СТБ 1704 | Стержневая периодического серповидного профиля |
| | | – | ТУ РБ 400074854.025 ТУ ВУ 400074854.026 | – | Стержневая периодического кольцевого профиля |
| | | – | ТУ РБ 400074854.047 | – | Стержневая гладкая |
| | Вр-I | Вр-I | ГОСТ 6727 | СТБ 1704 | Проволочная с вмятинами |
| | B500 | – | СТБ 1341 | СТБ 1341 | Проволочная гладкая |

Напрягаемая арматура (табл. В2 СНБ [2])

| Класс арматуры по СНБ 5.03.2001 | Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.2001 | Обозначение согласно СНиП 2.03.2001 | Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.2001 | Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению | Вид и профиль арматуры |
|---------------------------------|---|-------------------------------------|--|---|---|
| S540 | A400B | A-IIIb | – | СТБ 1701 | Стержневая периодического кольцевого профиля |
| S800 | A800 | A-V | ГОСТ 5781 ТУ РБ 400074854.025 | ГОСТ 5781 | Стержневая периодического кольцевого профиля |
| S800 | A800 | A-V | ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.001 ТУ РБ 400074854.037 | СТБ 1706 | Стержневая периодического серповидного профиля |
| S1200 | A1200 | A-VII | ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.037 | СТБ 1706 | Стержневая периодического серповидного профиля |
| | | | ТУ РБ 400074854.025 | – | Стержневая периодического кольцевого профиля |
| S1400 | – | – | – | СТБ 1706 | Проволочная гладкая. Проволочная с вмятинами |
| | Ø3, Ø4, Ø5 B-II | Ø3, Ø4, Ø5 B-II | ГОСТ 7348 | ГОСТ 7348 | Проволочная гладкая |
| | Ø3, Ø4, Ø5 Bp-II | Ø3, Ø4, Ø5 Bp-II | | | Проволочная с вмятинами |
| | K-7 | K-7 | ГОСТ 13840 | ГОСТ 13840 | Канаты |
| | K-19 | K-19 | ТУ 14-4-22 | ТУ 14-4-22 | Канаты |

Таблица П8

Сортамент горячекатаных арматурных стержней и проволоки

| Номин. диаметр, мм | Площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней | | | | | | | | | Масса 1 м, кг | Выпускаемые диаметры для сталей классов | | | |
|--------------------|--|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|---------------|--|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | | S240 | S400 | S500 | S800 |
| 3 | 7,1 | 14 | 21 | 28 | 35 | 42 | 49 | 57 | 64 | 0,052 | | | | |
| 4 | 12,6 | 25 | 38 | 50 | 63 | 76 | 88 | 101 | 113 | 0,090 | | | + | |
| 5 | 19,6 | 39 | 59 | 79 | 98 | 118 | 137 | 157 | 177 | 0,139 | | | + | |
| 5,5 | 23,8 | 47,6 | 71,4 | 95,2 | 119 | 142,8 | 166,6 | 190,4 | 214,2 | 0,187 | | | + | |
| 6 | 28,3 | 57 | 85 | 113 | 142 | 170 | 198 | 226 | 255 | 0,222 | + | + | + | |
| 8 | 50,3 | 101 | 151 | 201 | 251 | 302 | 352 | 402 | 453 | 0,395 | + | + | + | |
| 10 | 78,5 | 157 | 236 | 314 | 393 | 471 | 550 | 628 | 707 | 0,617 | + | + | + | + |
| 12 | 113,1 | 226 | 339 | 452 | 565 | 679 | 792 | 905 | 1018 | 0,888 | + | + | + | + |
| 14 | 154 | 308 | 462 | 616 | 769 | 923 | 1077 | 1231 | 1385 | 1,208 | + | + | + | + |
| 16 | 201 | 402 | 603 | 804 | 1005 | 1206 | 1407 | 1608 | 1810 | 1,578 | + | + | + | + |
| 18 | 254,5 | 509 | 763 | 1018 | 1272 | 1527 | 1781 | 2036 | 2290 | 1,998 | + | + | + | |
| 20 | 314 | 628 | 941 | 1256 | 1571 | 1885 | 2199 | 2514 | 2828 | 2,466 | + | + | + | + |
| 22 | 380,1 | 760 | 1140 | 1520 | 1900 | 2281 | 2661 | 3041 | 3421 | 2,984 | + | + | + | |
| 25 | 491 | 982 | 1473 | 1963 | 2454 | 2945 | 3436 | 3927 | 4418 | 3,853 | + | + | + | + |
| 28 | 616 | 1232 | 1847 | 2463 | 3079 | 3695 | 4310 | 4926 | 5542 | 4,834 | + | + | + | |
| 32 | 804 | 1608 | 2413 | 3217 | 4021 | 4825 | 5630 | 6434 | 7238 | 6,313 | + | + | + | + |
| 36 | 1018 | 2036 | 3054 | 4072 | 5090 | 6107 | 7125 | 8143 | 9161 | 7,990 | | | | |
| 40 | 1256 | 2513 | 3770 | 5026 | 6283 | 7540 | 8796 | 10053 | 11309 | 9,864 | + | + | + | + |

Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках, диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6–12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.

Таблица П9

Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона
(табл. 11.4 СНБ [2])

| Показатель | Класс по условиям эксплуатации | | | | | | |
|---|--------------------------------|-----|------------------|------------------|-------------------|-----|-----|
| | X0 | XC1 | XC2, XC3, XC4 | XD1, XD2, XD3 | XA1 | XA2 | XA3 |
| Минимальный размер защитного слоя C_{cov} | 15 | 20 | 25 | 35 | По СНиП 2.03.2011 | | |

Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона установлена для арматуры, работающей с полным расчетным сопротивлением.

Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона по данной таблице может быть уменьшена, но не более чем на 5 мм, в каждом из перечисленных случаев:

а) если конструкция проектируется из бетона, имеющего класс по прочности на сжатие, превышающий не менее чем на один разряд минимальный класс бетона по табл. 5.2 СНБ [2] для соответствующего класса по условиям эксплуатации;

б) если проектируется вторичная защита бетона конструкции;

в) если использована арматура, имеющая антикоррозионное покрытие.

При этом суммарный размер, на который может быть снижена минимально допустимая толщина защитного слоя бетона, не должен превышать 15 мм, а минимально допустимая толщина защитного слоя бетона должна составлять не менее, мм:

- для класса X0 – 10;
- для класса XC1 – 15;
- для классов от XC2 до XC4 – 20.

Таблица П10

Значения коэффициента φ (табл. 7.2 СНБ [2])

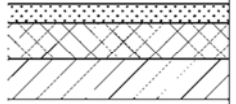
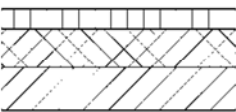
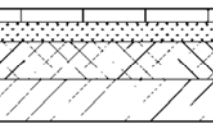
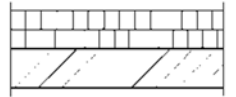
| $\lambda_i = l_{eff}/h$ | e_0/h | | | | | | |
|-------------------------|---------|------|------|------|------|------|------|
| | 0,03 | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 0 | 0,94 | 0,90 | 0,80 | 0,70 | 0,60 | 0,50 | 0,40 |
| 8 | 0,92 | 0,88 | 0,78 | 0,67 | 0,56 | 0,46 | 0,36 |
| 10 | 0,92 | 0,87 | 0,76 | 0,65 | 0,55 | 0,45 | 0,35 |
| 12 | 0,91 | 0,86 | 0,74 | 0,63 | 0,53 | 0,43 | 0,33 |
| 14 | 0,90 | 0,85 | 0,72 | 0,61 | 0,51 | 0,40 | 0,31 |
| 16 | 0,89 | 0,84 | 0,70 | 0,59 | 0,48 | 0,38 | 0,29 |
| 18 | 0,87 | 0,82 | 0,68 | 0,56 | 0,46 | 0,36 | 0,27 |
| 20 | 0,85 | 0,79 | 0,65 | 0,54 | 0,43 | 0,33 | 0,24 |
| 22 | 0,82 | 0,76 | 0,63 | 0,51 | 0,40 | 0,30 | 0,22 |
| 24 | 0,80 | 0,74 | 0,60 | 0,48 | 0,37 | 0,28 | 0,20 |

Таблица П11

Коэффициенты ξ , η , α_m для расчета изгибаемых элементов
прямоугольного профиля

| ξ | η | α_m | ξ | η | α_m |
|-------|--------|------------|-------|--------|------------|
| 0,01 | 0,995 | 0,010 | 0,38 | 0,810 | 0,308 |
| 0,02 | 0,990 | 0,020 | 0,39 | 0,805 | 0,314 |
| 0,03 | 0,985 | 0,030 | 0,40 | 0,800 | 0,320 |
| 0,04 | 0,980 | 0,039 | 0,41 | 0,795 | 0,326 |
| 0,05 | 0,975 | 0,049 | 0,42 | 0,790 | 0,332 |
| 0,06 | 0,970 | 0,058 | 0,43 | 0,785 | 0,338 |
| 0,07 | 0,965 | 0,068 | 0,44 | 0,780 | 0,343 |
| 0,08 | 0,960 | 0,077 | 0,45 | 0,775 | 0,349 |
| 0,09 | 0,955 | 0,086 | 0,46 | 0,770 | 0,354 |
| 0,10 | 0,950 | 0,095 | 0,47 | 0,765 | 0,360 |
| 0,11 | 0,945 | 0,104 | 0,48 | 0,760 | 0,365 |
| 0,12 | 0,940 | 0,113 | 0,49 | 0,755 | 0,370 |
| 0,13 | 0,935 | 0,122 | 0,50 | 0,750 | 0,375 |
| 0,14 | 0,930 | 0,130 | 0,51 | 0,745 | 0,380 |
| 0,15 | 0,925 | 0,139 | 0,52 | 0,740 | 0,385 |
| 0,16 | 0,920 | 0,147 | 0,53 | 0,735 | 0,390 |
| 0,17 | 0,915 | 0,156 | 0,54 | 0,730 | 0,394 |
| 0,18 | 0,910 | 0,164 | 0,55 | 0,725 | 0,399 |
| 0,19 | 0,905 | 0,172 | 0,56 | 0,720 | 0,403 |
| 0,20 | 0,900 | 0,180 | 0,57 | 0,715 | 0,407 |
| 0,21 | 0,895 | 0,188 | 0,58 | 0,710 | 0,412 |
| 0,22 | 0,890 | 0,196 | 0,59 | 0,705 | 0,416 |
| 0,23 | 0,885 | 0,204 | 0,60 | 0,700 | 0,420 |
| 0,24 | 0,880 | 0,211 | 0,62 | 0,690 | 0,428 |
| 0,25 | 0,875 | 0,219 | 0,64 | 0,680 | 0,435 |
| 0,26 | 0,870 | 0,226 | 0,66 | 0,670 | 0,442 |
| 0,27 | 0,865 | 0,234 | 0,68 | 0,660 | 0,449 |
| 0,28 | 0,860 | 0,241 | 0,70 | 0,650 | 0,455 |
| 0,29 | 0,855 | 0,243 | 0,72 | 0,640 | 0,461 |
| 0,30 | 0,850 | 0,255 | 0,74 | 0,630 | 0,466 |
| 0,31 | 0,845 | 0,262 | 0,76 | 0,620 | 0,471 |
| 0,32 | 0,840 | 0,269 | 0,78 | 0,610 | 0,476 |
| 0,33 | 0,835 | 0,276 | 0,80 | 0,600 | 0,480 |
| 0,34 | 0,830 | 0,282 | 0,85 | 0,575 | 0,489 |
| 0,35 | 0,825 | 0,289 | 0,90 | 0,550 | 0,495 |
| 0,36 | 0,820 | 0,295 | 0,95 | 0,525 | 0,499 |
| 0,37 | 0,815 | 0,302 | 1,00 | 0,500 | 0,500 |

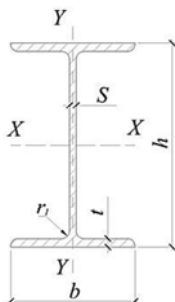
Конструкции пола

| Наименование и конструкция пола | Описание | Наименование и конструкция пола | Описание |
|---|---|---|---|
| 1. Цементные  | 1. Цем. раствор, состав 1 : 2, 1 : 3, $\delta = 20-30$ мм 2. Гидроизоляция | 6. Асфальтовые  | 1. Литой асфальт (2 слоя по 15–25 мм) 2. Теплоизоляция |
| 2. Цементные  | 1. Цем. раствор, состав 1 : 2, 1 : 3 $\delta = 40-60$ мм 2. Теплоизоляция | 7. Ксилолитовые  | 1. Ксилолит: верхний слой – 8–10 мм; нижний слой – 10–12 мм |
| 3. Асфальтовые  | Литой асфальт $\delta = 15-30$ мм | 8. Ксилолитовые  | 1. Ксилолит (2 слоя по 8–10 мм) 2. Цем. раствор, состав 1 : 3, $\delta = 40$ мм 3. Теплоизоляция |
| 4. Асфальтовые  | 1. Литой асфальт $\delta = 20-30$ мм 2. Теплоизоляция | 9. Керамические  | 1. Керамическая плитка, $\delta = 10-20$ мм 2. Цем. раствор, $\delta = 10-15$ мм 3. Теплоизоляция |
| 5. Асфальтовые  | Литой асфальт (2 слоя по 15–25 мм) | 10. Керамические  | 1. Керамическая плитка, $\delta = 10-20$ мм 2. Цем. раствор, $\delta = 10-15$ мм |
| Материал | Объемная масса, кН/м ³ | Материал | Объемная масса, кН/м ³ |
| Аглопоритобетон | 18 | Кирпич | 18 |
| Керамзитобетон | 10 | Ксилолит: | |
| Железобетон | 25 | верхний слой | 18 |
| Пенобетон | 8 | нижний слой | 10 |
| Шлакобетон | 17,5 | Мастика | 10 |
| Асфальт | 18 | Песок | 16 |
| Керамическая плитка | 22 | Цементный раствор | 22 |

Нормативные и расчетные сопротивления проката и труб
для стальных конструкций

| Марка стали | ГОСТ или ТУ | Вид изделия | Толщина, мм | Нормативное сопротивление, МПа | | Расчетное сопротивление, МПа | |
|------------------|-----------------|-------------|-------------|--------------------------------|----------------------------------|------------------------------|------------------------------------|
| | | | | Предел текучести R_{yt} | Временное сопротивление R_{yt} | по пределу текучести R_y | по временно-му сопротивлению R_u |
| ВСт3псб-1 | ТУ 14-1-3023-80 | Лист | 4-10 | 235 | 365 | 230 | 355 |
| ВСт3сп | | » | 11-20 | 235 | 355 | 230 | 345 |
| ВСт3псб-2 | | Фасон | 4-10 | 275 | 380 | 270 | 370 |
| | | » | 11-20 | 275 | 370 | 270 | 360 |
| 09Г2С | ТУ 14-1-3023-80 | Лист | 4-10 | 345 | 490 | 335 | 480 |
| | | » | 11-20 | 325 | 470 | 315 | 460 |
| | ГОСТ 19282-73 | Лист | 21-32 | 305 | 460 | 290 | 440 |
| | | Фасон | 4-9 | 345 | 490 | 335 | 480 |
| | | » | 10-20 | 325 | 470 | 315 | 460 |
| | | » | 21-32 | 305 | 460 | 350 | 450 |
| 10Г2С1 | ГОСТ 19282-73 | Лист | 5-9 | 345 | 490 | 330 | 465 |
| | | » | 10-20 | 335 | 480 | 320 | 455 |
| | | » | 21-32 | 325 | 470 | 310 | 450 |
| | | Фасон | 5-9 | 345 | 490 | 330 | 465 |
| | | » | 10-20 | 335 | 480 | 320 | 455 |
| 14Г2АФ | ГОСТ 19285-73 | Лист | 4-50 | 390 | 540 | 370 | 515 |
| 10ХСНД | ГОСТ 19281-73 | » | 4-32 | 390 | 530 | 355 | 480 |
| | | Фасон | 4-15 | 390 | 530 | 355 | 480 |
| 16Г2АФ | ГОСТ 18282-73 | Лист | 4-32 | 440 | 590 | 400 | 535 |
| ВСт3пс ВСт3сп | ГОСТ 10705-80 | Труба | До 10 | 225 | 370 | 215 | 350 |
| В20 | ГОСТ 8731-74* | » | 4-36 | 245 | 410 | 225 | 375 |
| 09Г2С | ТУ 14-3-500-76 | » | 8-15 | 265 | 470 | 250 | 450 |
| 16Г2АФ | ТУ 14-3-1063-82 | » | 6-9 | 440 | 590 | 400 | 535 |
| | | » | 16-40 | 350 | 410 | 320 | 375 |

Двутавр широкополочный по ГОСТ 26020–83



| Но- мера про- фи- лей | h , мм | b , мм | s , мм | t , мм | r_1 , мм | A , см ² | P , кг/м | I_{xx} , см ⁴ | W_{xx} , см ³ | S_{xx} , см ³ | i_{xx} , мм | I_y , см ⁴ | W_{yy} , см ³ | i_y , мм |
|-----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------|--------------------------|---------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------|----------------------------|-------------------------------|---------------|
| 20Ш1 | 193,0 | 150,0 | 6,0 | 9,0 | 13,0 | 38,95 | 30,6 | 2660,0 | 275,0 | 153,0 | 82,6 | 507 | 67,6 | 36,1 |
| 23Ш1 | 226,0 | 155,0 | 6,5 | 10,0 | 14,0 | 46,08 | 36,2 | 4260,0 | 377,0 | 210,0 | 96,2 | 622 | 80,2 | 36,7 |
| 26Ш1 | 251,0 | 180,0 | 7,0 | 10,0 | 16,0 | 54,37 | 42,7 | 6225,0 | 496,0 | 276,0 | 107,0 | 974 | 108,2 | 42,3 |
| 26Ш2 | 255,0 | 180,0 | 7,5 | 12,0 | 16,0 | 62,73 | 49,2 | 7429,0 | 583,0 | 325,0 | 108,8 | 1168 | 129,8 | 43,1 |
| 30Ш1 | 291,0 | 200,0 | 8,0 | 11,0 | 18,0 | 68,31 | 53,6 | 10400 | 715,0 | 398,0 | 123,4 | 1470 | 147,0 | 46,4 |
| 30Ш2 | 295,0 | 200,0 | 8,5 | 13,0 | 18,0 | 77,65 | 61,0 | 12200 | 827,0 | 462,0 | 125,3 | 1737 | 173,7 | 47,3 |
| 30Ш3 | 299,0 | 200,0 | 9,0 | 15,0 | 18,0 | 87,0 | 68,3 | 14040 | 939,0 | 526,0 | 127,0 | 2004 | 200,4 | 48,0 |
| 35Ш1 | 338,0 | 250,0 | 9,5 | 12,5 | 20,0 | 95,67 | 75,1 | 19790 | 1171,0 | 651,0 | 143,8 | 3260 | 261,0 | 58,4 |
| 35Ш2 | 341,0 | 250,0 | 10,0 | 14,0 | 20,0 | 104,74 | 82,2 | 22070 | 1295,0 | 721,0 | 145,2 | 3650 | 292,0 | 59,0 |
| 35Ш3 | 345,0 | 250,0 | 10,5 | 16,0 | 20,0 | 116,3 | 91,3 | 25140 | 1458,0 | 813,0 | 147,0 | 4170 | 334,0 | 59,9 |
| 40Ш1 | 338,0 | 300,0 | 9,5 | 14,0 | 22,0 | 122,4 | 96,1 | 34360 | 1771,0 | 976,0 | 167,6 | 6306 | 420,0 | 71,8 |
| 40Ш2 | 392,0 | 300,0 | 11,5 | 16,0 | 22,0 | 141,6 | 111,1 | 39700 | 2025,0 | 1125,0 | 167,5 | 7209 | 481,0 | 71,4 |
| 40Ш3 | 396,0 | 300,0 | 12,5 | 18,0 | 22,0 | 157,2 | 123,4 | 44740 | 2260,0 | 1259,0 | 168,7 | 8111 | 541,0 | 71,8 |
| 50Ш1 | 484,0 | 300,0 | 11,0 | 15,0 | 26,0 | 145,7 | 114,4 | 60930 | 2518,0 | 1403,0 | 204,5 | 6762,0 | 451,0 | 68,1 |
| 50Ш2 | 489,0 | 300,0 | 14,5 | 17,5 | 26,0 | 176,6 | 138,7 | 72530 | 2967,0 | 1676,0 | 202,6 | 7900 | 526,0 | 66,9 |
| 50Ш3 | 495,0 | 300,0 | 15,5 | 20,5 | 26,0 | 199,2 | 156,4 | 84200 | 3402,0 | 1923,0 | 205,6 | 9250 | 617,0 | 68,1 |
| 50Ш4 | 501,0 | 300,0 | 16,5 | 23,5 | 26,0 | 221,7 | 174,1 | 96150 | 3838,0 | 2173,0 | 208,2 | 10600 | 707,0 | 69,2 |
| 60Ш1 | 580,0 | 320,0 | 12,0 | 17,0 | 28,0 | 181,1 | 142,1 | 107300 | 3701,0 | 2068,0 | 243,5 | 9302 | 581,0 | 71,7 |
| 60Ш2 | 587,0 | 320,0 | 16,0 | 20,5 | 28,0 | 225,3 | 176,9 | 131800 | 4490,0 | 2544,0 | 241,9 | 11230 | 702,0 | 70,6 |
| 60Ш3 | 595,0 | 320,0 | 18,0 | 24,5 | 28,0 | 261,8 | 205,2 | 156900 | 5273,0 | 2997,0 | 244,8 | 13420 | 839,0 | 71,6 |
| 60Ш4 | 603,0 | 320,0 | 20,0 | 28,5 | 28,0 | 298,34 | 234,2 | 182500 | 6055,0 | 3455,0 | 247,3 | 15620 | 976,0 | 72,3 |
| 70Ш1 | 683,0 | 320,0 | 13,5 | 19,0 | 30,0 | 216,4 | 169,9 | 172000 | 5036,0 | 2843,0 | 281,9 | 10400 | 650,0 | 69,3 |
| 70Ш2 | 691,0 | 320,0 | 15,0 | 23,0 | 30,0 | 251,7 | 197,6 | 205500 | 5949,0 | 3360,0 | 285,8 | 12590 | 787,0 | 70,7 |
| 70Ш3 | 700,0 | 320,0 | 18,0 | 27,5 | 30,0 | 299,8 | 235,4 | 247100 | 7059,0 | 4017,0 | 287,2 | 15070 | 942,0 | 70,9 |
| 70Ш4 | 708,0 | 320,0 | 20,5 | 31,5 | 30,0 | 341,6 | 268,1 | 284400 | 8033,0 | 4598,0 | 288,5 | 17270 | 1079,0 | 71,1 |
| 70Ш5 | 718,0 | 320,0 | 23,0 | 36,5 | 30,0 | 389,7 | 305,9 | 330600 | 9209,999 | 5298,0 | 291,3 | 20020 | 1251,0 | 71,7 |

Прогибы (раздел 10 СНиП 2.01.07–85)

| Элементы конструкций | Предъявляемые требования | Вертикальные предельные прогибы f_u | Нагрузки для определения вертикальных прогибов |
|---|-----------------------------------|--|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1. Балки крановых путей под мостовые и подвесные краны, управляемые: с пола, в том числе тельферы (тали) | Технологические | 1 / 250 | От одного крана |
| из кабины при группах режимов работы (по ГОСТ 25546–82): 1К-6К | Физиологические и технологические | 1 / 400 | То же |
| 7К | | 1 / 500 | „ |
| 8К | | 1 / 600 | „ |
| 2. Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов): а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l , м: | Эстетико-психологические | $l \leq 1$ | Постоянные и временные длительные |
| $l = 3$ | | 1 / 120 | |
| $l = 6$ | | 1 / 150 | |
| $l = 24$ (12) | | 1 / 200 | |
| $l \geq 36$ (24) | | 1 / 250 | |
| | | 1 / 300 | |
| б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними | Конструктивные | Принимаются в соответствии с п.6 СНБ [2] | Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами конструкций и перегородками, расположенными под элементами |

Окончание табл. П15

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|--|-----------------------------------|---|--|
| в) покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок) | | 1 / 150 | Действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек |
| г) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых: с пола | Технологические | 1/300 или <i>a</i> /150 (меньшее из двух) | Временные с учетом нагрузки от одного крана или тельфера (тали) на одном пути |
| из кабины | Физиологические | 1 / 400 или <i>a</i> /200 (меньшее из двух) | От одного крана или тельфера (тали) на одном пути |
| д) перекрытий, подверженных действию: перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте) нагрузок от рельсового транспорта: узкоколейного | Физиологические и технологические | 1 / 350 1 / 400 | 0,7 полных нормативных значений временных нагрузок или нагрузки от одного погрузчика (более неблагоприятное из двух) От одного состава вагонов (или одной напольной машины) на одном пути |
| ширококолейного | | 1/500 | То же |

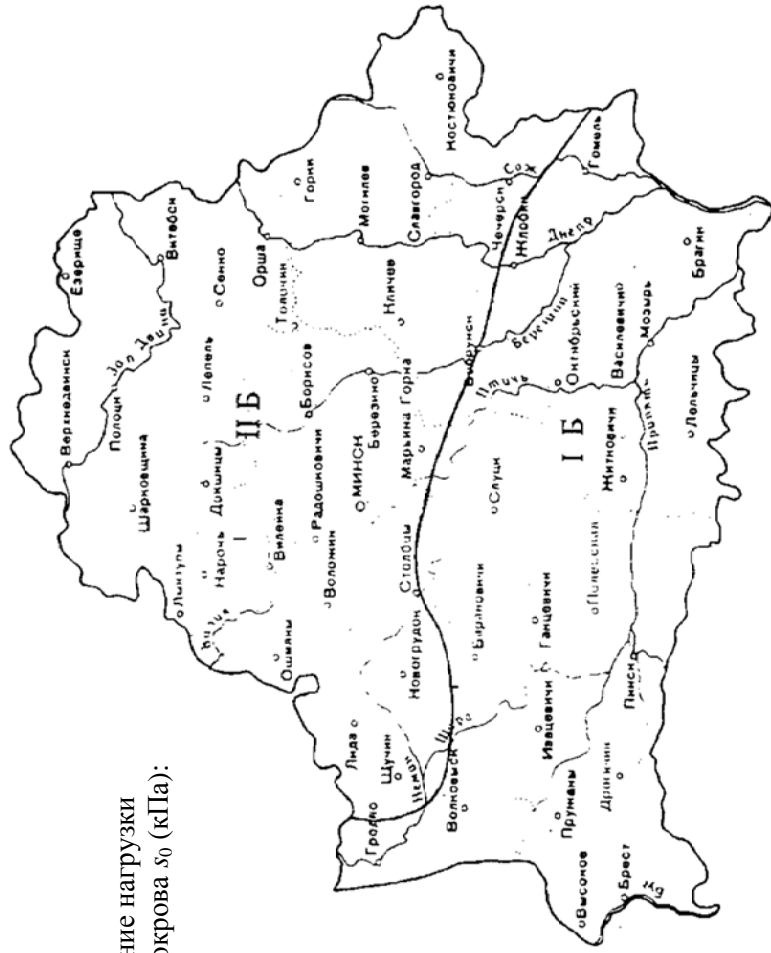
Таблица П16

Номинальные размеры толщины и ширины обрезных пиломатериалов с параллельными кромками, мм

| Толщина | Ширина | | | | | | | | |
|---------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 16 | 75 | 100 | 125 | 150 | – | – | – | – | – |
| 19 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | – | – | – | – |
| 22 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | – | – |
| 25 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 32 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 40 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 44 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 60 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 75 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 100 | – | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 |
| 125 | – | – | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | – |
| 150 | – | – | – | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | – |
| 175 | – | – | – | – | 175 | 200 | 225 | 250 | – |
| 200 | – | – | – | – | – | 200 | 225 | 250 | – |
| 250 | – | – | – | – | – | – | – | 250 | – |

По согласованию с потребителем допускается изготавливать пиломатериалы с размерами, не указанными в таблице.

- Нормативное значение нагрузки
от веса снегового покрова s_0 (кПа):
- район IБ - 0,8;
 - район IIБ - 1,2



Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова

Учебное издание

ЛОВЫГИН Александр Николаевич
ЗВЕРЕВ Владимир Федорович
БОНДАРЬ Вадим Викторович и др.

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие
по выполнению курсовой работы по дисциплине
«Инженерные конструкции» для студентов специальности
1-69 01 01 «Архитектура»

Редактор *Т. Н. Микулик*
Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой*

Подписано в печать 18.09.2014. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 5,23. Уч.-изд. л. 4,09. Тираж 150. Заказ 662.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.