

Сборные железобетонные конструкции многоэтажного каркасного здания (связевый вариант)

**Методические указания
по выполнению курсового проекта**

Введение

Задачи курсового проекта, условия и объем работы

Компоновка здания

Проектирование элементов здания

**Расчет и конструирование панелей
пустотных
ребристых**

Расчет и конструирование ригеля

Расчет и конструирование колонны

Графическая часть проекта

Приложение 1. Исходные данные

Приложение 2. Сортамент арматуры

Приложение 3. Формы документов, обозначения

Литература

**Советы
пользователю**

Авторы



Введение

Многоэтажными бывают не только жилые дома, но также здания производственного, административно-бытового и общественного назначения. Подобные здания чаще всего выполняют каркасными из сборного железобетона. **Каркас** — это пространственный остов, несущий вертикальные и горизонтальные нагрузки и собираемый из отдельных элементов: колонн, ригелей, панелей перекрытий и связей жесткости.

Панели (плиты) перекрытий непосредственно воспринимают нагрузки на каждом этаже от веса пола, оборудования и людей. Эти нагрузки, вместе с собственным весом панелей, передаются на ригели; последние опираются своими концами на консоли **колонн**. Причем колонна каждого этажа воспринимает нагрузку от колонн вышележащих этажей. Следовательно, самые нагруженные — колонны нижнего этажа, их устанавливают на **фундаменты**, через которые и передается на основание вся нагрузка от здания.

Кроме вертикальных на здание действуют и горизонтальные нагрузки: ветровое давление, от торможения внутрицехового транспорта, а также случайные воздействия, не всегда поддающиеся учету. Совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок может привести к потере общей устойчивости здания, если не обеспечить **пространственную жесткость**, т. е. жесткость в трех плоскостях: двух вертикальных и горизонтальной. Сделать это можно двумя способами.

Первый — создать **жесткие узлы сопряжения ригелей с колоннами**, которые в отличие от шарнирных способны воспринимать не только продольные и поперечные силы, но и изгибающие моменты. Такие каркасы называют **рамными** (рис. 1, а). Второй — **соединить часть колонн специальными связями жесткости**, сохранив шарнирное опирание ригелей на консоли колонн. Роль таких связей могут выполнять межкомнатные железобетонные перегородки — их называют **диафрагмами жесткости**. Подобный тип каркасов получил название **связевого** (рис. 1, б). В обоих случаях горизонтальными связями являются панели перекрытий, которые образуют жесткие диски либо за счет приварки их к ригелям, либо за счет плотно замоноличенных продольных и поперечных швов между конструкциями. У каждой системы есть своя область применения. Например, рамные каркасы более трудоемки и материалоемки, но зато этажные пространства в них не перегородиваются диафрагмами, поэтому они предпочтительны для производственных зданий. Связевые каркасы применяют там, где по соображениям планировки перегородки не являются помехой: учреждения, школы, больницы, некоторые промышленные предприятия. В таких зданиях нагрузки на перекрытия сравнительно небольшие, поэтому и конструкции здесь более легкие — в них можно применять так называемые «скрытые» консоли колонн, не выступающие за габариты ригелей, что увеличивает объем помещений и улучшает их интерьер (рис. 1, б).

Задачи курсового проекта, условия и объем работы

Целью работы является проектирование несущих конструкций связевого каркаса трехпролетного многоэтажного здания. Разумеется, выполнить весь проект за короткое время не под силу даже опытному инженеру, поэтому мы ограничимся только некоторыми, наиболее характерными элементами: рядовой панелью перекрытий, ригелем среднего пролета и средней колонной первого этажа. Каждую конструкцию нужно рассчитать по прочности (а панель перекрытий также по жесткости и трещиностойкости) и разработать чертежи.

Исходными данными для проектирования ([приложение 1](#)) являются: размеры здания в плане по наружным осям $L_1 \times L_2$, расстояния между продольными и поперечными разбивочными осями $l_1 \times l_2$ (сетка колонн), количество и высота этажей, полезная нормативная нагрузка на 1 м^2 покрытия и перекрытий (включая постоянную, длительную и кратковременную) и классы рабочей арматуры. Перечисленных данных, однако, недостаточно для того, чтобы непосредственно приступить к разработке конструкций. Вначале необходимо компоновать здание, определить габариты каждой конструкции и расчетные пролеты. Напомним, что чертежи следует выполнять с учетом требований Системы проектной документации для строительства — СПДС [6, 7]. В частности, проект должен иметь шифр, например: КП1. ЖБК. 03, где КП1 означает «курсовой проект № 1», ЖБК — учебная дисциплина «железобетонные конструкции», 03 — номер задания.

Компоновка здания

Ригели ориентируются, как правило, в поперечном, а панели перекрытий — в продольном направлениях. Номинальная длина ригеля меньше расстояния между разбивочными осями на высоту сечения колонны h_c (рис. 16). Панели перекрытий, за редким исключением, опираются не на верхнюю грань, а на полки ригелей (делается это для увеличения полезной высоты помещений), поэтому номинальная длина панелей зависит не только от шага поперечных осей, но и от ширины сечения ригелей (рис. 2). Следует также помнить, что при изготовлении изделий и их монтаже фактические размеры и расстояния между осями могут отклоняться от проектных в большую или меньшую сторону. Отклонения ограничивают допусками, которые учитывают при проектировании: в чертежах предусматривают зазоры между элементами, которые должны обеспечивать также удобство заполнения их раствором или бетоном после монтажа. С учетом этих зазоров и назначают проектную длину конструкций.

Длины ригелей и размеры панелей зависят, кроме того, от типа привязки крайних колонн к наружным осям здания: для рамных каркасов применяют **нулевую** привязку (рис. 1а), для связевых — **осевую** (рис. 1б).

В связевых каркасах применяют панели перекрытий обычно двух типов: **пустотные** с высотой сечения 220 мм и **ребристые** с высотой сечения от 300 до 400 мм (рис. 2). Ширину пустотных панелей принимают в пределах от 1,2 до 1,8 м, ребристых — от 1,2 до 1,5 м, доборных — не менее 0,6 м. По местоположению в перекрытии различают панели рядовые, межколонные средние и межколонные крайние. Межколонные могут иметь вырезы в торцах для огибания колонн.

Размеры сечения ригелей зависят от нагрузки и пролета; высота h колеблется от 450 до 600 мм, а ширина ребра b — от 200 до 300 мм. При этом ширина свесов полок, как правило, составляет 100 мм, а высота полки $h \geq 150$ мм. Данные для предварительного назначения сечения ригелей приведены в табл.1.

Пустотные панели укладывают на полки ригелей через выравнивающий слой раствора толщиной 10 мм, а ребристые прикрепляют сваркой закладных деталей (межколонные приваривают в любом случае).

Колонны связевых каркасов имеют квадратное сечение, размеры которого обычно не меняют по всей высоте здания и определяют по колоннам первого этажа. При усилии от расчетной нагрузки в колонне более 2500 кН лучше принимать сечение 400 × 400 мм, менее 2000 кН — 300 × 300 мм, при иных значениях усилия — одно из этих или промежуточное сечение.



Пример 1. Компоновка здания, определение габаритов и расчетных пролетов конструкций

Требуется определить габаритные размеры несущих конструкций пятиэтажного трехпролетного каркасного здания связевого типа и вычертить схему расположения элементов каркаса: план перекрытия первого этажа, поперечный разрез, узлы и спецификацию.

Исходные данные: размеры в плане по наружным осям 18×62 м, сетка колонн $6 \times 6,2$ м, высота этажей в осях 4,2 м, панели перекрытий пустотные, район строительства г. Новосибирск (IV снеговой район по [карте 1 \[1\]](#)) с расчетной снеговой нагрузкой 2,4 МПа по [табл. 4*, \[1\]](#), нагрузки на перекрытие приведены в [табл. 2](#), на покрытие — в [табл. 3](#), здание нормального уровня надежности ($\gamma_n = 0,95$).

Решение. Для назначения размеров сечения колонн приближенно, без учета собственного веса ригелей и колонн, определяем усилие от расчетной нагрузки в колонне первого этажа. По [табл. 2](#) расчетная нагрузка на перекрытие равна 9,9 кПа. При четырех междуэтажных перекрытиях и грузовой площади колонны $6 \cdot 6,2 = 37,2$ м² усилие в колонне составит $4 \cdot 9,9 \cdot 37,2 = 1473$ кН. По [табл. 3](#) расчетная нагрузка на покрытие — 7,14 кПа, усилие в колонне от нее — $7,14 \cdot 37,2 = 265,6$ кН. Полное усилие в колонне: $1473 + 265,6 = 1738,6$ кН, что меньше 2000 кН. Принимаем сечение колонн 300×300 мм.

Так как привязка крайних колонн осевая, проектная длина ригелей $l = 6000 - 300 - 40 = 5660$ мм ([рис. 1,б](#)). Размеры сечения ригелей назначаем $b \times h = 200 \times 450$ мм с шириной полки $b_f = 400$ мм ([табл. 1](#), [рис. 2,а](#)). Тогда проектная длина панелей с учетом зазоров $l = 6200 - 200 - 20 = 5980$ мм. При расстоянии между продольными (буквенными) осями колонн 6000 мм номинальную ширину рядовых и средних межколонных панелей назначаем равной 1200 мм, а крайних межколонных — 750 мм (фактическая проектная ширина с учетом допусков будет на 10 мм меньше — 1190 и 740 мм). Колонны принимаем с поэтажной разрезкой, стыки колонн располагаем на расстоянии 650 мм от верха ригелей.

Вычерчиваем схемы расположения элементов скомпонованного каркаса, включая план первого этажа, поперечный разрез, узлы и спецификацию ([чертеж КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ](#)). При этом предусматриваем в колоннах по осям А и Г одну консоль, в отличие от двух консолей в колоннах по осям Б и В; колонны, расположенные у торцевых стен, нагружены меньше остальных, поэтому всем им присваиваем разные марки — от К1 до К4. Ригели имеют две марки — однополочные у торцевых стен (на них опираются панели только с одной стороны) и двухполочные остальные. По-разному маркируем также панели перекрытий — рядовые, межколонные средние и межколонные крайние. Диафрагмы жесткости, лестничные клетки, наружные стеновые панели и другие элементы на схеме условно не показываем. Спецификацию заполняем после подсчета собственной массы конструкций, то есть после завершения их рабочих чертежей. Основную надпись выполняем [по форме 3 \[6\]](#).

Расчет и конструирование панелей перекрытия

С точки зрения статического расчета все типы панелей рассматривают как свободно опертые однопролетные балки, нагруженные равномерно распределенной нагрузкой q в кН / м. Для ее определения необходимо умножить распределенную по площади нагрузку (в кПа или кН / м²) на номинальную ширину панели (в м). Расчетный пролет l_0 принимают равным расстоянию между осями опор (**рис. 2, а**).

Пустотные панели рассчитывают по прочности как балки таврового сечения с полкой в сжатой зоне, а по второй группе предельных состояний — двутаврового. Ребристые панели рассчитывают как тавровые балки, заменяя трапецидальное сечение продольных ребер на прямоугольное. В ребристых панелях выполняют также расчет полки на местный изгиб (в поперечном направлении). При отсутствии поперечных ребер полку рассматривают как частично защемленную балку. Если имеются поперечные ребра, то полку рассчитывают как плиту, опертую по контуру.

В процессе расчета рекомендуем пользоваться размерностями: $1 \text{ м} = 1 \cdot 10^3 \text{ мм}$ и $1 \text{ кН} = 1 \cdot 10^3 \text{ Н}$. Через них удобно выражать и другие величины: нагрузку — $1 \text{ кН} / \text{м}^2 = 1 \text{ кПа}$; $1 \text{ кН} / \text{м} = 1 \text{ Н} / \text{мм}$; изгибающий момент — $1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$; напряжения — $1 \text{ МПа} = 1 \text{ Н} / \text{мм}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кПа}$.

Пример 2. Расчет и конструирование пустотной панели

Требуется запроектировать пустотную панель перекрытия с номинальными размерами $1,2 \times 6 \text{ м}$.

Исходные данные. Проектные размеры — $1190 \times 5980 \text{ мм}$, высота сечения — 220 мм , бетон тяжелый класса В25 с нормативными сопротивлениями по **табл. 12 [2]** $R_{bn} = 18,5 \text{ МПа}$, $R_{btn} = 1,6 \text{ МПа}$ и расчетными по **табл. 13 [2]** $R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$. При $\gamma_{b2} = 0,9$ (т.к. панель не подвержена действию особо кратковременных нагрузок) $R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ МПа}$. При изготовлении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении, поэтому модуль упругости по **табл. 18 [2]** $E_b = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Продольная напрягаемая арматура — стержни класса А-IV с нормативным сопротивлением по **табл. 19 [2]** $R_{sn} = 590 \text{ МПа}$ и расчетным по **табл. 22 [2]** $R_s = 510 \text{ МПа}$. Модуль упругости по **табл. 29 [2]** $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; способ предварительного натяжения арматуры — электротермический на упоры формы. Примем предварительное напряжение арматуры $\sigma_{sp} = 460 \text{ МПа}$. При электротермическом способе натяжения возможное отклонение величины контролируемого напряжения $p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 6,4 = 86,25 \text{ МПа}$; тогда $\sigma_{sp} + p = 460 + 86,25 = 546,25 \text{ МПа}$, что не превышает $R_{sn} = 590 \text{ МПа}$. Поперечная арматура и сварные сетки — из проволо-

ки класса Вр-I с расчетными сопротивлениями по **табл. 23 [2]** $R_s = 410$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа. Предусмотрены шесть круглых пустот диаметром $d = 159$ мм.

Проектирование пустотной панели состоит из следующих этапов:

Нагрузки и воздействия

Приведенные сечения

Расчет прочности нормальных и наклонных сечений

Потери предварительного напряжения


Расчет по образованию трещин

Расчет по раскрытию трещин

Расчет прогиба панели

Конструирование панели



Для возврата в это оглавление
со страниц примера используйте
элемент навигации 

Нагрузки и воздействия. Нагрузки приведены в **табл. 2**. Глубина площадки опирания панели на полку ригеля: $(100 - 10) = 90$ мм (где 100 мм — ширина свеса полки, 10 мм — зазор), тогда расчетный пролет панели $l_0 = 5980 - 2 \cdot 90 / 2 = 5890$ мм = 5,89 м.

Погонные нагрузки на панель при номинальной ширине 1,2 м с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$: расчетная $q = 9,9 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 11,29$ кН / м, нормативная полная $q_n = 8,5 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 9,69$ кН / м, нормативная постоянная и длительная $q_{n,l} = 6,4 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 7,3$ кН / м.

Усилия от расчетной нагрузки

$$M = q l_0^2 / 8 = 11,29 \cdot 5,89^2 / 8 = 48,96 \text{ кН} \cdot \text{м} = 48,96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, Q = q l_0 / 2 = 11,29 \cdot 5,89 / 2 = 33,25 \text{ кН} = 33,25 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

от нормативной полной нагрузки

$$M_n = q_n l_0^2 / 8 = 9,69 \cdot 5,89^2 / 8 = 42,02 \text{ кН} \cdot \text{м} = 42,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, Q_n = q_n l_0 / 2 = 9,69 \cdot 5,89 / 2 = 28,54 \text{ кН} = 28,54 \cdot 10^3 \text{ Н};$$



от нормативной постоянной и длительной нагрузок

$$M_{n,l} = q_{n,l} l_0^2 / 8 = 7,3 \times 5,89^2 / 8 = 31,66 \text{ кН} \cdot \text{м} = 31,66 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, Q_{n,l} = q_{n,l} l_0 / 2 = 7,3 \cdot 5,89 / 2 = 21,55 \text{ кН} = 21,55 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Приведем фактическое сечение плиты (**рис. 3 а**) к расчетным. Высота сечения равна фактической высоте панели $h = 220 \text{ мм}$; полезная высота сечения $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$. В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h_f' = (h - d) / 2 = (220 - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм}$; ширина полки равна ширине плиты поверху $b_f' = 1190 - 15 \cdot 2 = 1160 \text{ мм}$; расчетная ширина ребра $b = 1190 - 15 \cdot 2 - 159 \cdot 6 = 206 \text{ мм}$ (**рис. 3 б**).

Для расчетов по предельным состояниям второй группы сечение приводят к двутавровому (**рис. 3 в**), заменяя круглые отверстия на квадратные со стороной $0,9 d$. Тогда расчетные толщины полк двутаврового сечения $h_f = h_f' = (h - 0,9 d) / 2 = (220 - 0,9 \cdot 159) / 2 = 38,45 \text{ мм}$; ширина нижней полки равна ширине плиты $b_f = 1190 \text{ мм}$, верхней — $b_f' = 1160 \text{ мм}$; расчетная ширина ребра $b = 1190 - 15 \cdot 2 - 159 \cdot 0,9 \cdot 6 = 301,4 \text{ мм}$.

Расчет прочности нормальных сечений. Поскольку

$R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 13,05 \cdot 1160 \cdot 30,5 \cdot (190 - 15,75) = 80,45 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 48,96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, сжатая зона не выходит за пределы полки (в противном случае расчет следует вести по п. 3.16 б [2]).

Определяем высоту сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M / R_b b_f'} = 190 - \sqrt{190^2 - 2 \cdot 48,96 \cdot 10^6 / (13,05 \cdot 1160)} = 17,9 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны $\xi = x / h_0 = 17,9 / 190 = 0,094$.

Характеристика сжатой зоны $\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,5 = 0,742$.

Отклонение натяжения при электротермическом способе от проектного

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 p (1 + 1 / \sqrt{n_p}) / \sigma_{sp} = 0,5 \cdot 86,25 \cdot (1 + 1 / 2) / 460 = 0,141,$$

где n_p — число натягиваемых стержней в сечении (предварительно принято $n_p = 4$).

Тогда коэффициент точности натяжения

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,141 = 0,859.$$

Граничная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{sR} (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{sc,u}] = 0,742 / [1 + 515 \cdot (1 - 0,742 / 1,1) / 500] = 0,556,$$

здесь $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp} = 510 + 400 - 0,859 \cdot 460 = 515$ МПа.

Условие $\xi \leq \xi_R$ выполнено.

Определяем коэффициент условий работы γ_{s6} , учитывающий работу напрягаемой арматуры выше условного предела текучести,

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2 \xi / \xi_R - 1) = 1,2 - (1,2 - 1) (2 \cdot 0,094 / 0,557 - 1) = 1,33 > \eta = 1,2,$$

где η — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

A-IV.....1,20;

A-V, B-II, B_p-II, K-7 и K-19.....1,15;

A-VI и A_T-VII1,10.

Принимаем $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$.

Затем определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b b_f' x / (\gamma_{s6} R_s) = 13,05 \cdot 1160 \cdot 17,9 / (1,2 \cdot 510) = 442,8 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø12 A-IV с площадью $A_s = 452 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**). Напрягаемые стержни располагаем симметрично в ребрах панели, учитывая, что неармированным может оставаться не более одного ребра подряд.

Так как $\mu = A_s / b h_0 = 452 / (206 \cdot 190) = 0,0115 > \mu_{\min} = 0,0005$, **конструктивные требования соблюдены**.

Проверяем прочность при подобранной арматуре:

$$x = \gamma_{s6} R_s A_s / (R_b b_f') = 1,2 \cdot 510 \cdot 452 / (13,05 \cdot 1160) = 18,27 \text{ мм},$$

$$M_u = R_b b_f' x (h_0 - 0,5x) = 13,05 \cdot 1160 \cdot 18,27 \cdot (190 - 9,15) = 50,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 48,96 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность достаточна.

Наклонные сечения. Опыт проектирования показывает, что в пустотных панелях, особенно в предварительно напряженных, поперечная арматура по расчету не нужна. На приопорных участках длиной $l / 4$ арматуру устанавливаем конструктивно: Ø4 Вр-I с шагом не более $h / 2 = 220 / 2 = 110$ мм, принимаем шаг $s = 100$ мм; в средней части пролета поперечную арматуру не устанавливаем.

Потери предварительного напряжения арматуры. При определении потерь коэффициент точности натяжения арматуры принимают $\gamma_{sp} = 1$.

Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 460 = 13,8 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, т.к. при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием. При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров σ_3 и форм σ_5 не учитываются, т.к. они учтены при определении полного удлинения арматуры.

Тогда усилие в арматуре к началу обжатия бетона

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1) A_s = (460 - 13,8) \cdot 452 = 201682 \text{ Н.}$$

Для продолжения расчета необходимо определить **геометрические характеристики приведенного сечения**.

Площадь приведенного сечения

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_b + A_s E_s / E_b = 1190 \cdot 38,45 + 1160 \cdot 38,45 + 301,4 \cdot (220 - 38,45 \cdot 2) + 452 \cdot 19 \cdot 10^4 / (27 \cdot 10^3) = \\ &= 45755,5 + 44602 + 43130 + 3181 = 136668,5 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = S_b + S_s E_s / E_b = 45755,5 \cdot 19,225 + 44602 \cdot 200,775 + 43130,3 \cdot 110 + 3181 \cdot 30 = 14,67 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 14,67 \cdot 10^6 / 136668,5 = 107 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$\begin{aligned} I_{red} &= I_b + A_s (y_0 - a)^2 E_s / E_b = 1190 \cdot 38,45^3 / 12 + 45755,5 \cdot (107 - 38,45 / 2)^2 + 1160 \cdot 38,45^3 / 12 + 44602 \cdot (200,775 - \\ &- 107)^2 + 301,4 \cdot (220 - 38,45 \cdot 2)^3 / 12 + 43130 \cdot (110 - 107)^2 + 452 \cdot (30 - 107)^2 \cdot 19 \cdot 10^4 / 27 \cdot 10^3 = 847,9 \cdot 10^6 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления сечения по нижней зоне

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 847,9 \cdot 10^6 / 107 = 7,92 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

то же, по верхней зоне

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 847,9 \cdot 10^6 / 113 = 7,50 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Эксцентриситет усилия обжатия P_1 относительно центра тяжести сечения

$$e_{op} = y_0 - a = 107 - 30 = 77 \text{ мм.}$$

Напряжение в бетоне при обжатии на уровне арматуры

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op}^2 / I_{red} = 201682 / 136668 + 201682 \cdot 77^2 / (847,9 \cdot 10^6) = 2,89 \text{ МПа}$$

(здесь в запас не учтено разгружающее влияние собственной массы панели, т.к. этот фактор зависим от технологических особенностей производства).

Передачную прочность бетона примем $R_{bp} = 0,7 B = 0,7 \cdot 25 = 17,5 \text{ МПа.}$

Тогда отношение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,89 / 17,5 = 0,165 < \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 17,5 = 0,437.$

Потери от быстроснатекающей ползучести при этом

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,165 = 5,61 \text{ МПа.}$$

Усилие в арматуре к концу обжатия

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) \cdot A_s = (460 - 13,8 - 5,61) \cdot 452 = 199147 \text{ Н}$$

и напряжение в бетоне на уровне арматуры

$$\sigma_{bp} = 2,89 \cdot 199147 / 201682 = 2,85 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,85 / 17,5 = 0,163 < 0,75.$$

Потери от усадки бетона

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$$

Потери от ползучести бетона

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,163 = 20,8 \text{ МПа.}$$

Суммарные потери

$$\sigma_1 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 13,8 + 5,61 + 35 + 20,8 = 75,21 \text{ МПа.}$$

Суммарные потери принимаются не менее 100 МПа.

Тогда усилие в арматуре с учетом всех потерь

$$P_2 = (460 - 100) \cdot 452 = 162720 \text{ Н.}$$

Расчет по образованию трещин выполняем для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. По условиям эксплуатации к трещиностойкости панели предъявляются требования 3-й категории. Поэтому расчет ведем на действие нормативных нагрузок ($M_n = 42,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$).

Вначале проверим трещиностойкость среднего нормального сечения в стадии изготовления. Максимальное напряжение в бетоне от усилия обжатия (без учета разгружающего влияния собственной массы)

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op} y_0 / I_{red} = 201682 / 136668 + 201682 \cdot 77 \cdot 107 / (847,9 \cdot 10^6) = 3,436 \text{ МПа.}$$

Коэффициент

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 3,436 / 18,5 = 1,41$$

должен находиться в пределах $0,7 \leq \varphi \leq 1$. Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (верхней) зоны, до центра тяжести сечения

$$r = \varphi W'_{red} / A_{red} = 1 \cdot 7,5 \cdot 10^6 / 136668 = 54,88 \text{ мм.}$$

Упругопластические моменты сопротивления по растянутой зоне для двутавровых симметричных сечений при $b'_f / b > 2$ и $b_f / b > 2$ можно определять как $W'_{pl} = 1,5 W'_{red}$ в стадии изготовления и $W_{pl} = 1,5 W_{red}$ в стадии эксплуатации. Тогда

$$W'_{pl} = 1,5 \cdot 7,5 \cdot 10^6 = 11,36 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 \text{ и } W_{pl} = 1,5 \cdot 7,92 \cdot 10^6 = 11,88 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

При проверке трещиностойкости в стадии изготовления коэффициент точности натяжения γ_{sp} принимают больше единицы на величину отклонения $\Delta \gamma_{sp}$, а в стадии эксплуатации — меньше на ту же величину.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии изготовления,

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,275 \cdot 11,36 \cdot 10^6 = 14,48 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

здесь $R_{bt,ser}$ определяем при прочности бетона R_{bp} .

Момент от внецентренного обжатия, вызывающий появление трещин,

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_1 (e_{op} - r) = 1,141 \cdot 201682 \cdot (77 - 54,88) = 5,09 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Поскольку $M_{rp} < M_{crc}$, **трещины при обжатии не образуются.**



По результатам выполненного расчета трещиностойкость нижней грани в стадии эксплуатации проверяем без учета влияния начальных трещин.

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне сжатой (верхней) зоны от совместного действия нормативных нагрузок и усилия обжатия

$$\sigma_{bp} = P_2 / A_{red} - P_2 e_{op} (h - y_0) / I_{red} + M_n (h - y_0) / I_{red} = \\ = 162720 / 136668 - 162720 \cdot 77 \cdot 113 / (847,9 \cdot 10^6) + 42,02 \cdot 10^6 \cdot 113 / (847,9 \cdot 10^6) = 5,12 \text{ МПа.}$$

Коэффициент

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 5,12 / 18,5 = 1,32.$$

Принимаем $\varphi = 1$. Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (нижней) зоны, до центра тяжести сечения

$$r = \varphi W_{red} / A_{red} = 1 \cdot 7,92 \cdot 10^6 / 136668 = 57,9 \text{ мм.}$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии эксплуатации,

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + \gamma_{sp} P_2 (e_{op} + r) = 1,6 \cdot 11,88 \cdot 10^6 + 0,859 \cdot 162720 \cdot (77 + 57,9) = 37,87 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $R_{bt,ser}$ определяем по классу бетона В.

Момент от нормативных нагрузок, вызывающий появление трещин,

$$M_n = 42,02 \cdot 10^6 > M_{crc} = 37,47 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Трещины в стадии эксплуатации образуются, **необходим расчет их раскрытия.**

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси. Предельная ширина раскрытия трещин при арматуре класса А-IV не должна превышать: непродолжительная $a_{crc1} = [0,4 \text{ мм}]$, продолжительная $a_{crc2} = [0,3] \text{ мм}$. Изгибающие моменты от нормативных нагрузок: полной — $M_n = 42,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$; постоянной и длительной — $M_{n,l} = 31,66 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$. Для панелей с широкой и тонкой полкой в сжатой зоне без большой погрешности и с некоторым запасом плечо внутренней пары можно определять как

$$z_1 \approx h_0 - 0,5 h_f' = 190 - 0,5 \cdot 38,45 = 170,78 \text{ мм.}$$

Тогда приращение напряжений в растянутой арматуре от действия полной нагрузки

$$\sigma_s = (M_n - P_2 z_1) / (A_s z_1) = (42,02 \cdot 10^6 - 162720 \cdot 170,78) / (452 \cdot 170,78) = 185,4 \text{ МПа,}$$

а ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки

$$a'_{crc1} = \delta \varphi_l \eta (\sigma_s / E_s) 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (185,4 / (19 \cdot 10^4)) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,008) \cdot 2,29 = 0,12 \text{ мм},$$

здесь $\mu = A_s / (b h_0)$, d — диаметр напрягаемых стержней в мм.

Приращение напряжений в арматуре от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок

$$\sigma_s = (M_{n,l} - P_2 z_1) / (A_s z_1) = (31,66 \cdot 10^6 - 162720 \cdot 170,78) / (452 \cdot 170,78) = 50,1 \text{ МПа},$$

а ширина раскрытия трещин

$$a'_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (50,1 / (19 \cdot 10^4)) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,008) \cdot 2,29 = 0,03 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1,48 \cdot 1 \cdot (50,1 / (19 \cdot 10^4)) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,008) \cdot 2,29 = 0,04 \text{ мм}.$$

Здесь $\varphi_l = 1,6 - 15 \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,008 = 1,48$.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc1} = a'_{crc1} - a'_{crc2} + a_{crc2} = 0,12 - 0,03 + 0,04 = 0,13 \text{ мм} < [0,4] \text{ мм}$$

и продолжительного —

$$a_{crc2} = 0,04 \text{ мм} < [0,3] \text{ мм}$$

Трещины раскрываются **в пределах допустимого**.

Расчет прогиба панели. Прогиб панели от действия постоянной и длительной нагрузок не должен превышать предельного значения $l_0 / 200 = 29,4 \text{ мм}$ [1]. Определим параметры, необходимые для расчета прогиба с учетом трещин в растянутой зоне. Заменяющий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = M_{n,l}$; суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь $N_{tot} = P_2$ при $\gamma_{sp} = 1$; коэффициенты:

$$\varphi_{ls} = 0,8;$$

$$\varphi_m = R_{bt,ser} W_{pl} / (M - P_2(e_{op} + r)) = 1,6 \cdot 11,69 \cdot 10^6 / (31,66 \cdot 10^6 - 162720 \cdot (77 + 57,3)) = 1,91 > 1,$$

принимаем $\varphi_m = 1$;

коэффициент, характеризующий неравномерность деформации растянутой арматуры на участке между трещинами,

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m = 1,25 - 0,8 \cdot 1 = 0,45 < 1;$$

то же для бетона:

$$\psi_b = 0,9;$$

при длительной нагрузке

$$\nu = 0,15.$$

По-прежнему допуская, что $x = h_f'$, определим кривизну в середине пролета при длительном действии нагрузок

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r} \right)_3 &= \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{b_f' h_f' E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s} = \\ &= 31,66 \cdot 10^6 \cdot (0,45 / (19 \cdot 10^4 \cdot 452) + 0,9 / (1160 \cdot 38,45 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 0,15)) / (190 \cdot 170,78) - \\ &- 162720 \cdot 0,45 / (190 \cdot 19 \cdot 10^4 \cdot 452) = 5,38 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}. \end{aligned}$$

Кривизна, обусловленная выгибом панели от усадки и ползучести бетона вследствие обжатия,

$$\left(\frac{1}{r} \right)_4 = \frac{\sigma_6 + \sigma_9}{E_s h_0} = (5,78 + 20,4) / (19 \cdot 10^4 \cdot 190) = 7,25 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \left(\frac{1}{r} \right)_3 - \left(\frac{1}{r} \right)_4 = 4,655 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогиб определим по упрощенному способу как

$$f \approx (5 / 48) (1 / r) l_0^2 = 5 \cdot 5890^2 \cdot 4,655 \cdot 10^{-6} / 48 = 16,8 \text{ мм} < [29,4] \text{ мм}.$$

Жесткость панели достаточна.

Конструирование панели. Рабочие чертежи пустотной панели приведены на двух листах. Первый лист (**КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И – П1**) содержит опалубочный чертеж, схему армирования, спецификацию и ведомость расхода стали. В текстовом материале отражены особенности чтения чертежей и необходимые указания по производству изделий. На втором листе (**КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И – П1.01**) изображены сетки, каркасы, монтажная петля и групповая спецификация арматуры.

Напрягаемые стержни (поз. 1) располагаем в сечении симметрично. Поперечную арматуру объединяем в каркасы КР1, а продольную в сжатой зоне – в сетку СЗ с ячейками 200×250 мм. Кроме этого предусматриваем в опорных участках сетки С1 из проволоки класса Вр-I, служащие для предохранения бетона от раскалывания предварительным обжатием, а при ширине панелей более 1,5 м — также сетки С2, предотвращающие развитие продольных трещин в нижней полке от местного изгиба (на чертеже панели сетка С2 показана в порядке справочной информации).

Четыре петли предназначены для подъема панели, их диаметр 10 мм определяем по **табл. 4**, имея в виду, что собственная масса панели 2079 кг распределяется на три петли. Размеры петель находим по данным **табл. 5**.

При проектировании сеток и каркасов учитываем конструктивное требование норм: длина от концов стержней до оси крайнего пересекаемого стержня должна быть не менее диаметра выступающего стержня и не менее 20 мм. Основные надписи выполнены **по форме 4 [6]**.

Пример 3. Расчет и конструирование ребристой панели

Требуется запроектировать ребристую панель перекрытия с номинальными размерами $1,2 \times 6$ м (без поперечных ребер).

Исходные данные. Проектные размеры — 1190×5980 мм, высота сечения — 350 мм, бетон тяжелый класса В30 с нормативными сопротивлениями по **табл. 12 [2]** $R_{bn} = 22$ МПа, $R_{btn} = 1,8$ МПа, и расчетными по **табл. 13 [2]** $R_b = 15,3$ МПа, $R_{bt} = 1,08$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$ (т.к. панель не подвержена действию особо кратковременных нагрузок). При изготовлении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении, поэтому модуль упругости по **табл. 18 [2]** $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа. Продольная напрягаемая арматура — стержни

класса А-V с нормативным сопротивлением по [табл. 19 \[2\]](#) $R_{sn} = 785$ МПа и расчетным по [табл. 22 \[2\]](#) $R_s = 680$ МПа. Модуль упругости по [табл. 29 \[2\]](#) $E_s = 19 \cdot 10^4$ МПа. Способ предварительного натяжения арматуры — электротермический на упоры формы. Примем предварительное напряжение арматуры $\sigma_{sp} = 600$ МПа. При электротермическом способе натяжения возможное отклонение величины контролируемого напряжения $p = 30 + 360/l = 30 + 360/6,4 = 86,25$ МПа, тогда $\sigma_{sp} + p = 600 + 86,25 = 686,25$ МПа, что не превышает $R_{sn} = 785$ МПа. Поперечная арматура и сварные сетки — из проволоки класса Вр-I с расчетными сопротивлениями по [табл. 23 \[2\]](#) $R_s = 410$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа.

Проектирование ребристой панели состоит из следующих этапов:

[Нагрузки и воздействия](#)

[Приведенное сечение](#)

[Расчет прочности нормальных сечений](#)

[Потери предварительного напряжения](#)

[Расчет прочности наклонных сечений](#)

[Расчет по образованию трещин](#)

[Расчет прогиба панели](#)

[Расчет полки на местный изгиб](#)

[Конструирование панели](#)



Для возврата в это оглавление со страниц примера используйте элемент навигации

Нагрузки и воздействия. Нагрузки приведены в [табл. 2](#). Глубина площадки опирания панели на полку ригеля: $(100 - 10) = 90$ мм (где 100 мм — ширина свеса полки, 10 мм — зазор), тогда расчетный пролет панели $l_0 = 5980 - 2 \cdot 90 / 2 = 5890$ мм = 5,89 м ([рис. 2 б](#)).

В примере нагрузка на перекрытие с ребристыми панелями принята такой же, как и с пустотными ([табл. 2](#)). (При точном расчете ее можно скорректировать на массу ребристой панели. С учетом заделки швов площадь



поперечного сечения панели в пролете составит (**рис. 4**): $1200 \cdot 350 - 985 \cdot 300 = 124500 \text{ мм}^2$, где второе слагаемое — площадь трапеции, образованной внутренними гранями ребер, низом полки и линией, соединяющей нижние грани ребер. Тогда нормативная нагрузка от собственной массы 1 м^2 панели: $0,1245 \cdot 1 \cdot 25 / 1,2 = 2,59 \text{ кПа}$, расчетная — $2,59 \cdot 1,1 = 2,85 \text{ кПа}$. С учетом этого погонные нагрузки на панель при номинальной ширине $1,2 \text{ м}$ и коэффициенте надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$: расчетная $q = (9,9 - 3,3 + 2,85) \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 10,77 \text{ кН / м}$, нормативная полная $q_n = (8,5 - 3 + 2,59) \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 9,22 \text{ кН/м}$, нормативная постоянная и длительная $q_{n,l} = (6,4 - 3 + 2,59) \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 6,83 \text{ кН/м}$.

В нашем случае усилия от расчетной нагрузки

$M = q l_0^2 / 8 = 11,29 \cdot 5,89^2 / 8 = 46,7 \text{ кН} \cdot \text{м} = 46,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, $Q = q l_0 / 2 = 11,29 \cdot 5,89 / 2 = 31,72 \text{ кН} = 31,72 \cdot 10^3 \text{ Н}$;
от нормативной полной нагрузки

$M_n = q_n l_0^2 / 8 = 9,69 \cdot 5,89^2 / 8 = 39,98 \text{ кН} \cdot \text{м} = 39,98 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, $Q_n = q_n l_0 / 2 = 9,69 \cdot 5,89 / 2 = 27,16 \text{ кН} = 27,16 \cdot 10^3 \text{ Н}$;
от нормативной постоянной и длительной нагрузок

$M_{n,l} = q_{n,l} l_0^2 / 8 = 7,3 \cdot 5,89^2 / 8 = 29,62 \text{ кН} \cdot \text{м} = 29,62 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, $Q_{n,l} = q_{n,l} l_0 / 2 = 7,3 \cdot 5,89 / 2 = 20,16 \text{ кН} = 20,16 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Приведем фактическое сечение плиты к расчетному (**рис. 4**). Высота сечения равна фактической высоте панели $h = 350 \text{ мм}$; рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 350 - 30 = 320 \text{ мм}$. Расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h_f' = 50 \text{ мм}$; ширина полки равна ширине плиты поверху $b_f' = 1190 - 20 \cdot 2 = 1150 \text{ мм}$; расчетная ширина ребра $b = (85 - 15) \cdot 2 = 140 \text{ мм}$.

Расчет прочности нормальных сечений. Поскольку

$R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 15,3 \cdot 1150 \cdot 50 \cdot (320 - 25) = 259,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 46,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$,
сжатая зона не выходит за пределы полки (в противном случае расчет следует вести по п. 3.16 б **[2]**).

Определяем высоту сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M / (R_b b_f')} = 320 - \sqrt{320^2 - 2 \cdot 46,7 \cdot 10^6 / (15,3 \cdot 1150)} = 8,4 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны $\xi = x / h_0 = 8,4 / 320 = 0,0262$.

Отклонение натяжения при электротермическом способе от проектного при числе натягиваемых стержней $n_p = 2$

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 p (1 + 1 / \sqrt{n_p}) / \sigma_{sp} = 0,5 \cdot 86,25 \cdot (1 + 1 / 1,414) / 600 = 0,123 > 0,1; \text{принимаем } \Delta \gamma_{sp} = 0,123.$$

Тогда коэффициент точности натяжения

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,123 = 0,877.$$

Характеристика сжатой зоны $\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728$.

Граничная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{sR} (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{sc,u}] = 0,728 / [1 + 554 \cdot (1 - 0,728 / 1,1) / 500] = 0,56,$$

$$\text{здесь } \sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp} = 680 + 400 - 0,877 \cdot 600 = 554 \text{ МПа.}$$

Условие $\xi \leq \xi_R$ выполнено.

Определяем коэффициент условий работы γ_{s6} , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести,

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2 \xi / \xi_R - 1) = 1,15 - (1,15 - 1) (2 \cdot 0,0262 / 0,56 - 1) = 1,014 < \eta = 1,15,$$

где η — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

A-IV.....1,20;

A-V, B-II, B_p-II, K-7 и K-19.....1,15;

A-VI и A_T-VII1,10.

Принимаем $\gamma_{s6} = 1,014$.

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b b_f' x / (\gamma_{s6} R_s) = 15,3 \cdot 1150 \cdot 8,82 / (1,014 \cdot 680) = 225 \text{ мм}^2.$$

При двух ребрах число принимаемых стержней должно быть четным. Принимаем 2Ø12 A-V с площадью

$$A_s = 226 \text{ мм}^2 \text{ (прил. 2).}$$

Так как $\mu = A_s / b h_0 = 226 / 140 \cdot 320 = 0,005 > \mu_{\min} = 0,0005$, **конструктивные требования соблюдены.**

Проверяем прочность при подобранной арматуре:

$$x = \gamma_{s6} R_s A_s / (R_b b_f') = 1,15 \cdot 680 \cdot 226 / (15,3 \cdot 1150) = 10,04 \text{ мм,}$$

$$M_u = R_b b_f' x (h_0 - 0,5x) = 15,3 \cdot 1150 \cdot 10,04 \cdot (320 - 5,01) = 55,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 46,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Прочность достаточна.



Потери предварительного напряжения арматуры. При определении потерь коэффициент точности натяжения арматуры принимают $\gamma_{sp} = 1$.

Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 600 = 18 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием. При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров σ_3 и форм σ_5 не учитываются, т.к. они учтены при определении полного удлинения арматуры.

Тогда усилие в арматуре к началу обжатия бетона

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1) A_s = (600 - 18) \cdot 226 = 131532 \text{ Н.}$$

Для продолжения расчета необходимо определить **геометрические характеристики приведенного сечения.**

Площадь приведенного сечения

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_b + A_s E_s / E_b = 1150 \cdot 50 + (85 - 15) \cdot 2 \cdot (350 - 50) + 226 \cdot 19 \cdot 10^4 / (29 \cdot 10^3) = \\ &= 57500 + 42000 + 1481 = 100981 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = S_b + S_s E_s / E_b = 57500 \cdot 325 + 42000 \cdot 150 + 1481 \cdot 30 = 24,81 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 24,81 \times 10^6 / 100981 = 247,9 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$\begin{aligned} I_{red} &= I_b + A_s (y_0 - a)^2 E_s / E_b = 1150 \cdot 50^3 / 12 + 57500 \cdot (325 - 247,9)^2 + 140 \cdot 300^3 / 12 + 42000 \cdot (150 - 247,9)^2 + \\ &+ 1481 \cdot (247,9 - 30)^2 = 1141,6 \cdot 10^6 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления сечения по нижней зоне

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 1141,6 \cdot 10^6 / 247,9 = 4,6 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

то же, по верхней зоне

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 1141,6 \cdot 10^6 / 102,1 = 11,18 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Эксцентриситет усилия обжатия P_1 относительно центра тяжести сечения

$$e_{op} = y_0 - a = 247,9 - 30 = 217,9 \text{ мм.}$$

Напряжение в бетоне при обжатии на уровне арматуры

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op}^2 / I_{red} = 131532 / 100981 + 131532 \cdot 217,9^2 / (1141,6 \cdot 10^6) = 6,78 \text{ МПа}$$

(здесь в запас не учтено разгружающее влияние собственной массы панели, т.к. этот фактор зависим от технологических особенностей производства).

Передаточную прочность бетона примем $R_{bp} = 0,7 B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}$.

Тогда отношение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,78 / 21 = 0,32 < \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775$.

Потери от быстронатекающей ползучести при этом

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,32 = 11,56 \text{ МПа}.$$

Усилие в арматуре к концу обжатия

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) \cdot A_s = (600 - 18 - 11,56) \cdot 226 = 128919 \text{ Н}$$

и напряжение в бетоне на уровне арматуры

$$\sigma_{bp} = 6,78 \cdot 128919 / 131532 = 6,65 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,65 / 21 = 0,32 < 0,75.$$

Потери от усадки бетона

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа}.$$

Потери от ползучести бетона

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,32 = 40,8 \text{ МПа}.$$

Суммарные потери

$$\sigma_1 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 18 + 11,56 + 35 + 40,8 = 105,4 \text{ МПа МПа}.$$

Суммарные потери принимаются не менее 100 МПа.

Тогда усилие в арматуре с учетом всех потерь $P_2 = (600 - 105,4) \cdot 226 = 111,78 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Расчет прочности наклонных сечений. Предварительно поперечную арматуру примем по конструктивным требованиям (п. 5.27 [2]): на приопорных участках длиной $l/4$ устанавливаем 2Ø5 Вр-I (по одному каркасу в ребре) с шагом $s = 150 \text{ мм} < h/2$. В средней части панели шаг можно увеличить до $3 \cdot h/4 = 265 \text{ мм}$.

Проверяем достаточность принятых размеров панели по условию обеспечения прочности наклонной полосы между соседними трещинами

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0.$$

Определим коэффициенты

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha \mu_w = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,000875 = 1,05 < 1,3;$$

здесь $\alpha = E_s / E_b = 17 \cdot 10^4 / 29 \cdot 10^3 = 5,86$; $\mu_w = A_{sw} / (bs) = 2 \cdot 19,6 / (140 \cdot 150) = 0,00186$;

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847.$$

$$Q = 31,72 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 140 \cdot 320 = 182,1 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Размеры достаточны.

По опыту проектирования плитных конструкций при расчете прочности по наклонной трещине на действие поперечной силы проекцию наиболее опасного наклонного сечения принимают как $\varphi_{b2} h_0 / \varphi_{b3} = 3,33 h_0 = 3,33 \cdot 320 = 1065,6 \text{ мм}$. Поперечная сила в конце такого сечения $Q = Q_{\max} - qc = 31720 - 11,29 \cdot 1065,6 = 19,67 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Коэффициент, учитывающий влияние полки в сжатой зоне,

$$\varphi_f = 0,75 (b'_f - b) h'_f / (b h_0) = 0,75 (3 h'_f) h'_f / (b h_0) = 0,75 \cdot 3 \cdot 50^2 / (140 \cdot 320) = 0,125 < 0,5.$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил (в нашем случае усилия обжатия),

$$\varphi_n = 0,1 \gamma_{sp} P_2 / (R_{bt} b h_0) = 0,1 \cdot 0,877 \cdot 111780 / (1,08 \cdot 140 \cdot 320) = 0,203 < 0,5.$$

При этом $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1,328 < 1,5$.

$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = 2 \cdot 1,328 \cdot 1,08 \cdot 140 \cdot 320^2 / 1065,6 = 38,5 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 19,67 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Прочность обеспечена, наклонные трещины не образуются, принятой по конструктивным требованиям поперечной арматуры достаточно. Учитывая это, расчет прочности на изгиб по наклонной трещине не делаем.

Расчет по образованию трещин выполняем для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. По условиям эксплуатации к трещиностойкости панели предъявляются требования 3-й категории. Поэтому расчет ведем на действие нормативных нагрузок ($M_n = 42,02 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, $Q_n = 28,54 \cdot 10^3 \text{ Н}$).

Вначале проверим трещиностойкость среднего нормального сечения в стадии изготовления. Максимальное напряжение в бетоне от усилия обжатия (без учета разгружающего влияния собственной массы)

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op} y_0 / I_{red} = 131532 / 100981 + 131532 \cdot 217,9 \cdot 247,9 / (1141,6 \cdot 10^6) = 7,52 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коэффициент } \varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 7,52 / 21 = 1,24 \text{ должен находиться в пределах } 0,7 \leq \varphi \leq 1.$$

Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (верхней) зоны, до центра тяжести сечения

$$r = \varphi W'_{red} / A_{red} = 1 \cdot 11,18 \cdot 10^6 / 100981 = 110,7 \text{ мм.}$$

Упругопластические моменты сопротивления по растянутой зоне для тавровых сечений при $b_f' / b > 2$ можно определять как $W'_{pl} = 1,5 W'_{red}$ в стадии изготовления и $W_{pl} = 1,75 W_{red}$ в стадии эксплуатации. Тогда $W'_{pl} = 1,5 \cdot 11,18 \cdot 10^6 = 16,77 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$ и $W_{pl} = 1,75 \cdot 4,6 \cdot 10^6 = 8,05 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$.

При проверке трещиностойкости в стадии изготовления коэффициент точности натяжения γ_{sp} принимают больше единицы на величину отклонения $\Delta \gamma_{sp}$, а в стадии эксплуатации — меньше на ту же величину.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии изготовления,

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,44 \cdot 16,77 \cdot 10^6 = 24,15 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

здесь $R_{bt,ser}$ определяем при прочности бетона R_{bp} .

Момент от внецентренного обжатия, вызывающий появление трещин,

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_1 (e_{op} - r) = 1,123 \cdot 131532 \cdot (217,9 - 110,7) = 15,83 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Поскольку $M_{rp} < M_{crc}$, **трещины при обжатии не образуются**. По результатам выполненного расчета трещиностойкость нижней грани в стадии эксплуатации проверяем без учета влияния начальных трещин.

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне сжатой (верхней) зоны от совместного действия нормативных нагрузок и усилия обжатия

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= P_2 / A_{red} - P_2 e_{op} (h - y_0) / I_{red} + M_n (h - y_0) / I_{red} = \\ &= 111780 / 100981 - 111780 \cdot 217,9 \cdot 102,1 / (1141,6 \cdot 10^6) + 42,02 \cdot 10^6 \cdot 102,1 / (1141,6 \cdot 10^6) = 2,68 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Коэффициент

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 2,68 / 21 = 1,47.$$

Принимаем $\varphi = 1$. Тогда расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (нижней) зоны, до центра тяжести сечения

$$r = \varphi W_{red} / A_{red} = 1 \cdot 4,6 \cdot 10^6 / 100981 = 45,6 \text{ мм.}$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в стадии эксплуатации,

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + \gamma_{sp} P_2 (e_{op} + r) = 1,8 \cdot 8,05 \cdot 10^6 + 0,877 \cdot 111780 \cdot (217,9 + 45,6) = 40,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $R_{bt,ser}$ определяем по классу бетона. Момент от нормативных нагрузок, вызывающий появление трещин,

$$M_n = 39,98 \cdot 10 < M_{crc} = 40,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Трещины в стадии эксплуатации не образуются.

Расчет прогиба панели. Прогиб ребристой панели от действия постоянной и длительной нагрузок не должен превышать 25 мм [1]. Определим параметры, необходимые для расчета прогиба панели **без трещин** в растянутой зоне. Заменяющий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = M_{n,l}$; продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь P_2 при $\gamma_{sp} = 1$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{n,l} \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = 29,62 \cdot 10^6 \cdot 2 / (0,85 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 1141,6 \cdot 10^6) = 2,1 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна, обусловленная выгибом панели от кратковременного действия усилия обжатия,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = 111780 \cdot 217,9 / (0,85 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 1141,6 \cdot 10^6) = 8,6 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна, обусловленная выгибом панели от усадки и ползучести бетона вследствие обжатия,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_6 + \sigma_9}{E_s h_0} = (11,56 + 40,8) / (17 \cdot 10^4 \cdot 320) = 9,6 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

Значение полной кривизны

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 2,8 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогиб определим по упрощенному способу как

$$f \approx (5 / 48) (1 / r) l_0^2 = 5 \cdot 5890^2 \cdot 2,8 \cdot 10^{-7} / 48 = 1,01 \text{ мм} < [25] \text{ мм}.$$

Жесткость панели достаточна.

Расчет полки на местный изгиб выполняем, рассматривая ее как частично защемленную в ребрах. Расчетный пролет равен расстоянию в свету между внутренними гранями продольных ребер $l_0 = 1190 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 85 - 2 \cdot 35 = 910 \text{ мм}$ (**рис. 4 а**). В расчете плитной конструкции удобно рассматривать полосу шириной 1 м. Тогда погонная расчетная нагрузка с учетом массы полки толщиной 50 мм составит (см. **табл. 2**)

$$q = 0,95 \cdot (1,2 + 1,1 \cdot 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 10 + 5,4) = 7,58 \text{ кН / м}, \text{ а момент}$$

$$M = \pm q l_0^2 / 11 = \pm 7,58 \cdot 0,91^2 / 11 = \pm 0,59 \text{ кН} \cdot \text{м} = \pm 5,9 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Рабочая высота $h_0 = h_f' - 15 = 50 - 15 = 35 \text{ мм}$. Определяем высоту сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M / (R_b b)} = 35 - \sqrt{35^2 - 2 \cdot 5,9 \cdot 10^5 / (15,3 \cdot 1000)} = 1,12 \text{ мм}.$$

Площадь сечения арматуры из проволоки класса Вр-I: $A_s = R_b b x / R_s = 15,3 \cdot 1000 \cdot 1,12 / 410 = 41,8 \text{ мм}^2$.

Принимаем 5Ø4 Вр-I с шагом 200 мм и площадью $A_s = 62,8 \text{ мм}^2$.

Конструирование панели. Первый лист чертежей ребристой панели (**КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И – П1**) содержит опалубочный чертеж, схему армирования, спецификацию и ведомость расхода стали. В текстовом материале отражены особенности чтения чертежей и необходимые указания по производству изделий. На втором листе (**КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И – П1.01**) изображены сетки, каркасы, монтажная петля и групповая спецификация арматуры.

Преднапряженные панели подобного типа изготавливают в специальных формах с толстыми резиновыми прокладками (упругими компенсаторами) у торцов по всей ширине, в противном случае при отпуске натяжения изделие заклинивается в форме и при его выемке происходит разрушение торцевых ребер. Поэтому в примечании на листе делаем соответствующую запись.

Кроме закладных деталей (поз.9) и рабочей арматуры, объединенной в сетки и каркасы (поз. 3, 6 и 7), устанавливаем конструктивную арматуру: поз. 8 — гнутые сетки, охватывающие напрягаемые стержни (поз. 1) в концевых участках и предохраняющие бетон от раскалывания при отпуске натяжения, поз. 4 — каркасы в торцевых ребрах и поз.5 — гнутые каркасы, соединяющие продольные и торцевые ребра.

При проектировании сеток и каркасов учитываем конструктивное требование норм: длина от концов стержней до оси крайнего пересекаемого стержня должна быть не менее диаметра выступающего стержня и не менее 20 мм. Основные надписи выполнены **по форме 4 [6]**. Формы таблиц спецификаций даны в **приложении 3**.

Четыре петли предназначены для подъема панели, их диаметр 10 мм определяем по **табл. 4**, имея в виду, что собственная масса панели распределяется на три петли. Размеры петель находим по данным **табл. 5**.

Расчет и конструирование ригеля

При назначении размеров сечения ригеля кроме данных [табл. 1](#) следует учитывать, что верхние грани ригеля и панели перекрытия должны совпадать, поэтому высоту стенки назначают равной высоте сечения панели (с добавлением 10 мм раствора для пустотной панели).

В связевых каркасах ригели работают как свободно опертые однопролетные балки. Расчетный пролет равен расстоянию между осями опор: $l_0 = l - 2 \cdot 130 / 2$, где l — проектная длина ригеля ([рис. 1, б](#)), 130 мм — длина площадок опирания на консоли колонн. Расчетными являются нормальные сечения в середине пролета и наклонные у опор, начинающиеся в углах подрезки ([рис. 5](#)).

Пример 4. Расчет и конструирование ригеля

Требуется рассчитать и законструировать ригель среднего пролета перекрытия с пустотными панелями.

Исходные данные: Длина ригеля $l = 5660$ мм, размеры сечения: $b = 200$ мм, $h = 450$ мм, $b_f = 400$ мм, высота ребра 230 мм, откуда $h_f = 450 - 230 = 220$ мм. Бетон тяжелый класса В30 с $R_b = 15,3$ МПа и $R_{bt} = 1,08$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$ ([табл. 13 \[2\]](#)), рабочая арматура класса А-III с $R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $R_{sw} = 285$ МПа при $d < 10$ мм и $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа при $d \geq 10$ мм ([табл. 22 \[2\]](#)).

Проектирование ригеля состоит из разделов:

[Нагрузки и воздействия](#)

[Расчет прочности нормальных сечений](#)

[Расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу](#)

[Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент](#)

[Конструирование ригеля](#)



Для возврата в это оглавление со страниц примера используйте элемент навигации



Нагрузки и воздействия. Расчетный пролет ригеля $l_0 = 5660 - 130 = 5530$ мм. Погонная нагрузка от собственного веса ригеля (при объемном весе железобетона 25 кН / м^3): нормативная — $q_{cn} = (0,2 \cdot 0,45 + 0,2 \cdot 0,22) \cdot 25 = 3,5 \text{ кН/м}$; расчетная — $q_c = 3,5 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН / м}$ (где $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке). Полную расчетную нагрузку определяем с использованием данных **табл. 2** с учетом шага ригелей 6,2 и номинальной длины панелей 6 м:

временная	$5,4 \cdot 6,2 = 33,48 \text{ кН / м},$
от веса пола	$1,2 \cdot 6,2 = 7,44 \text{ кН / м},$
от веса панелей с заливкой швов	$3,3 \cdot 6 = 19,8 \text{ кН / м},$
от веса ригеля	$3,85 \text{ кН / м}.$
Итого:	$q = 64,57 \text{ кН / м} = 64,57 \text{ Н / мм}.$

С учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ для зданий нормального уровня надежности [1] расчетная нагрузка $q = 61,3 \text{ кН / м} = 61,3 \text{ Н / мм}$. Изгибающий момент в середине пролета $M = q l_0^2 / 8 = 234,33 \text{ кН} \cdot \text{м} = 234,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$. Поперечная сила на опоре $Q_{\max} = q l_0 / 2 = 169,5 \text{ кН} = 169,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Расчет прочности нормальных сечений. Задаемся $a = 45$ мм, $a' = 30$ мм. Тогда $h_0 = 450 - 45 = 405$ мм. Поскольку полка находится в растянутой зоне, сечение рассматриваем как прямоугольное шириной $b = 200$ мм. Несущая способность сечения на изгиб M_u складывается из моментов относительно арматуры A_s : воспринимаемых сжатым бетоном M_b и сжатой арматурой M_s' . Условие прочности имеет вид:

$$M \leq M_u = M_b + M_s'.$$

Вычисляем M_b , задаваясь граничной высотой сжатой зоны $x = x_R = \xi_R h_0 = 0,582 \cdot 405 = 236$ мм, где ξ_R находим по **табл. 6** с учетом $\gamma_{b2} = 0,9$. Тогда

$$M_b = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 15,3 \cdot 200 \cdot 236 \cdot (405 - 118) = 207,26 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M = 234,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность недостаточна, требуется арматура A_s' .

Определяем, какую часть изгибающего момента M должна воспринимать арматура A_s' :

$$M_s' = (234,33 - 207,26) \cdot 10^6 = 27,07 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Поскольку $M_s' = R_{sc} A_s' (h_0 - a')$, требуемая площадь сжатой арматуры

$$A_s' = M_s' / (R_{sc} (h_0 - a')) = 27,07 \cdot 10^6 / (365 \cdot (405 - 30)) = 198 \text{ мм}^2.$$

Из суммы проекций сил на горизонтальную ось (**рис. 5, а**) $N_s - N_b - N_s' = 0$ находим площадь растянутой арматуры:

$$A_s = (N_b + N_s') / R_s = (R_b b x + R_{sc} A_s') / R_s = (15,3 \cdot 200 \cdot 236 + 365 \cdot 198) / 365 = 2176 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту $A_s = 2214 \text{ мм}^2$ (2Ø28 + 2Ø25), $A_s' = 226 \text{ мм}^2$ (2Ø12) (**прил. 2**).

Проверяем прочность сечения:

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A_s') / (R_b b) = (365 \cdot 2214 - 365 \cdot 226) / (15,3 \cdot 200) = 237 \text{ мм} > x_R = 236 \text{ мм}.$$

В расчет вводим $x = x_R$, тогда

$$M_u = 15,3 \cdot 200 \cdot 236 (405 - 118) + 365 \cdot 226 (405 - 30) = 238,19 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Поскольку $M_u > M = 234,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, **прочность достаточна**.

Защитные слои бетона: для нижней арматуры $a - d_s / 2 = 45 - 28 / 2 = 31 \text{ мм} > d = 28 \text{ мм}$ и больше 20 мм, для верхней арматуры $30 - 12 / 2 = 24 \text{ мм} > d_s = 12 \text{ мм}$ и больше 20 мм, т.е. **защитные слои также достаточны**.

Приведенный порядок расчета изменится незначительно, если окажется, что $M_b > M$, т.е. сжатая арматура по расчету не потребуется. В этом случае нужно задаться арматурой A_s' из конструктивных соображений (для пространственного каркаса ригеля она должна быть не менее 2Ø10 — при меньших диаметрах каркас в момент подъема деформируется). Зная A_s' , найдем $M_s' = R_{sc} A_s' (h_0 - a')$, а затем $M_b = M - M_s'$.

Тогда из условия $M_b = R_b b x (h_0 - 0,5x)$ определим высоту сжатой зоны $x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2M / (R_b b)}$,

а из условия а из условия $N_s - N_s - N_b - N_s' = 0$ определим $A_s = (R_b b x + R_{sc} A_s') / R_s$. Заметим, что такой порядок расчета точнее табличного, поскольку в расчете сразу участвует конструктивная арматура A_s' , без которой не обойтись в любом случае.

В целях экономии стали часть продольной растянутой арматуры (2Ø25 А-III, т.е. не более половины A_s) обрываем в пролете. Для нахождения точек теоретического обрыва (расстояние m на **рис. 6**) приравниваем внешний момент $M_{(1)}$ к несущей способности нормального сечения $M_{u(1)}$ с оставшейся арматурой $A_{s(1)}$ (2Ø28 А-III):

$$x_{(1)} = (R_s A_{s(1)} - R_{sc} A_s') / (R_b b) = (365 \cdot 1236 - 365 \cdot 226) / (15,3 \cdot 200) = 120 \text{ мм.}$$

$$M_{u(1)} = R_b b x_{(1)} (h_0 - 0,5x_{(1)}) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') = 15,3 \cdot 200 \cdot 120 (405 - 60) + 365 \cdot 226 \cdot (405 - 30) = 157,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 157,6 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_{u(1)} = M_{(1)} = q l_0 m / 2 - q m^2 / 2,$$

откуда

$$m = 0,5 l_0 - \sqrt{(0,5 l_0)^2 - 2 M_{u(1)} / q} = 0,5 \cdot 5,53 - \sqrt{2,765^2 - 2157,6 / 61,3} = 1,18 \text{ м.}$$

Обрываемая арматура заводится за точки теоретического отрыва на длину $\omega = Q / (2q_{sw}) + 5d_s \geq 20d_s$. Поскольку q_{sw} определяется работой наклонных сечений, расчет ω приводится ниже, в разделе «Конструирование».

Т.к. объем проекта достаточно велик, ригель по второй группе предельных состояний не рассчитываем. Отметим только, что если для растянутой арматуры потребуется больше 4Ø32 А-III, а для сжатой — больше 2Ø20 А-III необходимо увеличить высоту сечения ригеля, иначе не обеспечивается требуемая жесткость конструкции. Увеличение класса бетона не даст нужного прироста жесткости.

Расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу. Опасные наклонные сечения начинаются там, где резко меняются размеры сечения ригеля, т.е. в углу подрезки (**рис. 5, 6**). Высота сечения здесь $h_1 = 300$ мм, ширина $b = 200$ мм. Продольная растянутая арматура $A_{s(1)}$, подобранная расчетом прочности нормальных сечений, до опор не доходит, поэтому в опорных участках устанавливаем дополнительную продольную арматуру $A_{s(2)}$, диаметр которой определим в расчете наклонных сечений на изгиб. Для надежного заанкеривания ее привариваем к опорной закладной пластине толщиной 10 мм. С учетом этого предварительно принимаем $a = 20$ мм, тогда $h_0 = 280$ мм.

Не приступая к расчету, определим минимальное поперечное армирование по конструктивным требованиям [2]. При $h_1 = 300 < 450$ мм шаг s поперечных стержней (хомутов) на длине, равной $1/4$ пролета, должен быть не более 150 мм и не более $h_1 / 2 = 150$ мм. Принимаем $s = 150$ мм. По условиям сварки диаметр хомутов $d_{sw} \geq 0,25d_s$, где d_s — максимальный диаметр пересекающихся свариваемых стержней. В нашем случае $d_s = 28$ мм, принимаем $d_{sw} = 8$ мм, $A_{sw} = 101$ мм² (для 2Ø8).

Проверяем прочность наклонной полосы на сжатие по формуле

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0.$$

Коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,0034 = 1,16 < 1,3;$$

здесь $\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / 29 \cdot 10^3 = 6,9$; $\mu_w = A_{sw} / (bs) = 101 / (200 \cdot 150) = 0,0034$.

Коэффициент

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847,$$

где $\beta = 0,01$ для тяжелого бетона.

Прочность полосы

$$0,3 \cdot 1,16 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 200 \cdot 280 = 252,2 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 169,5 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Условие выполнено.

Проверяем прочность по наклонной трещине из условия $Q \leq Q_u = Q_b + Q_{sw}$. При этом прочность сжатого бетона на срез

$$Q_b = M_b / c,$$

где $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,08 \cdot 200 \cdot 280^2 = 33,869 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ (здесь φ_{b2} учитывает вид бетона, φ_f — влияние свесов сжатой полки, φ_n — влияние преднапряжения). Прочность поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину,

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0,$$

где $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 255 \cdot 101 / 150 = 172 \text{ Н/мм}$ (здесь R_{sw} снижено на 10 % с учетом ослабления стержней сваркой при $d_{sw} / d_s = 8 / 28 < 1 / 3$).

Поскольку наклонная трещина начинается в углу подрезки, т.е. почти у грани опоры, проекцию опасной наклонной трещины находим по формуле

$$c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{33,869 \cdot 10^6 / 172} = 444 \text{ мм} < 2h_0 = 560 \text{ мм}.$$

Проекция расстояния от грани опоры до конца трещины, или пролет среза $c = c_0 + 20 = 464 \text{ мм}$ ([рис. 5, 6](#)).

Тогда

$$Q_b = M_b / c = 33,869 \cdot 10^6 / 464 = 72994 \text{ Н},$$

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 172 \cdot 444 = 76368 \text{ Н},$$

$$Q_u = Q_b + Q_{sw} = 149362 \text{ Н}.$$

Внешняя нагрузка q приложена к полкам ригеля, т.е. по одну сторону от наклонного сечения, в то время как опорная реакция Q_{\max} — по другую. Поэтому на участке проекции наклонного сечения значение поперечной силы постоянно: $Q = Q_{\max} = 169500 \text{ Н}$; $Q > Q_u$, следовательно, **требуется увеличить q_{sw}** .

Принимаем $s = 100 \text{ мм}$, $q_{sw} = 255 \cdot 101 / 100 = 257 \text{ Н/мм}$, $c_0 = \sqrt{33,869 \cdot 10^6 / 257} = 363 < 560 \text{ мм}$, $c = c_0 + 20 = 383 \text{ мм}$, $Q_b = 33,869 \cdot 10^6 / 383 = 88431 \text{ Н}$, $Q_{sw} = 257 \cdot 363 = 93291 \text{ Н}$, $Q_u = 181722 \text{ Н} > Q = 169500 \text{ Н}$. **Прочность достаточна.**

Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент. Подрезка бетона в опорных участках не позволяет завести продольную арматуру за грани опор, поэтому, как отмечалось выше, устанавливаем по два дублирующих горизонтальных стержня, заанкеривая их на опорах приваркой к закладным пластинам. Сечение стержней класса А-III подбираем расчетом наклонных сечений на изгибающий момент (**рис. 5, 6**) из условия

$$M < M_u = M_{s2} + M_{sw},$$

где M — внешний изгибающий момент относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне,

$M_{s2} = R_s A_{s2} z_{s2}$ — момент усилия в продольной арматуре относительно той же точки,

$M_{sw} = q_{sw} \cdot c_0^2 / 2$ — то же усилий в хомутах.

Проекция опасного наклонного сечения $c_0 = Q_{\max} / q_{sw} = 169500 / 257 = 659 \text{ мм} > 2h_0 = 560 \text{ мм}$. Принимаем $c_0 = 560 \text{ мм}$.

$$M = Q_{\max} l_x = 169500 \cdot 645 = 109,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $l_x = c_0 + 85$ (**рис. 5, 6**). Величина M определена без учета разгружающего действия q (нагрузка приложена не к верхней грани ригеля, а к полкам).

$$M_{sw} = 257 \cdot 560^2 / 2 = 40,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$M_{s2} = M - M_{sw} = 69,0 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Требуемая площадь арматуры $A_{s2} = M_{s2} / (R_s z_{s2}) = 69,0 \cdot 10^6 / (365 \cdot 250) = 756 \text{ мм}^2$ (здесь z_{s2} , принято приближенно равным расстоянию между осями сжатой и растянутой арматуры).

Ближайшие по сортаменту стержни 2Ø22 мм, $A_{s2} = 760 \text{ мм}^2$.

Стержни должны быть заведены в бетон на длину не менее

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta \lambda_{an}) d_s = (0,7 \cdot 365 / 17 + 11) \cdot 22 = 572 \text{ мм},$$

где $R_b = 17 \text{ МПа}$ (при $\gamma_{b2} = 1$), значения коэффициентов ω_{an} и $\Delta \lambda_{an}$ приняты по **табл. 37 [2]** для растянутой стержневой арматуры периодического профиля.

Принимаем с округлением $l_{an} = 580 \text{ мм}$.

Конструирование (см. [чертеж КП1.ЖБК.03 – 1 – КЖ.И – Р2](#)). Несмотря на внешне простую форму, армирование ригелей представляет собой достаточно сложную задачу. Причиной этого является нижнее расположение полков и наличие подрезки бетона в концевых участках для опирания на «скрытые» консоли колонн. Здесь невозможно ограничиться, как в плитах или балках, набором плоских или гнутых сварных сеток и каркасов, укладываемых последовательно в форму. Перечисленные обстоятельства вынуждают применять сложные и трудоемкие в изготовлении пространственные каркасы, затрудняя работу арматурному цеху, но зато облегчая формовочному.

Пространственный каркас КП1 ([см. чертеж КП1.ЖБК.03 – 1 – КЖ.И – Р2.01](#)) состоит из трех плоских каркасов. Два вертикальных КР1 включают продольные рабочие стержни $\varnothing 12$ А-III (поз. 2), $\varnothing 28$ А-III (поз. 4) и распределительные $\varnothing 5$ Вр-I (поз. 3), а также поперечные $\varnothing 8$ А-III (поз. 1). Горизонтальный каркас КР2 состоит из продольных рабочих стержней $\varnothing 25$ А-III (поз. 3) и распределительных: продольных $\varnothing 5$ Вр-I (поз. 2) и поперечных $\varnothing 8$ А-I (поз. 1). Для сборки КП1 используем отдельные распределительные стержни $\varnothing 5$ Вр-I (поз. 3 и 4 на каркасе КП1), причем стержни поз. 4, кроме того, предупреждают отрыв полков при воздействии нагрузок от плит.

Укороченные продольные стержни $\varnothing 25$ А-III каркаса КР2 имеют точки теоретического обрыва, расположенные на расстоянии $m = 1180$ мм от осей опор ([рис. 6](#)). В этих сечениях

$$Q = Q_{\max} - qm = 169500 - 61,3 \cdot 1180 = 97166 \text{ Н},$$

шаг хомутов $s = 250$ мм, $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 255 \cdot 101 / 250 = 103 \text{ Н/мм}$.

Отсюда $\omega = Q / (2q_{sw}) + 5d_s = 97166 / (2 \cdot 103) + 5 \cdot 25 = 597$ мм. Фактическая длина стержней составляет $l_w = l_0 - 2m + 2\omega = 5530 - 2 \cdot 1180 + 2 \cdot 590 = 4364$ мм, с округлением $l_w = 4370$ мм.

Поскольку КР1 и КР2, являясь деталями КП1, сами состоят из деталей, оформляем две отдельные таблицы групповых спецификаций: одну для элементов, входящих в ригель (КП1, М1), другую — для элементов, входящих в КП1 (КР1, КР2). Для П-образных стержней (поз. 4 каркаса КП1), нуждающихся в эскизе, составляем ведомость деталей по форме 6 [\[7\]](#).

Опорная закладная деталь М1 включает пластину из стали марки ВСтЗпс2 (поз. 1), анкера 4Ø12 А-III (поз. 2), приваренные к пластине втавр под слоем флюса, и горизонтальные стержни 2Ø22 А-III (поз. 3; подбор см. в разделе «Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент»). Последние приваривают к поз. 1 ручной дуговой сваркой (электроды Э42) двусторонними швами. Длина каждого шва (с учетом отступления стержней от края пластины на 20 мм и непровара по концам 10 мм) $l_w = 150 - 20 - 10 = 120$ мм. Сварные швы рассчитываем в соответствии с нормами [9] в двух сечениях.

1. По металлу шва из условия

$$N / (\beta_f k_f 2l_w) \leq \gamma_{wf} \gamma_c R_{wf},$$

где $\beta_f = 0,7$, k_f — катет шва в мм, $l_w = 120$ мм — длина одного шва, $R_{wf} = 180$ МПа — расчетное сопротивление шва срезу, $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_c = 0,95$, $N = 365 \cdot 760 / 2 = 138700$ Н — продольное усилие в одном стержне (см. раздел «Расчет прочности наклонных сечений на изгибающий момент»).

Определяем катет

$$k_f = N / (\beta_f 2l_w \gamma_{wf} \gamma_c R_{wf}) = 138700 / (0,7 \cdot 240 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 180) = 4,8 \text{ мм.}$$

Принимаем $k_f = 5$ мм.

2. По металлу границы сплавления из условия

$$N / (\beta_z k_f 2l_w) \leq \gamma_{wz} \gamma_c R_{wz},$$

где $\beta_z = 1$, $\gamma_{wz} = 1$, $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 350 = 157,5$ МПа — расчетное сопротивление стали по границе сплавления, R_{un} — расчетное сопротивление стали ВСтЗпс по временному сопротивлению.

$$138700 / (1 \cdot 5 \cdot 240) = 115 \text{ МПа} < 157,5 \cdot 1 \cdot 0,95 = 150 \text{ МПа.}$$

Прочность швов достаточна.

Диаметр монтажных петель $d = 12$ мм принимаем по **табл. 4**, их размеры назначаем по **табл. 5**.

Расчет и конструирование колонны

В связевых каркасах горизонтальные нагрузки передаются на диафрагмы жесткости, поэтому колонны воспринимают только вертикальные нагрузки. Если соседние пролеты и нагрузки одинаковы, то допускается приложение вертикальных сил N на колонну учитывать только со случайным эксцентриситетом e_0 . Значение e_0 принимается большим из трех величин: $h/30$, $l_0/600$ и 10 мм (где h — высота сечения колонны, l_0 — расчетная длина). Поскольку случайный эксцентриситет может быть и справа, и слева от оси, армирование колонны принимается симметричным: $A_s = A_s'$. Для элементов прямоугольного сечения при расчетной длине $l_0 < 20h$ и симметричной арматуре классов А-I, А-II и А-III расчет на внецентренное сжатие со случайным эксцентриситетом допускается заменять расчетом на центральное сжатие; при этом напряжения в бетоне принимают равными R_b , а в арматуре — R_{sc} .

Пример 5. Расчет и конструирование колонны

Требуется рассчитать и законструировать среднюю колонну первого этажа перекрытия с пустотными панелями.

Исходные данные: Высота этажа — 4,2 м; количество этажей 5; сетки колонн — 6 × 6,2 м; сечение колонны — 300 × 300 мм. Бетон тяжелый класса В30 с $R_b = 15,3$ МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$ ([табл. 13 \[2\]](#)), рабочая арматура класса А-III с $R_s = R_{sc} = 365$ МПа ([табл. 22 \[2\]](#)). Расчетная длина колонны равна высоте этажа $l_0 = 4,2$ м.

Проектирование колонны состоит из разделов:

Нагрузки и воздействия

Расчет прочности нормального сечения

Расчет прочности консоли

Конструирование колонны



Для возврата в это оглавление со страниц примера используйте элемент навигации



Нагрузки и воздействия. Грузовая площадь колонны $A_c = 6 \times 6,2 = 37,2 \text{ м}^2$. Расчетная нагрузка от перекрытия одного этажа (с учетом данных **табл. 2**)

$$N_1 = (g + p) A_c = 9,9 \cdot 37,2 = 368,28 \text{ кН},$$

в том числе постоянная и длительная

$$N_{1,l} = 7,38 \cdot 37,2 = 274,54 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка от собственного веса ригеля:

$$N_2 = V \gamma \gamma_f = [(0,2 \cdot 0,45 + 0,2 \cdot 0,22) 5,36 + 0,2 \cdot 0,3 \cdot 0,3] 25 \cdot 1,1 = 20,25 \text{ кН},$$

где V — объем в м^3 , $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ — объемный вес железобетона, $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетная нагрузка от собственного веса колонны:

$$N_3 = (0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,2 + 2 \cdot 0,3 \cdot 0,15 \cdot 0,15) 25 \cdot 1,1 = 10,77 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка от покрытия (**табл. 3**) на колонну:

$$N_4 = (g + p) A_c = 7,14 \cdot 37,2 = 265,61 \text{ кН},$$

в том числе постоянная и длительная

$$N_{4,l} = 5,94 \cdot 37,2 = 220,97 \text{ кН}.$$

Суммарная продольная сила в колонне (с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$)

$$N = (4N_1 + 5N_2 + 5N_3 + N_4) \gamma_n = (4 \cdot 368,28 + 5 \cdot 20,25 + 5 \cdot 10,77 + 265,61) 0,95 = 1799,14 \text{ кН}.$$

От постоянных и длительных нагрузок

$$N_l = (4 \cdot 274,54 + 5 \cdot 20,25 + 5 \cdot 10,77 + 220,97) 0,95 = 1400,52 \text{ кН}.$$

Расчет прочности нормального сечения. Условие прочности имеет вид:

$$N \leq \varphi [R_b A_b + (A_s + A_s')],$$

где $A_b = 300 \cdot 300 = 90000 \text{ мм}^2$ — площадь бетонного сечения, φ — коэффициент, учитывающий гибкость колонны и длительность действия нагрузок.

Преобразуя формулу, получим:

$$(A_s + A_s') \geq (N - \varphi R_b A_b) / (\varphi R_{sc}),$$

$$\varphi = \varphi_1 + 2(\varphi_2 - \varphi_1) R_{sc} (A_s + A_s') / (R_b A_b) \leq \varphi_2,$$

где φ_1 и φ_2 коэффициенты, принимаемые **по табл. 7**.

Коэффициент φ определяем последовательными приближениями. В первом приближении принимаем $\varphi = \varphi_2$. В нашем случае, при $l_0 / h = 4200 / 300 = 14$ и $N_l / N = 1400,5 / 1799,1 = 0,78$, коэффициент $\varphi_1 = 0,83$, $\varphi_2 = 0,86$. При $\varphi = \varphi_2$ определяем $(A_s + A_s') = (1799,1 \cdot 10^3 - 0,86 \cdot 15,3 \cdot 90000) / (0,86 \cdot 365) = 1959 \text{ мм}^2$.

Проверяем:

$$\varphi = 0,83 + 2(0,86 - 0,83) \cdot 365 \cdot 1959 / (15,3 \cdot 90000) = 0,861.$$

Результаты сходятся, **площадь арматуры подобрана верно**.

Принимаем по сортаменту 4Ø25 А-III ($A_s + A_s' = 1963 \text{ мм}^2$). Заметим, что если бы проверка не сошлась, то во втором приближении следовало принять значение φ среднее между назначенным вначале и полученным в итоге расчета. Полученный процент армирования от рабочей площади бетона составляет:

$$\mu = (A_s + A_s') 100 / (b h_0) = 1963 \cdot 100 / (300 \cdot 255) = 2,57\%.$$

При гибкости колонны $l_0 / h = 14$ это выше минимально допустимого процента армирования $\mu_{\min} = 0,2\%$ (**табл. 8**) и меньше рекомендуемого максимального $\mu_{\max} = 3\%$.



Расчет прочности консоли. Скрытые консоли ([рис. 7](#)) имеют малые размеры, поэтому их армируют жесткой арматурой, которую рассчитывают на воздействие опорных реакций ригелей Q без учета работы бетона. Усилия в наклонных пластинах ([2](#) на [рис. 7](#)) определяем из условия равенства нулю проекций сил на вертикаль

$$N_{\Pi} = Q / \sin 45^{\circ} = 169500 / 0,707 = 239745 \text{ Н.}$$

Сечение пластин из стали ВСтЗпс2: $2\delta h_{\Pi} = 2 \cdot 8 \cdot 120 = 1920 \text{ мм}^2$, где δ — толщина пластины, h_{Π} — ее ширина по горизонтали. Площадь нормального сечения пластин $A_{\Pi} = 1920 \cdot \sin 45^{\circ} = 1357 \text{ мм}^2$, сжимающие напряжения $\sigma = N_{\Pi} / A_{\Pi} = 239745 / 1357 = 176 < R = 245 \text{ МПа}$.

Усилия в растянутых стержнях ([1](#) на [рис. 7](#)):

$$N_s = N_{\Pi} \cdot \sin 45^{\circ} = Q = 169500 \text{ Н.}$$

Откуда

$$A_s = N_s / R_s = 169500 / 365 = 464 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\emptyset 18 \text{ А-III}$ ($A_s = 509 \text{ мм}^2$). Нижние сжатые и распределительные стержни ([3](#) и [4](#) на [рис. 7](#)) принимаем того же сечения, что и верхние: $\emptyset 18 \text{ А-III}$.

Конструирование ([см. чертеж КП1.ЖБК.03 – 1 – КЖ.И – К4](#)). В верхней части колонны по углам предусматриваем выемки для выпусков арматуры с последующей их сваркой с выпусками стержней вышестоящей колонны. После монтажа выемки заделывают бетоном.

Длину колонны определяем с учетом заделки ее ниже отметки пола на 0,8 м и расположения стыка на 0,65 м выше перекрытия: $l = 4,2 + 0,8 + 0,65 = 5,65 \text{ м}$. Продольные стержни, определенные расчетом, включаем в два плоских каркаса КР1, которые с помощью поперечных стержней объединяем в пространственный каркас КП1 ([см. чертеж КП1.ЖБК.03 – 1 – КЖ.И – К4.01](#)).



Шаг s поперечных стержней должен быть не более 500 мм и не более $20d_s$, где d_s — диаметр продольных стержней (в нашем случае $d_s = 25$ мм). При $\mu = (A_s + A_s') / A_b > 3 \%$ шаг s уменьшается до 300 мм или до $10d_s$. В нашем случае $\mu = 2,57 \% < 3 \%$, принимаем $s = 500$ мм. По условиям сварки диаметр поперечных стержней должен быть не менее $0,25d_s$, принимаем $\varnothing 8$ А-I.

Согласно требованиям норм [2], защитный слой бетона до рабочей арматуры должен составлять не менее 20 мм и не менее d_s , в нашем случае — 25 мм. Окончательно расстояние от осей продольных стержней до наружных граней принимаем равным 45 мм — с учетом возможности надевания на КП1 сеток косвенного армирования С2. Эти сетки, наряду с сетками С1, устанавливаем в верхней части колонны для предохранения бетона от разрушения при местном сжатии, т.е. смятии (в нижней части они не нужны, так как колонна заделана в стакане фундамента). Размеры ячеек сеток должны быть в пределах от 45 до 100 мм, но не более 1/4 меньшей стороны сечения элемента ($300 / 4 = 75$ мм), шаг сеток — в пределах от 60 до 150 мм, но не более 1/3 меньшей стороны ($300 / 3 = 100$ мм). На длине (от торца колонны) не менее $10d_s = 10 \cdot 25 = 250$ мм устанавливаем не меньше четырех таких сеток. При этом коэффициент объемного армирования должен быть $\mu_{xy} > 0,0125$. Предварительно назначаем шаг сеток $s = 80$ мм, стержни $\varnothing 6$ А-III с ячейками 45×45 мм для С1 и 60×60 мм для С2. Определяем коэффициент армирования для С2 (у них более крупные ячейки): $\mu_{xy} = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / (A_{ef} s) = 5 \cdot 28,3 \cdot 280 \cdot 2 / (90000 \cdot 80) = 0,011 < 0,0125$. (Здесь n_x и n_y — число, A_{sx} и A_{sy} — площадь сечения, l_x и l_y — длина стержней сеток в обоих направлениях; A_{ef} — площадь бетонного сечения, s — шаг сеток). Уменьшаем шаг: $s = 70$ мм, $\mu_{xy} = 0,0126 > 0,0125$, условие удовлетворяется.

Объем бетона колонны $0,52 \text{ м}^3$, собственная масса 1,3 т. Согласно **табл.4** две петли (поз. 4) предусматриваем из стержней $\varnothing 10$ А-I. При симметричном сечении и армировании петли целесообразно располагать на расстояниях от торцов $a = 0,21l = 1,18$ м (где $l = 5,65$ м — длина колонны), тогда положительный и отрицательный моменты от собственного веса равны. Поскольку такому расположению мешают консоли, принимаем $a = 1,25$ м. Для монтажа колонны предусматриваем в ней отверстие $\varnothing 40$ мм, в которое будет вставляться стальной штырь с кольцами для строповки при монтаже.

Исходные данные для проектирования

Таблица 1

Параметры здания в плане, м:

над чертой — $L_1 \times L_2$, под чертой — $l_1 \times l_2$ (где L_1 и L_2 — ширина и длина здания, l_1 и l_2 — сетка колонн)

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	21 × 56	15 × 35	18 × 56	20 × 48	24 × 50,4	21 × 60	18 × 42	15 × 48	16,2 × 54	18 × 38,4
	7 × 7	5 × 7	6 × 7	5 × 6	6 × 7,2	7 × 6	6 × 6	5 × 6	5,4 × 6	6 × 6,4
2	15 × 65	15 × 60	15 × 49	15 × 66	18 × 60	18 × 56	18 × 66	18 × 63	18 × 58	18 × 62
	5 × 6,5	5 × 6	5 × 7	5 × 6,6	6 × 6	6 × 7	6 × 6,6	6 × 6,3	6 × 5,8	6 × 6,2
3	16,5 × 50	16,5 × 55	16,5 × 60	16,5 × 65	16,5 × 56	19,5 × 40	19,5 × 44	19,5 × 54	19,5 × 52	19,5 × 49
	5,5 × 5	5,5 × 5,5	5,5 × 6	5,5 × 6,5	5,5 × 7	6,5 × 5	6,5 × 5,5	6,5 × 6	6,5 × 6,5	6,5 × 7
4	18 × 50	18 × 54	18 × 58	18 × 64	18 × 66	18,6 × 54	18,6 × 54	18,6 × 58	18,6 × 65	18,6 × 56
	6 × 5	6 × 5,4	6 × 5,8	6 × 6,4	6 × 6,6	6,2 × 6	6,2 × 5,4	6,2 × 5,8	6,2 × 6,5	6,2 × 5,6
5	21 × 55	21 × 52	21 × 54	21 × 56	21 × 60	21 × 58	21 × 62	21 × 64	21 × 66	21 × 55
	7 × 5	7 × 5,2	7 × 5,4	7 × 5,6	7 × 6	7 × 5,8	7 × 6,2	7 × 6,4	7 × 6,6	7 × 5,5
6	19,5 × 52	19,5 × 54	19,5 × 56	19,5 × 58	19,5 × 62	19,5 × 64	19,5 × 66	18,6 × 55	18,6 × 62	18,6 × 64
	6,5 × 5,2	6,5 × 5,4	6,5 × 5,6	6,5 × 5,8	6,5 × 6,2	6,5 × 6,4	6,5 × 6,6	6,2 × 5,5	6,2 × 6,2	6,2 × 6,4
7	20,1 × 51	20,1 × 53	20,1 × 55	20,1 × 57	20,1 × 59	20,1 × 61	20,1 × 63	20,1 × 65	20,1 × 67	20,1 × 69
	6,7 × 5,1	6,7 × 5,3	6,7 × 5,5	6,7 × 5,7	6,7 × 5,9	6,7 × 6,1	6,7 × 6,3	6,7 × 6,5	6,7 × 6,7	6,7 × 6,9
8	18,9 × 52	18,9 × 54	18,9 × 56	18,9 × 58	18,9 × 60	18,9 × 62	18,9 × 64	18,9 × 66	18,9 × 68	18,9 × 63
	6,3 × 5,2	6,3 × 5,4	6,3 × 5,6	6,3 × 5,8	6,3 × 6	6,3 × 6,2	6,3 × 6,4	6,3 × 6,6	6,3 × 6,8	6,3 × 7
9	18,3 × 51	18,3 × 53	18,3 × 55	18,3 × 57	18,3 × 59	18,3 × 61	18,3 × 63	18,3 × 65	18,3 × 67	18,3 × 69
	6,1 × 5,1	6,1 × 5,3	6,1 × 5,5	6,1 × 5,7	6,1 × 5,9	6,1 × 6,1	6,1 × 6,3	6,1 × 6,5	6,1 × 6,7	6,1 × 6,9
0	16,5 × 51,2	16,5 × 47,6	17,1 × 52	17,1 × 56	17,7 × 61	17,7 × 56,7	18,3 × 54	18,3 × 52	18,9 × 63	18,9 × 65
	5,5 × 6,4	5,5 × 6,8	5,7 × 6,5	5,7 × 7	5,9 × 6,1	5,9 × 6,3	6,1 × 6	6,1 × 6,5	6,3 × 6,3	6,3 × 6,5



Таблица 2

Нормативные нагрузки на перекрытия, число и высота этажей, район строительства

Наименование	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Нагрузка, кПа										
а) постоянная (пол)	0,6	0,8	1,0	0,7	0,9	1,1	1,3	1,2	1,4	1,0
б) полная временная	10	12	8	6	9	5	6,2	6,8	11	8,4
в) длительная часть	4	6	5	4	4	3	4,2	4,8	7	5
Число этажей	3	4	5	3	4	5	3	4	5	4
Высота этажа, м	4,8	4,2	3,6	6	4,8	3,3	4,2	3,6	3,9	4,5
Место строительства	Новосибирск	Омск	Кемерово	Братск	Абакан	Улан-Удэ	Иркутск	Чита	Игарка	Енисейск
Напрягаемая арматура	Ат- IV	Ат-V	Ат-VI	A-IV	A-IV	A-V	A-IV	A-V	A-IIIв	Ат-VI

Прочие данные:

1. Ненапрягаемая рабочая арматура — класса A-III, конструктивная — классов A-I и Bp-I.
2. При величине полезной расчетной нагрузки более 10 кПа в проекте принимаются ребристые панели перекрытий, равной и менее 10 кПа — пустотные.
3. Классы бетона назначаются автором проекта и при необходимости уточняются в процессе расчета.



Сортамент арматуры

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и проволоки, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг	Диаметры для	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		проволоки	стержневой арматуры
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	+	
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	+	
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	+	
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	+	
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	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208		+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578		+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998		+
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466		+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984		+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,840		+
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,830		+
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,310		+
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990		+
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865		+

Примечания: 1. Номинальный диаметр стержней для арматуры периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней.
2. Знак «+» определяет наличие диаметра в сортаменте.




Формы документов, обозначения

Спецификация по ГОСТ Р21.1101–92
(для схем расположения элементов каркаса здания)

(для схем расположения элементов каркаса здания)						
15 8	Позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед, кг	Примечание
	15	60	65	10	15	20
185						

Групповая спецификация
по ГОСТ Р21.1501–92
(для арматурных и
закладных изделий)

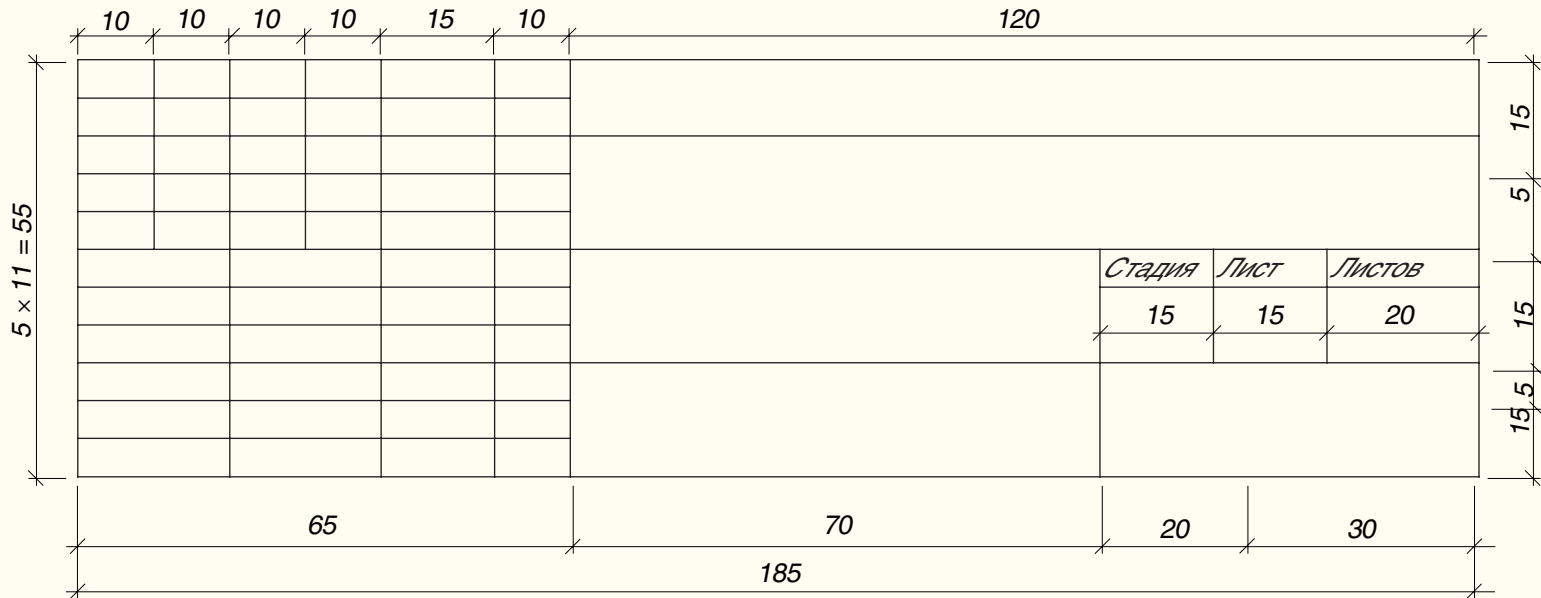
15 8	Марка	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет. кг	Масса издел. кг
						
15		10	60	10	15	15
125						

Основные надписи

Форма 3
(для листов основного комплекта)

	10	10	10	10	15	10	120					
5 × 11 = 55										10		
										15		
							Стадия			Лист	Листов	5
												10
										15		
	65						70		15	15	20	
							185					

Форма 4
(для первых листов чертежей строительных изделий)



Форма 5
(для первых листов текстовых документов)

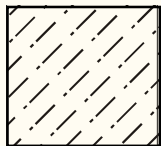
$5 \times 8 = 40$	10	10	10	10	15	10	120						$5 \times 8 = 40$	
	20	20	15	10	70						15	15	20	
	185													

		<i>Стадия</i>		<i>Лист</i>		<i>Листов</i>	

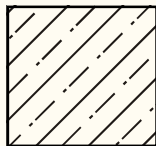
Форма 6
(для последующих листов чертежей строительных изделий и текстовых документов)

$5 \times 3 = 15$	10	10	10	10	15	10	110					$5 \times 3 = 15$
	10	10	10	10	15	10						10

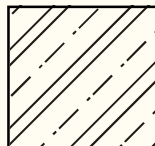
Условные обозначения материалов [8]



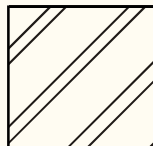
бетон



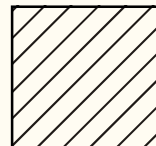
железо-
бетон



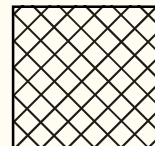
предна-
пряженный
железо-
бетон



кирпичная
кладка



металл



утеплитель,
звуко-
изоляция

Условные обозначения арматуры [7]

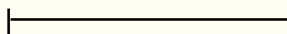
Стержень с анкерровкой



крюками

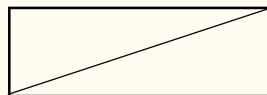


отгибами



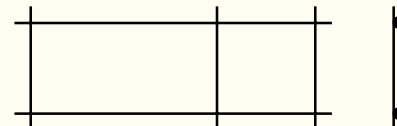
коротышами
или шайбами

Плоская сетка



условно

или каркас



упрощенно
(поперечные стержни только
по концам и в местах изме-
нения шага)

Литература

1. *СНиП 2.01.07 – 85**. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия.
2. *СНиП 2.03.01 – 84**. Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции.
3. *Пособие* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 – 84). М. 1989. 193 с.
4. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е.* Железобетонные конструкции: Общий курс. М.: Стройиздат, 1991. 767 с.
5. *Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий* (Под ред. П.Ф. Вахненко. Киев: Будивэльник, 1987. 424 с.
6. *ГОСТ Р 21.1101 – 92.* СПДС. Основные требования к рабочей документации. М.: Изд-во стандартов. 1993. 24 с.
7. *ГОСТ Р 21.1501 – 92.* СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей. М.: Изд-во стандартов, 1993. 40 с.
8. *Рабочая документация для строительства.* Вып. 1: Общие требования. М.: АПП ЦИТП, 1992. 240 с.
9. *СНиП II – 23 – 81**. Нормы проектирования. Стальные конструкции.



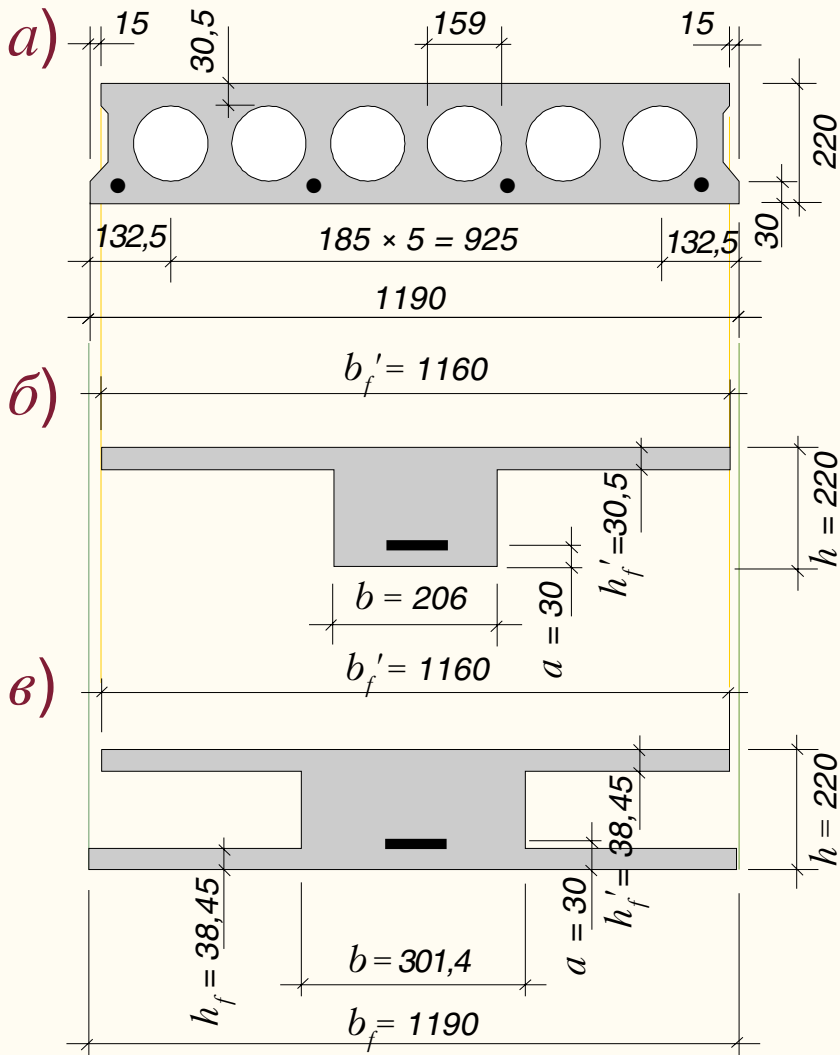


Рис. 3. Сечение панели

**Сборные железобетонные конструкции
многоэтажного каркасного здания
(связевый вариант)**



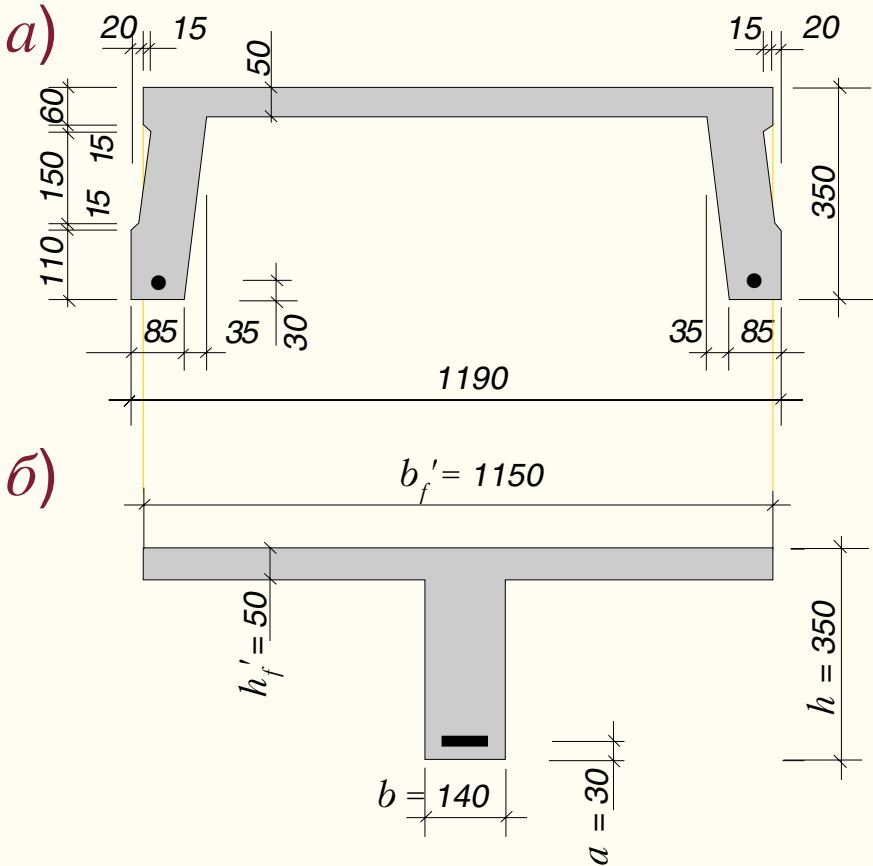


Рис. 4. Сечение панели

**Сборные железобетонные конструкции
многоэтажного каркасного здания
(связевый вариант)**



Таблица 2

Нагрузки на перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная, кПа
Постоянная:			
пол со звуко-изоляцией	1,0	1,2	1,2
собственный вес панели	3,0	1,1	3,3
Итого:	$g^n = 4,0$		$g = 4,5$
Временная:			
длительная	2,4	1,2	2,88
кратковременная (4,5–2,4)	2,1	1,2	2,52
Итого:	$p^n = 4,5$		$p = 5,4$
Полная:	$g^n + p^n = 8,5$		$g + p = 9,9$
Постоянная и длительная	6,4		7,38

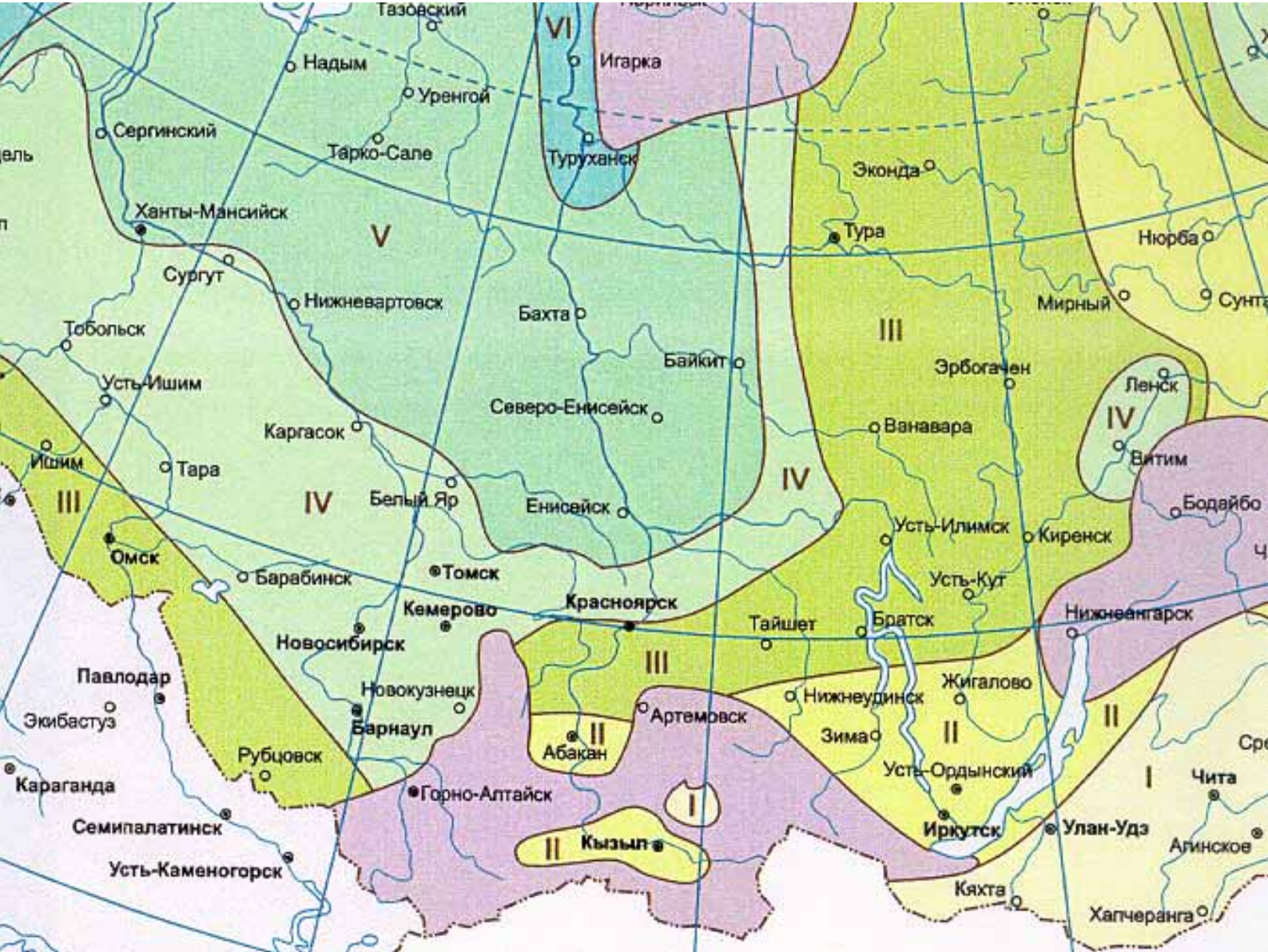
Таблица 3

Нагрузки на покрытие

Наименование нагрузки	Нормативная, кПа	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная, кПа
Постоянная:			
кровля	1,2	1,2	1,44
собственный вес панели	3,0	1,1	3,3
Итого:	$g^n = 4,2$		$g = 4,74$
Временная от снега:			
длительная	0,84	1,43	1,2
кратковременная	0,84	1,43	1,2
Итого:	$p^n = 1,68$		$p = 2,4$
Полная:	$g^n + p^n = 5,88$		$g + p = 7,14$
Постоянная и длительная	5,04		5,94

Примечание. При определении собственного веса конструкций нормативный объемный вес железобетона принимают равным 25 кН/м³. Приведенная толщина пустотных панелей в предварительных расчетах может быть принята равной 120...130 мм, ребристых без поперечных ребер — 100...110 мм, с поперечными ребрами — 90...100 мм.





Карта 1*. Районирование территории РФ по весу снегового покрова (фрагмент)

