

## СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПОКРЫТИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ НА БАЛОЧНОЙ ОСНОВЕ

Козлова Наталья Петровна

магистрант

Владимирский государственный университет  
имени А.Г. и Н.Г. Столетовых, Владимир

**Аннотация.** В статье рассматривается покрытие одноэтажного промышленного здания пролётом 18 м, выполненное из балок, армированных без предварительного напряжения арматуры, а также с строительной высотой конструкции значительно меньшей в сравнении с типовыми решениями. Предлагается алгоритм расчёта такой конструкции.

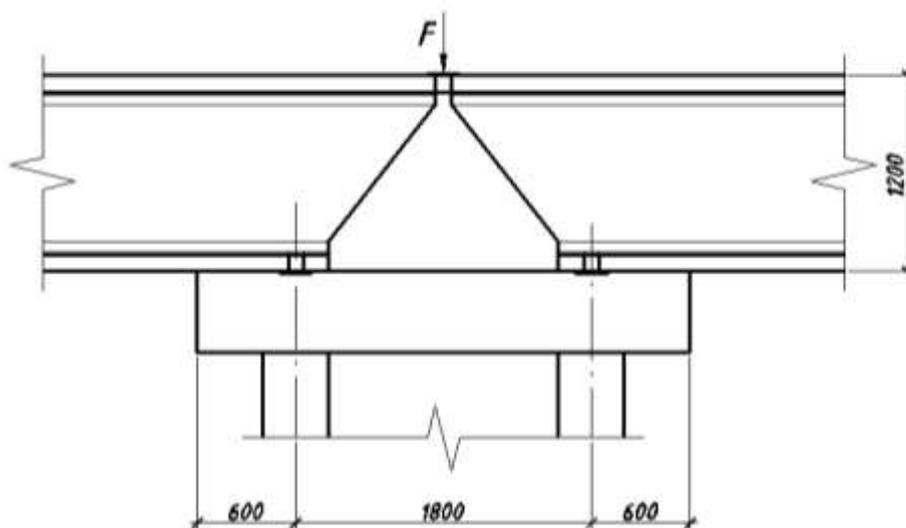
**Ключевые слова:** промышленное здание, покрытие, железобетонная балка, конструкции без предварительного напряжения арматуры, расчёт на прочность.

Покрытие одноэтажного промышленного здания каркасного типа в типовом проекте выполняется в виде настила из ребристых плит длиной 6 или 12 м по стропильным конструкциям – ригелям, опирающимся на колонны и перекрывающим пролёты. При шаге колонн 12 м и длине плит 6 м применяются подстропильные конструкции – балки или фермы, направленные вдоль цеха и дающие ригелям дополнительные опоры. При пролётах 18 м стропильными конструкциями чаще всего служат двускатные балки. Они долговечны, устойчивы к изгибающим, сжимаю-

щим, растягивающим и вибрационным усилиям, имеют высокую механическую, химическую, биологическую и физическую прочность.

Стропильные балки армируются предварительно напряженной арматурой, трудоёмки в изготовлении, транспортировании, монтаже, имеют большую высоту; вместе с ребристыми плитами покрытия они в середине пролёта добавляют к высоте здания 3,75 м. Колонны располагаются с шагом 6 или 12 м, что не всегда достаточно для расстановки технологического оборудования или модернизации производства. Представляется актуальной задача увеличения расстояния между колоннами, уменьшения строительной высоты покрытия и разработки более компактных и лёгких в изготовлении, транспортировании и монтаже конструкций.

Предлагается конструктивное решение сборно-монолитных покрытий на балочной основе для промышленных зданий с пролётом 18 м при шаге поперечных осей 18 м. Вдоль цеха монтируются подстропильные балки двутаврового сечения, которые через небольшие вспомогательные балки длиной 3 м опираются на спаренные колонны, что увеличивает их жёсткость и уменьшает максимальные изгибающие моменты (рис. 1). Смежные подстропильные балки по нижней кромке свариваются с закладными деталями вспомогательной балки, а вверху соединяются сваркой выпусков арматуры растянутой зоны и работают по неразрезной схеме.



**Рис. 1. Схема опорного узла подстропильной балки**

Стропильные балки опираются шарнирно; для пролётов 18 м имеют грузовую полосу шириной 3 м и двутавровое сечение с верхней полкой 25 мм. Все балки выполняются из бетона класса В40 и армируются стержневой арматурой класса А500С без предварительного напряжения с распределением её в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. Такая конструктивная схема позволяет резко уменьшить строительную высоту покрытия и представляется наиболее целесообразной для защиты от прогрессирующих воздействий при выходе из строя одной из колонн.

Учитывались следующие нагрузки:

1. Снеговая для III района: нормативная – 0,00165 МПа, длительная – 0,000825 МПа, расчётная – 0,00231 МПа;
2. От кровельного ковра, содержащего пароизоляционный, теплоизоляционный и гидроизоляционный слои: нормативная – 0,00069 МПа, расчётная – 0,000897 МПа;
3. От собственного веса балок.

Расчёты на прочность выполнялись в соответствии с СП [1].

Расчёты по второй группе предельных состояний выполнялись с учётом физической нелинейности деформирования бетона и арматуры на основе следующих предпосылок:

1. Гипотеза плоских сечений;
2. В сжатой зоне бетон деформируется в соответствии с рекомендованной СП [1] трёхлинейной диаграммой состояния;
3. В растянутой зоне работа бетона учитывается косвенно – с помощью коэффициента  $\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{cr}}{M}$ , повышающего модуль упругости

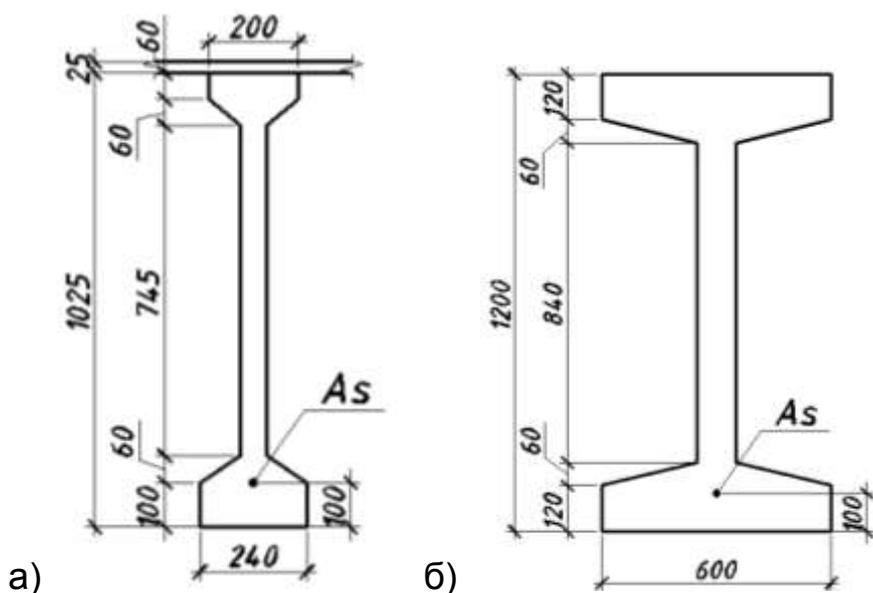
арматуры до величины  $\frac{E_s}{\psi_s}$ , где  $M_{cr}$  момент образования трещин,  $M$  – момент от нагрузки,  $E_s$  – модуль упругости арматуры;

4. Арматура деформируется по рекомендованной СП [1] двухлинейной диаграмме.

Момент образования трещин определяется с учётом неупругих деформаций в бетоне растянутой зоны при следующих предпосылках:

1. Гипотеза плоских сечений;
2. В сжатой зоне бетон работает упруго при начальном модуле упругости  $E_b$ ;
3. В растянутой зоне напряжения в бетоне возрастают упруго до величины  $R_{bt,ser}$  – расчётного сопротивления для предельных состояний второй группы, при дальнейшем деформировании остаются постоянными;
4. Деформации наиболее напряженного волокна растянутой зоны равны 0,00015;
5. Арматура деформируется упруго.

Алгоритм такого расчёта, подробно описанный в работе [2], успешно прошёл проверку: сравнение вертикальных перемещений ребристой плиты в составе покрытия, полученных расчётом и определенных экспериментально, показало хорошее совпадение [3].



**Рис. 2. Геометрические характеристики стропильной и подстропильной балки:**  
**а) стропильная балка; б) подстропильная балка**

На рисунке 2 показаны поперечные сечения стропильных и подстропильных балок и их геометрические характеристики. Для стропильных балок на рисунке 2 показано сечение сборной части, которое при возведении здания дополняется монолитной плитой толщиной 25 мм, которая включается в расчётное сечение балки как верхняя полка на всю ширину, равную расстоянию между балками.

### Расчёт подстропильной балки

Расчетная распределенная нагрузка, действующая на балку, складывающаяся из нагрузки от веса снегового покрова, кровельного покрытия и собственного веса железобетонных конструкций и составляет:  $q_p = 0,106$  МН/м.

В данной балке принято одинаковое армирование по всей длине, поэтому расчётный момент в середине пролёта и на опорах будет одинаковый и определяется из формулы:

$$M = \frac{M}{2} = \left( \frac{ql^2}{8} \right) / 2 \quad (1)$$

$$M = 1,49 \text{ МН*м.}$$

Условие прочности при расчёте изгибаемых железобетонных элементов записывается в виде:

$$R_b \xi b h_0 \leq R_s A_s$$
$$M \leq R_b \alpha_m b h_0^2 \quad (2)$$

Из условия (2) находим параметрический коэффициент  $\alpha_m$  по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (3)$$

$$\alpha_m = 0,104.$$

По формулам (4), (5) находим параметрические коэффициенты  $\xi$  и  $\eta$ .

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (4)$$

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

$$\xi = 0,11;$$

$$\eta = 0,945.$$

С учётом найденных параметрических коэффициентов определяем требуемую площадь сечения арматуры по формуле:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} \quad (6)$$

$$A_s = 0,00331 \text{ м}^2.$$

Подбираем армирование из 13 стержней арматуры  $\varnothing 18$  класса А500 с  $A_s = 0,003308 \text{ м}^2$ . Процент армирования сечения:  $\mu = 3,01 \%$ .

### Расчёт подстропильной балки

Расчетная распределенная нагрузка, действующая на балку, складывающаяся из нагрузки от веса снегового покрова, кровельного покрытия и собственного веса железобетонных конструкций и составляет:  $q_p = 0,016 \text{ МН/м}$ .

Расчётный момент определяется из формулы:

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad (7)$$

$$M = 0,616 \text{ МН*м}$$

Далее расчёт ведется по вышеприведённым формулам (2)-(6). В результате получаем следующие значения:

- $\alpha_m = 0,0121$ ;
- $\xi = 0,012$ ;
- $\eta = 0,994$ ;
- $A_s = 0,00154 \text{ м}^2$ .

Подбираем армирование из 10 стержней арматуры Ø14 класса А500 с  $A_s = 0,00154 \text{ м}^2$ . Процент армирования сечения:  $\mu = 2,77 \%$ .

Таким образом в статье рассмотрен расчёт армирования железобетонного сборно-монолитного покрытия, состоящего из стропильных и подстропильных балок пролётом 18 м. Такая конструкция значительно уменьшает строительную высоту здания и позволяет увеличить расстояние между колоннами, что является актуальным для промышленного строительства.

### **Список использованных источников**

1. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введ. 2013-01-01. М.: Минстрой России, 2015. 162 с.
2. Рязанов М.А., Шишов И.И., Рощина С.И., Лукин М.В. Расчет изгибаемых элементов с учетом физической нелинейности деформирования // Вестник ВГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 12. С. 58-64.
3. Рязанов М.А., Шишов И.И., Рощина С.И., Сергеев М.С., Смирнов Е.А. Экспериментальные исследования работы сборно-монолитного покрытия производственного здания // ВСТ – Бюллетень строительной техники. 2016. № 12. С. 57-61.