

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА



«ВИЩА ШКОЛА»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Под редакцией
доктора техн. наук, проф. Л. П. ПОЛЯКОВА
и кандидатов техн. наук,
доцентов Е. Ф. ЛЫСЕНКО и И. А. РУСИНОВА

*Допущено Министерством высшего и среднего
специального образования УССР
в качестве учебного пособия для студентов
строительных вузов и факультетов*

Издательское объединение «Вища школа»
Головное издательство
К и е в — 1 9 7 5

Железобетонные конструкции. Примеры расчета. Е. Ф. Лысенко и др. Издательское объединение «Вища школа», 1975, 328 с.

В пособии содержатся основные сведения по компоновке конструктивных схем поперечников одноэтажных промышленных зданий. Изложены примеры расчета железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с тремя пролетами по 18 м и шагом крайних колонн 6 м, а средних — 12 м. Приведены примеры расчета конструкций того же здания при шаге крайних и средних колонн 12 м, а также расчет конструкций одноэтажного промышленного здания пролетом 36 м. Рассмотрена компоновка конструктивной схемы поперечника многоэтажного здания. Приведены примеры расчета элементов междуэтажного перекрытия, колонн и фундаментов в монолитном и сборном железобетоне.

Книга предназначена для студентов инженерно-строительных вузов и факультетов и может быть использована также проектировщиками и инженерно-техническими работниками строительных организаций.

Табл. 55. Ил. 118. Библ. 17.

Коллектив авторов:

Е. Ф. Лысенко, А. П. Гусеница, Л. А. Мурашко,
Л. В. Кузнецов, А. Я. Барашиков, В. В. Тимошенко,
А. П. Бажан, Н. М. Федосеева, Л. М. Будникова

Редакция литературы по строительству, архитектуре
и коммунальному хозяйству

Зав. редакцией В. В. Гаркуша

**Сканы - бап;
Обработка - Armin.**

DWG.ru

Ж $\frac{30205 - 157}{M211(04) - 75}$ 204 — 75

При строительстве зданий и инженерных сооружений широко применяются сборные железобетонные конструкции с обычным и предварительно напряженным армированием. Проектирование указанных конструкций представляет собой целый комплекс расчетов и графических работ, включающих изготовление, транспортирование и эксплуатацию конструкций. Особое значение представляют вопросы проектирования предварительно напряженных железобетонных конструкций, применение которых позволяет достигнуть экономии материалов, снижения веса, увеличения жесткости, трещиностойкости и долговечности элементов.

Задачи, поставленные Коммунистической партией перед строительной индустрией, требуют: дальнейшего снижения сметной стоимости строительства за счет применения более совершенных, предварительно напряженных конструкций, снижения их веса, применения крупноразмерных элементов, использования высокопрочных бетонов и арматуры.

Одним из направлений технического прогресса в строительстве является экономичное проектирование. Вопросы проектирования железобетонных конструкций освещены в СНиП II-B. 1—62*, инструкции по проектированию железобетонных конструкций (1968 г.), учебниках и монографиях. Однако в этих изданиях приводятся только расчеты отдельных элементов — панелей, балок, колонн, не связанных конструктивно с перекрытием, покрытием или рамой поперечника здания, а при проектировании это не дает полного представления о работе конструкции в целом и взаимной увязке элементов.

Опыт показывает, что отсутствие методики проектирования железобетонных конструкций отрицательно сказывается на учебном процессе и реальном проектировании.

Поэтому кафедрой железобетонных и каменных конструкций Киевского инженерно-строительного института разработаны примеры расчета железобетонных конструкций одноэтажных и многоэтажных промышленных зданий с учетом их взаимной увязки в конструктивной схеме поперечника.

В разделе первом изложены вопросы компоновки поперечника одноэтажного промышленного здания. Приведены исходные данные для проектирования, выполнен статический расчет всех конструкций поперечника здания. Рассмотрены варианты конструктивного решения основных конструкций покрытия с шагом 6 и 12 м. Выполнены примеры расчета арки пролетом 36 м и двухветвевой колонны.

Раздел второй посвящен многоэтажным зданиям. Освещены вопросы компоновки зданий и исходные данные для проектирования. Приведены примеры расчета междуэтажного перекрытия, запроектированного в сборных и монолитных конструкциях.

Кандидаты техн. наук, доценты Е. Ф. Лысенко и В. В. Тимошенко написали совместно гл. I, кроме того, Е. Ф. Лысенко написал § 36, а В. В. Тимошенко — § 16, 17, инженером А. П. Гусеница написаны § 4, 5, 6, 7, 20, 21, инженером Л. А. Мурашко — § 8, 9, 12, 13, 24, 25, канд. техн. наук, доцентом Л. В. Кузнецовым — § 10, 11, 22, 23, канд. техн. наук, доцентом А. Я. Барашиковым — § 14, 15 и гл. IV, ст. преподавателем А. П. Бажан — § 18, 19, 33, 34, инженером Н. М. Федосеевой — § 29—33, канд. техн. наук, доцентом Л. М. Будниковой — § 35, 37, 38.

ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ

Глава I.

КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ
И ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Одноэтажные каркасные здания широко применяют в промышленном строительстве. Их проектируют, как правило, прямоугольной формы в плане с пролетами одинаковой ширины и высоты. Отступления от этих рекомендаций возможны, если они обусловлены специальными требованиями технологических процессов. Пролеты цехов назначают кратными 6 м, т. е. 12, 18, 24, 30 м.

В зданиях без мостовых кранов с пролетами до 12 м высоты цехов, от отметки чистого пола до низа несущих конструкций покрытия на опоре, рекомендуется [8] назначать равными 3,6; 4,2; 4,8 и 6 м. Для пролетов 18 и 24 м высоты назначают равными 5,4; 6; 7,2; 8,4; 9,6; 10,8; 12,6 м. Применение высоты 10,8 или 12,6 м должно быть строго обосновано. Для зданий пролетом 18 м разрешается применять высоту 4,8 м.

В зданиях с мостовыми кранами высоты цехов и отметки верха подкрановой консоли принимают по табл. 1. Шаг колонн по средним и крайним рядам вдоль цеха принимают на основании технико-экономических показателей равным 6 и 12 м.

Компоновку здания осуществляют в соответствии с принятой привязкой колонн к разбивочным осям [10, 11]. Для крайних рядов при грузоподъемности кранов до 30 тс и шаге колонн 6 м разбивочная ось проходит по наружной грани колонн, или по внутренней грани стены (нулевая привязка). При кранах свыше 30 тс или шаге колонн 12 м разбивочную ось смещают на 250 мм от наружной грани колонны во внутрь пролета. Для средних рядов колонн с ригелями в одном уровне разбивочную ось совмещают с геометрической осью колонны. Перепад по высоте между пролетами одного направления при ригелях в разных уровнях, осуществляют, как правило, при помощи парных колонн со вставкой. Размер вставки принимают в зависимости от величины привязок колонн — 500, 1000, 1500 мм. В торцах здания и у температурных швов разбивочная ось отстоит от геометрической оси колонн на расстоянии 500 мм (рис. 1).

При проектировании зданий применяют унифицированные габаритные схемы, в которых принят единый размер — 750 мм от оси ряда колонн до оси подкрановой балки. Во всех пролетах здания, оборудованного мостовыми кранами различной грузоподъемности, принимают единую отметку подкрановой консоли из условия размещения крана наибольшей грузоподъемности. При этом учитывают, что высота кранового пути равна 150 мм, высоты подкрановых балок под краны

грузоподъемностью 10 — 30 *тс* и шаге колонн 12 *м* — 1400 *мм*, а при шаге колонн 6 *м* — 1000 *мм*.

Основные данные о мостовых кранах грузоподъемностью от 5 до 50 *тс* среднего и тяжелого режимов работы приведены в ГОСТ 3332—54, а для кранов легкого режима — в ГОСТ 7464—55.

Одноэтажные здания больших размеров в плане делят температурными швами в поперечном, а иног-

Т а б л и ц а 1

Пролет, <i>м</i>	Высота, <i>м</i>	Грузоподъемность крана, <i>тс</i>	Отметка верха подкрановой консоли при шаге колонн, <i>м</i>	
			6	12
18, 24	8,4	10, 20	5,2	4,8
18, 24	9,6	10, 20	5,8	5,4
18, 24	10,8	10, 20	7,0	6,6
18, 24, 30	12,6	10, 20, 30	8,5	8,1
18, 24, 30	14,4	10, 20, 30	10,3	9,9
24, 30	16,2	30, 50	11,5	11,1
24, 30	18,0	30, 50	13,3	12,9

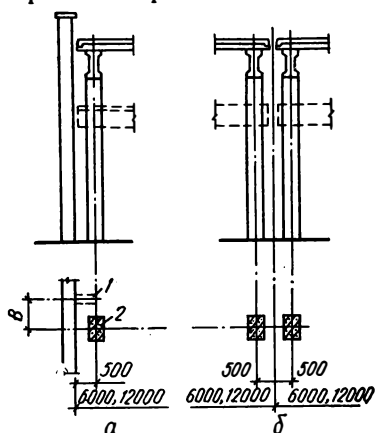


Рис. 1. Привязка колонн к поперечным разбивочным осям:

а — в торце здания, *б* — у температурного шва; 1 — фахверковая колонна; 2 — колонна среднего ряда; *В* — привязка фахверковой колонны.

да и в продольном направлении на отдельные блоки (см. табл. 12 СНиП II-V.1 — 62*).

Поперечный температурный шов выполняют на спаренных колоннах.

§ 2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Промышленные здания проектируют в соответствии с унифицированными типовыми решениями в виде плоскостных систем с поперечными рамами из сборных железобетонных элементов — колонн, защемленных в фундаменты и шарнирно соединенных с ними балок, ферм или арок покрытия (рис. 2).

Покрытия зданий выполняют из плоских крупнопанельных железобетонных плит, или пространственных элементов в виде оболочек или складок.

Пространственную жесткость здания обеспечивают в поперечном направлении рамами каркаса, а в продольном — панелями покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями, устанавливаемыми в каждом температурном блоке вдоль продольных рядов колонн. Сопряжение сборных железобетонных элементов между собой осуществляют на болтах и на сварке закладных деталей с последующим замоноличиванием швов раствором или бетоном на мелкозернистом заполнителе.

Производственные здания проектируют с учетом требования освещения и вентиляции.

Во многих зданиях температурно-влажностный режим и освещение поддерживают, применяя световые и аэрационные фонари. Рекомен-

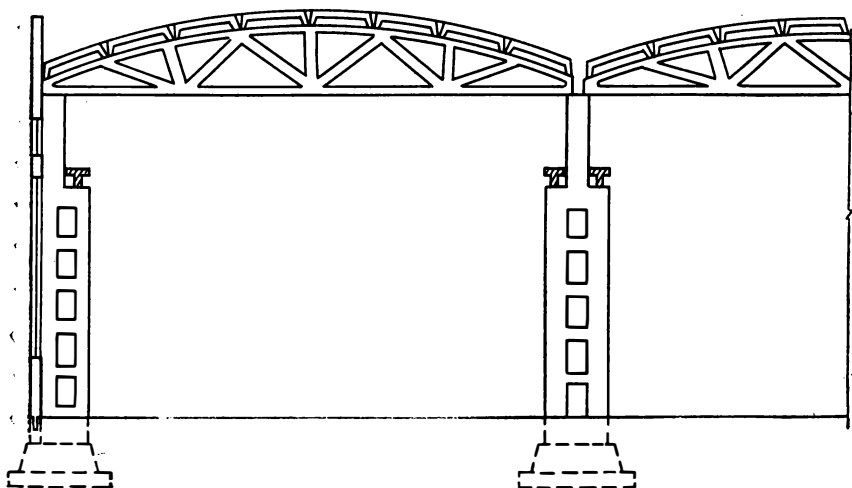
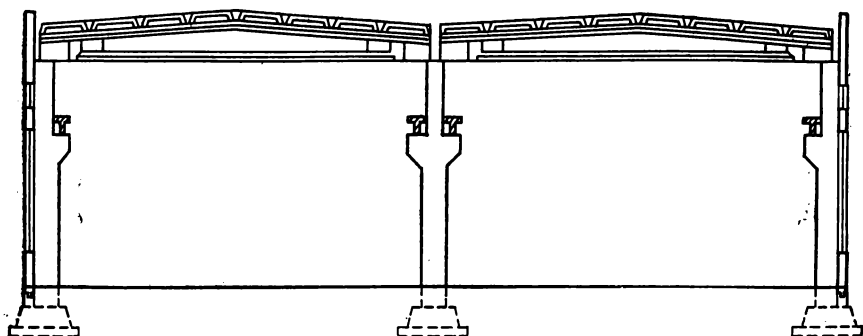


Рис. 2. Схемы каркасов одноэтажных зданий.

дуется принимать фонари шириной 6 м при пролетах 18 м и 12 м при больших пролетах. Высоту фонаря определяют по заданной освещенности. Желательно в крайних пролетах здания фонари не устраивать. Для ряда отраслей промышленности возводят здания без фонарей с люминисцентным освещением и принудительной вентиляцией.

§ 3. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ СВЯЗИ В КАРКАСНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЯХ

В состав конструктивных элементов одноэтажного каркасного здания входят вертикальные и горизонтальные связи. Назначение связей — обеспечивать жесткость покрытия в целом и устойчивость

сжатых поясов ригелей поперечных рам, воспринимать горизонтальные ветровые и тормозные крановые нагрузки [7, 12, 13].

Вертикальные связи. Горизонтальная сила, приложенная к покрытию, может вызывать деформации ригелей поперечных рам (стропильных балок или ферм) из их плоскости, приложенная к одной колонне — потерю устойчивости.

Установка вертикальных связей между стропильными балками или фермами покрытия по линии колонн создает жесткую, неизменя-

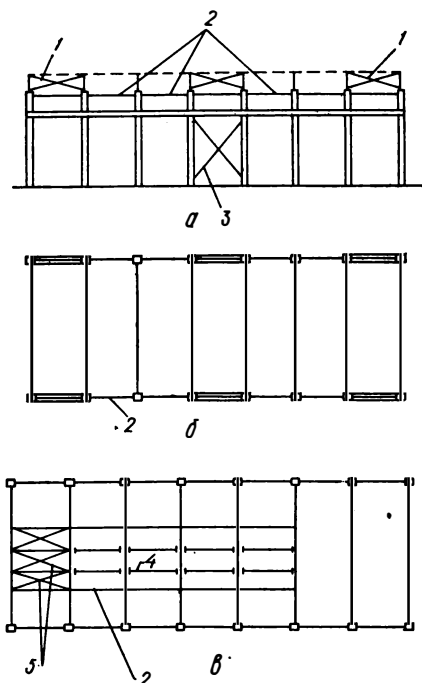


Рис. 3. Схемы связей:

а — продольных вертикальных связей; б — горизонтальных распорок; в — горизонтальных диафрагм; 1 — фермы из угловой стали; 2 — железобетонные распорки; 3 — крестовые связи из угловой стали; 4 — стальные тяжи; 5 — связевые фермы в плоскости покрытия.

дополнительные продольные вертикальные связи по фермам можно не ставить. В этом случае стальные опорные листы стропильных балок или ферм должны быть сварены с закладным листом колонны [12]. При различной в продольном направлении жесткости или высоте опорных частей стропильных балок или ферм больше 800 мм, необходимо предусмотреть продольные вертикальные связи между стропильными балками или фермами в виде железобетонных безраскосных ферм либо крестовых связей из угловой стали, устанавливаемых по концам балок или ферм. Такие жесткие диафрагмы ставят по концам и в середине температурного блока (рис. 3, а).

Таблица 2

Вид несущей конструкции каркаса здания	Минимальная длина опирания ребра панели, мм	
	панели длиной 6 м	панели длиной 12 м
Стальные конструкции	70	100
Железобетонные конструкции	80	100
Каменные стены	120	150

емую систему покрытия. Жесткость колонн в продольном направлении обеспечивают установкой вертикальных крестовых или порталных связей в каждом продольном ряду в середине температурного блока. Косынки связей приваривают к закладным деталям колонн.

В уровне верха всех колонн ставят железобетонные распорки сечением 150 × 150 мм (рис. 3, б). В случае, если все колонны в продольном направлении имеют одинаковую жесткость, либо высота опорных частей стропильных конструкций не превышает 800 мм

Горизонтальные связи по верхнему поясу. В бесфонарных участках устойчивость верхних поясов стропильных балок или ферм обеспечивают плитами, которые приваривают к несущим конструкциям не менее, чем в трех углах с соблюдением минимальных площадей опирания (табл. 2).

При этом должна быть обеспечена сварка по всей длине или ширине опирания закладной детали панели на закладную деталь в ферме или балке.

На подфонарных участках покрытий по верхним поясам несущих железобетонных конструкций для обеспечения их устойчивости из плоскости необходимо предусмотреть горизонтальные связи в крайних подфонарных пролетах в виде связевой фермы из угловой стали, а в остальных пролетах в уровне верхних поясов распорки и стальные тязи по коньку (рис. 3, в). Распорки воспринимают сжимающие, а тязи — растягивающие усилия.

Если фонарь не доходит до торца температурного блока, то связи по верхнему поясу ригелей в крайнем пролете не делают. В этом случае тязи и распорки крепят к элементам покрытия крайнего пролета.

Горизонтальные связи по нижнему поясу. Панели, совместно с несущими конструкциями покрытий, являются жестким диском, обеспечивающим распределение горизонтальных усилий от крановой нагрузки на поперечные рамы цеха без устройства связей по нижним поясам, если горизонтальное усилие от всех нагрузок на каждую плиту не превышает 1 *тс*.

Горизонтальные усилия определяют для блока здания при невыгоднейшем расположении кранов в каждом блоке. Пояснения и числовые примеры определения горизонтальных усилий от крановой нагрузки содержатся в [7].

При сблокированных зданиях с железобетонными колоннами одной высоты (до 18 м), оборудованных во всех пролетах мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 *тс* включительно, горизонтальные усилия могут передаваться панелями. При этом фонари могут быть во всех пролетах.

При 30 — 50-тонных мостовых кранах панели обеспечивают распределение горизонтальных усилий от кранов, если число пролетов с фонарями не более 50% общего количества пролетов. В этом случае определение горизонтальных усилий можно не производить и горизонтальные связи по нижнему поясу не требуются.

При прогонной системе покрытия с мелкими панелями жесткость покрытия в горизонтальной плоскости меньше, поэтому по концам температурного блока всегда устанавливают горизонтальные крестовые связи, которые располагают под прогонами.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ТРЕХПРОЛЕТНОГО ЗДАНИЯ С ШАГОМ КОЛОНН ПО КРАЙНЕМУ РЯДУ — 6 м, ПО СРЕДНЕМУ — 12 м.

§ 4. ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЙ

В современных промышленных зданиях основным конструктивным решением покрытий являются панели, укладываемые на балки или фермы. В зависимости от шага колонн и размера пролета применяют те или иные панели. При шаге колонн в крайних рядах 6 м, а в средних 12 м можно, за счет установки по средним рядам колонн подстропильных конструкций, применять для покрытий панели $1,5 \times 6$ или 3×6 м. Следует учитывать, что расход бетона на 1 м^2 покрытия при панелях 3×6 м, примерно на 17% меньше, чем при панелях $1,5 \times 6$ м. В случае применения панелей 3×12 м расход бетона на 1 м^2 покрытия сокращается на 30% по сравнению с панелями $1,5 \times 12$ м.

Панель состоит из плиты толщиной 25—30 мм, монолитно связанной с поперечными и продольными ребрами, размеры сечения которых зависят от габаритов панели, нагрузок на нее и определяются расчетом.

Плиты панелей $1,5 \times 6$ и $1,5 \times 12$ м, опертые по контуру, рассчитывают по методу предельного равновесия. Плиты панелей 3×6 и 3×12 м рассчитывают как балочные, а поперечные и продольные ребра — как разрезные свободно опертые балки. Нагрузка на каждое продольное ребро, независимо от количества поперечных ребер, передается с половины ширины панели, как равномерно распределенная.

Панели изготавливают из бетона марок 200—400 и армируют: плиту — сварной сеткой из обыкновенной арматурной проволоки; поперечные ребра — плоскими сварными каркасами; продольные ребра — предварительно напряженной арматурой в виде отдельных проволок, прядей или стержней, плоскими сварными каркасами и сетками на опорах.

§ 5. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ $1,5 \times 6$ м

Данные для проектирования

Бетон марки 200 ($R_n = 100 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 7,2 \text{ кгс/см}^2$, $R_p^n = 16 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 2,65 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

Напрягаемая арматура продольных ребер — из стали класса А-IV, марки 20ХГ2Ц ($R_a = 5100 \text{ кгс/см}^2$, $R_a^n = 6000 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$). При марке бетона 200 диаметр арматуры должен быть не более 20 мм (табл. 2.1 [1]).

Рабочая продольная арматура поперечных ребер — из стали класса А-III ($R_a = 3400 \text{ кгс/см}^2$).

Сетка плиты, поперечная и монтажная арматура ребер — из обыкновенной арматурной проволоки класса В-I, $d \leq 5,5 \text{ мм}$ ($R_a = 3150 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a,x} = 2200 \text{ кгс/см}^2$).

Панель покрытия при стержневой напряженной арматуре относится к 3-й категории трещиностойкости.

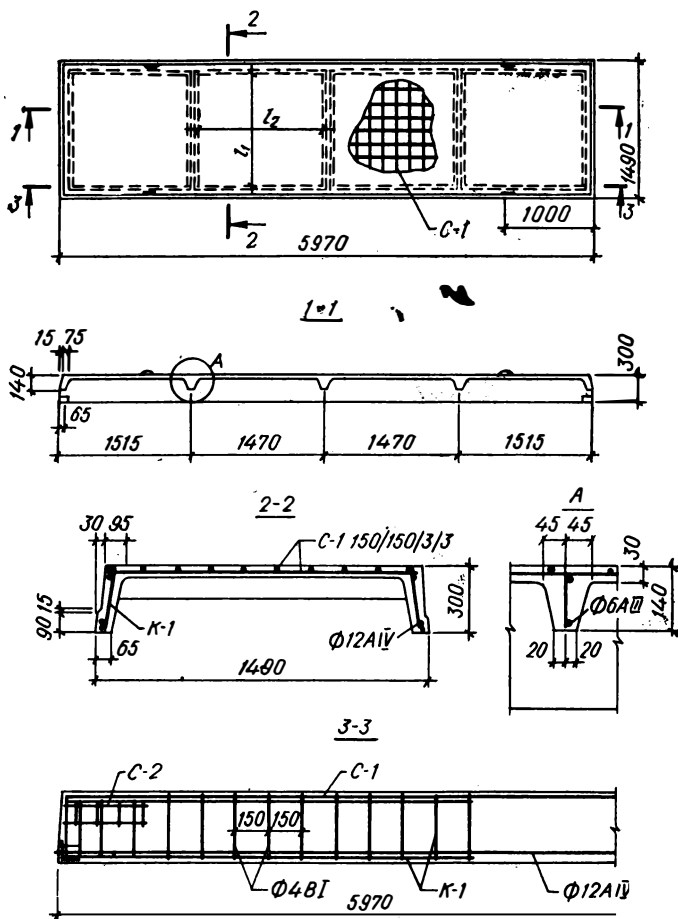


Рис. 4. Панель покрытия 1,5 × 6 м.

Обжатие бетона производим при прочности $R_0 = 0,7R = 0,7 \times 200 = 140 \text{ кгс/см}^2$.

Чертеж панели покрытия дан на рис. 4.

Нагрузки

Подсчет нагрузок на покрытие приведен в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м²
Постоянная (длительно действующая)			
Слой гравия, втопленного в дегтевую мастику	16	1,2	19
Три слоя толь-кожи на дегтевой мастике	10	1,2	12
Асфальтовая стяжка — 20 мм ($\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$)	36	1,2	43
Утеплитель пенобетон — 100 мм ($\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$)	50	1,2	60
Обмазочная пароизоляция	5	1,2	6
И т о г о	117		140
Вес панели покрытия с бетоном замоноличивания согласно [8]	173	1,1	190
В с е г о	290		330
Временная (кратковременно действующая)			
Снеговая ($s = 1,0$) для II района	70	1,4	98
Сосредоточенная от веса рабочего с инструментом (учитывается только при расчете плиты и поперечных ребер)	100	1,2	120

Расчет плиты панели

Панель представляет собой однорядную многопролетную плиту, окаймленную ребрами. Каждый ее пролет является плитой, защемленной по всему контуру.

Плита панели армируется плоской сварной сеткой, укладываемой так, чтобы снизу был обеспечен защитный слой бетона (10 мм) для арматуры.

Расчетные пролеты плиты в свету (рис. 4):

$$l_1 = 149 - (9,5 + 3,0) \cdot 2 = 124 \text{ см};$$

$$l_2 = 147 - 9 = 138 \text{ см}.$$

Расчетная постоянная нагрузка на 1 м^2 , включая вес плиты толщиной 30 мм

$$g = 140 + 0,03 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 223 \text{ кгс/см}^2.$$

Изгибающие моменты определяем с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. При малой разнице в пролетах плиты и одинаковом армировании всех ее участков пролетные и опорные моменты в обоих направлениях можно принять равными.

Расчетные изгибающие моменты определяем по двум комбинациям загрузки:

1. При действии постоянной и временной (снеговой) нагрузки

$$M = \frac{(g + p) l_1^2 (3l_2 - l_1)}{48 (l_1 + l_2)} = \frac{(223 + 98) \cdot 1,24^2 (3 \cdot 1,38 - 1,24)}{48 (1,24 + 1,38)} = 11,4 \text{ кгс} \cdot \text{м/м}.$$

2. При действии постоянной и временной сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом

$$M = \frac{gl_1^2(3l_2 - l_1)}{48(l_1 + l_2)} + \frac{P}{16} l_2 = \frac{223 \cdot 1,24^2(3 \cdot 1,38 - 1,24)}{48(1,24 + 1,38)} + \frac{120}{16} \cdot 1,38 = 18,3 \text{ кгс} \cdot \text{м/м.}$$

Расчетной является комбинация 2.

Рабочая высота плиты при арматуре диаметром 3 мм, с учетом расположения сетки посередине ее толщины

$$h_0 = \frac{h_{\text{п}}}{2} - \frac{d}{2} = \frac{3,0}{2} - \frac{0,3}{2} = 1,35 \text{ см.}$$

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_{\text{н}} b h_0^2} = \frac{1830}{100 \cdot 100 \cdot 1,35^2} = 0,1,$$

тогда по табл. 4.8 [1] коэффициент $\alpha = 0,11$.

Чтобы найти площадь сечения арматуры определяем усилие

$$N_a = \alpha R_{\text{н}} b h_0 = 0,11 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 1,35 = 1480 \text{ кгс.}$$

Тогда

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{1480}{3150} = 0,47 \text{ см}^2.$$

Принимаем сварную сетку 150/150/3/3 шириной 1500 мм (табл. 16 приложения 5) из обыкновенной проволоки класса В-I, $F_a = 0,78 \text{ см}^2 > 0,47 \cdot 1,5 = 0,71 \text{ см}^2$.

Расчетный пролет, нагрузки и усилия в поперечном ребре

Рассчитываем среднее поперечное ребро, как наиболее нагруженное, грузовая площадь — треугольная. Расчетные схемы показаны на рис. 5 и 6.

Расчетный пролет между осями опор

$$l_0 = 149 - 2 \frac{6,5}{2} = 142,5 \text{ см.}$$

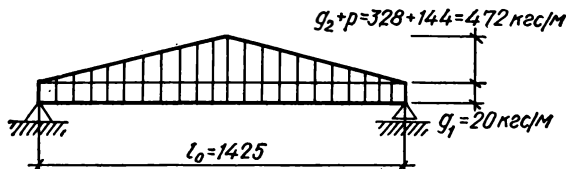


Рис. 5. Расчетная схема поперечного ребра с комбинацией нагрузок 1.

Расчетная равномерная нагрузка на 1 м ребра от его веса

$$g_1 = \frac{0,04 + 0,09}{2} \times (0,14 - 0,03) \times 2500 \cdot 1,1 = 20 \text{ кгс/м.}$$

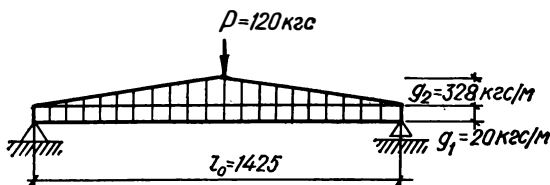


Рис. 6. Расчетная схема поперечного ребра с комбинацией нагрузок 2.

Расчетная нагрузка от веса плиты и изоляционного ковра при расстоянии между поперечными ребрами 1,47 м

$$g_2 = 223 \cdot 1,47 = 328 \text{ кгс/м.}$$

Расчетная снеговая нагрузка

$$p = 98 \cdot 1,47 = 144 \text{ кгс/м.}$$

Усилия от расчетных постоянной и снеговой нагрузок (рис. 5, комбинация 1):

$$M = \frac{g_1 l_0^2}{8} + \frac{g_2 l_0^2}{12} + \frac{p l_0^2}{12} =$$

$$= \frac{20 \cdot 1,425^2}{8} + \frac{328 \cdot 1,425^2}{12} + \frac{144 \cdot 1,425^2}{12} = 85,0 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

$$Q = \frac{g_1 l_0}{2} + \frac{g_2 l_0}{4} + \frac{p l_0}{4} = \frac{20 \cdot 1,425}{2} + \frac{328 \cdot 1,425}{4} +$$

$$+ \frac{144 \cdot 1,425}{4} = 182,7 \text{ кгс.}$$

Усилия от расчетных постоянной и сосредоточенной (от веса рабочего с инструментом) нагрузок (рис. 6, комбинация 2):

$$M = \frac{g_1 l_0^2}{8} + \frac{g_2 l_0^2}{12} + \frac{P l_0}{5} =$$

$$= \frac{20 \cdot 1,425^2}{8} + \frac{328 \cdot 1,425^2}{12} + \frac{120 \cdot 1,425}{5} = 94,8 \text{ кгс} \cdot \text{м}$$

(при определении момента от сосредоточенной нагрузки учтено частичное защемление поперечного ребра в продольном).

$$Q = \frac{g_1 l_0}{2} + \frac{g_2 l_0}{4} + P = \frac{20 \cdot 1,425}{2} + \frac{328 \cdot 1,425}{4} + 120 = 251,3 \text{ кгс}$$

(при определении перерезывающей силы сосредоточенная нагрузка приложена у опоры).

Таким образом, расчетной по M и Q является комбинация 2.

Расчет прочности нормальных сечений поперечного ребра

Отношение $\frac{h'_\pi}{h} = \frac{3}{14} = 0,214 > 0,1$. Следовательно, согласно рекомендации (п. 4.7 [1]), расчетная ширина полки таврового сечения

$$b'_\pi = \frac{1}{3} l_0 + b = \frac{1}{3} \cdot 142,5 + 9 = 57 \text{ см.}$$

Рабочая высота ребра при арматуре диаметром 10 мм

$$h_0 = h - a = 14 - \left(1,5 + \frac{1,0}{2}\right) = 12 \text{ см,}$$

где 1,5 см — защитный слой бетона.

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b'_\pi h_0^2} = \frac{9480}{100 \cdot 57 \cdot 12^2} = 0,0115,$$

тогда по табл. 4.8 [1] коэффициенты $\alpha = 0,01$ и $\gamma = 0,995$.

Высота сжатой зоны

$$\chi = \alpha h_0 = 0,01 \cdot 12 = 0,12 < h'_n = 3 \text{ см},$$

т. е. нейтральная ось проходит в полке.

Чтобы найти площадь сечения арматуры определяем усилие

$$N_a = \frac{M}{\gamma h_0} = \frac{9480}{0,995 \cdot 12} = 795 \text{ кгс}.$$

Тогда

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{795}{3400} = 0,24 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1 Ø 6 АIII; $F_a = 0,28 > 0,24 \text{ см}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений поперечного ребра

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры

$$Q = 251,3 < R_p b h_0 = 7,2 \cdot 4 \cdot 12 = 345 \text{ кгс},$$

т. е. поперечные стержни по расчету не требуются. Принимаем их конструктивно (с учетом технологии точечной сварки) из проволоки Ø3 В1 с шагом 150 мм (табл. 9.5 [1]).

Расчетный пролет, нагрузки и усилия в продольных ребрах

Расчетная схема приведена на рис. 7.

Расчетный пролет ребра по осям опор

$$l_0 = 5,97 - 2 \frac{0,1}{2} = 5,87 \text{ м},$$

где 0,1 м — расстояние от оси опоры до торца панели.

Подсчет нагрузок на панель приведен в табл. 4 с учетом данных табл. 3.

Усилия в продольном ребре: от расчетной полной нагрузки

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{642 \cdot 5,87^2}{8} = 2760 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{642 \cdot 5,87}{2} = 1880 \text{ кгс};$$

от нормативной полной нагрузки

$$M^n = \frac{541 \cdot 5,87^2}{8} = 2330 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

$$Q^n = \frac{541 \cdot 5,87}{2} = 1590 \text{ кгс};$$

от нормативной длительно действующей части нагрузки

$$M_{\text{дл}}^n = \frac{436 \cdot 5,87^2}{8} = 1870 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

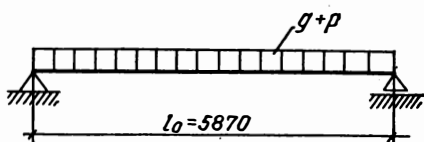


Рис. 7. Расчетная схема продольного ребра.

Т а б л и ц а 4

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м	Коэффициент нагрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м
Постоянная (длительно действующая)			
Вес панели покрытия с бетоном замоноличивания	$173 \cdot 1,5 = 260$	1,1	285
Изоляционный ковер	$117 \cdot 1,5 = 176$	1,2	210
И т о г о	436		495
Временная (кратковременно действующая)			
Снеговая	$70 \cdot 1,5 = 105$	1,4	147
Полная нагрузка	541		642

Расчет прочности нормальных сечений продольных ребер

Поперечное сечение панели приводим к тавровой форме, и в расчет вводим всю ширину полки (рис. 4)

$$b'_n = 149 - 2 \cdot 3 = 143 \text{ см (п. 4.7 [1])}.$$

Рабочая высота ребра

$$h_0 = h - a = 30 - \left(2 + \frac{1,2}{2}\right) = 27,4 \text{ см},$$

где 2 см — защитный слой бетона;

1,2 см — диаметр арматуры.

Далее вычисляем величину

$$A_0 = \frac{276\,000}{100 \cdot 143 \cdot 27,4^2} = 0,0257,$$

тогда по табл. 4.8 [1] коэффициенты $\alpha = 0,0257$, $\gamma = 0,987$.

Высота сжатой зоны

$$x = \alpha h_0 = 0,0257 \cdot 27,4 = 0,71 < h'_n = 3 \text{ см, т. е.}$$

нейтральная ось проходит в полке.

Чтобы найти площадь сечения арматуры определяем усилие

$$N_a = \frac{276\,000}{0,987 \cdot 27,4} = 10\,200 \text{ кгс.}$$

Тогда

$$F_n = \frac{10\,200}{5100} = 2 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 12 А IV, $F_n = 2,26 > 2 \text{ см}^2$ (по одному стержню в каждом ребре).

Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры $Q = 1880 \text{ кгс} < R_p b h_0 = 7,2 \cdot 6,5 \cdot 2 \cdot 27,4 = 2565 \text{ кгс}$, т. е. поперечные стержни по расчету не требуются. Принимаем их конструктивно из проволоки $\varnothing 4 \text{ ВІ}$ с шагом 150 мм (п. 9.15 [1]).

Геометрические характеристики поперечного сечения панели

Сечение панели (рис. 4, сеч. 2—2) приводим к эквивалентному тавровому (рис. 8).

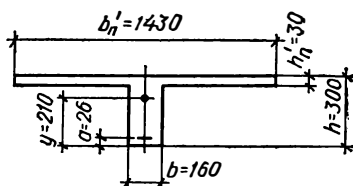
$$b = 2 \cdot \frac{9,5 + 6,5}{2} = 16 \text{ см.}$$

Площадь сечения бетона

$$F_6 = b'_n h'_n + b(h - h'_n) = 143 \cdot 3 + 16(30 - 3) = 861 \text{ см}^2.$$

Так как $0,008 F_6 = 0,008 \cdot 861 = 6,9 > F_n = 2,26 \text{ см}^2$, то геометрические характеристики приведенного сечения панели определяем без учета продольной арматуры (п. 3.30 [1]), т. е.

$$F_n = F_6 = 861 \text{ см}^2.$$



Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани панели

Рис. 8. Эквивалентное поперечное сечение панели.

$$\begin{aligned} S_n &= b'_n h'_n \left(h - \frac{h'_n}{2} \right) + b(h - h'_n) \frac{h - h'_n}{2} = \\ &= 143 \cdot 3 \left(30 - \frac{3}{2} \right) + 16(30 - 3) \frac{30 - 3}{2} = 18\,060 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y = \frac{S_n}{F_n} = \frac{18\,060}{861} = 21 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$\begin{aligned} J_n &= \frac{b'_n (h'_n)^3}{12} + b'_n h'_n \left(h - y - \frac{h'_n}{2} \right)^2 + \frac{b(h - h'_n)^3}{12} + \\ &+ b(h - h'_n) \left(y - \frac{h - h'_n}{2} \right)^2 = \frac{143 \cdot 3^3}{12} + 143 \cdot 3 \left(30 - 21 - \frac{3}{2} \right)^2 + \\ &+ \frac{16 \cdot (30 - 3)^3}{12} + 16 \cdot (30 - 3) \left(21 - \frac{30 - 3}{2} \right)^2 = 75\,000 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна

$$W_0 = \frac{J_n}{y} = \frac{75\,000}{21} = 3570 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки

$$r_{я}^B = \frac{W_0}{F_{п}} = \frac{3570}{861} = 4,15 \text{ см.}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре

$$e_0 = y - a_n = 21 - 2,6 = 18,4 \text{ см.}$$

Определение величины и потерь предварительного напряжения арматуры

Начальное предварительное напряжение арматуры принимаем

$$\sigma_0 = 0,63 R_a^H = 0,63 \cdot 6000 = 3800 < R_a^H - \Delta \sigma_0 = 6000 - 870 = 5130 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\Delta \sigma_0$ — допустимое предельное отклонение предварительного напряжения при электротермическом методе натяжения арматуры на упоры (табл. 3.1 [1]).

Первые потери $\sigma_{п1}$ (до окончания обжата бетона):

от релаксации напряжений σ_3 для горячекатаной арматурной стали класса А-IV при $\sigma_0 = 3800 \text{ кгс/см}^2 < 0,7 R_a^H = 0,7 \cdot 6000 = 4200 \text{ кгс/см}^2$ $\sigma_3 = 0$ (табл. 1 приложения 1);

от деформации анкеров при $\lambda_1 = 0$ и $\lambda_2 = 1 \text{ мм}$ на каждый анкер и длине напрягаемой арматуры $l = 600 \text{ см}$

$$\sigma_4 = 2\lambda_2 \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0,1 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{600} = 666 \text{ кгс/см}^2;$$

от температурного перепада при тепловой обработке изделий потери отсутствуют $\sigma_7 = 0$, так как нагрев арматуры и формы происходит одновременно (п. 3.9 [1]);

от деформаций формы при электротермическом натяжении потери учтены при назначении контролируемого удлинения стержня и следовательно при расчетах их не учитывают (п. 3.14 [1]).

Первые потери $\sigma_{п1} = \sigma_4 = 666 \text{ кгс/см}^2$.

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после обжата бетона).

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для вычисления потерь от ползучести бетона σ_2 и напряжений в бетоне σ_6 вычисляем:

равнодействующую усилий в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь и коэффициента точности напряжения $m_T = 1$ (п. 3.4 [1])

$$N_{01} = m_T (\sigma_0 - \sigma_{п1}) F_n = 1 (3800 - 666) \cdot 2,26 = 7100 \text{ кгс};$$

изгибающий момент в середине пролета от веса панели, полагая,

что при складировании она опирается на прокладки, расстояние между которыми $l = 5,7\text{ м}$

$$M_{\text{с.в}} = \frac{g_{\text{с.в}} l^2}{8} = \frac{1370}{6,0} \cdot 5,7^2 = 930 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

где 1370 кгс — вес панели.

Тогда на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от усилия предварительного обжатия и веса элемента

$$\begin{aligned}\sigma_0 &= \frac{N_{01}}{F_{\text{п}}} + \frac{N_{01} e_0^2}{J_{\text{п}}} - \frac{M_{\text{с.в}}}{J_{\text{п}}} e_0 = \\ &= \frac{7100}{861} + \frac{7100 \cdot 18,4^2}{75\,000} - \frac{93\,000}{75\,000} \cdot 18,4 = 17,5 \text{ кгс/см}^2.\end{aligned}$$

При $\sigma_0 = 17,5 < 0,5R_0 = 0,5 \cdot 140 = 70 \text{ кгс/см}^2$ ($R_0 = 0,7 \cdot R = 0,7 \cdot 400 = 280 \text{ кгс/см}^2$ — кубиковая прочность бетона в момент обжатия продольного ребра) потери от ползучести вычисляем по сокращенной формуле.

$$\sigma_2 = \frac{k E_a R}{E_6 R_0} \sigma_0 = \frac{0,8 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 200}{2,65 \cdot 10^6 \cdot 140} \cdot 17,5 = 151 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 0,8$ при стержневой арматуре.

Вторые потери

$$\sigma_{\text{п2}} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 151 = 551 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_{\text{п}} = \sigma_{\text{п1}} + \sigma_{\text{п2}} = 666 + 551 = 1217 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет нормальных сечений продольных ребер по образованию трещин

Определяем усилие предварительного обжатия с учетом суммарных потерь

$$N_{02} = (\sigma_0 - \sigma_{\text{п}}) F_{\text{н}} = (3800 - 1217) \cdot 2,26 = 5840 \text{ кгс}.$$

Коэффициент точности напряжения при электротермическом способе определяем по формуле

$$m_{\text{т}} = 1 - 0,55 \frac{\Delta \sigma_0}{\sigma_0} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) = 1 - 0,55 \cdot \frac{870}{3800} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{1}} \right) = 0,75,$$

где n — число стержней в ребре, напрягаемых в отдельности.

Момент обжатия относительно верхней границы ядра сечения

$$M_{\text{об}}^{\text{я}} = m_{\text{т}} N_{02} (e_0 + r_{\text{я}}^2) = 0,75 \cdot 5840 \cdot (18,4 + 4,15) = 98\,600 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения с учетом неупругих деформаций бетона в растянутой зоне относительно нижней грани сечения (табл. 5.1 [1])

$$W_{\text{т}} = \gamma W_0 = 1,75 \cdot 3570 = 6250 \text{ см}^3,$$

где $\gamma = 1,75$ — для таврового сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне.

Момент трещинообразования

$$M_T = R_p W_T + M_{ог} = 16 \cdot 6250 + 98\,600 = 198\,600 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 1986 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие трещинообразования

$$M^H = 2330 > M_T = 1986 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

т. е. трещины появляются, поэтому прогиб панели определяем с учетом трещин.

Расчет прогибов панели

Прогибы панели определяем несколько упрощенно [15].

Для изгибаемых элементов, имеющих относительно тонкую, но широкую сжатую полку, если $x \leq h'_n$ (где x — высота сжатой зоны при расчете прочности), плечо внутренней пары сил может быть приближенно принято постоянным и равным

$$z = h_0 - \frac{h'_n}{2} = 27,4 - \frac{3}{2} = 25,9 \text{ см},$$

а относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{h'_n}{h_0} = \frac{3}{27,4} = 0,11.$$

Прогиб f_1 от кратковременного действия всей нормативной нагрузки определяем по формуле

$$f_1 = S_a \frac{1}{\rho_1} l^2.$$

Коэффициент $S_a = \frac{5}{48}$ — для равномерно распределенной нагрузки (табл. 2 приложения 1).

Кривизна

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_1} &= \frac{M_3}{h_0 z} \left[\frac{\psi_a}{E_a F_H} + \frac{\psi_\sigma}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_{\sigma v}} \right] - \frac{N_{02}}{h_0} \cdot \frac{\psi_a}{E_a F_H} = \\ &= \frac{233\,000}{27,4 \cdot 25,9} \left[\frac{0,382}{2 \cdot 10^6 \cdot 2,26} + \frac{0,9}{(0,87 + 0,11) 16 \cdot 27,4 \cdot 2,65 \cdot 10^6 \cdot 0,45} \right] - \\ &\quad - \frac{5840}{27,4} \cdot \frac{0,382}{2 \cdot 10^6 \cdot 2,26} = 15,7 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}. \end{aligned}$$

В формуле кривизны.

M_3 — заменяющий момент, который при напряженной арматуре, расположенной только в нижней зоне, равен нормативному моменту от внешних нагрузок

$$M_3 = M^H = 233\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Коэффициенты:

$$\gamma' = \frac{(b'_n - b) h'_n}{b h_0} = \frac{(143 - 16) 3}{16 \cdot 27,4} = 0,87;$$

$\nu = 0,45$ (при кратковременном действии нагрузки);
 $\psi_\sigma = 0,9$ (во всех случаях);

$$\psi_a = 1,3 - sm - \frac{1 - m}{6 - 4,5m} = 1,3 - 1,1 \cdot 0,74 - \frac{1 - 0,74}{6 - 4,5 \cdot 0,74} = 0,382,$$

где s — коэффициент, характеризующий профиль арматурных стержней и длительность нагрузки, принимаемый равным при кратковременном действии нагрузки для стержней периодического профиля $s = 1,1$;

m — коэффициент, который допускается вычислять по формуле

$$m = \frac{R_p W_T}{M_3 - M_{ог}} = \frac{16 \cdot 6250}{233\,000 - 98\,600} = 0,74 < 1.$$

Вычислив кривизну, определяем значение прогиба f_1

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot 15,7 \cdot 10^{-6} \cdot 587^2 = 0,56 \text{ см.}$$

Прогиб f_2 начальный (кратковременный) от длительно действующей части нагрузки определяется в том же порядке, что и f_1 .

Для определения коэффициента ψ_a вычисляем коэффициент m , который принимается не более 1,

$$m = \frac{16 \cdot 6250}{187\,000 - 98\,600} = 1,12 > 1,$$

где $M_3 = M^a = 187\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$

Принимаем $m = 1$.

Тогда при $s = 1,1$ коэффициент

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot 1 = 0,2.$$

Определяем кривизну (коэффициенты ψ_6, γ', ν не изменяются)

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{187\,000}{27,4 \cdot 25,9} \left[\frac{0,2}{2 \cdot 10^8 \cdot 2,26} + \frac{0,9}{(0,87 + 0,11) 16 \cdot 27,4 \cdot 2,65 \cdot 10^8 \cdot 0,45} \right] - \frac{5840}{27,4} \cdot \frac{0,2}{2 \cdot 10^8 \cdot 2,26} = 7,0 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Определяем прогиб

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot 7,0 \cdot 10^{-6} \cdot 587^2 = 0,25 \text{ см.}$$

Прогиб f_3 полный (длительный) от длительно действующей части нагрузки.

Значения $M_3, \gamma', \psi_a, \psi_6, m$ те же, что и при определении f_2 .

Коэффициент $s = 0,8$ (при длительном действии нагрузки).

Тогда коэффициент

$$\psi_a = 1,3 - 0,8 \cdot 1 = 0,5.$$

Вычисляем кривизну при $\nu = 0,15$ для длительного действия нагрузки

$$\frac{1}{\rho_3} = \frac{187\,000}{27,4 \cdot 25,9} \left[\frac{0,5}{2 \cdot 10^8 \cdot 2,26} + \frac{0,9}{(0,87 + 0,11) \cdot 16 \cdot 27,4 \cdot 2,65 \cdot 10^8 \cdot 0,15} \right] - \frac{5840}{27,4} \cdot \frac{0,5}{2 \cdot 10^8 \cdot 2,26} = 19,7 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Определяем прогиб

$$f_3 = \frac{5}{48} \cdot 19,7 \cdot 10^{-6} \cdot 587^2 = 0,71 \text{ см.}$$

Вычисляем полный прогиб панели

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 0,56 - 0,25 + 0,71 = 1,02 \text{ см.}$$

Относительный прогиб не должен быть больше $\frac{1}{200} l$ при пролетах панели меньше 7 м,

$$\frac{f}{l} = \frac{1,02}{587} = \frac{1}{575} < \frac{1}{200},$$

т. е. прогиб панели в допустимых пределах.

Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях

Ширину раскрытия трещин определяем с теми же упрощениями, что и прогиб.

Ширина раскрытия трещин $a_{т1}$ от кратковременного действия всей нагрузки определяется по формуле

$$a_{т1} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T.$$

Для расчета величины $a_{т1}$ определяем напряжение в арматуре

$$\sigma_a = \frac{M^n + N_{02}(e_x - z)}{F_{нz}} = \frac{233\,000 - 5840 \cdot 25,9}{2,26 \cdot 25,9} = 1400 \text{ кгс/см}^2,$$

где $e_x = 0$, так как центр тяжести площади напряженной растянутой арматуры совпадает с точкой приложения усилия обжатия N_{02} .

Расстояние между трещинами

$$l_T = k_1 n u_a \eta = 12,1 \cdot 7,55 \cdot 0,3 \cdot 0,7 = 19,2 \text{ см,}$$

где

$$u_a = \frac{F_n}{s} = \frac{d}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3 \text{ см,}$$

здесь s — периметр сечения арматуры;

$\eta = 0,7$ — для стержней периодического профиля,

a коэффициенты:

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^6}{2,65 \cdot 10^6} = 7,55;$$

$$k_1 = \frac{W_T}{F_{нzn}} - 2 = \frac{6250}{2,26 \cdot 25,9 \cdot 7,55} - 2 = 12,1.$$

Ширина раскрытия трещин

$$a_{т1} = 0,382 \cdot \frac{1400}{2 \cdot 10^6} \cdot 19,2 = 0,0051 \text{ см} = 0,051 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин $a_{т2}$ начальная (кратковременная) от длительно действующей части нагрузки.

Напряжение

$$\sigma_a = \frac{187\,000 - 5840 \cdot 25,9}{2,26 \cdot 25,9} = 632 \text{ кгс/см}^2,$$

Тогда

$$a_{\tau 2} = 0,2 \cdot \frac{632}{2 \cdot 10^6} \cdot 19,2 = 0,0012 \text{ см} = 0,012 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин $a_{\tau 3}$ (полная) от длительно действующей части нагрузки

$$a_{\tau 3} = 0,5 \cdot \frac{632}{2 \cdot 10^6} \cdot 19,2 = 0,0031 \text{ см} = 0,031 \text{ мм.}$$

Полная ширина раскрытия трещин

$$a_{\tau} = a_{\tau 1} - a_{\tau 2} + a_{\tau 3} = 0,051 - 0,012 + 0,031 = 0,07 < 0,3 \text{ мм,}$$

т. е. находится в допустимых пределах.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин в продольных ребрах

Так как условие $Q < R_p b h_0$ удовлетворяется по всей длине продольного ребра, расчет ширины наклонных трещин не требуется (7. 1{1}).

Проверку прочности панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа надлежит выполнять согласно методике, изложенной в § 23 главы III.

§ 6. БАЛКИ ПОКРЫТИЙ

Железобетонные стропильные балки применяют для покрытий зданий небольших и средних пролетов. Наиболее распространены стропильные балки пролетами 12 и 18 м, реже пролетами 6 и 9 м.

Для скатных кровель применяют двускатные балки с уклоном верхней полки от конька 1 : 10 ÷ 1 : 15; односкатные балки постоянной высоты и с ломаным очертанием нижней полки. Односкатные балки применяются в двухпролетных зданиях, в крайних пролетах многопролетных зданий и в пристройках.

Для плоских кровель используют балки постоянной высоты, с параллельными полками.

Сечение балок обычно тавровое или двутавровое, на опорах прямоугольное.

Балки изготовляют из бетона марок 300, 400, 500 (табл. 2.1 [1]). Балки длиной 12 м и более армируют предварительно напряженной арматурой с натяжением на упоры.

В качестве напряженной арматуры применяют пряди, отдельные проволоки и пучки из высокопрочной проволоки, а также стержни повышенной прочности.

Сборные балки рассчитывают как свободно опертые на двух опорах. Расчетный пролет принимают с учетом деталей опирания балки на колонны.

Нагрузка на стропильные балки от веса покрытия и снега передается через ребра панелей в виде сосредоточенных сил. При расположении по длине пяти и более сил, балки рассчитывают на равномерно

распределенную нагрузку. Передаваемые через стойки фонаря, а также от подвесного транспорта и подвесных грузов нагрузки учитывают как сосредоточенные. В местах перепадов высот здания дополнительные нагрузки от снега, передаваемые через ребра плит, следует также рассматривать как сосредоточенные.

Расчет прочности и трещиностойкости стропильных балок переменной высоты с ломаной верхней или нижней полками на действие изгибающего момента по нормальным сечениям ведут по наиболее невыгодному сечению, находящемуся на расстоянии $(0,37 \div 0,4) l$ от опоры.

§ 7. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ДВУСКАТНОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ ПРОЛОТОМ 18 м

Данные для проектирования

Бетон марки 400 ($R_n = 210 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 12,5 \text{ кгс/см}^2$, $R_T = 17,5 \text{ кгс/см}^2$, $R_n^H = 350 \text{ кгс/см}^2$, $R_p^H = 25 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 3,5 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$).
Рабочая продольная напрягаемая арматура — из горячекатаной стали периодического профиля класса А-V, марка 23Х2Г2Т ($R_a = 6400 \text{ кгс/см}^2$, $R_a^H = 8000 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 1,9 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

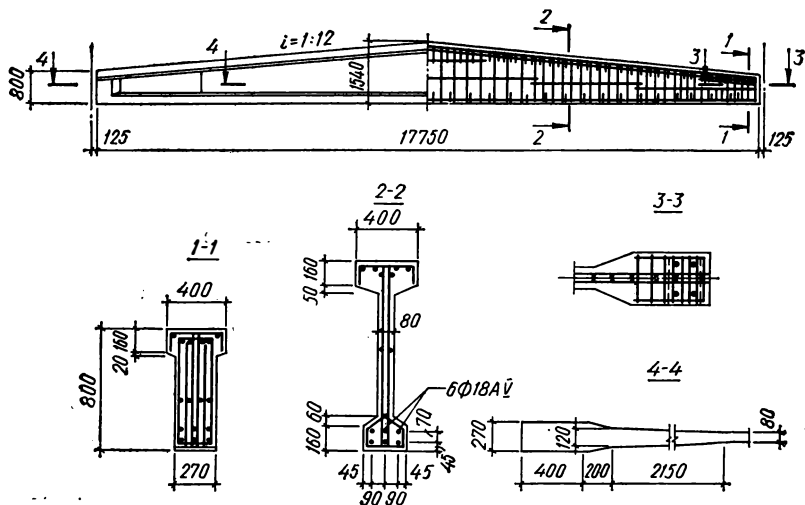


Рис. 9. Двускатная балка покрытия пролетом 18 м (укороченная).

Ненапрягаемая арматура из стали класса А-III ($R_a = 3400 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a.x} = 2700 \text{ кгс/см}^2$) и из обыкновенной арматурной проволоки класса В-I, $d \leq 5,5 \text{ мм}$.

Балка покрытия принята 3-й категории трещиностойкости.

Обжатие бетона производим при прочности

$$R_0 = 0,7R = 0,7 \cdot 400 = 280 \text{ кгс/см}^2.$$

На балки опираются плиты $1,5 \times 6 \text{ м}$, следовательно, шаг балок 6 м. Конструкция балки дана на рис. 9.

Расчетный пролет и нагрузки

Расчет производим для укороченных с обеих сторон балок среднего пролета, опирающихся на подстропильные балки.

Расчетная схема балки приведена на рис. 10.

Нагрузку на балку принимаем равномерно распределенной, так как в пролете приложено более пяти сосредоточенных сил от ребер панелей покрытия.

Расчетный пролет балки по осям опор

$$l_0 = 18 - 2 \cdot 0,125 - 2 \cdot 0,125 = 17,5 \text{ м.}$$

Подсчет нагрузок на балку приведен в табл. 5.

Т а б л и ц а 5

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м
Длительно действующая (постоянная) Вес балки 9 тс	$g_{с.в}^н = \frac{9000}{17,75} = 506$	1,1	$g_{с.в} = 556$
Вес панели покрытия с бетоном замоноличивания (табл. 3)	$173 \cdot 6 = 1040$	1,1	1140
Изоляционный ковер (табл. 3)	$117 \cdot 6 = 704$	1,2	840
И т о г о	2250		2540
Кратковременно действующая Снеговая	$70 \cdot 6 = 420$	1,4	590
Полная нагрузка	$q^n = 2670$		$q = 3130$

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Изгибающие моменты определяем в сечениях балки (рис. 11) по формуле

$$M = \frac{qx}{2} (l_0 - x),$$

где x — расстояние от опоры до рассматриваемого сечения.

Значения моментов приведены в табл. 6.

Поперечную силу на опоре с учетом того, что часть нагрузки от покрытия с участков, равных половине ширины панели покрытия (0,75 м от разбивочных осей), передается,

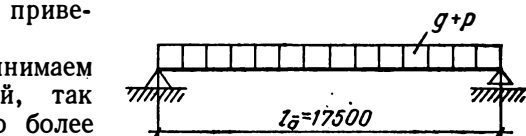


Рис. 10. Расчетная схема балки.

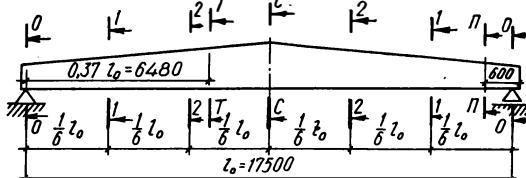


Рис. 11. Схема балки с расчетными сечениями.

минуя балку покрытия, непосредственно на подстропильные балки определяем по формулам:

от нормативной нагрузки

$$Q^H = \frac{g_{с.в}^H l_0}{2} + \frac{(q^H - g_{с.в}^H) (l - 2 \cdot 0,75)}{2} =$$

$$= \frac{506 \cdot 17,5}{2} + \frac{(2670 - 506) \cdot (18 - 2 \cdot 0,75)}{2} = 22\,400 \text{ кгс};$$

от расчетной нагрузки

$$Q = \frac{556 \cdot 17,5}{2} + \frac{(3130 - 556) \cdot (18 - 2 \cdot 0,75)}{2} = 26\,060 \text{ кгс}.$$

Т а б л и ц а 6

№ сечений	x	Постоянная нагрузка	Полная нагрузка	
		нормативный момент, $тс \cdot м$	нормативный момент, $тс \cdot м$	расчетный момент, $тс \cdot м$
1—1	$0,167l_0$	48	56,8	66,6
2—2	$0,333l_0$	76,6	90,8	106,4
T—T	$0,37l_0$	—	95,5	112
C—C	$0,5l_0$	86,2	102,2	120

Расчет прочности нормальных сечений

Прочность балки по нормальным сечениям определяем в расчетном сечении на $0,37 l_0$ от опоры (рис. 12).

Высота сечения

$$h = 80 + (12,5 + 0,37 \cdot 1750) \cdot \frac{1}{12} = 135 \text{ см}.$$

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a_n = 135 - \left(4,5 + \frac{7,0}{2}\right) = 127 \text{ см}.$$

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b'_n h_0^2} = \frac{11\,200\,000}{210 \cdot 40 \cdot 127^2} = 0,083.$$

Высота сжатой зоны

$$x = \alpha h_0 = 0,088 \cdot 127 =$$

$$11,2 \text{ см} < h'_n = 16 + \frac{5}{2} = 18,5 \text{ см}$$

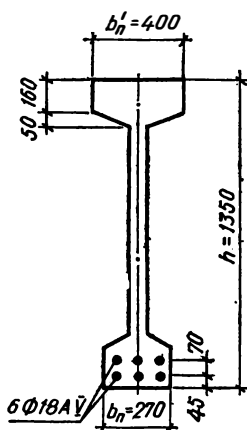


Рис. 12. Сечение балки для расчета продольной арматуры.

($\alpha = 0,088$ находим по табл. 4.8 [1]), т. е. нейтральная ось проходит в пределах верхней полки и сечение рассчитываем как прямоугольное шириной $b'_n = 40 \text{ см}$.

Чтобы найти площадь сечения растянутой арматуры, определяем усилие

$$N_a = \alpha R_n b h_0 = 0,088 \cdot 210 \cdot 40 \cdot 127 = 94\,000 \text{ кгс.}$$

Тогда

$$F_a = \frac{N_a}{m'_a R_a} = \frac{94\,000}{1,1 \cdot 6400} = 13,4 \text{ см}^2,$$

где коэффициент $m'_a = 1,1$, так как $\alpha < 0,1$ (п.2,5 [5]).

Принимаем напряженную продольную арматуру из 6 $\varnothing 18A V$, $F_a = F_n = 15,27 > 13,4 \text{ см}^2$ (табл. 9.14 [1]).

Расчет прочности наклонных сечений

Приопорное сечение.

Рассчитываем наклонное сечение, начало которого находится на расстоянии 0,6 м от торца балки (рис. 13).

Так как $\operatorname{tg} \beta = i = \frac{1}{12} = 0,0833 < 0,2$, длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c_0 определяем по рабочей высоте h_0 в начале наклонного сечения, которая согласно рис. 13 равна:

$$h_0 = \left(80 + 60 \cdot \frac{1}{12} \right) - \left(4,5 + \frac{7,0}{2} \right) = 77 \text{ см.}$$

$$\begin{aligned} Q &= 26\,100 < 0,25 R_n b h_0 = \\ &= 0,25 \cdot 210 \cdot 12 \cdot 77 = \\ &= 48\,500 \text{ кгс, т. е.} \end{aligned}$$

размеры сечения достаточны.

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры

$$Q = 26\,100 > R_p b h_0 = 12,5 \cdot 12 \cdot 77 = 11\,550 \text{ кгс.}$$

Так как условие не удовлетворяется, необходим расчет поперечных стержней.

Принимаем поперечные стержни $\varnothing 6A III$ сечением $f_x = 0,283 \text{ см}^2$ и шагом $u = 17,5 \text{ см}$.

Усилие в поперечных стержнях на единицу длины балки

$$q_x = \frac{R_{a,x} f_x n}{u} = \frac{2700 \cdot 0,283 \cdot 2}{17,5} = 87,5 \text{ кгс/см}$$

($n = 2$ — число поперечных стержней, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости).

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c_0 = \sqrt{\frac{0,15 R_n b h_0^2}{q_x}} = \sqrt{\frac{0,15 \cdot 210 \cdot 12 \cdot 77^2}{87,5}} = 160 \text{ см.}$$

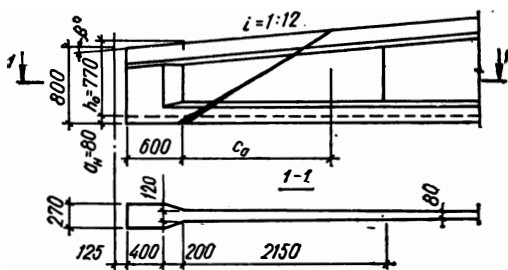


Рис. 13. К расчету наклонного сечения балки.

Средняя рабочая высота в пределах невыгоднейшего наклонного сечения

$$h_{0cp} = h_0 + 0,5c_0 \operatorname{tg} \beta = 77 + 0,5 \cdot 160 \cdot \frac{1}{12} = 83,7 \text{ см.}$$

Минимальная ширина ребра в пределах наклонного сечения по рис. 13

$$b_{\min} = 12 - \frac{12 - 8}{2,15} \cdot 1,6 = 9 \text{ см.}$$

Определяем проекцию предельного усилия в бетоне на нормаль к оси элемента

$$Q_6 = \frac{0,15 R_{\text{я}} b_{\min} h_{0cp}^2}{c_0} = \frac{0,15 \cdot 210 \cdot 9 \cdot 83,7^2}{160} = 12\,400 \text{ кгс.}$$

Изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через конец невыгоднейшего наклонного сечения в сжатой зоне

$$M = \frac{qx}{2} (l_0 - x) = \frac{3,13 \cdot 2,075}{2} \cdot (17,5 - 2,075) = 49,6 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где расстояние от опоры до конца рассматриваемого наклонного сечения

$$x = 0,60 - 0,125 + c_0 = 0,60 - 0,125 + 1,6 = 2,075 \text{ м.}$$

Рабочая высота в этом сечении

$$h_{01} = h_0 + c_0 \operatorname{tg} \beta = 77 + 160 \cdot \frac{1}{12} = 90,3 \text{ см.}$$

Определяем усилие в свесах наклонной полки

$$\begin{aligned} D_{\text{св}} &= \frac{b'_n - b_{\min}}{b'_n} \cdot \frac{M - 0,5q_x c_0 (c_0 - u)}{h_{01} - 0,5h'_n} = \\ &= \frac{40 - 9}{40} \cdot \frac{4\,960\,000 - 0,5 \cdot 87,5 \cdot 160 (160 - 17,5)}{90,3 - 0,5 \cdot 18,5} = 38\,000 \text{ кгс.} \end{aligned}$$

Проверяем прочность наклонного сечения, принимая величину c_0 кратной шагу хомутов

$$c = 9 \cdot u = 9 \cdot 17,5 = 157,5 < c_0 = 160 \text{ см,}$$

тогда

$$\begin{aligned} &q_x (c - u) + D_{\text{св}} \operatorname{tg} \beta + Q_6 = \\ &= 87,5 \cdot (157,5 - 17,5) + 38\,000 \cdot \frac{1}{12} + 12\,400 = 27\,800 > Q = \\ &= 26\,060 \text{ кгс,} \end{aligned}$$

т. е. прочность сечения по поперечной силе обеспечена.

Величина $Q = 26060 \text{ кгс}$ в сечении на расстоянии $0,6 \text{ м}$ от торца балки принята равной силе на опоре, так как на участке длиной $1,5 \text{ м}$ от привязочной оси поперечная сила практически не изменяется.

Количество поперечной арматуры уточняем при определении ширины раскрытия наклонных трещин.

Кроме приопорного сечения необходимо проверить прочность балки по поперечной силе в местах изменения шага поперечных стерж-

ней и в месте изменения толщины стенки балки на расстоянии 0,6 — 2,15 м от торца балки.

Расчеты производятся аналогично вышеприведенному.

Геометрические характеристики сечений

Геометрические характеристики определяем в сечениях, показанных на рис. 11.

Отношения модулей упругости арматуры и бетона для сталей: класса А-V

$$n_1 = \frac{E_a}{E_b} = \frac{1\,900\,000}{350\,000} = 5,43;$$

класса А-III

$$n_2 = \frac{2\,000\,000}{350\,000} = 5,72.$$

Сечение С—С.

Сечение балки для подсчета геометрических характеристик упрощаем (рис. 14).

Площадь бетона

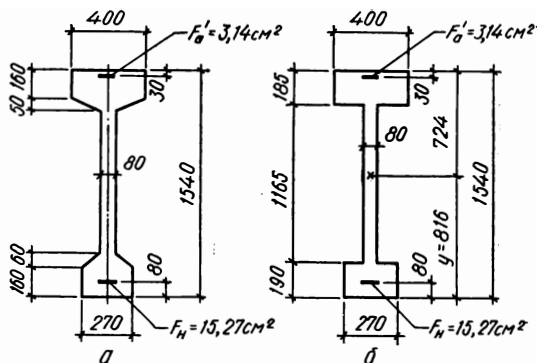


Рис. 14. Сечение С—С:

а — действительное; б — расчетное.

$$F_6 = 40 \cdot 18,5 + 116,5 \cdot 8 + 27 \cdot 19 = 2185 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что $0,008 F_6 = 0,008 \cdot 2185 = 17,5 < F_n + F'_a = 15,27 + 3,14 = 18,41 \text{ см}^2$, геометрические характеристики определяем с учетом продольной арматуры (п. 3.30 [1]).

Площадь приведенного сечения

$$\begin{aligned} F_{\pi} &= F_6 + n_1 F_n + n_2 F'_a = \\ &= 2185 + 5,43 \cdot 15,27 + 5,72 \cdot 3,14 = 2286 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Статический момент приведенного сечения относительно его нижней грани

$$\begin{aligned} S_{\pi} &= S_6 + n_1 S_n + n_2 S'_a = 40 \cdot 18,5 \cdot \left(154 - \frac{18,5}{2}\right) + \\ &+ 116,5 \cdot 8 \cdot \left(154 - 18,5 - \frac{116,5}{2}\right) + 27 \cdot 19 \times \\ &\times \frac{19}{2} + 5,43 \cdot 15,27 \cdot 8 + 5,72 \cdot 3,14 (154 - 3) = 186\,600 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S_{\pi}}{F_{\pi}} = \frac{186\,600}{2286} = 81,6 \text{ см.}$$

Величина

$$h - y = 154 - 81,6 = 72,4 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$J_{\Pi} = J_6 + n_1 J_n + n_2 J_a = \frac{40 \cdot 18,5^3}{12} + \left(72,4 - \frac{18,5}{2}\right)^2 \cdot 40 \cdot 18,5 + \\ + \frac{8 \cdot 116,5^3}{12} + \left(18,5 + \frac{116,5}{2} - 72,4\right)^2 \cdot 116,5 \cdot 8 + \frac{27 \cdot 19^3}{12} + \\ + \left(81,6 - \frac{19}{2}\right)^2 \cdot 27 \cdot 19 + 5,43 \cdot (81,6 - 8)^2 \cdot 15,27 + \\ + 5,72 \cdot (72,4 - 3)^2 \cdot 3,14 = 7\,255\,000 \text{ см}^4.$$

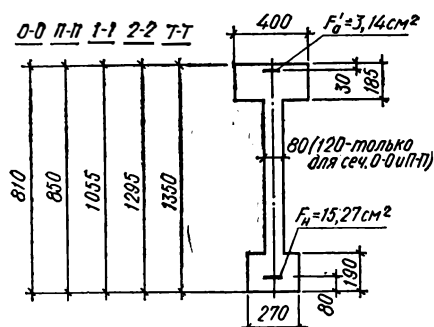


Рис. 15. Расчетные сечения $O-O$, $\Pi-\Pi$, $1-1$, $2-2$, $T-T$.

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна

$$W_0 = \frac{J_{\Pi}}{y} = \frac{7\,255\,000}{81,6} = 88\,900 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядерной точки

$$r_{\text{я}}^{\text{в}} = \frac{W_0}{F_{\Pi}} = \frac{88\,900}{2286} = 38,8 \text{ см.}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре

$$e_0 = y - a_n = 81,6 - 8 = 73,6 \text{ см.}$$

Аналогично вычисляем геометрические характеристики сечений, приведенных на рис. 15. Результаты расчетов сводим в табл. 7.

Т а б л и ц а 7

Обозначения	Единица измерения	Расчетные сечения					
		$O-O$	$\Pi-\Pi$	$1-1$	$2-2$	$T-T$	$C-C$
h_0	см	73	77	97,5	121,5	127	146
F_{Π}	см ²	1875	1920	1898	2089	2134	2286
J_{Π}	см ⁴	1 429 000	1 600 000	2 790 000	4 695 000	5 214 000	7 255 000
y	см	43,4	45,4	56,6	69,2	72,4	81,6
W_0	см ³	—	—	49 300	67 800	72 100	88 900
$r_{\text{я}}^{\text{в}}$	см	—	—	26	32,5	33,8	38,8
e_0	см	35,4	—	48,6	61,2	64,4	73,6

Определение величины потерь предварительного напряжения арматуры

Величину начального предварительного напряжения арматуры принимаем $\sigma_0 = 0,81 R_a^H = 0,81 \cdot 8000 = 6500 \text{ кгс/см}^2 < 0,9 R_a^H$ при механическом методе натяжения ее на упоры.

Первые потери $\sigma_{п1}$ (до окончания обжатия бетона) состоят из потерь:

от релаксации напряжений горячекатаной арматуры класса А-V (табл. 1 приложения 1)

$$\sigma_3 = 0,1\sigma_0 - 200 = 0,1 \cdot 6500 - 200 = 450 \text{ кгс/см}^2;$$

от деформации анкерных захватов, принимая $\lambda_1 = 0$, $\lambda_2 = 1 \text{ мм}$ на каждый захват и $l = 18 \text{ м}$

$$\sigma_4 = 2\lambda_2 \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0,1 \cdot \frac{1,9 \cdot 10^6}{1800} = 211 \text{ кгс/см}^2;$$

от разности температур нагрева арматуры и упоров, при $\Delta t = 40^\circ \text{C}$

$$\sigma_7 = 20\Delta t = 20 \cdot 40 = 800 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно, первые потери

$$\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7 = 450 + 211 + 800 = 1461 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после обжатия бетона) состоят из потерь от усадки и ползучести бетона.

Потери от усадки бетона во всех сечениях $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для определения потерь от ползучести бетона σ_2 вычисляем в каждом сечении напряжения в бетоне σ_6 .

Сечение С — С.

Напряжение σ_6 определяем по формуле

$$\begin{aligned} \sigma_6 &= \frac{N_{01}}{F_n} + \frac{N_{01}e_0^2}{J_n} - \frac{M_{с.в.}}{J_n} e_0 = \\ &= \frac{76\,800}{2286} + \frac{76\,800 \cdot 73,6^2}{7\,255\,000} - \frac{1\,940\,000}{7\,255\,000} \cdot 73,6 = 71,4 \text{ кгс/см}^2, \end{aligned}$$

где N_{01} — равнодействующая усилий в напряженной арматуре с учетом первых потерь,

$$N_{01} = m_T (\sigma_0 - \sigma_{п1}) F_n = 1 (6500 - 1461) \cdot 15,27 = 76\,800 \text{ кгс};$$

m_T — коэффициент точности напряжения (п. 3.4 [1]);

$M_{с.в.}$ — момент от собственного веса балки определяем приближенно при расстоянии между опорами $l = 17,5 \text{ м}$,

$$M_{с.в.} = \frac{g_{с.в.} l^2}{8} = \frac{0,506 \cdot 17,5^2}{8} = 19,4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Так как $\sigma_6 = 71,4 < 0,5R_0 = 0,5 \cdot 280 = 140 \text{ кгс/см}^2$, потери от ползучести бетона определяем по сокращенной формуле

$$\sigma_2 = \frac{kE_a R}{E_6 R_0} \sigma_6 = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 71,4 = 450 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 0,8$ при стержневой арматуре.

Сечение О — О.

Момент от веса балки $M_{с.в.} = 0$.

Тогда напряжение

$$\sigma_6 = \frac{76\,800}{1875} + \frac{76\,800 \cdot 35,4^2}{1\,429\,000} = 109 < 0,5R_0 = 140 \text{ кгс/см}^2,$$

а потери от ползучести

$$\sigma_2 = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 109 = 676 \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение 1 — 1.

Вычисляем момент от веса балки

$$M_{с.в} = \frac{g_{с.в}^H x}{2} (l - x) = \frac{0,506 \cdot \frac{1}{6} \cdot 17,5}{2} \left(17,5 - \frac{1}{6} \cdot 17,5 \right) = 10,8 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда напряжение

$$\sigma_6 = \frac{76\,800}{1898} + \frac{76\,800 \cdot 48,6^2}{2\,790\,000} - \frac{1\,080\,000}{2\,790\,000} \cdot 48,6 = 86,6 < 140 \text{ кгс/см}^2,$$

а потери от ползучести

$$\sigma_2 = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 86,6 = 537 \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение 2 — 2.

Вычисляем:

$$M_{с.в} = \frac{0,506 \cdot \frac{1}{3} \cdot 17,5}{2} \cdot \left(17,5 - \frac{1}{3} \cdot 17,5 \right) = 17,4 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_6 = \frac{76\,800}{2089} + \frac{76\,800 \cdot 61,2^2}{4\,695\,000} - \frac{1\,740\,000}{4\,695\,000} \cdot 61,2 = 75,4 < 140 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 75,4 = 467 \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение T — T.

Вычисляем:

$$M_{с.в} = \frac{0,506 \cdot 6,48}{2} \cdot (17,5 - 6,48) = 18,3 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_6 = \frac{76\,800}{2134} + \frac{76\,800 \cdot 64,4^2}{5\,214\,000} - \frac{1\,830\,000}{5\,214\,000} \cdot 64,4 = 74,2 < 140 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 74,2 = 460 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери:

в сечении C — C

$$\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 450 = 850 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении O — O

$$\sigma_{п2} = 400 + 676 = 1076 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении 1 — 1

$$\sigma_{п2} = 400 + 537 = 937 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении 2 — 2

$$\sigma_{п2} = 400 + 467 = 867 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении T — T

$$\sigma_{п2} = 400 + 460 = 860 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений:
в сечении $C - C$

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 1461 + 850 = 2311 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении $O - O$

$$\sigma_n = 1461 + 1076 = 2537 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении $1 - 1$

$$\sigma_n = 1461 + 937 = 2398 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении $2 - 2$

$$\sigma_n = 1461 + 867 = 2328 \text{ кгс/см}^2;$$

в сечении $T - T$

$$\sigma_n = 1461 + 860 = 2321 \text{ кгс/см}^2.$$

Определение момента образования трещин в нормальных сечениях

Расчет ведем для сечения $T - T$ как наиболее опасного.
Вычисляем равнодействующую усилий в напряженной арматуре
учетом суммарных потерь по формуле

$$N_{02} = (\sigma_0 - \sigma_n) F_n = (6500 - 2321) \cdot 15,27 = 63\,800 \text{ кгс.}$$

Определяем момент трещинообразования при $m_T = 0,9$ (п. 3.4 [1])

$$\begin{aligned} M_T &= R_T W_T + m_T N_{02} (e_0 + r_a) = \\ &= 17,5 \cdot 108\,200 + 0,9 \cdot 63\,800 (64,4 + 33,8) = \\ &= 7\,520\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 75,2 \text{ тс} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

где W_T — момент сопротивления приведенного сечения относительно его нижней грани, определяемый с учетом неупругих деформаций бетона по формуле

$$W_T = \gamma W_0 = 1,5 \cdot 72\,100 = 108\,200 \text{ см}^3;$$

при $8 > \frac{b_p}{b} = \frac{40}{8} = 5 > 3$ и $\frac{b_p}{b} = \frac{27}{8} = 3,4 < 4$ коэффициент $\gamma = 1,5$ (табл. 5.1 [1]).

Проверяем условие трещиностойкости при $M^n = 95,5 \text{ тс} \cdot \text{м}$ (табл. 6)

$$M^n = 95,5 > M_T = 75,2 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. трещины образуются, поэтому прогибы балки определяем с учетом трещин.

Расчет прогиба балки

Для расчета прогиба балки определяем значения кривизны для сечений $C - C$, $2 - 2$, $1 - 1$, $O - O$ при различной длительности нагрузки.

Сечение $C - C$.

Проверяем необходимость расчета с учетом образования трещин, для чего определяем момент трещинообразования по формуле

$$\begin{aligned} M_{\tau} &= R_p W_{\tau} + m_{\tau} N_{02} (e_0 + r_{\text{я}}^B) = \\ &= 25 \cdot 133\,000 + 0,9 \cdot 64\,000 \cdot (73,6 + 38,8) = 9\,800\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\ &= 98 \text{ тс} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

где усилие обжатия с учетом всех потерь

$$N_{02} = (6500 - 2311) \cdot 15,27 = 64\,000 \text{ кгс};$$

момент сопротивления при $\gamma = 1,5$

$$W_{\tau} = 1,5 \cdot 88\,900 = 133\,000 \text{ см}^3.$$

Так как

$$M_{\tau} = 98 < M^H = 102 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

трещины образуются и дальнейший расчет ведем с их учетом.

Кратковременное действие всей нагрузки. Кривизну определяют по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_3}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_a}{E_a F_H} + \frac{\psi_6}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_{\sigma v}} \right] - \frac{N_{02}}{h_0} \cdot \frac{\psi_a}{E_a F_H}.$$

Для этого вычисляем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}} + \frac{1,5 + \gamma'}{11,5 \frac{e_1}{h_0} - 5} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,172 + 0,506)}{10 \cdot 0,0707}} + \frac{1,5 + 0,541}{11,5 \cdot \frac{160}{146} - 5} = 0,394, \end{aligned}$$

где величина
$$L = \frac{M_3}{R_H^H b h_0^2} = \frac{10\,220\,000}{350 \cdot 8 \cdot 146^2} = 0,172;$$

M_3 — заменяющий момент, который при напряженной арматуре, расположенной только в нижней зоне, равен нормативному моменту, от внешних нагрузок, т. е. $M_3 = M^H$.

При $\nu = 0,45$ (кратковременное действие нагрузки) коэффициенты:

$$\gamma' = \frac{(b'_n - b) h'_n + \frac{n_2}{\nu} F'_a}{b h_0} = \frac{(40 - 8) \cdot 18,5 + \frac{5,72}{0,45} \cdot 3,14}{8 \cdot 146} = 0,541;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_n}{2h_0} \right) = 0,541 \cdot \left(1 - \frac{18,5}{2 \cdot 146} \right) = 0,506;$$

величина

$$\mu n = \frac{F_H}{b h_0} n_1 = \frac{15,27}{8 \cdot 146} \cdot 5,43 = 0,0707;$$

эксцентриситет

$$e_1 = \frac{M_3}{N_{02}} = \frac{10\,220\,000}{64\,000} = 160 \text{ см.}$$

Так как $\xi = 0,394 > \frac{h'_n}{h_0} = \frac{18,5}{146} = 0,127$, нейтральная ось находится в пределах стенки, поэтому расчет продолжаем как для таврового сечения.

Плечо внутренней пары сил

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_n}{h_0} \gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right] = 146 \left[1 - \frac{0,127 \cdot 0,541 + 0,394^2}{2 \cdot (0,541 + 0,394)} \right] = 128 \text{ см.}$$

Для определения коэффициента ψ_a вычисляем значение m , для чего находим плечо внутренней пары сил z_{1T} непосредственно после образования трещин аналогично расчету величин z_1 , принимая величину

$$M_{3,T} = M_T = 98 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Тогда коэффициент

$$L_T = \frac{M_{3,T}}{R_n b h_0^2} = \frac{9\,800\,000}{350 \cdot 8 \cdot 146^2} = 0,164.$$

Эксцентриситет

$$e_{1T} = \frac{M_{3,T}}{m_T N_{02}} = \frac{9\,800\,000}{0,9 \cdot 64\,000} = 170 \text{ см,}$$

где m_T — коэффициент точности напряжения, $m_T = 0,9$ (п. 3.4. [1]).

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi_T = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,164 + 0,506)}{10 \cdot 0,0707}} + \frac{1,5 + 0,541}{11,5 \cdot \frac{170}{146} - 5} = 0,375 > \frac{h'_n}{h_0} = 0,127.$$

Плечо внутренней пары сил непосредственно после образования трещин

$$z_{1T} = 146 \cdot \left[1 - \frac{0,127 \cdot 0,541 + 0,375^2}{2 \cdot (0,541 + 0,375)} \right] = 129 \text{ см.}$$

Определяем коэффициент

$$m = \frac{M_{3,T} - m_T N_{02} z_{1T}}{M_3 - m_T N_{02} z_1} = \frac{98,0 - 0,9 \cdot 64 \cdot 1,29}{102,2 - 0,9 \cdot 64 \cdot 1,28} = 0,81.$$

Тогда коэффициент

$$\begin{aligned} \psi_a &= 1,3 - sm - \frac{1-m}{6-4,5m} = 1,3 - 1,1 \cdot 0,81 - \\ &\quad - \frac{1-0,81}{6-4,5 \cdot 0,81} = 0,327, \end{aligned}$$

где $s = 1,1$ для стержневой арматуры периодического профиля при кратковременном действии нагрузок.

Следовательно, кривизна балки в сечении $C - C$ при кратковременном действии всей нагрузки и $\psi_0 = 0,9$

$$\frac{1}{\rho_{1,c-c}} = \frac{10\,220\,000}{146 \cdot 128} \left[\frac{0,327}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} + \frac{0,9}{(0,541 + 0,394) 8 \cdot 146 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,45} \right] - \frac{64\,000}{146} \cdot \frac{0,327}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} = 4,1 \cdot 10^{-6} \frac{1}{см}.$$

Кратковременное действие длительно действующей части нагрузки.
Определяем:

$$M_s = M^H = 86,2 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (табл. 6);}$$

$$L = \frac{8\,620\,000}{350 \cdot 8 \cdot 146^2} = 0,144;$$

$$e_1 = \frac{8\,620\,000}{64\,000} = 135 \text{ см};$$

значения γ' , T и μ те же, что и при действии всей нагрузки.

Тогда величина

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,144 + 0,506)}{10 \cdot 0,0707}} + \frac{1,5 + 0,541}{11,5 \cdot \frac{1}{146} - 5} = 0,491.$$

Плечо внутренней пары сил

$$z_1 = 146 \left[1 - \frac{0,127 \cdot 0,541 + 0,491^2}{2 \cdot (0,541 + 0,491)} \right] = 124 \text{ см.}$$

Коэффициент

$$m = \frac{98,0 - 0,9 \cdot 64 \cdot 1,29}{86,2 - 0,9 \cdot 64 \cdot 1,24} = 1,56 > 1,0,$$

принимаем $m = 1$.

При $s = 1,1$ коэффициент

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot 1 = 0,2.$$

Тогда кривизна балки

$$\frac{1}{\rho_{2,c-c}} = \frac{8\,620\,000}{146 \cdot 124} \left[\frac{0,2}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} + \frac{0,9}{(0,541 + 0,491) 8 \cdot 146 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,45} \right] - \frac{64\,000}{146} \cdot \frac{0,2}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} = 2,5 \cdot 10^{-6} \frac{1}{см}.$$

Длительное действие длительно действующей части нагрузки.
Определяем коэффициент

$$\gamma' = \frac{(40 - 8) 18,5 + \frac{5,72}{0,15} \cdot 3,14}{8 \cdot 146} = 0,611,$$

где $v = 0,15$ при длительном действии нагрузки и нормальном влажностном режиме.

При длительном действии длительно действующей части нагрузки допускается принимать значение ξ таким же, как и при кратковременном действии (п. 6.7 [1]), т. е. $\xi = 0,491$.

Изменение γ' не приведет к заметному увеличению величины z_1 . Поэтому можно принять, как при кратковременном действии нагрузки, $z_1 = 124$ см. Не изменится и коэффициент m .

Тогда при $s = 0,8$ (длительное действие нагрузки, п. 6.8 [1])

$$\psi_a = 1,3 - 0,8 \cdot 1 = 0,5.$$

Следовательно, кривизна балки от длительной нагрузки

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_{3,c-c}} &= \frac{8\,620\,000}{146 \cdot 124} \left[\frac{0,5}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{0,9}{(0,611 + 0,491) 8 \cdot 146 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,15} \right] - \\ &= \frac{64\,000}{146} \cdot \frac{0,5}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} = 7,4 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}. \end{aligned}$$

Полная кривизна в сечении $C - C$ с учетом длительного действия нагрузки

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_{c-c}} &= \frac{1}{\rho_{1,c-c}} - \frac{1}{\rho_{2,c-c}} + \frac{1}{\rho_{3,c-c}} = \\ &= (4,1 - 2,5 + 7,4) \cdot 10^{-6} = 9,0 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}. \end{aligned}$$

С е ч е н и е 2 — 2.

Расчет ведется в том же порядке, что и в сечении $C - C$.

Определяем усилие обжатия и момент сопротивления:

$$N_{02} = (6500 - 2328) \cdot 15,27 = 63\,800 \text{ кгс};$$

$$W_T = 1,5 \cdot 67\,800 = 102\,000 \text{ см}^3.$$

Момент трещинообразования при $m_T = 0,9$

$$\begin{aligned} M_T &= 25 \cdot 102\,000 + 0,9 \cdot 63\,800 (61,2 + 32,5) = 7\,930\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\ &= 79,3 < M^H = 90,8 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (табл. 6)}. \end{aligned}$$

Расчет ведем с учетом образования трещин.

$$\text{Величина } \mu n = \frac{15,27}{8 \cdot 121,5} \cdot 5,43 = 0,0853.$$

Кратковременное действие всей нагрузки. Определяем:

$$M_s = M^H = 90,8 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$L = \frac{9\,080\,000}{350 \cdot 8 \cdot 121,5^2} = 0,22;$$

$$\gamma' = \frac{(40 - 8) 18,5 + \frac{5,72}{0,45} \cdot 3,14}{8 \cdot 121,5} = 0,65;$$

$$T = 0,65 \cdot \left(1 - \frac{18,5}{2 \cdot 121,5} \right) = 0,6;$$

$$e_1 = \frac{9\,080\,000}{63\,800} = 142 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,22 + 0,6)}{10 \cdot 0,0853}} + \frac{1,5 + 0,65}{11,5 \cdot \frac{142}{121,5} - 5} =$$

$$= 0,384 > \frac{h'_n}{h_0} = \frac{18,5}{121,5} = 0,152,$$

т. е. сечение рассчитываем как тавровое;

$$z_1 = 121,5 \left[1 - \frac{0,152 \cdot 0,65 + 0,384^2}{2 \cdot (0,65 + 0,384)} \right] = 107 \text{ см};$$

$$M_{3,\tau} = M_\tau = 79,3 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$L_\tau = \frac{7\,930\,000}{350 \cdot 8 \cdot 121,5^2} = 0,191;$$

$$e_{1\tau} = \frac{7\,930\,000}{0,9 \cdot 63\,800} = 138 \text{ см};$$

$$\xi_\tau = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,191 + 0,6)}{10 \cdot 0,0853}} + \frac{1,5 + 0,65}{11,5 \cdot \frac{138}{121,5} - 5} = 0,397 > 0,152;$$

$$z_{1\tau} = 121,5 \left[1 - \frac{0,152 \cdot 0,65 + 0,397^2}{2(0,65 + 0,397)} \right] = 107 \text{ см}.$$

Коэффициент

$$m = \frac{79,3 - 0,9 \cdot 63,8 \cdot 1,07}{90,8 - 0,9 \cdot 63,8 \cdot 1,07} = 0,61.$$

Тогда, при $s = 1,1$

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot 0,61 - \frac{1 - 0,61}{6 - 4,5 \cdot 0,61} = 0,51.$$

Кривизна в сечении 2—2 при $\nu = 0,45$

$$\frac{1}{\rho_{1,2-2}} = \frac{9\,080\,000}{121,5 \cdot 107} \left[\frac{0,51}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,9}{(0,65 + 0,384) \cdot 8 \cdot 121,5 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,45} \right] -$$

$$- \frac{63\,800}{121,5} \cdot \frac{0,51}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} = 7,0 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Кратковременное действие длительно действующей части нагрузки Определяем:

$$M_s = M^H = 76,6 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (табл. 6);}$$

$$L = \frac{7\,660\,000}{350 \cdot 8 \cdot 121,5^2} = 0,186;$$

$$e_1 = \frac{7\,660\,000}{63\,800} = 120 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,186 + 0,6)}{10 \cdot 0,0853}} + \frac{1,5 + 0,65}{11,5 \cdot \frac{120}{121,5} - 5} = 0,467;$$

$$z_1 = 121,5 \left[1 - \frac{0,152 \cdot 0,65 + 0,467^2}{2 \cdot (0,65 + 0,467)} \right] = 104 \text{ м};$$

$$m' = \frac{79,3 - 0,9 \cdot 63,8 \cdot 1,07}{76,6 - 0,9 \cdot 63,8 \cdot 1,04} = 1,07 > 1.$$

Принимаем $m = 1$, тогда

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot 1 = 0,2.$$

Кривизна балки

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_{2,2-2}} &= \frac{7\,660\,000}{121,5 \cdot 104} \left[\frac{0,2}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} + \right. \\ &+ \left. \frac{0,9}{(0,65 + 0,467) \cdot 8 \cdot 121,5 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,45} \right] - \\ &- \frac{63\,800}{121,5} \cdot \frac{0,2}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} = 3,8 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}. \end{aligned}$$

Длительное действие длительно действующей части нагрузки.
Вычисляем коэффициент

$$\gamma' = \frac{(40 - 8) 18,5 + \frac{5,72}{0,15} \cdot 3,14}{8 \cdot 121,5} = 0,735,$$

где $\nu = 0,15$.

Принимаем величины $\xi = 0,467$; $z_1 = 104 \text{ см}$; $m = 1$.

Тогда при $s = 0,8$

$$\psi_a = 1,3 - 0,8 = 0,5.$$

Кривизна балки

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_{3,2-2}} &= \frac{7\,660\,000}{121,5 \cdot 104} \left[\frac{0,5}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} + \right. \\ &+ \left. \frac{0,9}{(0,735 + 0,467) 8 \cdot 121,5 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,15} \right] - \\ &- \frac{63\,800}{121,5} \cdot \frac{0,5}{1,9 \cdot 10^6 \cdot 15,27} = 10,3 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}. \end{aligned}$$

Полная кривизна в сечении 2—2

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_{2-2}} &= \frac{1}{\rho_{1,2-2}} - \frac{1}{\rho_{2,2-2}} + \frac{1}{\rho_{3,2-2}} = \\ &= (7,0 - 3,8 + 10,3) 10^{-6} = 13,5 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}. \end{aligned}$$

Сечение 1—1.

Определяем величины:

$$N_{02} = (6500 - 2398) 15,27 = 62\,600 \text{ кгс};$$

$$W_T = 1,5 \cdot 49\,300 = 74\,000 \text{ м}^3.$$

Момент трещинообразования

$$M_{\tau} = 25 \cdot 74\,000 + 0,9 \cdot 62\,600(48,6 + 26) = 6\,050\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 60,5 > M^H = 56,8 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. расчет кривизны балки в сечении $I—I$ ведем без учета образования трещин при жесткости

$$B_k = 0,85 E_c J_n = 0,85 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 2,79 \cdot 10^8 = 83 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Изгибающий момент при действии кратковременной нагрузки

$$M_k^H = M^H - M_{\text{дл}}^H = 56,8 - 48 = 8,8 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (табл. 6)}.$$

Тогда полная кривизна с учетом длительного действия части нагрузки

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_{I-I}} &= \frac{M_k^H + (M_{\text{дл}}^H - N_{02e_0}) c}{B_k} = \\ &= \frac{880\,000 + (4\,800\,000 - 62\,600 \cdot 48,6) \cdot 2}{83,0 \cdot 10^{10}} = 5,3 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}, \end{aligned}$$

где c — коэффициент, учитывающий увеличение деформации вследствие ползучести бетона от длительного действия нагрузки, принимаемый при нормальном влажностном режиме $c = 2$ (п. 6.9[1]).

С е ч е н и е $0—0$.

Кривизну определяем как для сечения без трещин. Для этого вычисляем жесткость балки

$$B_k = 0,85 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 1,459 \cdot 10^8 = 43,4 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$$

и усилие обжатия

$$N_{02} = (6500 - 2537) \cdot 15,27 = 60\,600 \text{ кгс}.$$

Кривизну вычисляем только от длительного действия усилия предварительного обжатия

$$\frac{1}{\rho_{0-0}} = - \frac{N_{02e_0}}{B_k} c = - \frac{60\,600 \cdot 35,4}{43,4 \cdot 10^{10}} \cdot 2 = -9,9 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Полный прогиб двускатной балки от всей нагрузки с учетом длительного действия части нагрузки определяем по формуле

$$\begin{aligned} f &= \frac{l_0^2}{216} \left(\frac{1}{\rho_{0-0}} + 6 \frac{1}{\rho_{I-I}} + 12 \frac{1}{\rho_{2-2}} + 8 \frac{1}{\rho_{c-c}} \right) = \\ &= \frac{1750^2}{216} \cdot (-9,9 \cdot 10^{-6} + 6 \cdot 5,3 \cdot 10^{-6} + 12 \cdot 13,5 \cdot 10^{-5} + \\ &\quad + 8 \cdot 9,0 \cdot 10^{-6}) = 3,60 \text{ м}. \end{aligned}$$

Относительный прогиб не должен быть больше $\frac{1}{300} l$ при пролетах балок не меньше 7 м

$$\frac{f}{l} = \frac{3,60}{1750} = \frac{1}{480} < \frac{1}{300},$$

т. е. прогиб меньше допустимого.

Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях

Наиболее опасным сечением является сечение $T - T$ на расстоянии $0,37l_0$ от опоры. Однако, для сокращения вычислений при определении ширины раскрытия трещин расчет ведем для сечения 2—2 на расстоянии $0,333l_0$. Ширина раскрытия трещин будет незначительно меньше, чем в сечении на расстоянии $0,37l_0$.

Кратковременное действие всей нагрузки. Принимаем из расчета прогиба для сечения 2—2:

$$N_{02} = 63\,800 \text{ кгс}; \quad W_T = 102\,000 \text{ см}^3;$$

$$z_1 = 107 \text{ см}; \quad \psi_a = 0,51.$$

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле

$$a_{T1} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T.$$

Для этого определяем напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_a = \frac{M^H + N_{02}(e_x - z_1)}{F_H z_1} = \frac{9\,080\,000 - 63\,800 \cdot 107}{15,27 \cdot 107} = 1380 \text{ кгс/см}^2,$$

где $e_x = 0$, так как центр тяжести площади напряженной растянутой арматуры совпадает с точкой приложения усилия обжатия N_{02} .

Для определения расстояния между трещинами l_T вычисляем:

$$k_1 = \frac{W_T}{F_H z_1 n_1} - 2 = \frac{102\,000}{15,27 \cdot 107 \cdot 5,43} - 2 = 9,5;$$

$$u_a = \frac{F_H}{s} = \frac{d}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ см},$$

где s — периметр сечения арматуры.

Расстояние между трещинами

$$l_T = k_1 n_1 u_a \eta = 9,5 \cdot 5,43 \cdot 0,45 \cdot 0,7 = 16,2 \text{ см},$$

где коэффициент $\eta = 0,7$ при стержнях периодического профиля.

Тогда ширина раскрытия трещин

$$a_{T1} = 0,51 \cdot \frac{1380}{1,9 \cdot 10^6} \cdot 16,2 = 0,006 \text{ см} = 0,06 \text{ мм}.$$

Кратковременное действие длительно действующей части нагрузки.

Из расчета прогибов для сечения 2—2 принимаем значения:

$$z_1 = 104 \text{ см}; \quad \psi_a = 0,2.$$

Тогда:

$$\sigma_a = \frac{766\,000 - 63\,800 \cdot 104}{15,27 \cdot 104} = 644 \text{ кгс/см}^2;$$

$$k_1 = \frac{102\,000}{15,27 \cdot 104 \cdot 5,43} - 2 = 9,9;$$

$$l_r = 9,9 \cdot 5,43 \cdot 0,45 \cdot 0,7 = 17 \text{ см};$$

$$a_{r2} = 0,2 \cdot \frac{644}{1,9 \cdot 10^6} \cdot 17 = 0,0012 \text{ см} = 0,012 \text{ мм}.$$

Длительное действие длительно действующей части нагрузки.

Значения σ_a и l_r принимаем такими же как при расчете a_{r2} , коэффициент $\psi_a = 0,5$ из расчета кривизны $\frac{1}{\rho_{3,2-2}}$.

Тогда ширина раскрытия трещин

$$a_{r3} = 0,5 \cdot \frac{644}{1,9 \cdot 10^6} \cdot 17 = 0,0029 \text{ см} = 0,029 \text{ мм}.$$

Полная ширина раскрытия трещин от всей нагрузки с учетом длительного действия части нагрузки

$a_r = a_{r1} - a_{r2} + a_{r3} = 0,06 - 0,012 + 0,029 = 0,077 < 0,2 \text{ мм}$, т. е. при арматуре класса А-V [5] такая ширина раскрытия трещин допустима.

Так как раскрытие трещин намного меньше допустимой величины, ширину раскрытия трещин в самом опасном месте на расстоянии $0,37l_0$ от опоры балки проверять нет необходимости.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

Ширину раскрытия наклонных трещин необходимо определить в наиболее опасных сечениях по длине балки: у опоры на расстоянии $0,6 \text{ м}$ от торца (сечение $\Pi - \Pi$); на расстоянии $2,75 \text{ м}$ от торца в месте изменения ширины ребра; в местах изменения шага поперечных стержней.

При опорное сечение $\Pi - \Pi$ (рис. 15 и табл. 7).

Предварительно проверяем возможность образования наклонных трещин в сечении при действии нормативных нагрузок из условия $\sigma_{г.р} \leq R_r$ (п. 5.42 [1]).

Определяем главные растягивающие напряжения по формуле

$$\sigma_{г.р} = -\frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}.$$

Для определения величины главных растягивающих напряжений на уровне центра тяжести приведенного сечения вычисляем:

нормальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\sigma_x = \frac{N_{02}}{F_n} = \frac{60\,600}{1920} = 31,6 \text{ кгс/см}^2,$$

где $N_{02} = 60\,600 \text{ кгс}$ — принято по сечению $O - O$, находящемуся в непосредственной близости от сечения $\Pi - \Pi$;

S_n — статический момент части сечения, расположенной выше центра тяжести,

$$S_n = b'_n h'_n \left(h - y - \frac{h'_n}{2} \right) + 0,5 b (h - y - h'_n)^2 + n_2 F'_a (h - y - a') =$$

$$= 40 \cdot 18,5 \cdot \left(85 - 45,4 - \frac{18,5}{2} \right) + 0,5 \cdot 12 (85 - 45,4 - 18,5)^2 +$$

$$+ 5,72 \cdot 3,14 \cdot (85 - 45,4 - 3) = 25\,800 \text{ см}^3;$$

τ — скалывающее напряжение на уровне центра тяжести приведенного сечения,

$$\tau = \frac{Q^H S_n}{J b} = \frac{22\,400 \cdot 25\,800}{1\,600\,000 \cdot 12} = 30,2 \text{ кгс/см}^2.$$

$$\text{Тогда } \sigma_{г.р} = -\frac{31,6}{2} + \sqrt{\frac{31,6^2}{2} + 30,2^2} = 18,4 > R_T = 17,5 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. условие $\sigma_{г.р} \leq R_T$ не соблюдается и необходим расчет на раскрытие трещин.

Ширину раскрытия наклонных трещин определяем по формуле

$$a_T = 4 \frac{t^2}{\mu_x E_a R_H} l_T.$$

Для этого вычисляем:

коэффициент

$$t = \frac{Q^H}{b h_0} = \frac{22\,400}{12 \cdot 77} = 24,2;$$

коэффициент насыщения поперечными стержнями

$$\mu_x = \frac{n f_x}{b u} = \frac{2 \cdot 0,283}{12 \cdot 17,5} = 0,0027;$$

расстояние между трещинами

$$l_T = \frac{1}{3 \cdot \frac{\mu_x}{\eta_x d_x}} = \frac{1}{3 \cdot \frac{0,0027}{0,7 \cdot 0,6}} = 51,8 \text{ см} < h_0 + 30 d_x = 77 + 30 \cdot 0,6 =$$

$$= 95 \text{ см},$$

где коэффициент $\eta_x = 0,7$ при стержнях периодического профиля;
 d_x — диаметр поперечных стержней.

Тогда ширина раскрытия наклонных трещин

$$a_T = 4 \cdot \frac{24,2^2}{0,0027 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 350} \cdot 51,8 = 0,0675 \text{ см} = 0,675 \text{ мм} > 0,3 \text{ мм}.$$

Так как ширина раскрытия трещин превышает допустимую, то увеличиваем диаметр поперечных стержней, принимая $d_x = 0,8 \text{ см}$ сечением $f_x = 0,503 \text{ см}^2$.

Необходимый коэффициент насыщения поперечными стержнями

$$\mu_x = \frac{t \omega_1}{10\,000} = \frac{24,2 \cdot 1,89}{10\,000} = 0,00458 > \mu_{x.г.р} = 0,0018,$$

где коэффициент $\omega_1 = 1,89$ (табл. 7.6 [1]), а $\mu_{x.г.р} = 0,0018$ по графику (п. 7.1 [1]) в зависимости от $\frac{d_x}{h_0} = \frac{0,8}{77} = 0,0104$.

Определяем необходимый шаг поперечных стержней

$$u = \frac{n f_x}{b \mu_x} = \frac{2 \cdot 0,503}{12 \cdot 0,00458} = 19,3 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем на приопорном участке поперечные стержни $\varnothing 8A III$ с шагом 17,5 см.

В остальных опасных сечениях ширина раскрытия наклонных трещин определяется аналогично.

Проверка прочности балки в стадии монтажа

Проверяем прочность балки в сечениях $a-a$ и $b-b$ при совместном действии усилий предварительного обжатия и веса балки, сжимающих ее нижнюю грань при монтаже (рис. 16).

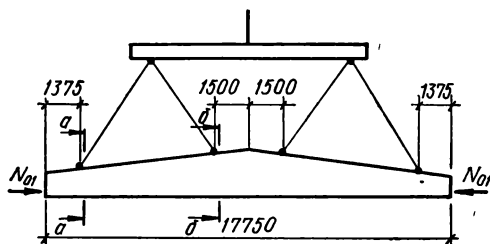


Рис. 16. Схема монтажа балки и расчетные сечения.

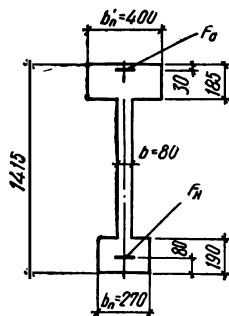


Рис. 17. Расчетное сечение $b-b$.

Изгибающие моменты от веса балки $g_{с.в}^H$ при монтаже с учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,5$ определяем как для балки с двумя консолями. Для данного примера $M_{a-a} = 0,8 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $M_{b-b} = 1,9 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Усилие предварительного обжатия при $m_T = 1$ (п. 3.4 [1]) с учетом указаний п. 4. 137 [1]

$$N_H = m_T (\sigma_0 - \sigma_{п1} - 3000) F_H = \\ = 1 \cdot (6500 - 1461 - 3000) \cdot 15,27 = 31\,200 \text{ кгс.}$$

Сечение $b-b$ (рис. 17).

$$\text{Высота } h = 1,54 - 1,5 \cdot \frac{1}{12} = 1,415 \text{ м.}$$

Рабочая высота сечения при растянутой верхней зоне

$$h_0 = h - a' = 141,5 - 3 = 138,5 \text{ см.}$$

Определяем величину эксцентриситета усилия N_H относительно центра тяжести верхней ненапрягаемой арматуры

$$e = h_0 - a_H = 138,5 - 8 = 130,5 \text{ см.}$$

Расчет производим при прочности бетона $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$ и коэф-

коэффициенте условия работы $m_6 = 1,2$ (п.2.10 [1]). Тогда по интерполяции $R_n = 1,2 \cdot 148 = 178 \text{ кгс/см}^2$.

Проверяем положение нейтральной оси

$$N_n = 31\,200 < R_n h_n b_n - R_a F'_a = 178 \cdot 19 \cdot 27 - 3400 \cdot 3,14 = 80\,700 \text{ кгс},$$

т. е. нейтральная ось проходит в пределах нижней полки и прочность сечения определяем как для прямоугольного сечения шириной b_n .

Вычисляем коэффициент

$$\alpha = \frac{N_n + R_a F'_a}{R_n b_n h_0} = \frac{31\,200 + 3400 \cdot 3,14}{178 \cdot 27 \cdot 138,5} = 0,063,$$

по табл. 4.8 [1], $A_0 = 0,061$.

Проверяем условие

$$N_n e + M_{6-6} = 31\,200 \cdot 130,5 + 190\,000 = 416\,000 < A_0 R_n b h_0^2 = 0,061 \cdot 178 \cdot 27 \cdot 138,5^2 = 5\,610\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

т. е. прочность сечения от предварительного обжатия на стадии монтажа обеспечена. Аналогично проверяется прочность балки в сечении $a - a$.

Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях в стадии монтажа

С е ч е н и е б — б (рис. 17).

Предварительно проверяем возможность образования трещин в верхней зоне от усилия предварительного обжатия $N_{01} = 76800 \text{ кгс}$ (см. с. 31).

Геометрические характеристики сечения, вычисленные так же, как и для сечения $C - C$, равны: $F_n = 2186 \text{ см}^2$; $y = 75,4 \text{ см}^2$; $J_n = 5861000 \text{ см}^4$; $W'_0 = \frac{J_n}{h - y} = 88800 \text{ см}^3$; $r_n = 40,6 \text{ см}$; $e_0 = 67,4 \text{ см}^4$.

Тогда величина $W'_T = \gamma W'_0 = 1,25 \cdot 88800 = 111\,000 \text{ см}^3$, где коэффициент $\gamma = 1,25$ определен по табл. 5.1 [1] с заменой в соотношении b_n на b_n и наоборот, так как растянута верхняя зона.

Определяем, интерполируя по табл. 2.2. и 2.3 [1] при $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$: $R_n = 242 \text{ кгс/см}^2$; $R_n = 148 \text{ кгс/см}^2$; $R_p = 19,8 \text{ кгс/см}^2$; $R_T = 13,6 \text{ кгс/см}^2$.

Проверяем условие необходимости расчета по образованию трещин с учетом неупругих деформаций в сжатой зоне

$$N_{01} = 76800 < N_1 = R_n (F_{св} + n_1 F_n) - R_T (F_{уш} + 2n_2 F'_a) + (0,5 R_n - R_T) \times \times F_{ре6} = 148 \cdot [(27 - 8) \cdot 19 + 5,43 \cdot 15,27] - 13,6 \cdot [(40 - 8) \cdot 18,5 + 2 \cdot 5,72 \times \times 3,14] + (0,5 \cdot 148 - 13,6) \cdot 8 \cdot 141,5 = 125500 \text{ кгс},$$

т. е. нет необходимости учитывать неупругие деформации в сжатой зоне.

Вычисляем момент обжатия относительно нижней ядровой точки

$$M_{06} = N_{01} (e_0 - r_n) = 76\,800 \cdot (67,4 - 40,6) = 2\,060\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 20,6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие трещиностойкости

$$R_T W'_T = 13,6 \cdot 111\,000 = 1\,510\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 15,1 < M_{\sigma\sigma}^{\pi} + M_{\sigma-\sigma} = \\ = 20,6 + 1,9 = 22,5 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. трещины в верхней зоне образуются, необходим расчет ширины их раскрытия.

Вычисляем заменяющий момент при $e_x = e = 1,305 \text{ м}$

$$M_3 = M_{\sigma-\sigma} + N_{01} e_x = 1,9 + 76,8 \cdot 1,305 = 102 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Для определения плеча внутренней пары сил z_1 вычисляем величины:

$$L = \frac{M_3}{R_h^H b h_0^2} = \frac{10\,200\,000}{242 \cdot 8 \cdot 138,5^2} = 0,275;$$

$$\gamma' = \frac{(b_{\pi} - b) h_{\pi} + \frac{n_1}{v} F_{\pi}}{b h_0} = \frac{(27 - 8) \cdot 19 + \frac{5,43}{0,45} \cdot 15,27}{8 \cdot 138,5} = 0,492;$$

$v = 0,45$ при кратковременном действии нагрузки;

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h_{\pi}}{2h_0} \right) = 0,492 \cdot \left(1 - \frac{19}{2 \cdot 138,5} \right) = 0,458;$$

$$e_1 = \frac{M_3}{N_{01}} = \frac{10\,200\,000}{76\,800} = 133 \text{ см};$$

$$\mu n = \frac{F_a'}{b h_0} n_2 = \frac{3,14}{8 \cdot 138,5} \cdot 5,72 = 0,0162;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,275 + 0,458)}{10 \cdot 0,0162}} + \frac{15 + 0,492}{11,5 \cdot \frac{133}{138,5} - 5} = 0,364 >$$

$$> \frac{19}{138,5} = 0,1375, \text{ т. е. сечение рассматриваем как тавровое.}$$

Тогда плечо внутренней пары сил

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_{\pi}}{h_0} \gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right] = \\ = 138,5 \left[1 - \frac{\frac{19}{138,5} \cdot 0,492 + 0,364^2}{2(0,492 + 0,364)} \right] = 122 \text{ см}.$$

Момент трещинообразования

$$M_T = R_p W'_T - M_{\sigma\sigma}^{\pi} = 19,8 \cdot 111\,000 - 2\,060\,000 = \\ = 140\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 1,4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Заменяющий момент

$$M_{3,T} = M_T + N_{01} e_x = 1,4 + 76,8 \cdot 1,305 = 101,5 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_3 = 102 \approx M_{3,T} = 101,5 \text{ тс} \cdot \text{м}$, то можно принять $\xi = \xi_T$, $z_1 = z_{1T}$, тогда коэффициент

$$m = \frac{M_{3,T} - m_T N_{01} z_{1T}}{M_3 - m_T N_{01} z_1} = \frac{101,5 - 1 \cdot 1 \cdot 76,8 \cdot 1,22}{102 - 1 \cdot 1 \cdot 76,8 \cdot 1,22} \approx 1.$$

При коэффициенте $s = 1,1$ (кратковременное действие нагрузки, стержни периодического профиля) величина

$$\psi_a = 1,3 - sm - \frac{1-m}{6-4,5m} = 1,3 - 1,1 \cdot 1 = 0,2.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_a = \frac{M + N_{01}(e_x - z_1)}{F_a z_1} = \frac{190\,000 + 76800 \cdot (130,5 - 122)}{3,14 \cdot 122} = 2200 \text{ кгс/см}^2.$$

Коэффициенты:

$$k_1 = \frac{W'_r}{F'_a z_1 n_2} - 2 = \frac{111\,000}{3,14 \cdot 122 \cdot 5,72} - 2 = 48,8;$$

$$u_a = \frac{d}{4} = \frac{1,0}{4} = 0,25 \text{ см},$$

$\eta = 0,7$ для стержней периодического профиля.

Тогда расстояние между трещинами

$$l_r = k_1 n_2 u_a \eta = 48,8 \cdot 5,72 \cdot 0,25 \cdot 0,7 = 49 \text{ см}.$$

Ширина раскрытия трещин в верхней зоне

$$a_{r1} = 0,2 \cdot \frac{2200}{2 \cdot 10^6} \cdot 49 = 0,0108 \text{ см} = 0,108 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм},$$

т. е. ширина раскрытия трещин не превышает допустимой.

Аналогично производится расчет и для сечения $a - a$.

§ 8. ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

При шаге колонн 12 м и шаге стропильных конструкций 6 м нагрузка от покрытия на колонны передается через подстропильные конструкции — подстропильные балки, подстропильные фермы (рис. 18). В зависимости от принятого конструктивного решения покрытия стропильные конструкции опирают на верхний пояс подстропильных конструкций, или на опорные утолщения их нижних поясов.

Высота подстропильных конструкций на опоре и в пролете обуславливается конструктивной схемой покрытия и принимается при двухскатных балках от 500 до 700 мм на опоре и от 1500 до 1800 мм в пролете.

Ширину подстропильных балок и ферм назначают из условия опирания на них двух стропильных конструкций с обеспечением минимально допустимых размеров опорных частей. В типовых балках ширина ребра 200 мм и двух опорных балок — по 250 мм. Подстропильные конструкции изготавливают из бетона марок 400 и армируют отдельными проволоками, прядями или стержневой предварительно напряженной арматурой, натягиваемой на бетон или на упоры (табл. 2.1 [1]). Конструирование подстропильных балок и ферм осуществляют аналогично стропильным. Статический расчет подстропильных конструкций производят как шарнирно опертых элементов на двух опорах.

Подстропильные балки рассчитывают на сосредоточенную силу от суммы двух максимальных реакций стропильных конструкций, приложенных в пролете балки. При определении нагрузок необходимо

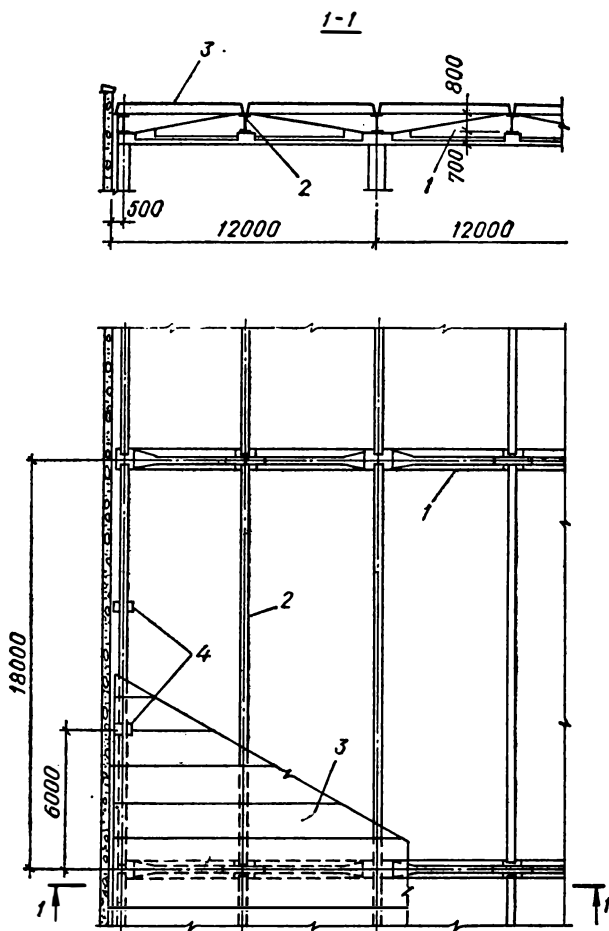


Рис. 18. Опираие стропильных балок на подстропильные:

1 — подстропильная балка, 2 — стропильная балка, 3 — панели покрытия $1,5 \times 6$ м, 4 — стойки фахверка.

учитывать усилия, передающиеся через крайние ребра панелей покрытия непосредственно на верхнюю полку подстропильных балок, а также ее вес.

§ 9. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОДСТРОПИЛЬНОЙ БАЛКИ ПРОЛОТОМ 12 м

Балки таврового сечения с полкой внизу установлены по средним рядам колонн. Общий вид и размеры балки представлены на рис. 19.

Данные для проектирования

Бетон марки 400 ($R_n = 210 \text{ кгс/см}^2$, $R_n^H = 350 \text{ кгс/см}^2$, $R_p^H = 25 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 12,6 \text{ кгс/см}^2$, $R_T = 17,5 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 3,5 \times 10^5 \text{ кгс/см}^2$).

Предварительно напряженная арматура — семипроволочные арматурные пряди класса П7 — выполняется из высокопрочной про-

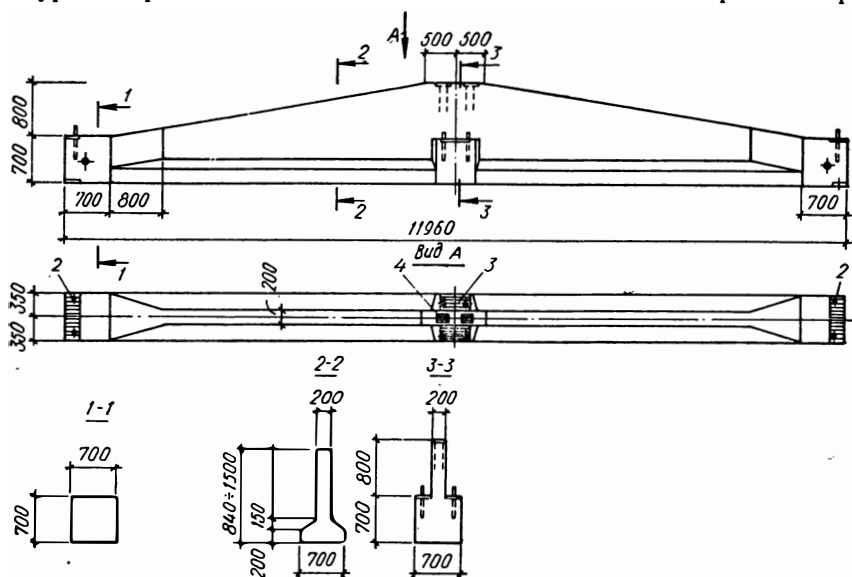


Рис. 19. Опалубочный чертеж подстропильной балки.

волок $\varnothing 5\text{В-II}$. Площадь поперечного сечения пряди $f_n = 1,415 \text{ см}^2$ ($R_a = 9600 \text{ кгс/см}^2$, $R_a^H = 15000 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 1,8 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

Ненапрягаемая арматура, включая поперечную, выполняется из стержней стали класса А-III ($R_a = R_{a.c} = 3400 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a.x} = 2700 \text{ кгс/см}^2$).

Арматура каркасов нижней полки — из обыкновенной арматурной проволоки класса В-1.

Балка относится ко 2-й категории трещиностойкости, так как армирована высокопрочной проволокой. Конструкцию бетонируют в стальной опалубке с натяжением арматуры на упоры механическим способом.

Расчетный пролет и нагрузки

$l_0 = L - 2 \cdot a_0 = 11,960 - 2 \cdot 0,13 = 11,7 \text{ м}$, где a_0 — расстояние от точки приложения реакции балки до ее торца, равное 130 мм.

Нормативная и расчетная нагрузки от веса балки (рис. 19) состоят из:

веса постоянной по высоте части сечения

$$g_1^H = (F_{\text{ш}} + h_1 b) \gamma = [0,5 (h_n + h_{n1}) (b_n - b) + h_1 b] \gamma =$$

$$= [0,5 \cdot (0,2 + 0,35) \cdot (0,7 - 0,2) + 0,7 \cdot 0,2] \cdot 2,5 = 0,681 \text{ тс/м};$$

веса переменной по высоте части сечения:

$$g_2^H = (h - h_1) b \gamma = (1,5 - 0,7) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 0,4 \text{ тс/м};$$

$$g_1 = g_1^H n = 0,681 \cdot 1,1 = 0,75 \text{ тс/м};$$

$$g_2 = g_2^H n = 0,4 \cdot 1,1 = 0,44 \text{ тс/м},$$

где n — коэффициент перегрузки.

Нормативная и расчетная нагрузки, передающиеся на подстропильную балку через стропильные балки от веса покрытия (рис. 18 и табл. 3):

$$P_1^H = 2 \cdot R_{\text{ст.б}}^H = 2 \cdot 19,7 = 39,44 \text{ тс};$$

$$P_1 = 2 \cdot R_{\text{ст.б}} = 2 \cdot 22,2 = 44,44 \text{ тс},$$

где $R_{\text{ст.б}}^H$ и $R_{\text{ст.б}}$ — реакция стропильной балки соответственно от нормативного и расчетного веса покрытия (без учета веса балки). Подсчет нагрузок на 1 м² кровли и определение реакций $R_{\text{ст.б}}^H$ и $R_{\text{ст.б}}$ приведены в § 5, главы II.

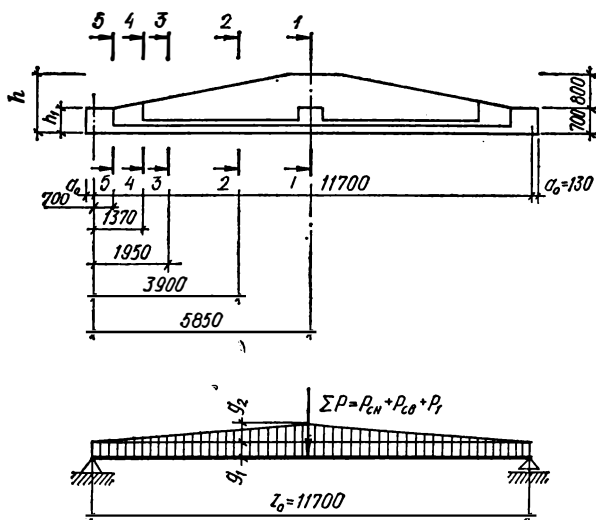


Рис. 20. Расчетные сечения и расчетная схема балки.

Нормативные и расчетные нагрузки от веса покрытия, передающегося непосредственно на подстропильную балку

$$P_2^H = g^H b_{\Pi} = 2,25 \cdot 1,5 = 3,38 \text{ тс};$$

$$P_2 = g b_{\Pi} = 2,54 \cdot 1,5 = 3,8 \text{ тс},$$

где g^H и g — соответственно нормативная и расчетная нагрузки от веса покрытия на 1 м стропильной балки;
1,5 — ширина панели, м.

Нормативные и расчетные нагрузки на подстропильную балку от снега (табл. 3):

$$P_{\text{сн}}^{\text{н}} = p^{\text{н}} L_0 = 0,42 \cdot 18 = 7,56 \text{ тс};$$

$$P_{\text{сн}} = p n L_0 = 0,42 \cdot 1,4 \cdot 18 = 10,62 \text{ тс},$$

где L_0 — расстояние между осями колонн.

Реакции от веса подстропильной балки:
от нормативных нагрузок

$$R_{\text{с.в}}^{\text{н}} = (0,5 \cdot g_1^{\text{н}} + 0,25 \cdot g_2^{\text{н}}) l_0 = (0,5 \cdot 0,681 + 0,25 \cdot 0,4) 11,7 = 5,15 \text{ тс};$$

от расчетных нагрузок

$$R_{\text{с.в}} = (0,5 \cdot g_1 + 0,25 \cdot g_2) l_0 + (0,5 \cdot 0,75 + 0,25 \cdot 0,44) \cdot 11,7 = 5,67 \text{ тс}.$$

Усилия от нормативных и расчетных нагрузок

Усилия от внешних нагрузок определяем в пяти сечениях: 1—1 — посредине пролета балки, где изгибающий момент максимальный; в сечениях 2—2, 3—3 — через 1/6 пролета по длине балки для расчета прочности нормальных сечений по изгибающему моменту и для расчета по деформации; в сечениях 4—4, 5—5 — для расчета прочности по наклонному сечению от действия поперечных сил.

Расчетные сечения и схема приведены на рис. 20.

Ниже приведено вычисление изгибающих моментов в сечении 1—1. В остальных сечениях моменты вычисляются аналогично и их расчет не приведен. Результаты вычислений в тс · м сведены в табл. 8.

Т а б л и ц а 8

Моменты	Сечения и расстояние от них до опоры, м			
	1 — 1	2 — 2	3 — 3	4 — 4
	5,85	3,9	1,95	1,2

От нормативных нагрузок

От постоянных нагрузок	142,28	99,31	50,7	31,45
От снеговых нагрузок	22,11	14,74	7,37	4,54
Суммарный	164,39	114,05	58,07	35,99

От расчетных нагрузок

От постоянных нагрузок	158,82	111,59	56,95	35,39
От снеговых нагрузок	32,88	20,71	10,35	6,37
Суммарный	191,77	132,3	67,3	41,76

Суммарные изгибающие моменты от нормативных или расчетных постоянных нагрузок для любых сечений вычисляем по формуле

$$M_{x-x}^{\text{н}} = (R_{\text{с.в}}^{\text{н}} + 0,5 \cdot P_{\text{сн}}^{\text{н}}) x - \frac{g_1^{\text{н}} x^2}{2} - \frac{g_2^{\text{н}} x^3}{3l_0},$$

где x — расстояние от точки приложения опорной реакции до рассматриваемого сечения;

P_3^H — суммарная нагрузка на подстропильную балку от веса покрытия.

Сечение 1—1.

$$P_3^H = P_1^H + P_2^H = 39,44 + 3,37 = 42,77 \text{ тс},$$

$$P_3 = P_1 + P_2 = 44,44 + 3,80 = 48,24 \text{ тс}.$$

Тогда момент от нормативных постоянных нагрузок в сечении 1—1 при $x = 0,5l_0 = 0,5 \cdot 11,70 = 5,85 \text{ м}$

$$\begin{aligned} M_{с.в}^H &= (5,15 + 0,5 \cdot 42,77) \cdot 5,85 - \frac{0,681 \cdot 5,85^2}{2} - \\ &- \frac{0,4 \cdot 5,85^3}{3 \cdot 11,7} = 155,23 - 11,65 - 1,3 = 142,28 \text{ тс} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

От снеговой нормативной нагрузки

$$M_{сн}^H = 0,5P_{сн}^H x = 0,5 \cdot 7,56 \cdot 5,85 = 22,11 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Суммарный момент от нормативных нагрузок в сечении 1—1

$$\sum M_{1-1}^H = M_{с.в}^H + M_{сн}^H = 142,28 + 22,11 = 164,39 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

То же, от расчетных нагрузок

$$\begin{aligned} M_{с.в} &= (5,67 + 0,5 \cdot 48,24) \cdot 5,85 - \frac{0,75 \cdot 5,85^2}{2} - \\ &- \frac{0,44 \cdot 5,85^3}{3 \cdot 11,7} = 158,82 \text{ тс} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$M_{сн} = 0,5 \cdot 10,62 \cdot 5,85 = 32,88 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Суммарный момент от расчетных нагрузок в сечении 1—1

$$\sum M_{1-1} = M_{с.в} + M_{сн} = 158,82 + 32,88 = 191,7 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила в сечении 4—4.

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= R_{с.в} + 0,5(P_{с.в} + P_1 + P_{сн}) = \\ &= 5,67 + 0,5 \cdot (44,44 + 3,8 + 10,62) = 35,1 \text{ тс}. \end{aligned}$$

Предварительный расчет прочности нормальных сечений

Определяем рабочую высоту сечения 1—1 (рис. 21)

$$h_0 = h - a = 150 - 15 = 135 \text{ см}; \quad b = 20 \text{ см}.$$

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M_{1-1}}{b h_0^2 R_a} = \frac{1917000}{20 \cdot 135^2 \cdot 210} = 0,25.$$

Требуемая площадь предварительно напряженной арматуры

$$F_a = \frac{M_{1-1}}{\gamma_0 h_0 R_a} = \frac{1917000}{0,851 \cdot 135 \cdot 9600} = 17,15 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_0 = 0,851$ по табл. 4.8 [1].
Для обеспечения трещиностойкости нормальных сечений увеличиваем площадь арматуры на 15%

$$F_n = 1,15 \cdot 17,15 = 19,72 \text{ см}^2.$$

Принимаем 14 $\varnothing 15$ П7, $F_n = 19,95 \text{ см}^2$.

В целях уменьшения ширины возможного раскрытия трещин в верхней зоне балки при передаче усилия обжатия с упорзв на конструкцию, две пряди размещены в пределах ребра балки (рис. 21).

Расчет прочности наклонных сечений

Начало расчетного опорного наклонного сечения проходит через грань опоры (сечение 5—5) на расстоянии 700 мм от торца балки (рис. 22),
 $h_1 = 70 \text{ см}$; $h_0 = h_1 - a = 70 - 12,65 = 57,35 \text{ см}$.

Проверяем условие

$$Q < 0,25 R_n b h_0 = 0,25 \cdot 210 \cdot 70 \cdot 57,35 = 210 \ 500 \text{ кгс} > \\ > Q_{\max} = 35 \ 100 \text{ кгс},$$

т. е. размеры сечения достаточны.

Далее проверяем необходимость расчета поперечной арматуры
 $Q < R_p b h_0 = 12,5 \cdot 20 \cdot 57,35 = 14 \ 350 \text{ кгс} < Q_{\max} = 35 \ 100 \text{ кгс}$.
Так как условие не удовлетворяется, необходим расчет поперечных стержней.

Предельное усилие в бетоне наклонного сечения определяем по формуле

$$Q_0 = \frac{0,15 R_n b h_0^2}{c_0}.$$

Для этого вычисляем длину невыгоднейшего наклонного сечения

$$c_0 = \sqrt{\frac{0,15 \cdot R_n b h_0^2}{q_x}},$$

Рис. 22. Схема трещинообразования в опорной зоне балки от действия поперечной силы.

где q_x — усилие в поперечных стержнях на единицу длины балки

$$q_x = \frac{R_{a.x} F_x}{u} = \frac{2700 \cdot 2,012}{20} = 286 \text{ кгс/см}.$$

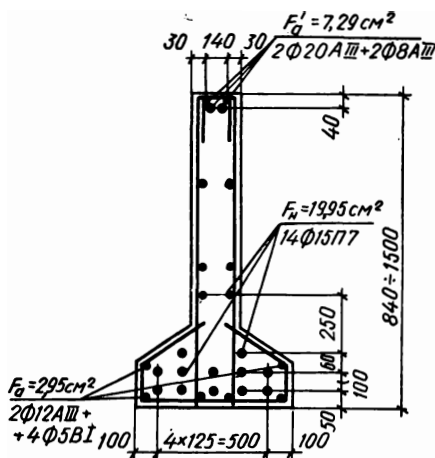
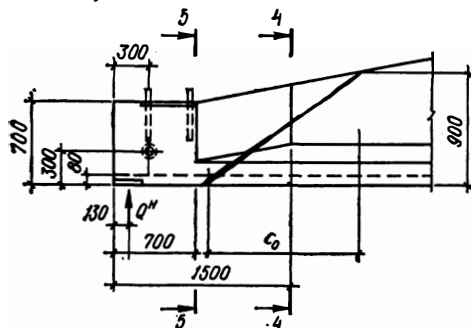


Рис. 21. Армирование пролетных сечений подстропильной балки.



Для определения F_x задаемся поперечной арматурой: в зоне уширения четыре поперечных стержня $\varnothing 8 \text{ AIII}$ с шагом 200 мм, площадью

$$F_x = f_x n = 0,503 \cdot 4 = 2,012 \text{ см}^2.$$

В остальных сечениях по всей длине два поперечных стержня $\varnothing 8 \text{ AIII}$ с шагом 200 мм воспринимают усилие

$$q_x = \frac{2700 \cdot 2 \cdot 0,503}{20} = 143 \text{ кгс/см.}$$

Так как $\operatorname{tg} \beta = \frac{800}{4780} = 0,168 < 0,2$ (п. 4.59 [1]), то

$$c_0 = \sqrt{\frac{0,15 \cdot 210 \cdot 70 \cdot 57,35^2}{286}} = 2,78 \cdot 57,35 = 159,5 \text{ см,}$$

где $b = 70 \text{ см}$.

Так как наклонная трещина заходит на участок стенки балки постоянной ширины, то в этом случае c_0 определяем при $b = 20 \text{ см}$, $h_0 = 71,35 \text{ см}$ и $q_x = 143 \text{ кгс/см}$

$$c_0 = \sqrt{\frac{0,15 \cdot 210 \cdot 20 \cdot 57,35^2}{143}} = 2,11 \cdot 57,35 = 121 \text{ см.}$$

Принимаем $c_0 = 120 \text{ см}$, кратное шагу поперечных стержней.

Прочность наклонного сечения по поперечной силе при наклонной сжатой грани балки определяем согласно п. 4.59 [1] при $D_{с.в} = 0$ и $c = c_0$ из условия

$$Q \leq q_x (c - u) + Q_6.$$

Высоту сечения в конце наклонной трещины вычисляем из условия

$$h_1 + h \cdot c_0 \operatorname{tg} \beta = 70 + 120 \cdot 0,168 = 90,02 \text{ см.}$$

Тогда

$$h_{01} = h_1 - a = 90,02 - 12,65 = 77,37 \text{ см.}$$

Средняя рабочая высота в пределах невыгоднейшего наклонного сечения

$$h_{0.ср} = \frac{h_0 + h_{01}}{2} = \frac{57,35 + 77,37}{2} = 67,35 \text{ см.}$$

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны наклонного сечения

$$Q_6 = \frac{0,15 \cdot 210 \cdot 20 \cdot 67,35^2}{120} = 23\,809 \text{ кгс.}$$

Тогда

$$Q = 35\,100 > q_x (c - u) + Q_6 = 143 \cdot (120 - 20) + 23\,809 = 38\,109 \text{ кгс.}$$

Перенапряжение 2%, что допустимо.

Геометрические характеристики сечений

Определяем площади сечений арматуры, вводимые в расчет при определении геометрических характеристик приведенных сечений 1—1, 2—2, 3—3 и 4—4 (рис. 20):

в верхней зоне: $2 \varnothing 20 \text{AIII} + 2 \varnothing 8 \text{AIII}$, $F_a' = 7,29 \text{ см}^2$;
 в нижней зоне: напряженная арматура из $14 \varnothing 15 \text{П7}$, $F_n = 19,95 \text{ см}^2$;
 ненапряженная арматура $2 \varnothing 12 \text{AIII} + 4 \varnothing 5 \text{BI}$, $F_a = 2,95 \text{ см}^2$.

То же, в сечении 5—5:

в верхней зоне $2 \varnothing 20 \text{AIII} + 7 \varnothing 16 \text{AIII} + 2 \varnothing 10 \text{AIII}$,
 $F_a = 22,82 \text{ см}^2$;

в нижней зоне: $14 \varnothing 15 \text{П7}$, $F_n = 19,95 \text{ см}^2$.

Далее положение центра тяжести предварительно напряженной арматуры вычисляем относительно нижнего ряда прядей

$$y_{n1} = \frac{S_{н.а}}{F_n} = \frac{\sum_{i=1}^m F_i y_i}{F_n} = \frac{5 \cdot 1,425 \cdot 10 + 2 \cdot 1,425 \cdot 16 + 2 \cdot 1,425 \cdot 41}{19,95} = 7,65 \text{ см},$$

где $S_{н.а}$ — статический момент напряженной арматуры относительно нижнего ряда прядей арматуры F_n ;

F_i — площади прядей в рядах;

y_i — расстояние от прядей в рядах до нижнего ряда прядей.

Расстояние от нижней пряди балки до центра тяжести напряженной арматуры (рис. 21)

$$a_n = y_{n1} + a = 7,65 + 5 = 12,65 \text{ см}.$$

Ниже приведены вычисления геометрических характеристик для приведенных сечений 1—1 и 5—5. Характеристики сечений 2—2, 3—3 и 4—4 вычисляются аналогично, поэтому их расчеты не приводятся, а конечные результаты сведены в табл. 9.

Т а б л и ц а 9

Геометрические характеристики приведенных сечений	Сечения				
	1—1	2—2	3—3	4—4	5—5
Площадь F_n , см^2	4552,4	4066	3434,4	3232,4	5128,8
Статический момент S_n , см^3	255 826	187 816	115 166	98 581	185 246
Момент инерции J_n , см^4	9 571 430	5 831 788	2 492 125	1 789 963	2 082 905
Ордината центра тяжести сечения y , см	56,2	46,15	33,75	30,47	36,15
Высота балки в рассматриваемом сечении h , см	150	125,7	93,1	81	70
Эксцентриситет приложения равнодействующей относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 , см	43,55	33,5	21,1	17,82	23,5

С е ч е н и е 1 — 1 (рис. 23).

Определяем площадь приведенного сечения с учетом коэффициента n (табл. 3.5 [1])

$$\begin{aligned} F_n &= bh + 0,5 (h_n + h_{n1}) (b_n - b) + F_n n + F_a' n_2 + F_a n_2 = \\ &= 20 \cdot 150 + 0,5 \cdot (20 + 35) \cdot (70 - 20) + 19,95 \cdot 5,1 + 7,29 \cdot 5,7 + \\ &\quad + 3,05 \cdot 5,7 = 4552,4 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани подстропильной балки

$$S_{\pi} = \sum_{i=1}^K F_i y_i + \sum_{i=1}^K F_a y_i n_2 + F_H a_H n_1 = 20 \cdot 150 \cdot \frac{150}{2} + 70 \cdot 20 \cdot \frac{20}{2} + \\ + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 \cdot 15 \cdot \left(20 + \frac{1}{3} \cdot 15\right) + 19,95 \cdot 5,1 \cdot 12,65 + 7,29 \times \\ \times (150 - 4) \cdot 5,7 + 3,05 \cdot 7,5 \cdot 5,7 = 255\,826 \text{ см}^3.$$

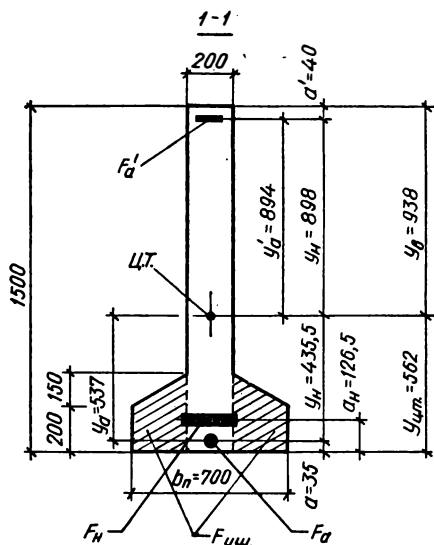


Рис. 23. К определению геометрических характеристик сечения 1-1.

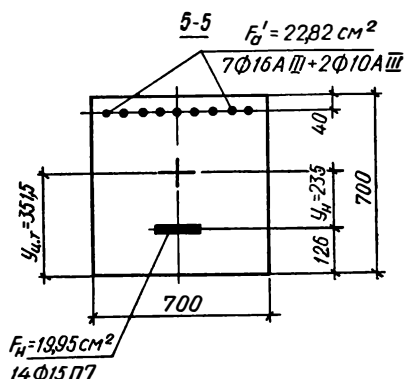


Рис. 24. К определению геометрических характеристик сечения 5-5.

Положение центра тяжести приведенного сечения относительно нижней грани балки

$$y_{ц.т.} = \frac{S_{\pi}}{F_{\pi}} = \frac{255\,826}{4552,4} = 56,2 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести (п. 3.30 [1])

$$J_{\pi} = J + J_a n_2 + J_H n_1 + J_a n_2 = \sum_{i=1}^m J_{0i} + \sum_{i=1}^m F_{0i} a_i^2 + F_H y_H^2 n_1 + \\ + F_a y_B^2 n_2 + F_a y_a^2 n_2 = \frac{20 \cdot 150^3}{12} + \frac{(70 - 20) \cdot 20^3}{12} + \frac{(70 - 20) \cdot 15^3}{36} + \\ + 20 \cdot 150 \left(\frac{150}{2} - 56,2\right)^2 + (70 - 20) \cdot 20 \cdot (56,2 - 10)^2 + \\ + \frac{70 - 20}{2} \cdot 15 \cdot \left(56,2 - 20 \cdot \frac{2}{3} \cdot 15\right)^2 + 19,95 \cdot 3,55^2 \cdot 5,1 + \\ + 7,29 \cdot 89,6^2 \cdot 5,7 + 3,05 \cdot 52,7^2 \cdot 5,7 = 9\,571\,430 \text{ см}^4,$$

здесь $J_{\kappa\kappa}^0$ — моменты инерции площадей сечения бетона относительно собственных осей;

$F_{\kappa\kappa}$ — площади участков, составляющих бетонное сечение;

a_i — расстояния между центрами тяжести площадей $F_{\kappa\kappa}$ до оси, проходящей через нижнюю грань сечения.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до точки приложения равнодействующей усилий во всей преднапряженной арматуре

$$y_n = y_{ц.т} - a = 56,2 - 12,65 = 43,55 \text{ см.}$$

То же, до верхней грани сечения

$$y_b = h - y_{ц.т} = 150 - 56,2 = 93,8 \text{ см.}$$

Момент сопротивления относительно нижней грани сечения

$$W_0 = \frac{J_n}{y_{ц.т}} = \frac{9\,571\,430}{56,2} = 170\,310 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани с учетом неупругих деформаций бетона (табл. 5.1 [1])

$$W_T = W_0 \gamma = 170\,310 \cdot 1,75 = 298\,042 \text{ см}^3,$$

здесь при $\frac{b_n}{b} = \frac{70}{150} = 0,5$ $\gamma = 1,75$.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровых точек:

$$\text{верхней } r_y^B = \frac{170\,310}{4552,4} = 37,3 \text{ см;}$$

$$\text{нижней } r_y^H = \frac{102\,041}{4552,4} = 22,4 \text{ см,}$$

$$\text{где } W'_0 = \frac{J_n}{y_b} = \frac{9\,571\,430}{93,6} = 102\,041 \text{ см}^3.$$

С е ч е н и е 5—5 (рис. 24).

Площадь приведенного сечения

$$F_n = 70 \cdot 70 + 19,95 \cdot 5,1 + 22,28 \cdot 5,7 = 5128,8 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки

$$S_n = 70 \cdot 70 \cdot \frac{70}{2} + 19,95 \cdot 12,65 \cdot 5,1 + 20,35 \cdot (70 - 4) \cdot 5,7 + \\ + 1,93 \cdot 3,5 \cdot 5,7 = 185\,246 \text{ см}^3.$$

Положение центра тяжести приведенного сечения:

$$y_{ц.т} = \frac{S_n}{F_n} = \frac{185\,246}{5128,8} = 36,15 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$J_n = \frac{70 \cdot 70^3}{12} + 70 \cdot 70 \cdot (36,5 - 35)^2 + 19,95 \cdot 5,1 \cdot (36,5 - 12,65)^2 + \\ + 20,35 \cdot (33,85 - 4)^2 + 1,93 \cdot (36,15 - 3,5)^2 = 2\,082\,905 \text{ см}^4.$$

Среднее значение и потеря предварительного напряжения арматуры

Начальное контролируемое напряжение в арматуре принимаем
 $\sigma_0 = 0,7 R_a^H = 0,7 \cdot 15\,000 = 10\,500 \text{ кгс/см}^2$.

Потери предварительного напряжения арматуры в сечении 1 — 1.
 Первые потери $\sigma_{п1}$ (до окончания обжатия бетона):
 от релаксации напряжений стали (табл. 36 приложения 1)

$$\sigma_3 = k \left(0,27 \frac{\sigma_0}{R_a^H} - 0,1 \right) \sigma_0 = 1,0 \cdot \left(0,27 \cdot \frac{10\,500}{15\,000} - 0,1 \right) \cdot 10\,500 =$$

$$= 935 \text{ кгс/см}^2;$$

от деформации анкерных устройств при $\lambda_1 = 0$, $\lambda_2 = 1 \text{ мм}$ на каждый анкер

$$\sigma_4 = 2 \cdot (\lambda_1 + \lambda_2) \cdot \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0,1 \frac{1,8 \cdot 10^6}{1250} = 290 \text{ кгс/см}^2,$$

где l — 12,5 м — длина напрягаемой пряди, т. е. расстояние между упорами стенда:

от разности температур натянутой арматуры и упоров

$$\sigma_7 = 20\Delta t = 20 \cdot 40 = 800 \text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери

$$\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7 = 935 + 290 + 800 = 2025 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после окончания обжатия бетона)
 состоят из потерь от усадки и от ползучести.

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для определения потерь от ползучести вычисляем напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напряженной арматуры

$$\sigma_6 = \frac{N_{01}}{F_n} + \frac{N_{01} e_0^2}{J_n} = \frac{177\,056}{4552} + \frac{17\,7056 \cdot 43 \cdot 55^2}{9\,571\,430} = 74,2 < 0,5 R_0 =$$

$$= 0,5 \cdot 280 = 140 \text{ кгс/см}^2,$$

где N_{01} — равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре после проявления первых потерь,

$$N_{01} = m_T (\sigma_0 - \sigma_{п1}) F_n = 1 \cdot (10\,900 - 2025) \cdot 19,5 = 177\,056 \text{ кгс},$$

здесь коэффициент точности натяжения m_T определяем согласно п. 3.4[1];

e_0 — эксцентриситет приложения равнодействующей N_{01} относительно центра тяжести приведенного сечения,

$$e_0 = y_{ц.т} - a_n = 56,2 - 12,65 = 43,55 \text{ см}.$$

Тогда потери напряжений в арматуре от ползучести бетона

$$\sigma_2 = \frac{k E_a R}{E_6 R_0} \sigma_6 = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^6 \cdot 280} \cdot 74,2 = 544 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 1$ при высокопрочной арматурной проволоке.

Вторые потери

$$\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 544 = 944 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_{п} = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 2025 + 944 = 2969 \text{ кгс/см}^2;$$

Потери предварительного напряжения в сечении 5—5

$$\sigma_{п1} = 2025 \text{ кгс/см}^2 \text{ (см. сеч. 1—1).}$$

$$\sigma_6 = \frac{177\,056}{5128,8} = \frac{177\,056 \cdot (36,15 - 12,65)^2}{2\,082\,905} = 81 < 140 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^6 \cdot 280} \cdot 81 = 594 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{п} = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 400 + 594 = 994 \text{ кгс/см}^2.$$

Аналогично вычисленные значения напряжений σ_6 в бетоне на уровне центра тяжести арматуры F_n , величины потерь σ_2 , а также контролируемое напряжение σ_{02} в арматуре с учетом суммарных потерь в сечениях 2—2, 3—3, 4—4 и 5—5 сведены в табл. 10.

Т а б л и ц а 10

Характеристика напряженного состояния сечений, кгс/см ²	Сечения				
	1—1	2—2	3—3	4—4	5—5
Напряжение в бетоне на уровне ц. т. арматуры σ_6	74,2	87,95	83,61	86,36	81
Потери напряжений, вызванные ползучестью бетона σ_2	544	645	614	635	594
Потери в арматуре F_n после обжатия бетона	944	1045	1014	1035	994
Суммарные потери напряжений $\sigma_{п}$	2969	3070	3039	3060	3019
Напряжение в арматуре с учетом потерь σ_{02}	7531	7430	7461	7440	7481

По формуле $N_{02} = (\sigma_0 - \sigma_{п}) F_n = \sigma_{02} F_n$ вычисляем равнодействующую усилий в напряженной арматуре с учетом суммарных потерь и результаты сводим в табл. 11.

Т а б л и ц а 11

Усилие N_{02} , кгс	Сечения				
	1—1	2—2	3—3	4—4	5—5
Усилие в арматуре F_n с учетом суммарных потерь	150 024	148 228	148 847	148 529	149 246

Окончательный расчет прочности нормальных сечений

Положение нейтральной оси с учетом сжатой арматуры площадью сечения $F'_a = 7,29 \text{ см}^2$ определяем по формуле

$$x = \frac{R_a F_n + R_{a,c} F_a - R_{a,c} F'_a}{R_n \cdot b} = \frac{9600 \cdot 19,95 + 3400 \cdot 2,92 - 3400 \cdot 7,29}{210 \cdot 20} = 43,1 < 0,55 h_0 = 0,55 \cdot 137,35 \text{ см},$$

$$\text{где } h_0 = h - a_n = 150 - 12,65 = 137,25 \text{ см}.$$

Тогда несущая способность балки по сжатой зоне

$$\begin{aligned} M &= R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a F'_a (h_0 - a') = \\ &= 210 \cdot 20 \cdot 43,1 \left(137,35 - \frac{43,1}{2} \right) + 3400 \cdot 7,29 (137,35 - 4) = \\ &= 23778000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 237,78 > M_{I-I} = 191,7 \text{ тс} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

т. е. прочность сечения $I-I$ обеспечена.

Расчет нормальных сечений по образованию трещин

Расчет трещиностойкости нижней зоны в стадии эксплуатации балки производим в соответствии с указаниями пп. 5.1 и 5.10 [1].

Проверяем условие

$$N + N_0 \leq N_1,$$

где N — продольная сила от внешних воздействий;

N_0 — равнодействующая усилий в растянутой арматуре;

N_1 — усилие трещинообразования.

Согласно указанию п. 5.6 [1] N_1 определяем с учетом суммарных потерь предварительного напряжения арматуры при $N_0 = N_{02}$; $N = 0$

$$\begin{aligned} N_1 &= R_n (F_{св} + F_a n_2 + n F'_n) - R_T (F_{уш} + 2 n_2 F_a + \\ &\quad + 2 n_1 F'_n) + (0,5 R_n - R_T) F_{реб} = \\ &= 210 \cdot 7,29 \cdot 5,7 - 17,5 \cdot (1325 + 2 \cdot 5,7 \cdot 2,92 + 2 \cdot 5,1 \cdot 19,95) + \\ &\quad + (0,5 \cdot 210 - 17,5) \cdot 3000 = 320\,535 \text{ кгс} = 320,53 \text{ тс}, \end{aligned}$$

где $F_{св} = 0$; $F'_n = 0$;

$$F_{уш} = (70 - 20) \cdot 20 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (70 - 20) \cdot 0,5 \cdot 15 = 1325 \text{ см}^2;$$

$$F_{реб} = 150 \cdot 20 = 3000 \text{ см}^2.$$

Далее находим равнодействующую усилий в напрягаемой арматуре с учетом суммарных потерь

$$N_{02} = m_T \sigma_{02} F_n = 0,9 \cdot 7531 \cdot 19,95 = 135\,021 \text{ кгс} = 135,02 \text{ тс}.$$

Проверяем условие трещиностойкости

$$N_{02} = 135,02 < N_1 = 320,53 \text{ тс},$$

т. е. трещиностойкость сечения $I-I$ обеспечена.

Расчет по образованию трещин в верхней зоне в стадии изготовления и монтажа балки от действия предварительного обжатия производим по формуле

$$\begin{aligned} N_{01} (e_0 - r_n) - M_n^B &= 177\,056 \cdot (43,55 - 22,4) - 2\,535\,000 = \\ &= 1\,209\,734 < R_T W_T' = 17,5 \cdot 178\,572 = 3\,125\,010 \text{ кгс} \cdot \text{см}, \end{aligned}$$

т. е. трещиностойкость верхней зоны в стадии изготовления и монтажа балки обеспечена;

здесь $W'_T = \gamma W' = 1,75 \cdot 102\,401 = 178\,572 \text{ см}^3$;

$$r_{\text{я}} = r_{\text{я}}^{\text{н}} = 22,4 \text{ см и } e_0 = 43,55 \text{ см};$$

$M_{\text{я}}^{\text{в}}$ — изгибающий момент относительно верхней ядровой точки от нормативного веса балки

$$M_{\text{я}}^{\text{в}} = M_{\text{св}}^{\text{н}} = \frac{g_1^{\text{н}} l_0^2}{8} + \frac{g_2^{\text{н}} l_0}{4} = \frac{0,681 \cdot 11,7^2}{8} + \frac{0,4}{4} \cdot 11,7^2 = 25,35 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Расчет наклонных сечений по образованию трещин

Усилия от нормативных нагрузок, действующие в опорном сечении 4—4 (рис. 22):

$$Q^{\text{н}} = R_{\text{с.в}}^{\text{н}} + 0,5(P_{\text{сн}}^{\text{н}} + P_1^{\text{н}} + P_2^{\text{н}}) = 5,15 + 0,5(7,56 + 39,4 + 3,37) = 32,07 \text{ тс}.$$

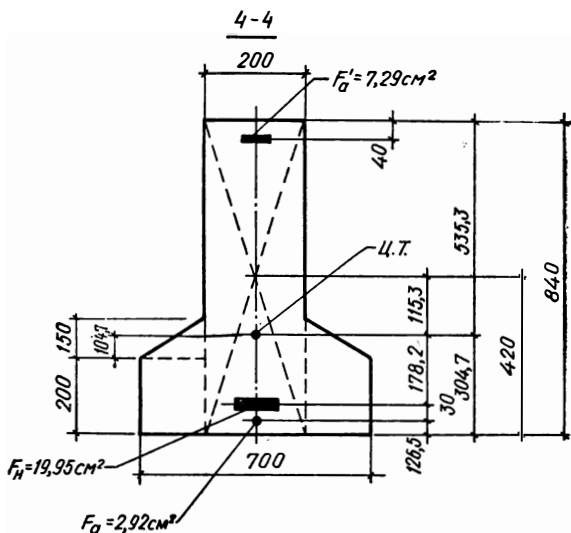


Рис. 25. К определению геометрических характеристик сечения 4—4.

Полагаем, что наиболее опасное сечение находится на расстоянии 1,5 м от торца подстропильной балки (рис. 22) в месте изменения толщины ребра.

Геометрические характеристики сечения 4—4 приведены в табл. 9.

Статический момент верхней части приведенного сечения, лежащей выше центра тяжести (рис. 25)

$$S_{4-4}^{\text{в}} = 20 \cdot 53,53 \cdot 26,76 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 4,53 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4,53 = 30\,992 \text{ см}^3.$$

Главные растягивающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения определяем по формуле

$$\sigma_{\text{гл.р}} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}.$$

Нормальные напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения, вызванные усилением обжатия бетона

$$\sigma_x = \frac{N_{02}}{F_{\text{п}}} = \frac{148\,529}{3232,4} = 45,9 \text{ кгс/см}^2,$$

где $N_{02} = 148\,529 \text{ кгс}$ (табл. 11).

Скалывающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\tau = \frac{Q^{\text{н}} S_{4-4}}{b J_{\text{п}}} = \frac{32\,070 \cdot 30\,992}{20 \cdot 1\,789\,963} = 27,62 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда главные растягивающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{гл.р}} &= \frac{45,90}{2} - \sqrt{\left(\frac{45,9}{2}\right)^2 + 27,62^2} = 22,95 - 36 = -13,05 < R_{\text{т}} = \\ &= 17,5 \text{ кгс/см}^2, \end{aligned}$$

т. е. условие удовлетворяется и трещиностойкость сечения 4—4 обеспечена.

Расчет прогибов

В соответствии с указаниями пп. 6.1 и 6.14 [1] прогиб в середине пролета балки с переменной по длине высотой стенки допускается определять по формуле

$$f = \frac{l_0^2}{260} \left(\frac{1}{\rho_0} + 6 \frac{1}{\rho_1} + 12 \frac{1}{\rho_2} + 8 \frac{1}{\rho_c} \right),$$

где $\frac{1}{\rho_0}$; $\frac{1}{\rho_1}$; $\frac{1}{\rho_2}$; $\frac{1}{\rho_c}$ — кривизны соответственно на опоре, на расстоянии $\frac{1}{6} l_0$, $\frac{1}{3} l_0$ от опоры и в середине пролета.

Значения кривизны в сечениях балки вычисляем по формуле

$$\frac{1}{\rho_0, \text{оп.}, l_0, l_1, \text{п.}, c} = \frac{M_{\text{кл}} + (M_{\text{дл}} - N_{01} e_{01}) c}{B_{\text{кл}}},$$

где $B_{\text{кл}}$ — жесткость рассматриваемого сечения с учетом примечаний п. 6.3 [1],

$$\begin{aligned} B_{\text{кл}} &= (0,85 - 0,1) E_6 J_{\text{п}} = 0,75 E_6 J_{\text{п}} = \\ &= 0,75 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 9\,571\,430 = 25,125 \cdot 10^{11}. \end{aligned}$$

Значения моментов $M_{\text{кл}}$, $M_{\text{дл}}$, $N_{01} e_{01}$, эксцентриситетов e_{01} , жесткостей $B_{\text{кл}}$ и кривизны сечений $\frac{1}{\rho_0}$, $\frac{1}{\rho_1}$, $\frac{1}{\rho_2}$, $\frac{1}{\rho_c}$ приведены в табл. 12.

Данные для определения кривизны	Расстояние от опоры до рассматриваемого сечения в долях пролета			
	опорное сечение	1/6 l	1/3 l	1/2 l
1. Момент от действия кратковременной нагрузки M_{kl} , кгс · см	0	$7,37 \cdot 10^5$	$14,74 \cdot 10^5$	$22,11 \cdot 10^5$
2. Момент от действия длительной нагрузки $M_{дл}$, кгс · см	0	$58,07 \cdot 10^5$	$114,05 \cdot 10^5$	$164,39 \cdot 10^5$
3. Момент усилия предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения $N_{01}e_{01}$, кгс · см	$35,073 \cdot 10^5$	$31,407 \cdot 10^5$	$49,656 \cdot 10^5$	$65,335 \cdot 10^5$
4. Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь N_{02} , кгс	149 246	148 847	148 228	150 024
5. Эксцентриситет усилия предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения e_{01} , см	25,30	21,10	33,50	43,55
6. Жесткость приведенных сечений $0,75 E_0 J_{п}$	$5,467 \cdot 10^{11}$	$6,54 \cdot 10^{11}$	$15,38 \cdot 10^{11}$	$25,125 \cdot 10^{11}$
7. Кривизны расчетных сечений соответственно $\frac{1}{\rho_0}, \frac{1}{\rho_1}, \frac{1}{\rho_2}, \frac{1}{\rho_3}$	$-6,41 \cdot 10^{-6}$	$9,28 \cdot 10^{-6}$	$9,325 \cdot 10^{-6}$	$8,936 \cdot 10^{-6}$

Кривизна балки в сечении $1-1$

$$\frac{1}{\rho_{1-1}} = \frac{M_{к}^{1-1} + (M_{дл}^{1-1} - N_{02}e_{01}) \cdot c}{B_{1-1}} =$$

$$= \frac{22,11 \cdot 10^5 + (164,39 - 65,335) \cdot 10^5 \cdot 2}{25,125 \cdot 10^{11}} = 8,935 \cdot 10^{-6},$$

где $c = 2$ (п. 6.4 [1]).

Прогиб балки в сечении $1-1$

$$f_{1-1} = \frac{11,72 \cdot 10^4}{260} \cdot (-6,41 + 6 \cdot 9,28 + 12 \cdot 9,325 + 8 \cdot 8,935) \times$$

$$\times 10^{-6} = \frac{318,26}{260} = 1,22 \text{ см.}$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l_0} = \frac{1,22}{1170} = \frac{1}{1040} < \frac{1}{300},$$

т. е. прогиб меньше допустимого.

Проверку прочности подстропильной балки в стадии изготовления, транспортирования и монтажа выполняют по методике, изложенной в § 7 настоящей главы.

Железобетонные подкрановые балки проектируют и изготавливают предварительно напряженными разрезными, стыкуя их на колоннах. Сборные железобетонные подкрановые балки следует применять при шаге колонн 6 и 12 м под мостовые краны общего назначения грузоподъемностью до 30 т. Для шага колонн 6 м подкрановые балки проектируют таврового сечения высотой 800 мм при кранах грузоподъемностью до 10 т и 1000 мм для кранов до 30 т, а при шаге колонн 12 м — двутаврового, высотой 1400 мм при кранах до 30 т. Ширину верхней полки балки таврового сечения из условия крепления и рихтовки рельса принимают не менее 500—550 мм и проверяют расчетом.

Изготавливают подкрановые балки пролетом 6 и 12 м из бетона марок соответственно 300—400 и 400—500 (табл. 2.1 [1]). Натяжение арматуры осуществляют, как правило, на упоры, реже — на бетон. Напрягаемая арматура балок может быть стержневой классов А-IV, А-V, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI и проволочной в виде прядей, пучков и отдельных проволок. Для уменьшения величины поперечной силы, воспринимаемой бетоном и хомутами, часть ее передают на отогнутую арматуру.

Подкрановые балки эксплуатируются под воздействием многократно повторяющейся нагрузки и поэтому они относятся к конструкциям 2-й категории трещиностойкости, появление трещин в которых не допускается (п. 1.22 [1]). Из условия обеспечения трещиностойкости вертикальных сечений в стадии эксплуатации площадь предварительно напряженной арматуры F_n , полученной из предварительного расчета, увеличивают на 5—20%. С целью повышения трещиностойкости вертикальных сечений балки в стадии ее изготовления и монтажа в верхней зоне устанавливают также предварительно напряженную арматуру сечением F'_n в количестве 15—20% от арматуры принятого сечения F_n . Эту арматуру (F'_n) учитывают при расчете прочности и трещиностойкости балки на действие горизонтальной нагрузки от поперечного торможения. Хомуты и конструктивную арматуру балок выполняют из стержней класса А-III и А-I. Торцы балок из условия расчета на смятие от усилия обжатия дополнительно армируют поперечными сетками.

Расчет подкрановых балок производят на нагрузки: от вертикального давления крана, от собственного веса балки и рельса с креплениями и от горизонтального поперечного торможения тележки мостового крана. Нормативную вертикальную, горизонтальную нагрузки и другие характеристики кранов принимают по ГОСТ на мостовые краны. Подкрановые балки рассчитывают, как правило, на действие двух кранов, сближенных для совместной работы. Для кранов среднего режима работы, кроме расчетов на прочность, трещиностойкость и деформативность, подкрановые балки рассчитывают и на выносливость, учитывая работу только одного крана.

Максимальные усилия M и Q в балках от крановой нагрузки определяют по правилам строительной механики путем суммирования произведений сил на соответствующие им ординаты линии влияния.

Данные для проектирования

Мостовой кран грузоподъемностью $Q = 15,3$ тс среднего режима работы. База крана $K = 4400$ мм, ширина крана $B = 6300$ мм, максимальное давление колеса крана на рельс $P_{\text{макс}} = 17,5$ тс, горизонтальная поперечная нагрузка от торможения $T_{\text{макс}} = 0,55$ тс.

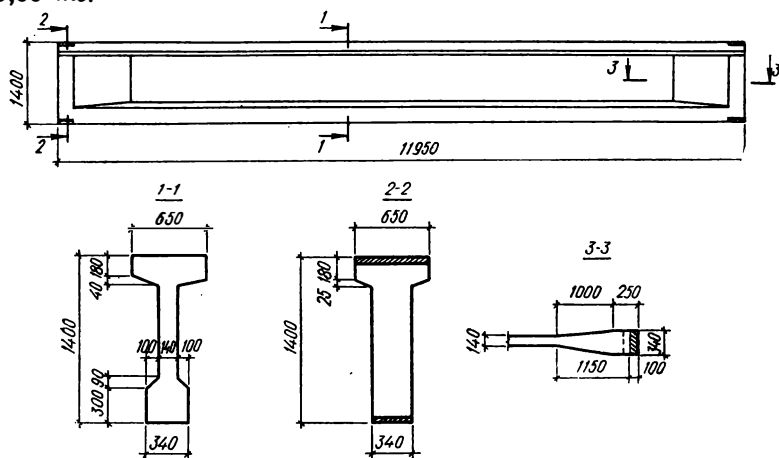


Рис. 26. Опалубочный чертеж подкрановой балки.

Бетон марки 400 ($R_b = 210$ кгс/см², $R_{пр} = 170$ кгс/см², $R_p = 12,5$ кгс/см², $R_T = 17,5$ кгс/см²; $E_b = 3,5 \cdot 10^5$ кгс/см²).

Предварительно напряженная арматура из высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля (ГОСТ 8480—63) диаметром 5 мм ($R_a = 10\,200$ кгс/см², $R_a^H = 16\,000$ кгс/см²; $E_a = 1,8 \times 10^6$ кгс/см²).

Ненапрягаемая арматура из горячекатаной стали периодического профиля класса А-III ($R_a = R_{a.c} = 3400$ кгс/см², $R_{a.x} = 2700$ кгс/см²; $E_a = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²).

Размеры подкрановой балки даны на рис. 26.

Балку бетонируют в металлической форме с натяжением арматуры механическим способом на упоры короткого стенда.

Прочность бетона к моменту отпуска натяжения арматуры не должна быть менее $R_0 = 0,7R = 0,7 \cdot 400 = 280$ кгс/см².

Расчетный пролет и нагрузки

При ширине сечения колонн 50 см и ширине опорной закладной детали балки 20 см определяем расчетный пролет согласно рис. 26

$$l_0 = 11,95 - \frac{0,20}{2} \cdot 2 = 11,75 \text{ м.}$$

Нормативная нагрузка от веса подкрановой балки
 $g_{с.в}^H = (0,65 \cdot 0,2 + 0,34 \cdot 0,345 + 0,855 \cdot 0,14) \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 0,91 \text{ тс/м.}$

Нормативную нагрузку от веса кранового пути принимаем $g_{к.п}^H = 0,2 \text{ тс/м.}$

Равномерно распределенные нагрузки от веса балки и кранового пути:

$$\text{нормативная } g^H = 0,91 + 0,20 = 1,11 \text{ тс/м;}$$

$$\text{расчетная } g = n g^H = 1,1 \cdot 1,11 = 1,22 \text{ тс/м.}$$

Монтажная нагрузка от веса подкрановой балки при коэффициенте динамичности $k = 1,5$ [4]

$$g_M^H = g_M = k g_{с.в}^H = 1,5 \cdot 0,91 = 1,37 \text{ тс/м.}$$

Нагрузки от вертикального давления колеса крана [9]:

$$\text{нормативная } P^H = P_{\text{макс}} = 17,5 \text{ т;}$$

$$\text{расчетная } P = k n P^H = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 17,5 = 23,1 \text{ тс.}$$

В соответствии с указанием [4] коэффициент перегрузки для крановой нагрузки принят $n = 1,2$, а коэффициент динамичности $k = 1,1$.

Горизонтальные поперечные нагрузки от торможения:

$$\text{нормативная } T^H = 0,55 \text{ тс;}$$

$$\text{расчетная } T = k n T^H = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 0,55 = 0,73 \text{ тс.}$$

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Сборные железобетонные подкрановые балки рассчитывают как свободно опертые разрезные. Расчетная схема подкрановой балки при загрузке двумя кранами показана на рис. 27.

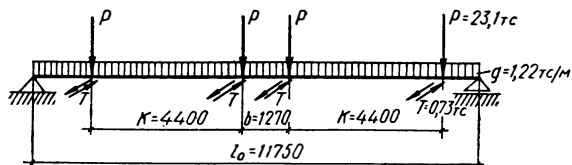


Рис. 27. Расчетная схема подкрановой балки при загрузке двумя кранами.

Ширина крана B относится к положению при несжатых буферах. При расчете подкрановых балок на одновременное действие двух кранов размер B следует

принимать на 10% меньше табличного [9]. Тогда расстояние между осями соседних колес двух сближенных кранов

$$b = 0,9B - K = 0,9 \cdot 6,30 - 4,40 = 1,27 \text{ м.}$$

Ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов от вертикальных нагрузок определяем по формуле

$$M = k_g g l_0^2 + k_p k_1 P l_0.$$

Коэффициенты k_g и k_p приведены на эпюрах рис. I, II приложения 2 для сечений балки через $0,1l_0$, а коэффициент k_1 определяем по табл. 3 приложения 2 согласно величинам α и β .

$$\text{При } \alpha = \frac{K}{l_0} = \frac{440}{1175} = 0,375 \quad \text{и} \quad \beta = \frac{b}{l_0} = \frac{127}{1175} \approx 0,1$$

коэффициент $k_1 = 0,525$ (по интерполяции).

В сечении 1 $k_g = 0,045$; $k_p = 0,4$; $k_1 = 0,525$.

Тогда

$$M_1 = 0,045 \cdot 1,22 \cdot 11,75^2 + 0,4 \cdot 0,525 \cdot 23,1 \cdot 11,75 = 7,6 + 56,8 = 64,4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

В сечении 2 $k_g = 0,080$; $k_p = 0,7$.

Тогда

$$M_2 = 0,080 \cdot 1,22 \cdot 11,75^2 + 0,7 \cdot 0,525 \cdot 23,1 \cdot 11,75 = 13,5 + 99,3 = 112,8 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Аналогично определяем ординаты огибающей эпюры моментов от действия нормативных нагрузок.

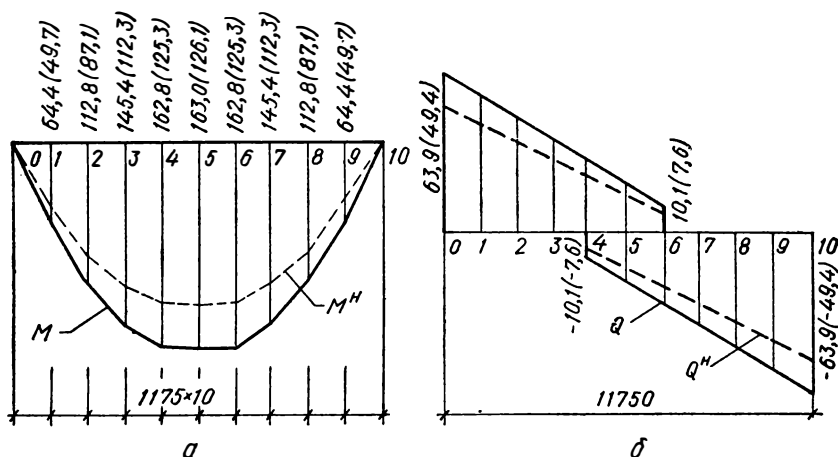


Рис. 28. Огибающие эпюры в подкрановой балке от расчетных и нормативных нагрузок (в скобках нормативные усилия):

а — изгибающих моментов, б — поперечных сил.

На рис. 28, а показана огибающая эпюра моментов в подкрановой балке от действия расчетных и нормативных нагрузок.

Ординаты огибающих эпюр поперечных сил от вертикальных нагрузок определяем по формулам:

в сечении 0 по оси опоры

$$Q_0 = 0,5gl_0 + k_0P;$$

в сечении 6 на расстоянии $0,6l_0$ от оси опоры

$$Q_6 = -0,1gl_0 + k_6P.$$

Коэффициенты k_0 и k_8 приведены в табл. 3 приложения 2 в зависимости от α и β . При $\alpha = 0,375$ и $\beta = 0,1$ $k_0 = 2,45$; $k_8 = 0,50$.

Между точками 0 и 6 величина Q меняется по линейному закону.

Аналогично определяем ординаты огибающей эпюры поперечных сил от вертикальных нормативных нагрузок.

Огибающие эпюры поперечных сил в подкрановой балке от действия расчетных и нормативных нагрузок приведены на рис. 28, б.

Максимальные изгибающие моменты и поперечные силы согласно огибающим эпюрам:

расчетные

$$M = 163 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$Q = 63,9 \text{ тс};$$

нормативные

$$M^H = 126,1 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$Q^H = 49,4 \text{ тс}.$$

Суммарные изгибающие моменты и поперечные силы в сечении на расстоянии 1,15 м от оси опоры в месте начала уширения стенки (по линейной интерполяции):

расчетные

$$M_{1,15} = 63,1 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$Q_{1,15} = 55,2 \text{ тс};$$

нормативные

$$M_{1,15}^H = 48,7 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$Q_{1,15}^H = 42,6 \text{ тс}.$$

Максимальный расчетный изгибающий момент от горизонтального поперечного торможения в середине пролета балки

$$M = k_p k_1 T l_0 = 1,0 \cdot 0,525 \cdot 0,73 \cdot 11,75 = 4,5 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При расчете на монтажные нагрузки (опоры находятся на расстоянии $0,2l_0$ от торцов балки) определяем наибольший отрицательный момент отвеса балки, совпадающий по знаку с моментом от предварительного обжатия

$$M^H = - \frac{g_m (0,2l_0)^2}{2} = - \frac{1,37 \cdot (0,2 \cdot 11,75)^2}{2} = - 3,76 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Предварительный расчет прочности нормальных сечений

При армировании изгибаемых элементов напряженной арматурой F_n и F'_n расчет их на прочность выполняют в два этапа:

1) предварительный расчет (без учета ненапрягаемой F_a , F'_a и напрягаемой F_n арматуры);

2) окончательный расчет (с учетом всей арматуры).

Сначала ориентировочно задаем рабочей высотой сечения балки из предположения, что центр тяжести арматуры F_n и F_a расположен на расстоянии 15 см от низа балки (рис. 29)

$$h_0 = h - a = 140 - 15 = 125 \text{ см.}$$

Рабочая высота сечения будет уточнена при окончательном расчете прочности балки.

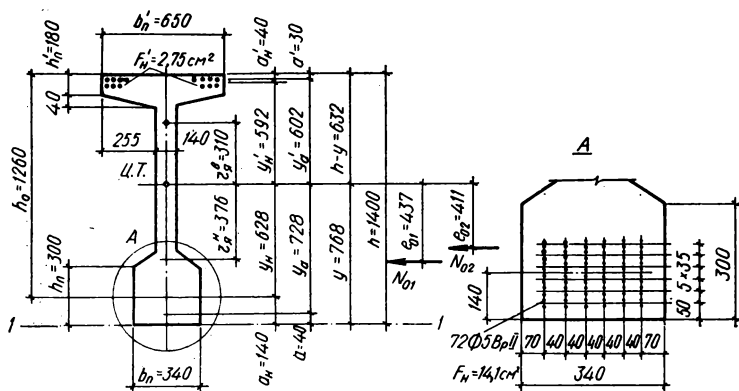


Рис. 29. Сечение подкрановой балки в пролете.

Проверяем условие:

$$b'_n h'_n R_n \left(h_0 - \frac{h'_n}{2} \right) = 65 \cdot 18 \cdot 210 \cdot \left(125 - \frac{18}{2} \right) = 28\,600\,000 = \\ = 286 \text{ тс} \cdot \text{м} > M = 163 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. нейтральная ось проходит в пределах полки, следовательно расчет прочности выполняем как для балки прямоугольного сечения шириной $b = b'_n = 65 \text{ см}$.

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b'_n h_0^2} = \frac{16\,300\,000}{210 \cdot 65 \cdot 125^2} = 0,076 < 0,1.$$

По табл. 4.8 [1] при $A_0 = 0,076$ $\gamma = 0,961$.

Так как $A_0 < 0,1$ (п. 4.25 [1]), то площадь сечения растянутой арматуры определяем по формулам:

$$N_a = \frac{M}{\gamma h_0} = \frac{16\,300\,000}{0,961 \cdot 125} = 135\,000 \text{ кгс},$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{135\,000}{10\,200} = 13,2 \text{ см}^2.$$

В целях обеспечения трещиностойкости нормальных сечений увеличиваем площадь сечения арматуры на 7%, т. е. $F_n = 13,2 \cdot 1,07 = 14,1 \text{ см}^2$.

Площадь арматуры F'_n принимаем в количестве 20% от F_n , т. е.

$$F'_n = 14,1 \cdot 0,2 = 2,82 \text{ см}^2.$$

Окончательно принимаем:

в нижней зоне 72 Ø 5BpII, $F_n = 14,1 \text{ см}^2$;

в верхней зоне 14 Ø 5BpII, $F'_n = 2,75 \text{ см}^2$.

Задаемся конструктивной арматурой:

в нижней зоне 4 Ø 10AIII, $F_a = 3,14 \text{ см}^2$;

в верхней зоне 2 Ø 10AIII, $F'_a = 1,57 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики сечений

Сечение в середине пролета балки (рис. 29).

Площадь сечения бетона

$$F_6 = 65 \cdot 18 + 34 \cdot 30 + 92 \cdot 14 + \frac{2 \cdot 10 \cdot 9}{2} + \frac{2 \cdot 4 \cdot 25,5}{2} = \\ = 3670 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения всей продольной арматуры

$$\sum F_a = F_n + F'_n + F_a + F'_a = 14,1 + 2,75 + 3,14 + 1,57 = \\ = 21,6 \text{ см}^2.$$

В соответствии с п. 3.30 [1] при $0,008 F_6 = 0,008 \times 3670 = 28,8 \text{ см}^2 > \sum F_a = 21,6 \text{ см}^2$ геометрические характеристики сечения определяем без учета продольной арматуры.

Площадь приведенного сечения

$$F_n = F_6 = 3670 \text{ см}^2.$$

Вычисляем статический момент приведенного сечения относительно оси 1—1 (рис. 29)

$$S_n = 65 \cdot 18 \cdot 131 + 34 \cdot 30 \cdot 15 + 92 \cdot 14 \cdot 76 + 10 \cdot 9 \cdot 33 + \\ + 4 \cdot 25,5 \cdot 120,7 = 281\,900 \text{ см}^2.$$

Тогда расстояние от крайнего растянутого волокна (ось 1—1) до оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S_n}{F_n} = \frac{281\,900}{3670} = 76,8 \text{ см}.$$

Далее определяем момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести

$$J_n = \frac{65 \cdot 18^3}{12} + 65 \cdot 18 \cdot (63,2 - 9)^2 + \frac{34 \cdot 30^3}{12} + \\ + 34 \cdot 30 \cdot (76,8 - 15)^2 + \frac{14 \cdot 92^3}{12} + 14 \cdot 92 \cdot (76,8 - 76)^2 + \\ + \frac{2 \cdot 10 \cdot 9^3}{36} + \frac{2 \cdot 10 \cdot 9}{2} \cdot (76,8 - 33)^2 + 2 \cdot \frac{25,5 \cdot 4^3}{36} + \\ + 2 \cdot \frac{25,5 \cdot 4}{2} \cdot (63,2 - 19,3)^2 = 8\,717\,000 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления приведенного сечения определяем по формулам:

относительно нижней грани

$$W_0 = \frac{J_{\pi}}{y} = \frac{8\,717\,000}{76,8} = 113\,700 \text{ см}^3;$$

относительно верхней грани

$$W'_0 = \frac{J_{\pi}}{h-y} = \frac{8\,717\,000}{63,2} = 137\,900 \text{ см}^3.$$

Следовательно расстояния от центра тяжести приведенного сечения до ядровых точек:

до верхней

$$r_{\text{я}}^{\text{в}} = \frac{W_0}{F_{\pi}} = \frac{113\,700}{3670} = 31 \text{ см};$$

до нижней

$$r_{\text{я}}^{\text{н}} = \frac{W'_0}{F_{\pi}} = \frac{137\,900}{3670} = 37,6 \text{ см}.$$

Сечение у грани опоры балки.

Площадь приведенного сечения согласно рис. 30

$$F_{\pi} = F_0 = 34 \cdot 122 + 65 \cdot 18 = 5320 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно оси 1—1 (рис. 30)

$$S_{\pi} = 65 \cdot 18 \cdot 131 + 34 \cdot 122 \cdot 61 = 406\,000 \text{ см}^3.$$

Расстояние от крайнего растянутого волокна (ось 1—1, рис. 30) до центра тяжести приведенного сечения

$$g = \frac{S_{\pi}}{F_{\pi}} = \frac{406\,000}{5320} = 76,4 \text{ см}^2.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести

$$J_{\pi} = \frac{65 \cdot 18^3}{12} + 65 \cdot 18 \cdot (63,6 - 9)^2 + \frac{34 \cdot 122^3}{12} + 34 \cdot 122 \cdot (76,4 - 61)^2 = 9\,656\,500 \text{ см}^4.$$

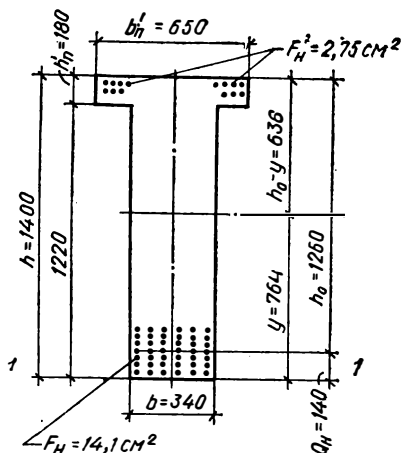


Рис. 30. Сечение подкрановой балки на опоре.

Определение величины и потерь предварительного напряжения арматуры

Величину начального напряжения σ_0 и σ'_0 в арматуре F_n и F'_n принимаем наибольшей с учетом компенсации потерь от релаксации стали. Согласно п. 3.2 [1]

$$\sigma_0 = \sigma'_0 = 0,8 \cdot R_a^{\text{н}} = 0,8 \cdot 16\,000 = 12\,800 \text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери $\sigma_{п1}$ (до окончания обжатия бетона):
от релаксации напряжений в арматуре (табл. 1 приложения 1)

$$\sigma_3 = \left(0,27 \cdot \frac{\sigma_0}{R_a^H} - 0,1\right) \sigma_0 = \left(0,27 \cdot \frac{12\,800}{16\,000} - 0,1\right) \cdot 12\,800 = 1480 \text{ кгс/см}^2;$$

от деформаций анкеров при натяжении арматуры на упоры

$$\sigma_4 = 2(\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0,1 \cdot \frac{1,8 \cdot 10^6}{1250} = 290 \text{ кгс/см}^2,$$

где $l = 12,5 \text{ м}$ — расстояние между упорами стенда;

$\lambda_1 = 0$ и $\lambda_2 = 1 \text{ мм}$ на каждый из двух анкеров.

От разности температур натянутой арматуры и упоров стенда

$$\sigma_7 = 20\Delta t = 20 \cdot 30 = 600 \text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери

$$\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7 = 1480 + 290 + 600 = 2370 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после обжатия бетона).

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Определяя потери от ползучести, вычисляем напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры F_H и F'_H .

Для этого вычисляем равнодействующую усилий в предварительно напряженной арматуре после проявления первых потерь

$$N_{01} = m_T \sigma_{01} F_H + m_T \sigma'_{01} F'_H = 1 \cdot 10\,430 \cdot 14,1 + 1 \cdot 10\,430 \cdot 2,75 = 184\,400 \text{ кгс},$$

где $\sigma_{01} = \sigma'_0 = \sigma_0 - \sigma_{п1} = 12\,800 - 2370 = 10\,430 \text{ кгс/см}^2$;

$m_T = 1$ — коэффициент точности предварительного напряжения арматуры, принимаемый согласно п. 3.4 [1].

Вычисляем эксцентриситет приложения равнодействующей N_{01} относительно центра тяжести сечения (рис. 29)

$$e_{01} = \frac{m_T \sigma_{01} F_H y_H - m_T \sigma'_{01} F'_H y'_H}{N_{01}} = \frac{1 \cdot 10\,430 \cdot 14,1 \cdot 62,8 - 1 \cdot 10\,430 \cdot 2,75 \cdot 59,2}{18\,440} = 43,7 \text{ см}.$$

Тогда напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры F_H

$$\sigma_6 = \frac{N_{01}}{F_H} + \frac{N_{01} e_{01} y_H}{J_H} = \frac{184\,400}{3670} + \frac{184\,400 \cdot 43,7 \cdot 62,8}{8\,717\,000} = 108,6 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры F'_H

$$\sigma'_6 = \frac{184\,400}{3670} - \frac{184\,400 \cdot 43,7 \cdot 59,2}{8\,717\,000} = 50,2 - 55,0 = -4,8 \text{ кгс/см}^2$$

(растяжение).

Следовательно, потери напряжений в арматуре F_n от ползучести бетона при $\sigma_6 = 108,6 < 0,5 R_0 = 0,5 \cdot 280 = 140 \text{ кгс/см}^2$

$$\sigma_2 = \frac{kE_a R}{E_6 R_0} \sigma_6 = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^6 \cdot 280} \cdot 108,6 = 800 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 1$ при высокопрочной арматурной проволоке.

В соответствии с указанием п. 3.11 [1] при $\sigma'_6 \simeq 0$ потери напряжений от ползучести в арматуре F_n принимают $\sigma'_2 = 0$.

Напряжениями в бетоне от веса подкрановой балки пренебрегаем, так как по сравнению с напряжениями от временной нагрузки они незначительны.

Вторые потери:

в арматуре F_n

$$\sigma_{n2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 800 = 1200 \text{ кгс/см}^2;$$

в арматуре F_n

$$\sigma'_{n2} = \sigma'_1 = 400 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжения:

в арматуре F_n

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 2370 + 1200 = 3570 > 1000 \text{ кгс/см}^2;$$

в арматуре F_n

$$\sigma'_n = \sigma'_{n1} + \sigma'_{n2} = 2370 + 400 = 2770 > 1000 \text{ кгс/см}^2.$$

Окончательный расчет прочности нормальных сечений по изгибающему моменту от вертикальных нагрузок

Напряжение, с которым вводится в расчет предварительно напряженная арматура, расположенная в сжатой зоне балки

$$\sigma'_c = 3600 - m_t \sigma'_{02} = 3600 - 1,1 \cdot 10\,030 = -7430 \text{ кгс/см}^2,$$

где

$$\sigma'_{02} = \sigma_0 - \sigma'_{n1} = 12\,800 - 2770 = 10\,030 \text{ кгс/см}^2;$$

$m_t = 1,1$ — коэффициент точности напряжения арматуры (п. 3.4 [1]).

Ненапрягаемая арматура F_a и F'_a незначительно влияет на несущую способность балки, поэтому ею пренебрегаем.

Рабочая высота сечения (рис. 29)

$$h_0 = h - a'_n = 140 - 14 = 126 \text{ см.}$$

По данным предварительного расчета прочности — $x < h'_n$, т. е. нейтральная ось проходит в пределах полки, следовательно, рассчитываем прямоугольное сечение шириной $b = b'_n = 65 \text{ см.}$

Определяем высоту сжатой зоны бетона

$$x = \frac{R_a F_n - \sigma'_c F'_n}{R_n b'_n} = \frac{10\,200 \cdot 14,1 + 7430 \cdot 2,75}{210 \cdot 65} = 12,05 < h'_n = 18 \text{ см.}$$

Тогда относительная высота сжатой зоны бетона

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{12,05}{126} = 0,096 < \alpha_{\max} = 0,55,$$

т. е. прочность сжатой зоны обеспечена.

Так как

$$\alpha = 0,096 > \frac{2a'_h}{h_0} = \frac{2 \cdot 4}{126} = 0,064,$$

то согласно пп. 4.20, 4.22 [1] проверку прочности сечения производим с учетом снижения предварительного напряжения в арматуре F'_h

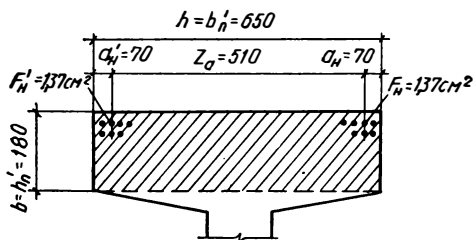
$$\begin{aligned} M_{\text{сеч}} &= R_h b'_h x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \sigma'_c F'_h (h_0 - a'_h) = \\ &= 210 \cdot 65 \cdot 12,05 \cdot \left(126 - \frac{12,05}{2} \right) - 7430 \cdot 2,75 \cdot (126 - 4) = \\ &= 17\,200\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 172 > M = 163 \text{ тс} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Следовательно, прочность нормального сечения по изгибающему моменту обеспечена.

Расчет прочности нормальных сечений от горизонтальных нагрузок

Расчет выполняем из условия, что момент от горизонтальных сил поперечного торможения воспринимается верхней полкой подкрановой балки, армированной только предварительно напряженной арматурой $F_h = F'_h = 1,37 \text{ см}^2$.

Вычисляем высоту сжатой зоны бетона (рис. 31)



$$x = \frac{R_a F_h - \sigma'_c F'_h}{R_{hb}}$$

$$= \frac{10\,200 \cdot 1,37 + 7430 \cdot 1,37}{210 \cdot 18} =$$

$$= 6,4 \text{ см.}$$

Рис. 31. Расчетное сечение подкрановой балки на действие горизонтальных сил.

Тогда относительная высота сжатой зоны

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{6,4}{65 - 7} = 0,11 < \alpha_{\max} = 0,55.$$

Следовательно, прочность сжатой зоны бетона обеспечена.

Так как $\alpha = 0,11 < \frac{2a'_h}{h_0} = \frac{2 \cdot 7}{58} = 0,242$, то в соответствии с

п. 4.22 [1] определяем относительную высоту сжатой зоны без учета снижения предварительного напряжения в арматуре F'_h по формуле

$$\alpha = \frac{R_a F_h + m_t \sigma'_c F'_h}{R_{hb} h_0} = \frac{10\,200 \cdot 1,37 + 1,1 \cdot 10\,030 \cdot 1,37}{210 \cdot 18 \cdot 53} = 0,133.$$

Так как $\alpha = 0,133 < \frac{2a'_h}{h_0} = 0,242$, то проверку прочности сечения производим без учета снижения предварительного напряжения в сжатой арматуре F'_h из условия п. 4.20 [1].

При $\alpha = 0,133$ по табл. 4.8 [1] $\gamma = 0,933$.

Тогда

$$(R_a F_h + m_t \sigma'_{02} F'_h) \gamma h_0 - m_t \sigma'_{02} F'_h (h_0 - a'_h) = (10\,200 \times \\ \times 1,37 + 1,1 \cdot 10\,030 \cdot 1,37) + 0,933 \cdot 58 - 1,1 \cdot 10\,030 \cdot 1,37 (58 - \\ - 7) = 1\,575\,000 - 770\,000 = 805\,000 = 8,05 > M = 4,5 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, прочность сечения обеспечена.

Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Сечение у опоры. Проверяем условие $Q < R_p b h_0$

$$Q = 63\,900 > R_p b h_0 = 12,5 \cdot 34 \cdot 126 = 53\,500 \text{ кгс}.$$

Так как условие не удовлетворяется, необходим расчет поперечной арматуры.

Принимаем поперечные стержни $\varnothing 8 \text{ мм}$ из стали класса А-III с шагом 15 см.

Усилие в поперечных стержнях на единицу длины балки

$$q_x = \frac{R_{a,x} n f}{u} = \frac{2700 \cdot 2 \cdot 0,503}{15} = 181 \text{ кгс/см}.$$

Длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения при переменной ширине ребра по длине элемента в соответствии с п. 4.42 [1] определяем по ширине $b = 34 \text{ см}$

$$c_0 = \sqrt{\frac{0,15 R_h b h_0^2}{q_x}} = \sqrt{\frac{0,15 \cdot 210 \cdot 34 \cdot 126^2}{181}} = 310 \text{ см}.$$

Так как длина опорной уширенной части стенки балки равная 125 см, меньше $c_0 = 310 \text{ см}$, расчетную ширину ребра принимаем $b = 14 \text{ см}$.

Предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями в сечении у опоры

$$Q_{x,6} = \sqrt{0,6 R_h b h_0^2 q_x} - q_x u = \sqrt{0,6 \cdot 210 \cdot 14 \cdot 126^2 \cdot 181} - 181 \cdot 15 = \\ = 68\,700 > Q = 63\,900 \text{ кгс},$$

т. е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Сечение на расстоянии 125 см от торца балки.

Проверяем условие

$$Q = 55\,200 < 0,25 R_h b h_0 = 0,25 \cdot 210 \cdot 14 \cdot 12,5 = 91\,500 \text{ кгс}.$$

Так как условие удовлетворяется, то принятые размеры поперечного сечения балки достаточны.

Проверяем условие $Q < R_p b h_0$

$$Q = 55\,200 > R_p b h_0 = 12,5 \cdot 14 \cdot 126 = 22\,000 \text{ кгс}.$$

Условие не удовлетворяется, поэтому необходим расчет поперечной арматуры.

Принимаем поперечные стержни $\varnothing 8$ мм из стали класса А-III с шагом 250 мм.

Определяем предельное расстояние между поперечными стержнями

$$u_{\max} = \frac{0,1 R_{\text{н}} b h_0^2}{Q} = \frac{0,1 \cdot 210 \cdot 14 \cdot 126^2}{55\,200} = 87 > 25 \text{ см.}$$

Следовательно, принятый шаг поперечных стержней допустим. Тогда

$$q_x = \frac{2700 \cdot 2 \cdot 0,503}{25} = 108,5 \text{ кгс/см;}$$

$$Q_{\text{х.б}} = \sqrt{0,6 \cdot 210 \cdot 14 \cdot 126^2 \cdot 108,5} - 108,5 \cdot 25 = 52\,500 \text{ кгс} = 52,5 < Q = 55,2 \text{ тс.}$$

Так как перенапряжение $\frac{55,2 - 52,5}{55,2} \cdot 100 = 4,9\% < 5\%$, то прочность сечения обеспечена.

В середине пролета балки на участке, где поперечная сила $Q \leq R_{\text{п}} b h_0 = 22 \text{ тс}$ шаг поперечных стержней может быть увеличен до 40—50 см.

Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту

Прочность наклонных сечений у грани опоры, а также по длине зоны анкеровки предварительно напряженных элементов, армированных проволокой без анкеров, необходимо проверять по изгибающему

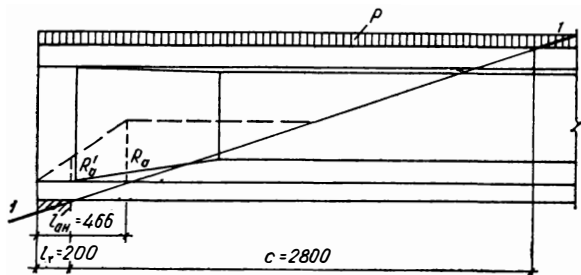


Рис. 32. К расчету прочности наклонного сечения подкрановой балки по изгибающему моменту.

моменту (п. 4.66 [1]). При этом сопротивление арматуры принимают согласно п. 4.11 [1] сниженным.

Длину зоны анкеровки напрягаемой арматуры в соответствии с указаниями п. 3.6 [1] определяем по формуле

$$l_{\text{ан}} = k_{\text{ан}} d + 3 \frac{\sigma_{01} - 10\,000}{R_0} = 84 \cdot 0,5 + 3 \cdot \frac{10\,430 - 10\,000}{280} = 46,6 \text{ см,}$$

где $k_{ан} = 84$ (по интерполяции) согласно табл. 3.2 [1] при $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$ и армировании высокопрочной проволокой класса Вр-II.

Начало зоны анкеровки при постепенной передаче усилия обжатия принимаем у торца балки. Расчетным является сечение у грани опоры, то есть на расстоянии $l_x = 20 \text{ см}$ от торца балки (рис. 32).

В соответствии с п. 4.11 [1] расчетное сопротивление арматуры определяем с учетом понижения в пределах зоны анкеровки, по формуле

$$R'_a = \sigma_{01} \frac{l_x}{l_{ан}} = 10\,430 \cdot \frac{20}{46,6} = 4460 < R_a = 10\,200 \text{ кгс/см}^2.$$

Принимая в запас прочности в пределах наклонного сечения сосредоточенную силу $P_1 = 0$ и равномерно распределенную нагрузку $p = 0$ определяем длину проекции невыгоднейшего по изгибающему моменту наклонного сечения

$$c = \frac{Q_1 - P_1 + 0,5q_{x.w}u}{q_{x.w} + p} = \frac{63\,900 - 0 + 0,5 \cdot 228 \cdot 15}{228 + 0} = 280 \text{ см},$$

где

$$q_{x.w} = \frac{R_a F_x}{u} = \frac{3400 \cdot 2 \cdot 0,503}{15} = 228 \text{ кгс/см}.$$

Расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки в конце наклонного сечения, то есть на расстоянии $280 + 10 = 290 \text{ см}$ от оси опоры, по интерполяции равен $M_1 = 129 \text{ тс} \cdot \text{м}$ (см. рис. 28).

Так как нейтральная ось проходит в пределах полки, приближенно принимаем расстояние от центра тяжести продольной арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне

$$z = h_0 - \frac{h'_n}{2} = 126 - \frac{18}{2} = 117 \text{ см}.$$

Тогда предельный изгибающий момент, воспринимаемый наклонным сечением

$$M_{сеч} = R'_a F_n z + q_{x.w} \frac{c(c-u)}{2} = 4460 \cdot 14,1 \cdot 117 + 228 \times \\ \times \frac{280 \cdot (280 - 15)}{2} = 16\,300\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 163 > M_1 = 129 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность наклонного сечения по изгибающему моменту обеспечена.

Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту и поперечной силе от горизонтальных нагрузок не производим, так как соответствующие им усилия незначительны.

Расчет нормальных сечений по образованию трещин

Определяем величину равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре с учетом суммарных потерь

$$N_{02} = m_t \sigma_{02} F_n + m_t \sigma'_{02} F'_n - \sigma_a F_a - \sigma'_a F'_a = 0,9 \cdot 9230 \cdot 14,1 + \\ + 0,9 \cdot 10\,030 \cdot 2,75 - 1200 \cdot 3,14 - 400 \cdot 1,57 = 137\,400 \text{ кгс},$$

где $m_T = 0,9$ — коэффициент точности напряжения арматуры, принимаемый согласно п. 3.4 [1];

$$\sigma_{02} = 12\,800 - 3570 = 9230 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_{02} = 10\,030 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_a = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 800 = 1200 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_a = \sigma'_1 = 400 \text{ кгс/см}^2;$$

σ_a и σ'_a — соответственно напряжения в ненапрягаемой арматуре F_a и F'_a , вызванные усадкой и ползучестью бетона (п. 3.17 [1]).

Эксцентриситет приложения равнодействующей N_{02} относительно центра тяжести сечения (рис. 29)

$$e_{02} = \frac{m_T \sigma_{02} F_{HyH} + \sigma'_a F'_a y'_a - m_T \sigma'_{02} F'_{HyH} - \sigma_a F_a y_a}{N_{02}} =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 9230 \cdot 14,1 \cdot 62,8 + 400 \cdot 1,57 \cdot 60,2 - 0,9 \cdot 10\,030 \cdot 2,75 \cdot 59,2 - 1200 \cdot 3,14 \cdot 72,8}{137\,400} = 41,1 \text{ см.}$$

Определяем момент трещинообразования

$$M_T = R_T W_T + M_{02}^{\pi} = R_T W_T + N_{02} (e_{02} + r_a^{\pi}) = 17,5 \cdot 170\,500 +$$

$$+ 137\,400 \cdot (41,1 + 31,0) = 12\,880\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 128,8 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где W_T — момент сопротивления приведенного сечения относительно его нижней грани с учетом неупругих деформаций бетона, определяемый в соответствии с п.5.9 и табл. 5.1 [1] по формуле

$$W_T = \gamma W_0 = 1,5 \cdot 113\,700 = 170\,500 \text{ см}^3.$$

При $\frac{b'_n}{b} = \frac{65}{14} = 4,6$ и $\frac{b_n}{b} = \frac{34}{14} = 2,4$ независимо от отношения $\frac{h_n}{h}$ коэффициент $\gamma = 1,5$.

Проверяем условие трещиностойкости

$$M^{\pi} = 126,1 < M_T = 128,8 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

следовательно, трещиностойкость нормальных сечений обеспечена.

Расчет наклонных сечений по образованию трещин

В соответствии с указанием п. 5.20 [1] расчет выполняем на главные растягивающие напряжения, определяя их только по оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения.

На приопорном участке балки толщина стенки по длине пролета переменна, поэтому главные растягивающие напряжения проверяем в сечениях у грани опоры и в конце уширения, соответственно на расстояниях 20 и 125 см от торца балки.

При определении $\sigma_{г.р}$ в элементах, армированных проволокой без анкеров, необходимо учитывать понижение предварительного напряжения на длине зоны анкеровки напряженной арматуры.

Для вычисления главных растягивающих напряжений в сечении у грани опоры определяем величину равнодействующей усилия N'_{02} с учетом понижения напряжений в предварительно напрягаемой арматуре в пределах зоны анкеровки $l_{ан} = 46,6$ см

$$N'_{02} = N_{02} \frac{l_x}{l_{ан}} = 137\,400 \cdot \frac{20}{46,6} = 58\,600 \text{ кгс.}$$

В целях упрощения, расчет потерь при предварительном напряжении арматуры от ползучести бетона не уточняем.

Тогда нормальные напряжения, вызванные усилием предварительного обжатия N'_{02} при $y = 0$

$$\sigma_x = \frac{N'_{02}}{F_n} = \frac{58\,600}{5320} = 11 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем статический момент части приведенного сечения, лежащей выше оси, которая проходит через центр тяжести сечения, относительно этой же оси (рис. 30)

$$S_0 = 65 \cdot 18 \cdot \left(63,6 - \frac{18}{2}\right) + 34 \cdot (63,6 - 18) \cdot \frac{63,6 - 18}{2} = 99\,100 \text{ см}^3.$$

Скалывающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения определяем по формуле

$$\tau = \frac{Q^H S_0}{J_n b} = \frac{49\,400 \cdot 99\,100}{9\,656\,500 \cdot 34} = 14,9 > 0,7 R_\tau = 12,3 \text{ кгс/см}^2.$$

При $\tau < 0,7 R_\tau$ в соответствии с указаниями п. 5.20 [1] трещиностойкость наклонных сечений обеспечена.

Главные растягивающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{г.р} &= \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{11}{2} - \sqrt{\left(\frac{11}{2}\right)^2 + 14,9^2} = \\ &= -10,4 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Так как $\sigma_{г.р} = 10,4 < R_\tau = 17,5 \text{ кгс/см}^2$, трещиностойкость наклонных сечений обеспечена.

Если условие $\sigma_{г.р} < R_\tau$ не удовлетворяется, необходимо выполнить расчет с учетом местных сжимающих напряжений, возникающих в зоне опорных реакций и сосредоточенных сил, которые определяют согласно п. 3.27 [1].

Для определения главных растягивающих напряжений в сечении на расстоянии 1,15 м от оси опоры (рис. 26) вычисляем:

нормальные напряжения на уровне центра тяжести сечения, вызванные усилием обжатия N_{02}

$$\sigma_x = \frac{N_{02}}{F_n} = \frac{137\,400}{3670} = 37,5 \text{ кгс/см}^2,$$

статический момент (рис. 29)

$$S_0 = 65 \cdot 18 \cdot \left(63,2 - \frac{18}{2}\right) + 14(63,2 - 18) \frac{63,2 - 18}{2} + 2 \cdot \frac{25,5 \cdot 4}{2} \cdot \left(63,2 - 18 - \frac{4}{3}\right) = 82\,270 \text{ см}^3;$$

скалывающие напряжения в бетоне

$$\tau = \frac{Q^H S_0}{b J_{\Pi}} = \frac{42\,600 \cdot 82\,270}{14 \cdot 8\,717\,000} = 28,7 > 0,7 R_{\tau} = 12,3 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда главные растягивающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{г.р} &= \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \\ &= \frac{37,5}{2} - \sqrt{\left(\frac{37,5}{2}\right)^2 + 28,7^2} = -15,7 < R_{\tau} = -17,5 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Следовательно, трещиностойкость наклонных сечений обеспечена.

Расчет прогибов балки

Деформации подкрановых предварительно напряженных балок определяют от действия нормативных нагрузок, как для сплошного упругого тела. Жесткость в соответствии с указанием п. 6.3 [1] при отношении $\frac{h_6}{l_0} = \frac{1,4}{12,0} = \frac{1}{8,5} < \frac{1}{7}$ определяем по формуле

$$B_{\kappa} = 0,85 E_{\sigma} J_{\Pi} = 0,85 \cdot 350\,000 \cdot 8\,717\,000 = 284 \cdot 10^{10} \text{ кгс/см}^2.$$

Начальный (кратковременный) прогиб от длительно действующей части нагрузки вычисляем по формуле

$$f_{\text{д}} = \frac{5}{48} \frac{M_{\text{д}}^H l_0^2}{B_{\kappa}} = \frac{5}{48} \cdot \frac{19,1 \cdot 10^6 \cdot 1175^2}{284 \cdot 10^{10}} = 0,097 \text{ см},$$

где $M_{\text{д}}^H$ — максимальный изгибающий момент от нормативной длительно действующей нагрузки, то есть от веса подкрановой балки и кранового пути — $g^H = 1,11 \text{ тс/м}$.

$$M_{\text{д}}^H = \frac{g^H l_0^2}{8} = \frac{1,11 \cdot 11,75^2}{8} = 19,1 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Определяем деформации балки от кратковременного действия предварительного обжатия бетона (выгиб)

$$f_{\text{в}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{\text{в}}}{B_{\kappa}} \cdot l_0^2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{63 \cdot 10^6}{284 \cdot 10^{10}} \cdot 1175^2 = 0,383 \text{ см},$$

где

$$M_{\text{в}} = N_{02} e_{02} = 153\,200 \cdot 41,1 = 6\,300\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 63 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

N_{02} и e_{02} — усилие обжатия и эксцентриситет его приложения с учетом всех потерь при коэффициенте точности напряжения арматуры $m_T = 1$ (табл. п. 3.4 [1]):

$$N_{02} = 1,0 \cdot 9230 \cdot 14,1 + 1,0 \cdot 10\,030 \cdot 2,75 - 1200 \cdot 3,14 - 400 \cdot 1,57 = 153\,200 \text{ кгс};$$

$$e_{02} = \frac{1,0 \cdot 9230 \cdot 14,1 \cdot 62,8 + 400 \cdot 1,57 \cdot 60,2 - 1,0 \cdot 10\,030 \cdot 2,75 \cdot 59,2 - 1200 \cdot 3,14 \cdot 72,8}{153\,200} = 41,1 \text{ мм.}$$

Тогда выгиб балки с учетом ее веса при длительном действии силы предварительного обжатия N_{02}

$$f'_b = (f_b - f_d) c = (0,383 - 0,097) \cdot 2 = 0,57 \text{ см},$$

где c — коэффициент, учитывающий увеличение деформации вследствие ползучести бетона от длительного действия нагрузки (при эксплуатации балок в помещении с нормальным режимом влажности $40 \div 70\%$ $c = 2$ (п. 6.4 [1])).

Относительный выгиб балки

$$\frac{f'_b}{l} = \frac{0,57}{1175} = \frac{1}{2060} < \frac{1}{600}.$$

Прогиб балки от кратковременно действующей крановой нагрузки P^H определяем по приближенной формуле

$$f_k = \frac{M_k^H l_0^2}{10 B_k} = \frac{107 \cdot 10^5 \cdot 1175^2}{10 \cdot 284 \cdot 10^{10}} = 0,52 \text{ см},$$

где

$$M_k^H = M^H - M_d^H = 126,1 - 19,1 = 107 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда полный прогиб балки при учете длительного действия нагрузки и выгиба от предварительного напряжения

$$f = f_k + (f_d - f_b) c = 0,52 + (0,097 - 0,383) \cdot 2 = -0,05 \text{ см}.$$

То же, без учета длительного действия нагрузки

$$f = f_k + f_d - f_b = 0,52 + 0,097 - 0,383 = 0,234 \text{ см}.$$

Для подкрановых балок вводят ограничения общей деформации в пределах от действия постоянной нагрузки, с учетом усилий предварительного обжатия, до действия полной нагрузки (п. 1.20 [1]).

Определяем величину общей деформации f равную прогибу балки от кратковременно действующей части нагрузки

$$f = (f_b - f_d) + (f_k + f_d - f_b) = (0,383 - 0,097) + (0,52 + 0,097 - 0,383) = 0,52 \text{ см}.$$

Тогда относительный прогиб балки

$$\frac{f}{l_0} = \frac{0,52}{1175} = \frac{1}{2260} < \frac{1}{600}.$$

Следовательно, деформации балки не превышают предельных.

Расчет нормальных сечений по образованию трещин в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

В соответствии с указанием п. 5.7 [1] расчет по образованию трещин зоны сечения, растянутой от действия усилий предварительного обжатия, производим по формуле

$$N_{01}(e_{01} - r_{я}^H) \pm M_B^H \leq R'_T W'_T = 184\,400 \cdot (43,7 - 37,6) + \\ + 376\,000 = 1\,498\,000 < 13,6 \cdot 207\,000 = 2\,820\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

здесь M_B^H — максимальный изгибающий момент от веса балки, совпадающий по знаку с моментом от предварительного обжатия сечения, $M_B^H = M^H = 3,76 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

W'_T — момент сопротивления приведенного сечения относительно верхней грани, с учетом неупругих деформаций растянутого бетона,

$$W'_T = \gamma W'_0 = 1,5 \cdot 137\,900 = 207\,000 \text{ см}^3.$$

При $\frac{b_p}{b} = \frac{34}{14} = 2,43$ и $\frac{b_p}{b} = \frac{65}{14} = 4,6$ для двутаврового несимметричного сечения по табл. 5.1 [1] значение коэффициента $\gamma = 1,5$. Так как $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$, по интерполяции (табл. 2.2 [1]) находим $R'_H = 148 \text{ кгс/см}^2$ и $R'_T = 13,6 \text{ кгс/см}^2$.

Следовательно, условие удовлетворяется, т. е. трещиностойкость нормальных сечений балки обеспечена.

В стадии изготовления, транспортирования и монтажа следует также проверять прочность подкрановых балок.

Расчет на выносливость

Подкрановые балки при среднем и тяжелом режимах работы мостовых кранов необходимо рассчитывать на выносливость, при этом если в расчете на прочность учитывается одновременная работа двух кранов в одном пролете, то согласно указаниям п. 8.2 [1] проверку на выносливость следует производить на нормативную нагрузку только от одного крана. При кранах с легким режимом работы проверка подкрановых балок на выносливость не требуется.

Определяем изгибающие моменты, возникающие в вертикальном расчетном сечении в середине пролета балки при действии наибольшей и наименьшей нормативной нагрузки цикла.

Нормативный изгибающий момент в середине пролета от веса балки и кранового пути $M_d^H = 19,1 \text{ тс} \cdot \text{м}$ (см. расчет прогибов балки).

Наибольший нормативный момент в пролете балки от крановой нагрузки

$$M^H = k_1 P^H l_0 = 0,33 \cdot 17,5 \cdot 11,75 = 67,6 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $k_1 = 0,33$ определяем по табл. 3 приложения 2 при $\alpha = \frac{K}{l_0} = 0,375$ (см. расчет определения усилий от внешних нагрузок).

Тогда суммарный нормативный изгибающий момент от веса конструкций и крановой нагрузки

$$M^H = M_d^H + M^H = 19,1 + 67,6 = 86,7 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Затем определяем равнодействующую усилий и эксцентриситет ее приложения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре.

При коэффициенте $m_r = 1$ $N_{02} = 153200 \text{ кгс}$, $e_{02} = 41,1 \text{ см}$.

Определяем напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры F_H и F'_H до проявления потерь, происходящих от многократно повторяющейся нагрузки

$$\begin{aligned} \sigma_{62} &= \frac{N_{02}}{F_H} + \frac{N_{02}e_{02}}{J_H} y_H = \frac{153\,200}{3670} + \frac{153\,200 \cdot 41,1}{8\,717\,000} \cdot 62,8 = \\ &= 87,1 \text{ кгс/см}^2; \sigma'_{62} = \frac{N_{02}}{F_H} - \frac{N_{02}e_{02}}{J_H} y'_H = \frac{153\,200}{3670} - \\ &- \frac{153\,200 \cdot 41,1}{8\,717\,000} \cdot 59,7 = -0,9 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Потери напряжений в арматуре F_H от многократно повторяющейся нагрузки вычисляем по формуле

$$\sigma_8 = 600 \cdot \frac{\sigma_{62}}{R'_H} = 600 \cdot \frac{87,1}{157} = 330 \text{ кгс/см}^2,$$

где $R'_H = k_{\rho_6} R_H = 0,75 \cdot 210 = 157 \text{ кгс/см}^2$, $k_{\rho_6} = 0,75$ при $\rho_6 = 0,1$ (табл. 8.2 [1]).

Так как величина σ'_{62} отрицательна, потери напряжений в арматуре F'_H принимаем равными нулю.

Тогда установившиеся напряжения в арматуре F_H и F'_H с учетом потерь:

$$\begin{aligned} \sigma_{03} &= \sigma_{02} - \sigma_8 = 9230 - 330 = 8900 \text{ кгс/см}^2; \\ \sigma'_{03} &= \sigma'_{02} = 10\,030 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Определяем усилие предварительного обжатия с учетом всей арматуры при $m_r = 1$

$$\begin{aligned} N_{03} &= m_r \sigma_{03} F_H + m_r \sigma'_{03} F'_H - \sigma_a F_a - \sigma'_a F'_a = 1 \cdot 8900 \cdot 14,1 + \\ &+ 1 \cdot 10\,030 \cdot 2,75 - 1200 \cdot 3,14 - 400 \cdot 1,57 = 148\,800 \text{ кгс}. \end{aligned}$$

Далее находим эксцентриситет приложения усилия N_{03} относительно центра тяжести сечения

$$\begin{aligned} e_{03} &= \frac{m_r \sigma_{03} F_H y_H + \sigma'_a F'_a y'_a - m_r \sigma'_{03} F'_H y'_H - \sigma_a F_a y_a}{N_{03}} = \\ &= \frac{1 \cdot 8900 \cdot 14,1 \cdot 62,8 + 400 \cdot 1,57 \cdot 60,2 - 1 \cdot 10\,030 \cdot 2,75 \cdot 59,2 - 1200 \cdot 3,14 \cdot 72,8}{148\,800} = \\ &= 40,6 \text{ см}. \end{aligned}$$

Определяем величину напряжений в бетоне от предварительного обжатия напряженной арматурой по формуле

$$\sigma_6^N = \frac{N_{03}}{F_{\Pi}} \pm \frac{N_{03e_{03}}}{J_{\Pi}} y = \frac{148\,800}{3670} \pm \frac{148\,800 \cdot 40,6}{8\,717\,000} \cdot y = 40,6 \pm 0,693y.$$

В крайнем растянутом от внешней нагрузки волокне при $y = 76,8$ см (рис. 27)

$$\sigma_6^N = 40,6 + 0,693 \cdot 76,8 = 93,8 \text{ кгс/см}^2.$$

В крайнем сжатом от внешней нагрузки волокне при $y = 63,2$ см

$$\sigma_6^N = 40,6 - 0,693 \cdot 63,2 = -3,2 \text{ кгс/см}^2 \text{ (растяжение).}$$

Затем определяем величину напряжения в бетоне от внешней нагрузки с учетом предварительного обжатия бетона

$$\sigma_6 = \sigma_6^N \mp \frac{M_{\text{д}}^H}{J_{\Pi}} y.$$

При отсутствии крановой нагрузки при $M_{\text{д}}^H = 19,1$ тс · м и $y = 76,8$ см

$$\sigma_6 = 93,8 - \frac{1\,910\,000}{8\,717\,000} \cdot 76,8 = 77 \text{ кгс/см}^2.$$

То же, при $y = 63,2$ см

$$\sigma_6 = -3,2 + \frac{1\,910\,000}{8\,717\,000} \cdot 63,2 = 10,6 \text{ кгс/см}^2.$$

При действии крановой нагрузки при $M^H = 86,7$ тс · м и $y = 76,8$ см

$$\sigma_6 = 93,8 - \frac{8\,670\,000}{8\,717\,000} \cdot 76,8 = 17,3 \text{ кгс/см}^2.$$

То же, при $y = 63,2$ см

$$\sigma_6 = -3,2 + \frac{8\,670\,000}{8\,717\,000} \cdot 63,2 = 59,8 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем характеристики цикла напряжений в бетоне: в крайнем растянутом от внешней нагрузки волокне

$$\rho_6 = \frac{\sigma_{6\text{мин}}}{\sigma_{6\text{макс}}} = \frac{17,3}{77} = 0,225;$$

в крайнем сжатом от внешней нагрузки волокне

$$\rho_6 = \frac{\sigma_{6\text{мин}}}{\sigma_{6\text{макс}}} = \frac{10,6}{59,8} = 0,178.$$

Согласно п. 8.5 [1] проверяем условие

$$\sigma_6 = 77 < R'_H = 164 \text{ кгс/см}^2,$$

где $R'_H = k_{\rho_6} R_H = 0,78 \cdot 210 = 164 \text{ кгс/см}^2$, $k_{\rho_6} = 0,78$ при $\rho_6 = 0,178$.

Условие удовлетворяется, то есть выносливость сечения по сжато-му бетону обеспечена.

В соответствии с указанием п. 8.7 [1] должно соблюдаться условие $\sigma_{б,р} \leq R'_T$, но в данном примере эта проверка не требуется, так как в бетоне возникают только сжимающие напряжения.

Проверяем напряжения в растянутой арматуре F_n . Для этого согласно п. 3.24 [1] определяем величину напряжений в преднапрягаемой арматуре после окончания обжатия бетона по формуле

$$\sigma_n = \sigma_{03} - n' \left(\frac{N_{03}}{F_n} + \frac{N_{03} e_{03}}{J_n} y_n \right) =$$

$$= 8900 - 15 \left(\frac{148\,800}{3670} + \frac{148\,800 \cdot 40,6}{8\,717\,000} \cdot 62,8 \right) = 7640 \text{ кгс/см}^2,$$

где $n' = 15$ — коэффициент при расчете на выносливость, принимаемый согласно указаниям п. 8.8 [1] по табл. 8.1 [1].

Напряжения в арматуре F_n от внешней нагрузки определяем по формуле

$$\sigma_a = n' \frac{M^n}{J_n}.$$

При отсутствии крановой нагрузки

$$\sigma_{a \text{ мин}} = 15 \cdot \frac{1\,910\,000}{8\,717\,000} \cdot 62,8 = 206 \text{ кгс/см}^2.$$

При действии крановой нагрузки

$$\sigma_{a \text{ макс}} = 15 \cdot \frac{8\,670\,000}{8\,717\,000} \cdot 62,8 = 935 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда максимальные и минимальные напряжения от действия внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия

$$\sigma_{n \text{ макс}} = \sigma_n + \sigma_{a \text{ макс}} = 7640 + 935 = 8575 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{n \text{ мин}} = \sigma_n + \sigma_{a \text{ мин}} = 7640 + 206 = 7846 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем характеристику цикла напряжений в арматуре

$$\rho_a = \frac{\sigma_{n \text{ мин}}}{\sigma_{n \text{ макс}}} = \frac{7846}{8575} = 0,913 \simeq 0,9.$$

Расчетное сопротивление арматуры при расчете на выносливость

$$R'_a = k_{\rho_a} R_a = 0,95 \cdot 10\,200 = 9700 \text{ кгс/см}^2,$$

где k_{ρ_a} определяем по табл. 8.3 [1] при $\rho_a = 0,9$.

Согласно п. 8.5 [1] проверяем условие $\sigma_{n \text{ макс}} = 8575 < R'_a = 9700 \text{ кгс/см}^2$, т. е. выносливость расчетного сечения по растянутой арматуре обеспечена.

Проверка сжатой арматуры на выносливость согласно примечанию к п. 8.5 [1] не требуется.

Проверка на выносливость предварительно напряженных железобетонных элементов включает также расчет по образованию трещин в нормальных и наклонных сечениях с учетом многократно повторяющейся нагрузки.

В данном примере трещиностойкость нормальных сечений балки с учетом влияния многократно повторяющейся нагрузки обеспечена, так как в нижнем краевом волокне бетона растягивающие напряжения не возникают. Трещиностойкость наклонных сечений должна быть проверена расчетом в соответствии с указанием п. 8.7 [1].

При конструировании подкрановой балки должны учитываться особенности армирования предварительно напряженных элементов.

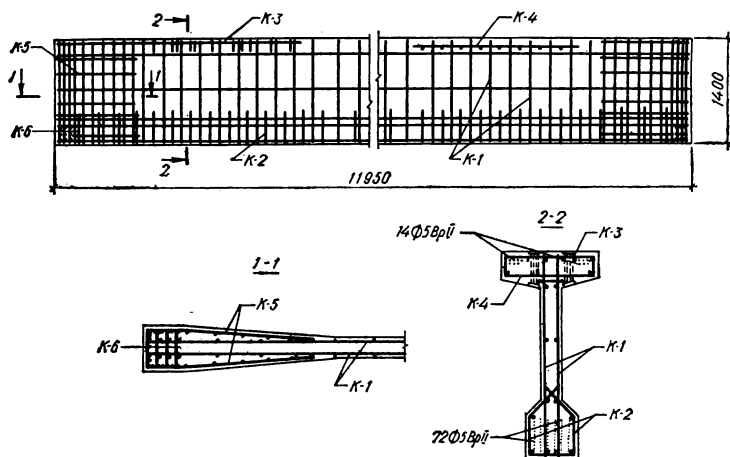


Рис. 33. Армирование подкрановой балки.

У опор на длине $0,25 h$ от торцов балки устанавливаем дополнительную поперечную арматуру из стали класса А-III, которая должна воспринимать 30% усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны, площадь которой в соответствии с указаниями п. 9.30 [1] определяем из условия

$$F_a = \frac{0,3 R_{ан} F_n}{R_a} = \frac{0,3 \cdot 10200 \cdot 14,1}{3400} = 12,7 \text{ см}^2.$$

У торцов балок в местах анкеровки напряженной арматуры на длине 15 см устанавливаем сварные сетки косвенного армирования в виде гребенок.

Армирование подкрановой балки показано на рис. 33.

§ 12. СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ

В промышленном строительстве стеновые панели экономически целесообразны при высоте зданий более 10—15 м. Применяются плоские и ребристые панели длиной 6 и 12 м, соответствующие шагу колонн наружного ряда. Панели длиной 6 м по расходу стали более экономичны и не требуют установки фундаментных балок.

При длине панели 6 м высота их равна 0,8; 1,2 и 1,8, а при длине 12 м — 0,8, 1,2 и 2,4 м. Толщина трехслойных панелей 200—300 мм, двуслойных — 200 мм, однослойных — 100—150 мм. Трехслойные панели состоят из двух слоев железобетона и слоя утеплителя между

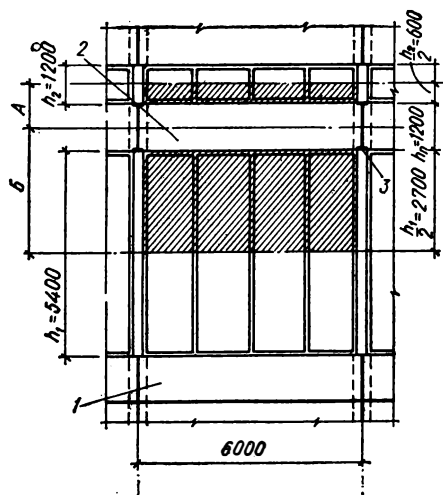


Рис. 35. К сбору нагрузок на стеновую панель:

1 — цокольная панель, 2 — перемычковая панель, 3 — опорный столик.

A-III ($R_a = 3400 \text{ кгс/см}^2$). Сварные сетки и поперечная арматура каркасов выполнена из обыкновенной арматурной проволоки класса В-I ($R_a = 3150 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a.x} = 2200 \text{ кгс/см}^2$).

Расчетные пролеты и нагрузки

Определяем расчетный пролет стенки между продольными ребрами

$$l_0 = l_1 - 2 \cdot a_1 = 1,185 - 2 \cdot 0,09 = 1 \text{ м},$$

где a_1 — принятая толщина продольных ребер.

Затем вычисляем расчетный пролет продольного ребра между осями опор

$$l_0 = L - 2 \cdot a = 5,97 - 2 \cdot 0,1 = 5,77 \text{ м},$$

где a — расстояние от грани колонны до точки опирания стеновой панели на опорный столик.

Рядовые стеновые панели в своей плоскости, кроме собственного веса, воспринимают нагрузку от вышележащих панелей или остекления, а из плоскости — равномерно распределенную ветровую нагрузку с полосы, равной высоте панели и половине высоты примыкающих полос остекления.

Расчетные вертикальные нагрузки от собственного веса панели (рис. 34) определяем по формуле:

$$g_0 = \frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}} \gamma_{\text{н}} L - V_{\text{пуст}} (\gamma - \gamma_{\text{ут}}) n}{L} = \frac{0,24 \cdot 1,185 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 5,97 - 0,93 \cdot (2500 - 350) \cdot 1,1}{5,97} = 416 \text{ кгс/м},$$

где $b_{\text{п}}$ и $h_{\text{п}}$ — соответственно номинальная толщина и высота панели в м;

$\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ — объемная масса бетона;

$\gamma_{\text{ут}}$ — объемная масса утеплителя;

$V_{\text{пуст}}$ — объем пустот панели (рис. 34);

n — коэффициент перегрузки.

Вычисляем расчетные вертикальные нагрузки от веса переплетов с двойным остеклением вышележащего оконного блока

$$g_{\text{ос}} = h_2 \cdot g_{\text{ос}} \cdot n = 1,2 \cdot 52 \cdot 1,1 = 67,5 \text{ кгс/м},$$

где h_1 и h_2 — высоты оконных проемов, расположенных соответственно выше и ниже рассчитываемой панели (рис. 35).

Находим расчетные горизонтальные нагрузки от ветра:
с полосы *A*

$$q_{B1} = n \cdot c \cdot q_B \frac{h_{\Pi} + h_2}{2} = 1,2 \cdot 1 \cdot 35 \cdot \frac{1,2 + 1,2}{2} = 50,5 \text{ кгс/м};$$

с полосы *B*

$$q_{B2} = n \cdot c \cdot q_B \frac{h_{\Pi} + h_1}{2} = 1,2 \cdot 1 \cdot 35 \cdot \frac{1,2 + 5,4}{2} = 139 \text{ кгс/м},$$

где *n* — коэффициент перегрузки, принимаемый при расчете панели на прочность равным 1,2;

q_B — нормативный скоростной напор ветра, для II района (г. Киев) в пределах высоты здания до 10 м *q_B* = 35 кгс/м² [4];

c — аэродинамический коэффициент, равный 1 (активное давление плюс частичный отсос).

Усилия от расчетных нагрузок

Расчетные схемы приведены на рис. 36.

Определяем усилия в вертикальной плоскости:

$$M_B = \frac{(g_0 + g_{oc}) l_0^2}{8} = \frac{(416 + 67,5) \cdot 5,77^2}{8} = 2010 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$Q_B = \frac{(g_0 + g_{oc}) l_0}{2} = \frac{(416 + 17,5) \cdot 5,77}{2} = 1395 \text{ кгс}.$$

В горизонтальной плоскости:

$$M_p = \frac{(q_{B1} + q_{B2}) l_0^2}{8} = \frac{(50,5 + 139) \cdot 5,77^2}{8} =$$

$$= 788 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

$$Q_p = \frac{(q_{B1} + q_{B2}) l}{2} = \frac{(50,5 + 139) \cdot 5,77}{2} = 545 \text{ кгс}.$$

Кроме того, стенки панели испытывают усилие от местного изгиба, вызванного действием ветра

$$M_{\text{ст}} = \frac{n q_{B1} l_0}{8} = \frac{1,2 \cdot 35 \cdot 1^2}{8} = 5,25 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

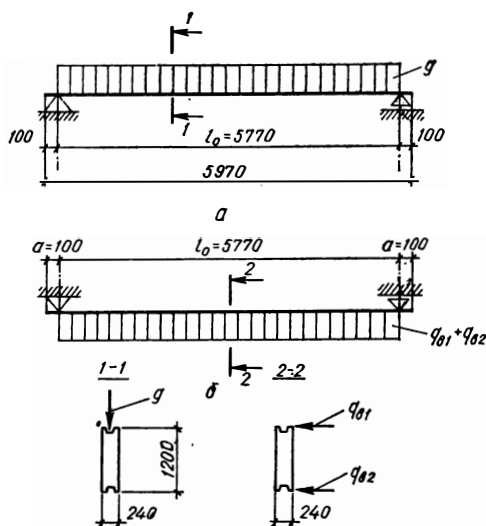


Рис. 36. Расчетные схемы стеновой панели при расчете:

a — на вертикальные нагрузки; *b* — на горизонтальные нагрузки.

Ввиду незначительных величин ветровых нагрузок $q_{в1}$ и $q_{в2}$, а также усилий, которые возникают в панелях из их плоскости, расчет стеновой панели производим без учета кручения.

Расчет прочности нормальных сечений

Расчет прочности включает подбор арматуры стенок панели а также арматуры продольных ребер.

Определяем площадь арматуры стенок из расчета на местный изгиб.

Рабочая высота сечения стенки при условии, что рабочая арматура располагается по середине ее толщины

$$h_{0,ст} = h_{ст} - \frac{h_{ст}}{2} = 3 - \frac{3}{2} = 1,5 \text{ см},$$

где $h_{ст}$ — толщина внутреннего и наружного слоя стеновой панели.

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M_{ст}}{R_{нб} h_{0,ст}^2} = \frac{525}{100 \cdot 100 \cdot 1,5^2} = 0,023,$$

$b = 100 \text{ см}$ — расчетная полоса.

По табл. 4.8 [1] $\gamma_0 = 0,987$.

Тогда площадь сечения поперечной арматуры стенок

$$F_a = \frac{M_{ст}}{R_a \gamma_0 h_{0,ст}} = \frac{525}{3150 \cdot 0,987 \cdot 1,5} = 0,11 \text{ см}^2.$$

Площадь продольной арматуры стенок определяем из расчета панели на общий изгиб из ее плоскости.

Рабочую высоту сечения панели определяем согласно рис. 34 по формуле

$$h_{0,г} = b_{п} - \frac{a}{2} = 24 - \frac{3}{2} = 22,5 \text{ см}.$$

Вычисляем

$$A_0 = \frac{M_{г}}{R_{нб} b_{г} h_{0,г}^2} = \frac{78\,800}{100 \cdot 118,5 \cdot 22,5^2} = 0,014,$$

где $b_{г}$ — расчетная ширина панели.

По табл. 4.8 [1] $\gamma_0 = 0,993$.

Тогда:

$$N_a = \frac{M_{г}}{\gamma_0 h_{0,г}} = \frac{78\,800}{0,993 \cdot 22,5} = 3520 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{3520}{3150} = 1,12 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что стенки воспринимают растяжение, вызванное не только общим изгибом стеновой панели из ее плоскости, но и местным изгибом, армируем их сварной сеткой 250/150/4/5 с поперечной рабочей арматурой $\varnothing 5 \text{ мм}$, через 150 мм, $F_a = 1,31 > 1,12 \text{ см}^2$ и продольной $\varnothing 4 \text{ мм}$, через 250 мм, $F_a = 0,63 > 0,11 \text{ см}^2$ (табл. 16 приложения 5).

Для расчета арматуры продольных ребер поперечное сечение стеновой панели с некоторым приближением приводим к эквивалентному двутавровому (рис. 34, а). Выступы высотой 50 мм в эквивалентное сечение не включены.

Тогда

$$h = h_{\text{п}} - 2 \cdot a = 118,5 - 2 \cdot 5 = 108,5 \text{ см.}$$

Находим рабочую высоту сечения ребра при расположении арматуры посредине полки

$$h_{\text{о.п}} = h - \frac{h_{\text{пол}}}{2} = 108,5 - \frac{4}{2} = 106,5 \text{ см,}$$

где $h_{\text{пол}}$ — высота полки эквивалентного двутаврового сечения.

Проверяем условие

$$\begin{aligned} R_{\text{н}} b h_{\text{пол}} \left(h_{\text{о.п}} - \frac{h_{\text{пол}}}{2} \right) &= 100 \cdot 24 \cdot 4 \cdot \left(106,5 - \frac{4}{2} \right) = \\ &= 920\,000 > M_{\text{в}} = 201\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см.} \end{aligned}$$

Условие удовлетворяется, т. е. нейтральная ось находится в пределах полки ($x < h_{\text{пол}}$).

Поперечное сечение стеновой панели рассчитываем как прямоугольное шириной $b_{\text{п}} = 24 \text{ см}$.

Далее вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M_{\text{в}}}{R_{\text{н}} b_{\text{п}} h_{\text{о.п}}^2} = \frac{20\,100}{100 \cdot 24 \cdot 106,5^2} = 0,007, \text{ тогда } \gamma_0 = 0,995.$$

Чтобы определить площадь растянутой арматуры, сначала находим усилие растяжения:

$$N_{\text{а}} = \frac{M_{\text{в}}}{h_0 \gamma_0} = \frac{20\,100}{106,5 \cdot 0,995} = 1870 \text{ кгс.}$$

Тогда

$$F_{\text{а}} = \frac{N_{\text{а}}}{R_{\text{а}}} = \frac{1870}{3400} = 0,57 \text{ см}^2.$$

Армируем продольные ребра сварными каркасами с продольными рабочими стержнями 2Ø12А-III ($F_{\text{а}} = 2,26 \text{ см}^2$).

Поперечные ребра конструктивно армируем сварными каркасами с продольной арматурой из 2 Ø 8А-III.

Расчет прочности наклонных сечений

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры

$$Q_{\text{в}} = 1395 < R_{\text{п}} 2h_{\text{ст}} h_{\text{о.п}} = 7,2 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 106,5 = 4600 \text{ кгс.}$$

Условие удовлетворяется, следовательно поперечные стержни по расчету не требуются. Конструктивно они приняты из проволоки Ø 3 В-I с шагом 200 мм.

§ 14. ФУНДАМЕНТНЫЕ БАЛКИ

Стены промышленных зданий каркасного типа при отдельно стоящих фундаментах опираются на фундаментные балки. Если фундаментные балки устанавливают на верхний уступ фундамента, то номинальная длина их соответствует шагу колонн. В случае опирания балок на предпоследний уступ их верх находится на 150 мм ниже уровня пола и номинальная длина балок на 1 м меньше шага колонн.

Фундаментные балки таврового сечения применяют длиной 4950 мм при шаге колонн 6 м и длиной 10 700 мм при шаге 12 м. Высота балок при опирании на них панелей или стен из мелкоблочных камней равна соответственно 400 или 600 мм. В зависимости от толщины стены ширина балок от 300 до 500 мм.

Балки изготавливают из бетона марок 300—400 и армируют либо сварными каркасами с рабочей арматурой из стали класса А-III, либо преднапряженной арматурой из высокопрочной проволоки \varnothing 5 мм и стержневой арматурой классов А-IIIв, А-V, Ат-V, Ат-VI.

При расчете фундаментных балок под самонесущие стены из мелкоштучных камней имеется два случая загрузки: 1) в период возведения здания; 2) в стадии его эксплуатации [17]. Подбирают сечения для наиболее невыгодного варианта загрузки.

Для периода возведения стен фундаментные балки рассчитывают на нагрузку от их веса и веса свежеложенной кладки стены, эквивалентной весу пояса кладки высотой $1/3$ пролета балки при кирпичной стене и $1/2$ пролета при кладке стен из блоков. При проемах в стене фундаментные балки для периода возведения стен рассчитывают на нагрузку от веса кладки до верха перемычек над окнами первого этажа.

В стадии эксплуатации фундаментные балки рассчитывают как нагруженные опорными реакциями от вышележащей кладки (по методу проф. Б. Н. Жемочкина). Опорные реакции считают приложенными на расстоянии 0,4 a от грани опор (a — длина опирания балки). Распределение давления от опорной реакции в уровне верхней плоскости фундаментной балки принято в соответствии с указаниями, приведенными в нормах [7]. Влияние проемов в стене учитывают по методу, изложенному в [17]. Для стен из панелей пролетом 6 или 12 м фундаментные балки рассчитывают при наличии цокольной панели — на нагрузку от собственного веса; в случае устройства цоколя из кирпичной кладки или крупноблочной кладки — на нагрузки от веса балки, веса цоколя высотой 2,4 м и веса переплетов с остеклением.

§ 15. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНОЙ БАЛКИ ПРОЛОТОМ 6 м

Требуется запроектировать железобетонную фундаментную балку под кирпичную стену толщиной 38 см. Длина балки $L = 4950$ мм, расстояние между колоннами — 6 м.

Схематический чертеж простенка показан на рис. 37. Деталь опирания балки на фундамент и ее сечение приведены соответственно на рис. 38, 39.

Данные для проектирования

Материал стен — кирпич пластического прессования, марки 75 на растворе марки 25, объемной массой $\gamma_{кл} = 1,8 \text{ т/м}^3$ ($R = 11 \text{ кгс/см}^2$).

Возведение кладки проектируется в летних условиях.

Бетон марки 200 ($R_b = 100 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 7,2 \text{ кгс/см}^2$, $R_r = 10 \text{ кгс/см}^2$, $R_n = 180 \text{ кгс/см}^2$, $R_p^n = 16 \text{ кгс/см}^2$).

Рабочая арматура из стержней стали класса А-III

($R_a = 3400 \text{ кгс/см}^2$, $R_{ax} = 2700 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 2,65 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$).

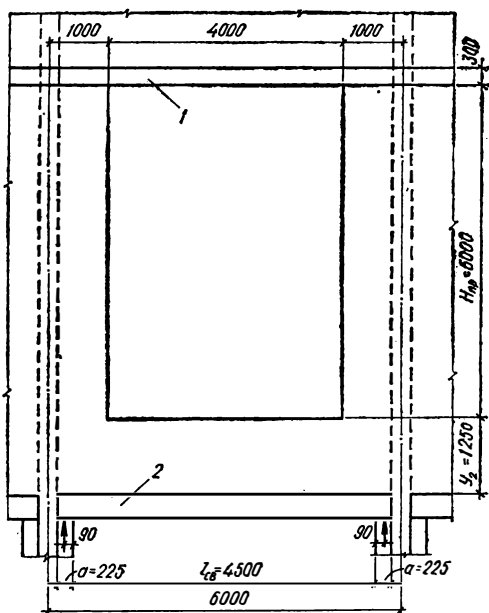


Рис. 37. Схема стены и фундаментной балки: 1 — железобетонная обвязочная балка, 2 — фундаментная балка.

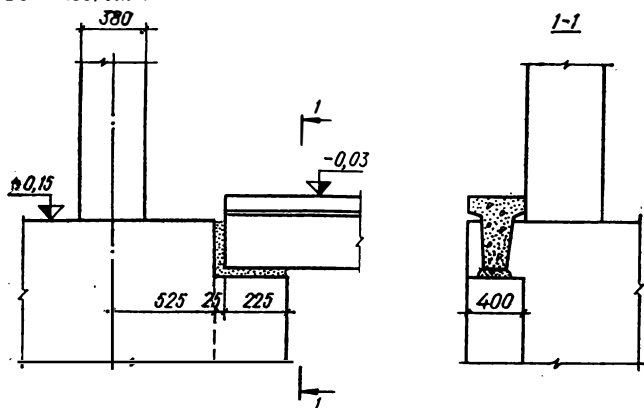


Рис. 38. Опирание фундаментной балки на фундамент.

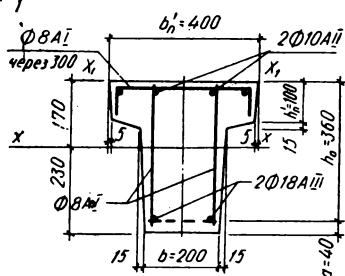


Рис. 39. Армирование фундаментной балки.

Расчетный пролет, нагрузки и усилия

Расчетный пролет балки равняется расстоянию между осями приложения опорных реакций, которые при криволинейной эпюре напряжений от действия реакции расположены на расстоянии $0,4a$ и $0,6a$ от граней опор, где $a = 0,225$ м — длина опорной части балки.

При длине балки $4,95$ м и ее пролете в свету $l_{\text{св}} = 4,5$ м (рис. 37) расчетный пролет балки между осями опор вычисляем по формуле

$$l_0 = l_{\text{св}} + 2 \cdot 0,4 \cdot a = 4,5 + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,225 = 4,68 \text{ м.}$$

Определяем участок приложения нагрузки от веса кладки простенков выше подоконника

$$c = \frac{l_0 - l_{\text{пр}}}{2} = \frac{4,68 - 4}{2} = 0,34 \text{ м.}$$

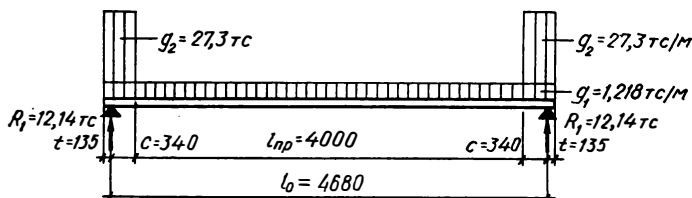


Рис. 40. Расчетная схема фундаментной балки для 1-го случая загрузки.

Находим расстояние от оси приложения опорной реакции до края балки

$$t = 0,6 \cdot a = 0,6 \cdot 0,225 = 0,135 \text{ м.}$$

Расчетная схема приведена на рис. 40.

Нормативная нагрузка от оконного заполнения — 50 кгс/м^2 .

Расчетная нагрузка от веса стены

$$g_{\text{кл}} = \gamma_{\text{кл}} b_{\text{ст}} n = 1,8 \cdot 0,38 \cdot 1,1 = 0,752 \text{ тс/м}^2.$$

Расчетная нагрузка от веса фундаментной балки

$$g_{\text{зб}} = \frac{G_6 n}{L} = \frac{1,25 \cdot 1,1}{4,95} = 0,278 \text{ тс/м,}$$

где $G_6 = 1,25 \text{ тс}$ — вес балки.

Расчетная нагрузка от оконного заполнения

$$g_{\text{зпр}} = 0,05 \cdot n = 0,05 \cdot 1,1 = 0,055 \text{ тс/м}^2,$$

где $0,05 \text{ тс}$ — вес 1 м^2 оконного заполнения.

При расчете в стадии возведения здания (1-й случай загрузки) учитываем нагрузку от веса фундаментной балки, веса свежеложенной кладки и веса заполнения оконного проема.

Так как $y_2 = 1,25 < \frac{1}{3} l_{\text{св}} = \frac{4,50}{3} = 1,5 \text{ м}$ (рис. 37), принимаем в расчет вес кладки от фундаментной балки до верхней грани железобетонной перемычки.

Таким образом, расчетная высота кладки (рис. 37)

$$H_{\pi} = y_2 + 0,3 = 1,25 + 0,3 = 1,55 \text{ м.}$$

где 0,3 — высота железобетонной перемычки.

Определяем равномерно распределенную нагрузку от веса подоконной полосы кладки и фундаментной балки

$$g_1 = g_{1\text{кл}} y_2 + g_{2\phi} = 0,752 \cdot 1,25 + 0,278 = 0,940 + 0,278 = 1,218 \text{ тс/м.}$$

Далее вычисляем равномерно распределенную нагрузку от веса кладки простенков выше подоконника (рис. 40)

$$g_2 = \frac{(c + 0,5l_{\text{пр}}) \cdot 6,3 \cdot g_{1\text{кл}} - 0,5l_{\text{пр}}g_{1\text{кл}} - g_{3\text{пр}}}{c} =$$

$$= \frac{(0,34 + 0,5 \cdot 4) \cdot 6,3 \cdot 0,752 - 0,5 \cdot 4 \cdot 0,752 - 0,055}{0,34} = 27,3 \text{ тс/м.}$$

Определяем опорные реакции

$$R_1 = \frac{g_1 l_0}{2} + g_2 c = \frac{1,218 \cdot 4,68}{2} + 27,3 \cdot 0,34 = 12,14 \text{ тс.}$$

Тогда изгибающий момент в середине пролета балки

$$M = \frac{g_1 l_0^2}{8} + \frac{g_2 c^2}{2} = \frac{1,218 \cdot 4,68^2}{8} + \frac{27,3 \cdot 0,34^2}{2} = 4,92 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Поперечная сила

$$Q = R_1 = 12,14 \text{ тс.}$$

В расчете законченного строительством здания (2-й случай загрузки) при определении момента инерции сечения балки арматуру не учитываем, так как полагаем армирование менее 1%. Принятое сечение балки приведено на рис. 39. Кроме того, уклонами полков и ребра пренебрегаем.

Определяем площадь сечения бетона

$$F_6 = F_{\pi} + F_p = 800 + 200 = 1000 \text{ см}^2,$$

где F_{π} — площадь сечения полки

$$F_{\pi} = b_{\pi} h_{\pi} = 40 \cdot 20 = 800 \text{ см}^2;$$

F_p — площадь сечения ребра

$$F_p = b(h - h_{\pi}) = 10(40 - 20) = 200 \text{ см}^2.$$

Тогда статический момент площади сечения бетона относительно оси $X_1 - X_1$ (рис. 39)

$$S_0 = 800 \cdot 20 + 200 \cdot 5 = 17\,000 \text{ см}^3.$$

Находим расстояние от оси центра тяжести сечения балки $X-X$ до оси X_1-X_1

$$y = \frac{S_0}{F_6} = \frac{17\,000}{1000} = 17 \text{ см.}$$

Вычисляем момент инерции площади сечения бетона относительно оси $X - X$, проходящей через центр тяжести сечения, по формуле

$$J_{\pi} = \frac{20 \cdot 40^3}{12} + 800 \cdot (20 - 17)^2 + \frac{(40 - 20) \cdot 10^3}{12} + 200 \cdot (17 - 5)^2 = 144\,170 \text{ см}^2.$$

Далее предварительно определяем жесткость сечения без учета возможного появления трещин

$$E'J' = 0,85E_b J_{\pi} = 0,85 \cdot 265\,000 \cdot 144\,170 = 3,25 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Модуль упругости кладки определяем согласно указаниям п. 3.4[7]

$$E_k = 0,5\alpha\bar{R} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 22 = 11\,000 \text{ кгс/см}^2,$$

где α — упругая характеристика кладки (табл. 5 приложения 3),

\bar{R} — средний предел прочности кладки на сжатие

$$\bar{R} = kR = 2 \cdot 11 = 22 \text{ кгс/см}^2,$$

$k = 2$ — для кладки из кирпича, камней, крупных блоков и бутобетона (для вибрированной кирпичной кладки $k = 2,5$).

Определяем высоту условного пояса кладки, эквивалентного по жесткости сечению балки

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E'J'}{E_k b_{\text{ст}}}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{3,25 \cdot 10^{10}}{11\,000 \cdot 38}} = 88 \text{ см} = 0,88 \text{ м}.$$

Откуда длина основания эпюры распределения давления

$$S = 1,2H_0 = 1,2 \cdot 0,88 = 1,056 \text{ м}.$$

Проверяем прочность кладки на смятие.

Так как $S = 1,056 \text{ м}$ больше расстояния от края балки до грани проема (рис. 37), принимаем длину участка смятия $l_{\text{см}} = 0,5 \text{ м}$.

Тогда площадь смятия

$$F_{\text{см}} = l_{\text{см}} b_{\text{ст}} = 0,5 \cdot 0,38 = 0,19 \text{ м}^2.$$

Расчетная площадь сечения

$$F = (l_{\text{см}} + b_{\text{ст}}) b_{\text{ст}} = (0,5 + 0,38) \cdot 0,38 = 0,334 \text{ м}^2.$$

Вычисляем расчетное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии)

$$R_{\text{см}} = R \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} = 11 \sqrt[3]{\frac{3340}{1900}} = 13,25 \text{ кгс/см}^2 > \gamma_1 R = 1,2 \cdot 11 = 13,2 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\gamma_1 = 1,2$ — по табл. 6 приложения 3.

Следовательно $R_{\text{см}} = \gamma_1 R = 1,2 \cdot 110 = 132 \text{ тс/м}^2$.

Так как нагрузка равномерно распределенная, то $\mu = 1$ и $a = 1,5 - 0,5 \mu = 1,5 - 0,5 \cdot 1 = 1$.

Тогда

$$\mu R_{\text{см}} F_{\text{см}} = 1 \cdot 1 \cdot 132 \cdot 0,19 = 25,3 \text{ тс} > N_{\text{см}} = g_2 l_{\text{см}} = 27,3 \cdot 0,5 = 13,65 \text{ тс},$$

то есть прочность кладки обеспечена.

Определяем максимальное значение ординат треугольных эпюр распределения напряжений в соответствии с графиками и формулами табл. 7 приложения 3

$$g_3 = \frac{2g_2 T}{y_2 + T} = \frac{2 \cdot 27,3 \cdot 0,475}{1,25 + 0,475} = 15,1 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $T = 0,475 < y_2 = 1,25 \text{ м}$ (рис. 37); $g_2 = 27,3 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Расчетная схема приведена на рис. 41.

Определяем значения опорных реакций

$$R_1 = 0,5 \cdot g_3 \cdot c_1 + 0,5 \cdot g_1 \cdot L = 0,5 \cdot 15,1 \cdot 1,725 + 0,5 \cdot 1,218 \cdot 5 = 13 + 3,05 = 16,05 \text{ тс}.$$

Тогда изгибающий момент в пролете балки от расчетных нагрузок

$$M = \frac{g_3 c_1^2}{2} \cdot 0,333 = \frac{15,1 \cdot 1,725^2}{2} \cdot 0,333 = 5,42 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Находим поперечную силу в месте приложения опорной реакции

$$Q = R_1 = 16,05 \text{ тс}.$$

Из сравнения величин расчетных изгибающих моментов и поперечных сил видно, что наиболее опасным является 2-й случай загрузки (в стадии законченного строительством здания).

Следовательно, изгибающий момент от нормативных нагрузок

$$M^{\text{н}} = \frac{g_3^{\text{н}} c_1^2}{2} \cdot 0,333 = \frac{13,7 \cdot 1,725^2}{2} \cdot 0,333 = 4,93 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $g^{\text{н}} = \frac{g_3}{n} = \frac{15,1}{1,1} = 13,7 \text{ тс} \cdot \text{м}.$

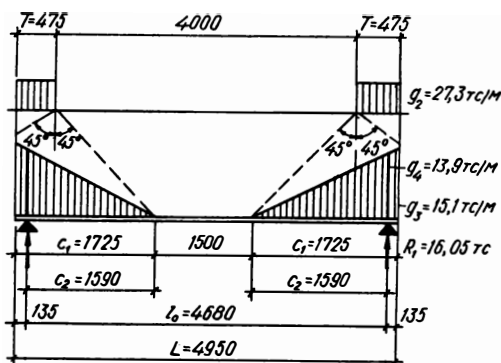


Рис. 41. Расчетная схема фундаментной балки для 2-го случая загрузки.

Расчет прочности нормальных сечений

Геометрические размеры поперечного сечения балки показаны на рис. 39.

Определяем рабочую высоту сечения

$$h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см}.$$

Проверяем условие

$$M_n = R_n b_n' h_n' (h_0 - 0,5 h_n') = 100 \cdot 40 \cdot 10 \cdot (36 - 0,5 \cdot 10) = 1\,200\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 12 > M = 5,42 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Так как условие (4.41) [1] удовлетворено, нейтральная ось находится в пределах полки, поэтому расчет производим как для прямоугольного сечения шириной b_n' .

При отношениях $\frac{b_n'}{b} = \frac{40}{20} = 2$ и $\frac{h_n'}{h} = \frac{10}{36} = 0,28$ характерист-

тики сечений $A_{св}$ и $\alpha_{св}$ для бетонов марки ниже 400 расположены в табл. 4.10 [1] выше жирной черты, поэтому нейтральная ось сечения, соответствующая предельной прочности сжатой зоны бетона, располагается в ребре и сжатая арматура F_a' по расчету не требуется.

Определяем

$$A_0 = \frac{M}{R_n b_n' h_0^2} = \frac{542\,000}{100 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,104.$$

По табл. 4.8 [1] находим $\alpha = 0,11$. Чтобы найти площадь сечения растянутой арматуры определяем усилие

$$N_a = \alpha R_n b_n' h_0 = 0,11 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 36 = 15\,900 \text{ кгс}.$$

Откуда

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{15\,900}{3400} = 4,68 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 $\varnothing 18$ А III, $F_a = 5,09 > 4,68 \text{ см}^2$.

Следовательно процент армирования сечения балки

$$\mu = \frac{5,09 \cdot 100}{1000} = 0,51 \%,$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Расчет прочности наклонных сечений

Проверяем условие

$$Q \leq b h_0 R_p.$$

В нашем случае

$$Q = 16\,050 > R_p b h_0 = 7,2 \cdot 20 \cdot 36 = 5180 \text{ кгс}.$$

Условие не удовлетворяется.

Следовательно, необходим расчет поперечных стержней.

При армировании продольного ребра двумя каркасами с односторонним расположением рабочих продольных стержней $d = 18 \text{ мм}$ согласно технологии точечной сварки наименьший диаметр поперечных стержней $d_x = 6 \text{ мм}$ (табл. 9.5 [1]). Но так как величина Q значительно больше $R_p b h_0$, то во избежание частого шага поперечных стержней принимаем $d_x = 8 \text{ мм}$ с шагом в крайних четвертях пролета $u = 10 \text{ см}$ и в средней части $u = 25 \text{ см}$.

Проверяем предельное расстояние между поперечными стержнями

$$u_{\max} = \frac{0,1 R_{\text{н}} b h_0^2}{Q} = \frac{0,1 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 36^2}{16\,050} = 16,2 > 10 \text{ см.}$$

В средней части при треугольной эпюре перерезывающих сил предельный шаг поперечных стержней $u = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot 40 = 27 > 25 \text{ см.}$

Определяем усилие в поперечных стержнях на 1 см длины балки при двух каркасах ($n_x = 2$)

$$q_x = \frac{R_{\text{а.х}} f_x n_x}{u} = \frac{2700 \cdot 0,5 \cdot 2}{10} = 270 \text{ кгс/см,}$$

где $f_x = 0,5 \text{ см}^2$ — площадь поперечного стержня диаметром 8 мм.

Тогда предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями

$$\begin{aligned} Q_{\text{х.б}} &= \sqrt{0,6 R_{\text{н}} b h_0^2 q_x} - q_x u = \\ &= \sqrt{0,6 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 36^2 \cdot 270} - 270 \cdot 10 = 17\,700 \text{ кгс} = 17,7 > Q = \\ &= 16,05 \text{ тс,} \end{aligned}$$

т. е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Расчет прогибов

Всю нагрузку, приходящуюся на фундаментную балку считаем длительно действующей, т. е.

$$M^{\text{н}} = M_{\text{дл}}^{\text{н}} = 4,93 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Для определения прогиба вычисляем коэффициенты:

$$L_{\text{дл}} = \frac{M_{\text{дл}}^{\text{н}}}{R_{\text{н}}^{\text{н}} b h_0^2} = \frac{493\,000}{180 \cdot 20 \cdot 36^2} = 0,106;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_{\text{п}} - b) h'_{\text{п}}}{b h_0} = \frac{(40 - 20) \cdot 10}{20 \cdot 36} = 0,28.$$

Затем вычисляем величину

$$\mu n = \frac{F_{\text{а}} E_{\text{а}}}{b h_0 E_{\text{б}}} = \frac{5,09 \cdot 2,0 \cdot 10^6}{20 \cdot 36 \cdot 2,65 \cdot 10^5} = 0,08.$$

Значение жесткости B с учетом образования трещин и нормальном режиме влажности определяем по формуле

$$\begin{aligned} B &= p b h_0^3 E_{\text{б}} = 0,061 \cdot 20 \cdot 36^3 \cdot 2,65 \cdot 10^5 = \\ &= 0,063 \cdot 24,8 \cdot 10^{10} = 1,51 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2, \end{aligned}$$

где p — коэффициент, определяемый по табл. 8 приложения 3, при $L_{\text{дл}} = 0,106$, $\gamma' = 0,28$ и $\mu n = 0,08$ $p = 0,06$

Определяем прогиб [9], принимая жесткость постоянной по длине балки и равной ее значению в середине пролета

$$f = \frac{g_4^H l_0^4}{48 \cdot B} \left(\xi - \frac{4}{27} \xi^3 \right) = \\ = \frac{127 \cdot 468^4}{48 \cdot 1,51 \cdot 10^{10}} \cdot 0,34 \cdot \left(0,34 - \frac{4}{27} \cdot 0,34^3 \right) = 0,94 \text{ см},$$

где, согласно рис. 41

$$\xi = \frac{c_2}{l_0} = \frac{1,59}{4,68} = 0,34; \quad g_4^H = \frac{g_3^H c_2}{c_1} = \frac{13,7 \cdot 1,59}{1,725} = 12,7 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Относительный прогиб $\frac{f}{l_0} = \frac{0,94}{468} = \frac{1}{500} < \frac{1}{200}$, т. е. прогиб балки меньше допустимого прогиба, принятого по [1].

Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях

Ширину раскрытия трещин определяем с учетом длительного действия всей нагрузки по формуле

$$a_{\tau} = \frac{ADd}{1000} = \frac{2,06 \cdot 3,58 \cdot 1,8}{1000} = 0,0133 \text{ см} = 0,133 \text{ мм},$$

где $A = 2,06$ при $L_{дл} = 0,106$, $\gamma' = 0,28$ и $\mu l = 0,08$ (табл. 7.1 [1]); $D = 3,58$ при бетоне марки 200 и арматуре класса А-III (табл. 9 приложения 3);

d — диаметр продольных стержней.

Так как $a_{\tau} = 0,113 < 0,3 \text{ мм}$, то ширина раскрытия трещин не превышает допустимую.

Методика расчета прочности сборных железобетонных конструкций в стадии транспортирования и монтажа приведена в § 23 главы III.

§ 16. РАМЫ СДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Рамы одноэтажных промышленных зданий рассчитываются как статически неопределимые системы.

При расчете поперечной рамы с пролетами 18 м (рис. 42) рассматривается пространственный блок длиной 6 или 12 м и, так как вертикальные нагрузки от веса покрытия, снега и подкрановых балок приложены одновременно ко всем рамам-блокам, то при таких нагрузках пространственный характер работы каркаса не проявляется. При крановой же нагрузке загружается преимущественно одна рама-блок, поэтому в расчете учитывают пространственную работу всего каркаса [8, 12].

При расчете на крановые нагрузки рам с тремя и более пролетами (многопролетные) верхние опоры колонн принимают несмещаемыми, чем и учитывается пространственная работа каркаса. А при расчете на крановые нагрузки одно-и двухпролетных рам следует учитывать перемещение верхних опор колонн (податливость ригелей). При за-

гружении таких рам рассматривают две комбинации крановых нагрузок — максимальное давление колеса P_{\max} со стороны колонны, в сечениях которой определяют условия, и минимальное давление P_{\min} с противоположной стороны пролета рамы, а также обратную комбинацию — P_{\min} со стороны рассматриваемой колонны и P_{\max} с противоположной стороны.

Поперечные рамы зданий с шагом колонн 6 м по наружным рядам и 12 м по средним рядам рассматривают, рассматривая условную поперечную раму-блок (рис. 43).

Стойки этой условной рамы имеют жесткости, равные сумме жесткостей, включаемых в блок колонны.

В этом случае усилия, полученные в результате расчета, для средних колонн будут окончательными, а для крайних колонн их следует

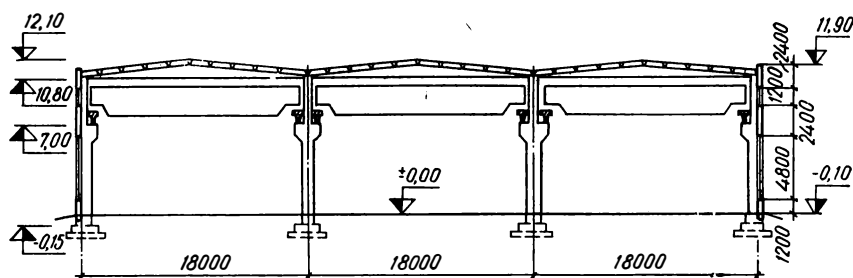


Рис. 42. Поперечная рама одноэтажного промышленного здания.

уменьшать вдвое, так как в расчете принималась условная сдвоенная колонна.

При расчете поперечной рамы на действие ветровой нагрузки верхние шарнирные опоры принимаются горизонтально смещаемыми, независимо от числа пролетов поперечной рамы. Расчет на ветровую нагрузку производится с использованием таблиц справочника [9].

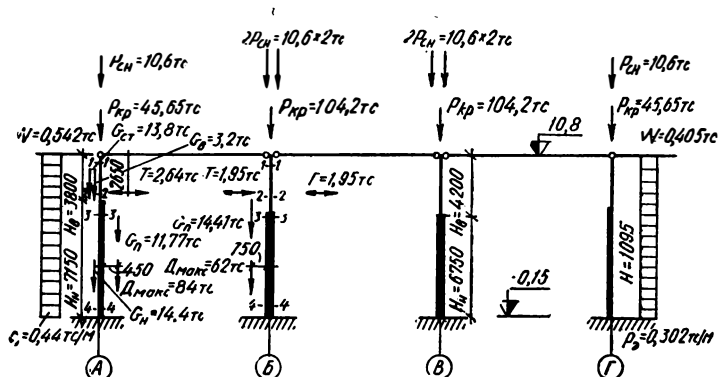


Рис. 43. Расчетная схема поперечной рамы.

Статический расчет рам с ригелями в одном уровне при уклоне ригелей не круче $i = 1 : 12$ выполняют по методу перемещений, принимая за лишние неизвестные горизонтальные смещения верха колонн.

Определив опорные реакции (раздельно для каждого вида нагрузки), вычисляют усилия в сечениях стойки, как для статически определимых консолей, защемленных в основании и нагруженных опорными реакциями и внешними нагрузками непосредственно приложенными к рассчитываемой стойке.

§ 17. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Конструктивная и расчетная схема здания

Необходимо рассчитать поперечную раму одноэтажного промышленного здания высотой 10,8 м с пролетами 18 м (рис. 42). Шаг крайних колонн — 6 м, средних — 12 м. Здание оборудовано мостовыми кранами грузоподъемностью 15/3 тс.

Конструкции покрытия — панель, стропильная балка и подстропильная балка, подкрановая балка, стеновая панель и фундаментная балка приняты в соответствии с изложенными выше примерами их расчета. Для крайних рядов приняты подкрановые балки пролетом 6 м и колонны поперечным сечением надкрановой части 380×400 мм и подкрановой — 600×400 мм, весом 8 тс. Для средних рядов подкрановые балки пролетом 12 м и колонны поперечным сечением надкрановой части 600×500 мм и подкрановой 800×500 мм, весом 10,1 тс.

Высоту верхней части колонн от низа балки покрытия до подкрановой консоли h_b устанавливаем, исходя из ранее заданных отметок низа ригеля (10,8 м) и верха подкрановой консоли — 6,6 м для средних колонн и 7 м для крайних колонн (рис. 42).

Таким образом,
для крайних колонн:
высота надкрановой части

$$H_b = 10,8 - 7 = 3,8 \text{ м};$$

высота подкрановой части (до верхнего обреза фундамента)

$$H_n = 7 + 0,15 = 7,15 \text{ м};$$

расчетная высота

$$H = H_b + H_n = 7,15 + 3,8 = 10,95 \text{ м}.$$

Для средних колонн:

$$H_b = 10,8 - 6,6 = 4,2 \text{ м};$$

$$H_n = 6,6 + 0,15 = 6,75 \text{ м};$$

$$H = 6,75 + 4,2 = 10,95 \text{ м}.$$

Вычисляем моменты инерции сечений колонн в плоскости поперечной рамы.

Для крайних колонн:
момент инерции надкрановой части

$$J_B = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 18 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

момент инерции подкрановой части

$$J_H = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 72 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Для средних колонн:

$$J_B = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 90 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

$$J_H = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 213 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Сопряжение стропильных и подстропильных балок с колоннами принято шарнирным, расчетная схема поперечной рамы приведена на рис. 43. В связи с тем, что шаг колонн в продольном направлении по крайним рядам 6 м, а по средним — 12 м, в расчетную схему включаем условную раму-блок (рис. 44). Жесткость стоек условной рамы является суммой жесткостей колонн, включенных в блок. Полученные в результате усилия в колоннах рамы-блока для средних колонн будут расчетными, а для крайних колонн их следует уменьшить вдвое, так как в раму-блок включены две колонны.

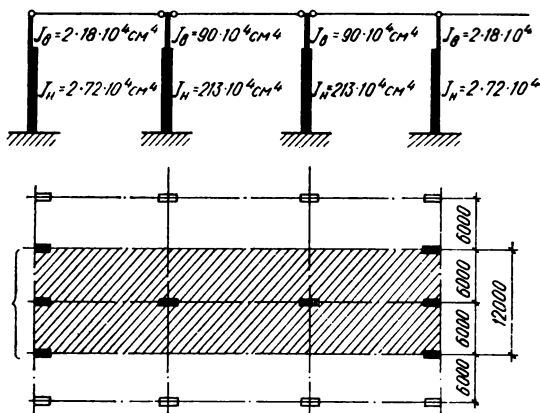


Рис. 44. Условная рама-блок.

Благодаря симметрии поперечника относительно оси среднего пролета, достаточно определить усилия от всех видов нагрузок только в колоннах по осям А и Б. Для выявления наиболее невыгодной комбинации усилий в сечениях колонн раму поперечника рассчитываем отдельно от каждого вида нагружения.

Нагрузки

Поперечная рама воспринимает нагрузки (рис. 44), постоянные — от покрытия $P_{кр}$; от веса колонн G_B ; G_H ; от стеновых панелей $G_{ст}$; от веса подкрановых балок и кранового пути $G_{п}$; временные — снеговая $P_{сн}$, от мостовых кранов — вертикальная D_{\max} и горизонтальная T_{\max} (так как для трехпролетного поперечника расчет колонн на крановую нагрузку производят по статической схеме с несмещающей

верхней опорой, поэтому вертикальное давление кранов определяем только от максимального давления $P_{\text{макс}}$ [8]); ветровая с наветренной стороны — p_1 и подветренной — p_2 .

Нагрузки на колонну от покрытия, подвесного потолка, коммуникаций, снега и т. д. собирают с грузовой площади, образуемой шагом рамы и половиной пролета, примыкающего к колонне. Нагрузки от веса подкрановых балок, крановых путей, стеновых панелей ограждения и ветровую нагрузку собирают с полосы 12 м, равной шагу рам (рис. 44).

Вертикальное и горизонтальное давления от кранов определяют по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок. Места приложения этих нагрузок должны соответствовать точкам крепления конструкций к колонне и их определяют на основании рабочих чертежей.

П о с т о я н н ы е н а г р у з к и. Расчетные постоянные нагрузки на крайнюю колонну по оси А (веса элементов взяты по [8]): от покрытия (табл. 3, § 5 данной главы)

$$P = 0,33 \cdot 12 \cdot \frac{18}{2} = 35,65 \text{ тс};$$

от стропильных балок

$$P = 9,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 1,1 = 10 \text{ тс};$$

$$\text{и т о г о } P_{\text{кр}} = 45,65 \text{ тс};$$

• от надкрановой части колонны

$$G_{\text{в}} = 0,38 \cdot 0,4 \cdot 3,8 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 2 = 3,2 \text{ тс};$$

то же подкрановой части

$$G_{\text{н}} = 8,2 \cdot 1,1 - 3,2 = 14,4 \text{ тс};$$

от стеновых панелей и заполнения оконных проемов (рис. 42)

$$G_{\text{ст}} = \left(\frac{1,5}{6 \cdot 1,2} \cdot 4,8 + 0,04 \cdot 1,2 \right) \cdot 12 \cdot 1,1 = 13,8 \text{ тс}$$

(нагрузка от веса стеновых панелей ниже отметки 6 м передана на фундаменты);

от подкрановых балок и кранового пути

$$G_{\text{п}} = (4,15 \cdot 2 + 0,2 \cdot 12) \times 1,1 = 11,77 \text{ тс}.$$

Расчетные постоянные нагрузки на среднюю колонну по оси Б: от покрытия

$$P = 0,33 \cdot 12 \cdot 18 = 71 \text{ тс};$$

от стропильных балок

$$P = 9,0 \cdot 2 \cdot 1,1 = 20 \text{ тс};$$

от подстропильных балок

$$P = 12 \cdot 1,1 = 13,2 \text{ тс};$$

$$\text{и т о г о } P_{\text{кр}} = 104,2 \text{ тс};$$

от надкрановой части колонны

$$G_b = 0,6 \cdot 0,5 \cdot 4,2 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 2,9 \text{ тс};$$

то же подкрановой части

$$G_n = 10,1 \cdot 1,1 - 2,9 = 8,2 \text{ тс};$$

от подкрановых балок и кранового пути

$$G_n = \left(10,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 + 0,2 \cdot 12 \right) \cdot 1,1 = 14,41 \text{ тс}.$$

Временные нагрузки. Снеговую нагрузку учитываем как равномерно распределенную при $c = 1$.

Коэффициент перегрузки $n = 1,4$.

Тогда $p_{сн} = p_{сн}^H \cdot n = 70 \cdot 1,4 = 98 \text{ кгс/м}^2$.

Расчетная снеговая нагрузка на крайнюю колонну по оси А

$$P_{сн} = 0,098 \cdot 12 \cdot \frac{18}{2} = 10,6 \text{ тс}.$$

Расчетная снеговая нагрузка на среднюю колонну по оси В при загрузении пролета АВ или ВВ (раздельно)

$$P_{сн} = 0,098 \cdot 12 \cdot \frac{18}{2} = 10,6 \text{ тс}.$$

Нагрузку от мостовых кранов определяем при весе поднимаемого груза $Q^H = 15 \text{ тс}$.

Общий вес крана $Q_{кр}^H = 26,5 \text{ тс}$, вес тележки $G^H = 7 \text{ тс}$, $P_{макс}^H = 17,5 \text{ тс}$. Пролет крана $L_k = 18 - 1,5 = 16,5 \text{ м}$ [9], ширина крана 6300 мм, база крана — 4400 мм.

Расчетное максимальное вертикальное давление одного колеса крана

$$P_{макс} = P_{макс}^H \cdot n = 17,5 \cdot 1,2 = 21 \text{ тс}.$$

Расчетное минимальное вертикальное давление одного колеса

$$P_{мин} = \left[\frac{Q^H + Q_{кр}^H}{2} - P_{макс}^H \right] \cdot 1,2 = \left(\frac{15 + 26,5}{2} - 17,5 \right) \cdot 1,2 = 3,9 \text{ тс}.$$

Расчетная поперечная горизонтальная тормозная сила на одно колесо

$$T_n = \frac{Q^H + G^H}{20 \cdot 2} n = \frac{15 + 7}{20 \cdot 2} \cdot 1,2 = 0,66 \text{ тс}.$$

Определяем расчетные нагрузки от двух мостовых кранов на крайнюю колонну по оси А.

В связи с тем, что шаг крайних колонн 6 м и средних 12 м, расчетную крановую нагрузку на крайнюю условную колонну по оси А определяем по линии влияния опорного давления при расчете пространный блока (рис. 45).

От вертикального давления

$$D_{макс} = P_{макс} \Sigma y = 21 \cdot (1 + 1 + 1 + 1) = 84 \text{ тс}.$$

От поперечного торможения

$$T_{\text{макс}} = D_{\text{макс}} \frac{T_{\text{п}}}{P_{\text{макс}}} = 84 \cdot \frac{0,66}{21} = 2,64 \text{ тс.}$$

Затем вычисляем расчетные нагрузки на среднюю колонну по оси *Б* от двух спаренных кранов в пролете *АБ* по линии влияния опорного давления (рис. 46).

От вертикального давления

$$D_{\text{макс}} = P_{\text{макс}} \sum y = 21 \cdot (0,633 + 1 + 0,841 + 0,475) = 62 \text{ тс;}$$

$$D_{\text{мин}} = P_{\text{мин}} \sum y = 3,9 \cdot (0,633 + 1 + 0,841 + 0,475) = 9,55 \text{ тс.}$$

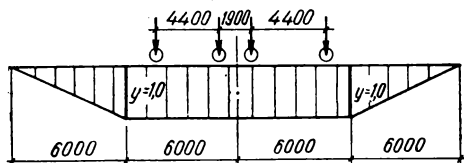


Рис. 45. Линия влияния опорного давления от крановой нагрузки для рамы-блока.

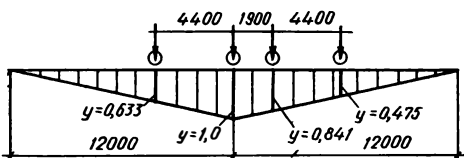


Рис. 46. Линия влияния опорного давления от крановой нагрузки для стойки по оси *Б*.

ветровую нагрузку учитываем как сосредоточенную силу *W*, приложенную на уровне верха колонны.

Вычисляем скоростной нормативный напор ветра для зоны от отметки 10 до 12,1 м

$$q_0^H = q_B \cdot \Omega = 35 \cdot 1,0367 = 36,2 \text{ кгс/м}^2,$$

где Ω — поправочный коэффициент для средней точки этой зоны от отметки 10 до 12,1, определяемый по интерполяции согласно табл. 10 [4]

$$\Omega = 1 + \frac{1,35 - 1}{10 \cdot 2} (12,1 - 10) = 1,0367.$$

Аэродинамические коэффициенты для наружных стен принимаем по табл. 11 [4]:

с наветренной стороны $c = 0,8$;

с подветренной стороны $c = -0,6$.

Расчетная ветровая нагрузка на 1 м² поверхности при коэффициенте перегрузки $n = 1,2$ с наветренной стороны:

до отметки 10 м

$$q_1 = 35 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 33,6 \text{ кгс/м}^2;$$

От поперечного торможения со стороны пролета *АВ*

$$T_{\text{макс}} = D_{\text{макс}} \frac{T_{\text{п}}}{P_{\text{макс}}} = 62 \cdot \frac{0,66}{21} = 1,95 \text{ тс.}$$

Нагрузки на среднюю колонну по оси *Б* при работе кранов в пролете *БВ* аналогичны нагрузкам пролета *АБ*. Горизонтальную силу от продольного торможения в расчете не учитываем.

Ветровую нагрузку в пределах высоты колонны до верхней отметки ригеля (10,8 м) принимаем как равномерно распределенную. Выше верха колонны

выше отметки 10 м

$$q_2 = -36,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 34,8 \text{ кгс/м}^2.$$

С подветренной стороны:
до отметки 10 м

$$q_3 = -35 \cdot 0,6 \cdot 1,2 = -25,2 \text{ кгс/м}^2;$$

выше отметки 10 м

$$q_4 = -36,2 \cdot 0,6 \cdot 1,2 = -26 \text{ кгс/м}^2.$$

Увеличение ветровой нагрузки между отметками 10—10,8 м незначительное, поэтому им пренебрегаем.

Тогда равномерно распределенная нагрузка до отметки 10,8 м:

$$p_1 = 33,6 \cdot 12 = 404 \text{ кгс/м} = 0,44 \text{ тс/м};$$

$$p_2 = 25,2 \cdot 12 = 302 \text{ кгс/м} = 0,302 \text{ тс/м}.$$

Определяем сосредоточенную нагрузку в уровне 10,8 м от действия ветра на конструкции, расположенные выше этой отметки:

с наветренной стороны

$$W_1 = 34,8 \cdot 12 \cdot (12,1 - 10,8) = 542 \text{ кгс} = 0,542 \text{ тс};$$

с подветренной стороны

$$W_2 = 26 \cdot 12 \cdot (12,1 - 10,8) = 0,405 \text{ тс}.$$

Так как направление сосредоточенных нагрузок W_1 и W_2 одинаковое и уровни их приложения совпадают, то заменяем их равнодействующей

$$W = W_1 + W_2 = 0,542 + 0,405 = 0,947 \text{ тс}.$$

Рассматриваемое здание фонарей не имеет.

При наличии фонарей сосредоточенные нагрузки W_1 и W_2 от давления ветра можно вычислять по формулам (в виду отсутствия данных формулы приводятся без расчета).

При П-образных фонарях:

без фонарей в крайних пролетах

$$W = [1,4 \cdot h_1 + h_4 + 0,8(n - 2)h_3] ql;$$

при фонарях в крайних пролетах

$$W = [1,4 \cdot h_1 + h_4 + (1,4 + 1,0)h_3 + 0,8(n - 2)h_3] ql.$$

При М-образных фонарях:

без фонарей в крайних пролетах

$$W = [1,4 \cdot h_1 + h_4 + 1,2(n - 2)h_3] ql;$$

при фонарях в крайних пролетах

$$W = [1,4 \cdot h_1 + h_4 + 2,4h_3 + 1,2(n - 2)h_3] ql.$$

В формулах:

n — количество пролетов в здании;

l — ширина грузовой полосы;

q — расчетная ветровая нагрузка, на отметках выше верха колонны;
 h_1 — высота от отметки ригеля до отметки наклонной части кровли;
 h_4 — высота от отметки наклонной части кровли до отметки низа фонаря;
 h_3 — высота фонаря.

Статический расчет рам

Расчет рам производится на все виды нагрузок, определение усилий в сечениях стоек многопролетных рам (три и более пролета) выполняют без учета пространственной работы каркаса. Усилия в стойках однопролетных и двухпролетных рам определяют при действии всех нагрузок, кроме крановой, по методике для многопролетных рам, то есть без учета пространственной работы каркаса. А при отыскании усилий в стойках от действия крановой нагрузки следует учитывать пространственную работу каркаса. Рассчитываем отдельно стоящие колонны переменного сечения с нижними защемленными и верхними шарнирно несмещаемыми опорами. За лишнее неизвестное обычно принимают горизонтальную реакцию в шарнирной опоре.

Опорные реакции определяем по табл. 10—15 приложения 4. После этого вычисляем изгибающие моменты M и нормальные силы N в сечениях 1—1, 2—2, 3—3, 4—4 колонны, как в консолях от действия горизонтальной реакции и соответствующего внешнего усилия. Для сечения 4—4 вычисляем также поперечную силу Q .

Определяем геометрические характеристики колонн (рис. 44). Характеристики колонны по оси A (блок состоящий из двух колонн): момент инерции надкрановой части

$$J_B = 18 \cdot 10^4 \cdot 2 = 36 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

момент инерции подкрановой части

$$J_H = 72 \cdot 10^4 \cdot 2 = 144 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

отношение моментов инерции верхней и нижней частей колонны

$$n_c = \frac{J_B}{J_H} = \frac{36 \cdot 10^4}{144 \cdot 10^4} = 0,25;$$

отношение высоты надкрановой части к полной высоте

$$\lambda = \frac{H_B}{H} = \frac{3,8}{10,95} = 0,34.$$

Смещение геометрических осей надкрановой и подкрановой частей колонны

$$e = \frac{h_H - h_B}{2} = \frac{600 - 380}{2} = 110 \text{ мм} = 0,11 \text{ м},$$

где h_H и h_B — высоты поперечного сечения нижней и верхней части колонны.

Характеристики колонн по оси B :

$$J_B = 90 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

$$J_H = 213 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

$$n_c = \frac{J_B}{J_H} = \frac{90 \cdot 10^4}{213 \cdot 10^4} = 0,422;$$

$$\lambda = \frac{H_B}{H} = \frac{4,20}{10,95} = 0,383.$$

Оси надкрановой и подкрановой частей колонны совпадают, поэтому $e = 0$.

Определение усилий в колоннах рам

Усилия от действия постоянных нагрузок. Определяем усилия в колонне по оси A (блок двух колонн).

Нагрузка от опорных реакций стропильных балок $P_{кр} = 45,65 \text{ тс}$ приложена на уровне верха надкрановой части колонны с эксцентриситетом $e_b = 0,04 \text{ м}$ в наружную сторону.

По табл. 10 приложения 4 при $n_c = 0,25$ и $\lambda = 0,34$ находим коэффициент $k_1 = 1,76$, $\bar{k}_1 = 1,172$.

Определяем расчетный эксцентриситет

$$e_1 = e + e_b = 0,11 + 0,04 = 0,15 \text{ м}.$$

Тогда опорная реакция

$$\begin{aligned} R_B &= \frac{P_{кр}}{H} (-k_1 e_b - \bar{k}_1 e_1) = \\ &= \frac{45,65}{10,95} \cdot (-1,76 \cdot 0,04 - \\ &- 1,172 \cdot 0,15) = -1,15 \text{ тс}. \end{aligned}$$

За положительное направление опорной реакции R_B принято направление справа налево (рис. 47). Изгибающие моменты считаем положительными, если они направлены по часовой стрелке.

Определяем изгибающие моменты, продольные и поперечную силы в расчетных сечениях колонны:

$$M_i = P_{кр} e_b + R_B z_i;$$

$$M_1 = -45,65 \cdot 0,04 + 1,15 \cdot 0 = -2,23 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = -45,65 \cdot 0,04 + 1,15 \cdot 3,8 = 2,09 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_3 = -45,65 \cdot 0,15 + 1,15 \cdot 3,8 = -2,93 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = -45,65 \cdot 0,15 + 1,15 \cdot 10,95 = 5,29 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где z_i — расстояние от R_B до рассматриваемого сечения;

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 45,65 \text{ тс};$$

$$Q_4 = -R_B = -(-1,15) = 1,15 \text{ тс}.$$

Нагрузку от веса двух колонн, входящих в состав блока, соответственно от надкрановых $G_B = 3,2 \text{ тс}$ и подкрановых $G_H = 14,4 \text{ тс}$ частей, прикладываем по оси подкрановой части колонны. Усилиями M и Q от веса надкрановой части колонн пренебрегаем.

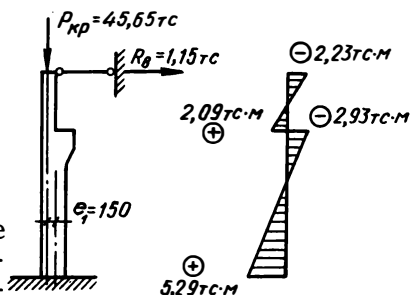


Рис. 47. Расчетная схема и эпюра M от веса покрытия для колонны по оси A .

Тогда:

$$N_2 = 3,2 \text{ тс}, \quad N_3 = 3,2 \text{ тс}, \quad N_4 = 3,2 + 14,4 = 17,6 \text{ тс}.$$

Нагрузка от веса стеновых панелей и заполнения оконных проемов $G_{\text{ст}} = 13,8 \text{ тс}$. Эту нагрузку условно прикладываем на уровне подкрановой консоли по оси крайней колонны (рис. 48) при толщине стеновой панели 20 см с эксцентриситетом

$$e_{\text{в}} = \frac{0,2 + 0,6}{2} = 0,4 \text{ м}.$$

По табл. 11 приложения 4 при $n_0 = 0,25$, $\lambda = 0,34$ и $y_{\text{н}} = 1 \cdot H_{\text{н}}$ находим $k_2 = 1,2$.

Определяем опорную реакцию

$$R_{\text{в}} = -k_2 \frac{G_{\text{ст}} e_{\text{н}}}{H} = -1,2 \cdot \frac{13,8 \cdot 0,4}{10,95} = -0,5 \text{ тс}.$$

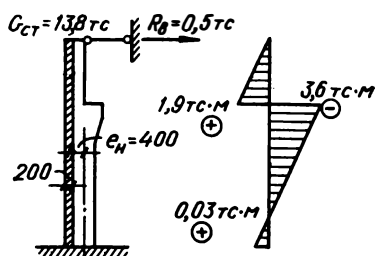


Рис. 48. Расчетная схема и эпюра M от веса стеновых панелей и остекления.

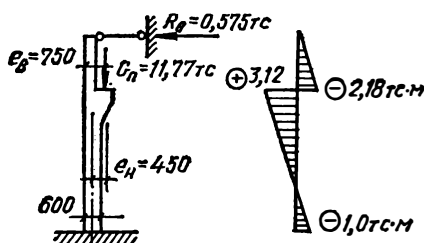


Рис. 49. Расчетная схема и эпюра M от веса подкрановых балок и путей.

Данная нагрузка создает моменты, направленные против часовой стрелки, так как панель расположена по другую сторону колонны.

Тогда:

$$M_1 = -13,8 \cdot 0 = 0,$$

$$M_2 = -13,8 \cdot 0 + 0,5 \cdot 3,8 = 1,9 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_3 = -13,8 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 3,8 = -3,6 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = -13,8 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 10,95 = 0,03 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_1 = 0, \quad N_2 = 0, \quad N_3 = N_4 = 13,8 \text{ тс};$$

$$Q_4 = R_{\text{в}} = 0,50 \text{ тс}.$$

Нагрузка от веса подкрановых балок и пути $G_{\text{п}} = 11,77 \text{ тс}$, приложена на уровне верха подкрановой консоли с эксцентриситетом $e_{\text{н}} = 0,75 - \frac{0,6}{2} = 0,45 \text{ м}$ (рис. 49).

По табл. 11 приложения 4 при $n_0 = 0,25$, $\lambda = 0,34$ и $y_{\text{н}} = 1,0 \cdot H_{\text{н}}$ находим $k_2 = 1,2$.

Определяем опорную реакцию

$$R_{\text{в}} = k_2 \frac{G_{\text{п}} e_{\text{н}}}{H} = 1,2 \cdot \frac{11,77 \cdot 0,45}{10,95} = 0,575 \text{ тс}.$$

Следовательно, моменты направлены по часовой стрелке.
Тогда:

$$\begin{aligned} M_1 &= 0, & M_2 &= -0,575 \cdot 3,8 = -2,18 \text{ тс} \cdot \text{м}, \\ M_3 &= -0,575 \cdot 3,8 + 11,77 \cdot 0,45 = 3,12 \text{ тс} \cdot \text{м}, \\ M_4 &= 11,77 \cdot 0,45 - 0,575 \cdot 10,95 = -1,0 \text{ тс} \cdot \text{м}; \\ N_1 &= N_2 = 0, & N_3 &= N_4 = 11,77 \text{ тс}; \\ Q_4 &= R_B = 0,575 \text{ тс}. \end{aligned}$$

Усилия в крайней колонне от действия постоянных нагрузок приведены в табл. 13.

Т а б л и ц а 13

Виды нагрузок	Усилия в сечениях							
	1—1		2—2		3—3		4—4	
	$N, \text{ тс}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$N, \text{ тс}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$N, \text{ тс}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$N, \text{ тс}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$
Опорная реакция покрытия	45,65	-2,28	45,65	2,09	45,65	-2,93	45,65	5,28
От веса колонн	—	—	3,2	—	3,2	—	17,6	—
От веса стеновых панелей	—	—	—	1,9	13,8	-3,6	13,8	0,03
От веса подкрановых балок	—	—	—	-2,18	11,77	3,12	11,77	-1,0
Суммарные усилия	45,65	-2,28	48,85	1,81	74,42	-3,41	88,82	4,31

Суммарная эпюра изгибающих моментов от действия всех видов постоянной нагрузки приведена на рис. 50.

Определяем усилия в колонне по оси Б.

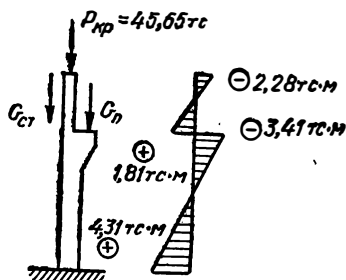


Рис. 50. Расчетная схема и эпюра M от постоянной нагрузки.

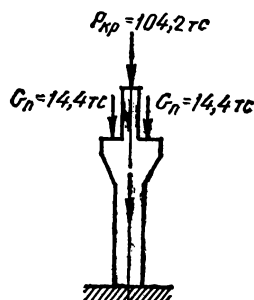


Рис. 51. Расчетная схема от веса покрытия и подкрановых балок для колонны по оси Б.

Нагрузка от опорных реакций подстропильных балок $P_{кр} = 104,2 \text{ тс}$ приложена по оси надкрановой части колонны, т. е. $e = 0$, поэтому $e_B = 0$ и $R_B = 0$ (рис. 51).

Тогда:

$$\begin{aligned}M &= 0; \\N_1 &= N_2 = N_3 = N_4 = 104,2 \text{ тс}; \\Q_4 &= 0.\end{aligned}$$

Вычисляем нагрузку от веса колонны, действующую по ее оси

$$G_b + G_n = 2,9 + 8,2 = 11,1 \text{ тс}.$$

Тогда:

$$\begin{aligned}M &= 0; \\N_1 &= N_2 = 0, \quad N_3 = N_4 = 11,1 \text{ тс}; \\Q_4 &= 0.\end{aligned}$$

Нагрузки от веса подкрановых балок и веса пути $G_n = 14,41 \text{ тс}$ приложены на уровне верха подкрановой консоли, симметрично с обеих сторон колонны (рис. 51).

Следовательно:

$$\begin{aligned}M &= 0; \\N_1 &= N_2 = 0, \\N_3 &= N_4 = 14,41 \cdot 2 = 28,82 \text{ тс}; \\Q_4 &= 0.\end{aligned}$$

Суммарные усилия в сечениях средней колонны от действия всех видов постоянных нагрузок

$$N_1 = N_2 = 104,2 \text{ тс}, \quad N_3 = N_4 = 104,2 + 11,1 + 28,82 = 142,12 \text{ тс}.$$

При этом изгибающие моменты и перерезывающая сила равны нулю.

Усилия от действия снеговой нагрузки. Определяем усилия в колонне по оси A .

Загружен пролет AB . Снеговая нагрузка на колонну $P_{сн} = 10,6 \text{ тс}$ приложена в местах опирания стропильных балок, поэтому усилия в сечениях колонны от снеговой нагрузки получаем умножением усилий от покрытия $P_{кр}$ в соответствующих сечениях на коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{P_{сн}}{P_{кр}} = \frac{10,6}{45,65} = 0,238.$$

Тогда изгибающие моменты:

$$\begin{aligned}M_1 &= -2,23 \cdot 0,238 = -0,53 \text{ тс} \cdot \text{м}, \\M_2 &= 2,09 \cdot 0,238 = 0,476 \text{ тс} \cdot \text{м}, \\M_3 &= -2,93 \cdot 0,238 = -0,69 \text{ тс} \cdot \text{м}, \\M_4 &= 5,29 \cdot 0,238 = 1,26 \text{ тс} \cdot \text{м}; \\N_1 &= N_2 = N_3 = N_4 = 10,6 \text{ тс}; \\Q_4 &= 1,15 \cdot 0,238 = 0,27 \text{ тс}.\end{aligned}$$

Определяем усилия в колонне по оси B .

Загружен пролет AB (рис. 52). Снеговая нагрузка $P_{\text{сн}} = 10,6 \text{ тс}$ приложена к верху колонны с эксцентриситетом $e_b = 0,225 \text{ м}$, установленным из условия опирания подстропильных балок на колонну при $e = 0$. По табл. 10 приложения 4 при $n_c = 0,422$ и $\lambda = 0,383$ находим $k_1 = 1,73$.

Находим опорную реакцию

$$R_b = \frac{P_{\text{сн}}}{H} (k_1 e_b - \bar{k}_1 e) = \frac{10,6}{10,95} \cdot (1,73 \cdot 0,225) = 0,376 \text{ тс}.$$

Тогда:

$$M_1 = -10,6 \cdot 0,225 + 0,376 \cdot 0 = -2,38 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = M_3 = -10,6 \cdot 0,225 + 0,376 \cdot 4,2 = -0,81 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = -10,6 \cdot 0,225 + 0,376 \cdot 10,95 = 1,42 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 10,6 \text{ тс},$$

$$Q_4 = 0,376 \text{ тс}.$$

Загружен пролет BB . Снеговая нагрузка $P_{\text{сн}} = 10,6 \text{ тс}$ приложена с эксцентриситетом $e_b = 0,225 \text{ м}$ при $e = 0$, опорная реакция меняет знак, т. е. $R_b = -0,376 \text{ тс}$ и следовательно:

$$M_1 = 2,38 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = M_3 = 0,81 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = -1,42 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 10,7 \text{ тс};$$

$$Q_4 = -0,376 \text{ тс}.$$

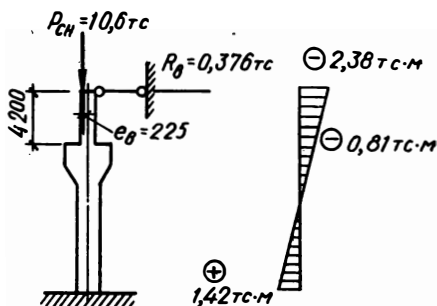


Рис. 52. Расчетная схема и эпюра M от снеговой нагрузки в пролете AB .

Усилия от действия крановой нагрузки для трехпролетной рамы. Определяем усилия в колонне по оси A .

Вертикальная крановая нагрузка $D_{\text{макс}} = 84 \text{ тс}$ приложена в местах опирания подкрановых балок (рис. 43), поэтому усилия в сечениях колонны получаем умножением усилий в колонне от веса подкрановых балок и путей на коэффициент

$$\beta = \frac{D_{\text{макс}}}{G_{\text{п}}} = \frac{84}{11,77} = 7,14.$$

Тогда:

$$M_1 = 0,$$

$$M_2 = -2,18 \cdot 7,14 = -15,55 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_3 = 3,12 \cdot 7,14 = 22,3 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = -1,0 \cdot 7,14 = -7,14 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_1 = N_2 = 0; \quad N_3 = N_4 = 11,77 \cdot 7,14 = 81 \text{ тс};$$

$$Q_4 = 0,575 \cdot 7,14 = -4,1 \text{ тс}.$$

Горизонтальная крановая нагрузка (тормозная сила) $T_{\max} = 2,64 \text{ тс}$ приложена на уровне головки подкранового рельса с направлением слева направо (рис. 53).

При $n_c = 0,25$; $\lambda = 0,34$ и $y_b = H_b - h_{п.б} - h_p = 3,8 - 1,0 - 0,15 = 2,65 \text{ м}$ (где $h_{п.б}$ — высота подкрановой балки; h_p — высота подкранового рельса) по табл. 12 приложения 4 находим $k_3 = 0,606$.

Вычисляем опорную реакцию

$$R_b = k_3 T_{\max} = 0,606 \cdot 2,64 = 1,6 \text{ тс.}$$

Тогда:

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = M_3 = 2,64 \cdot 1,15 - 1,6 \cdot 3,8 = -2,96 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = 2,64 \cdot 8,30 - 1,6 \cdot 10,95 = 4,5 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

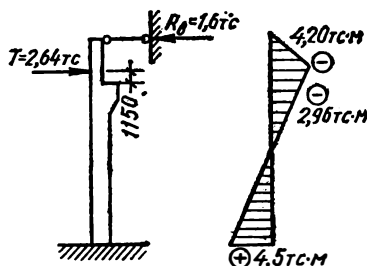


Рис. 53. Расчетная схема и эпюра M от поперечного торможения крана для колонны по оси A .

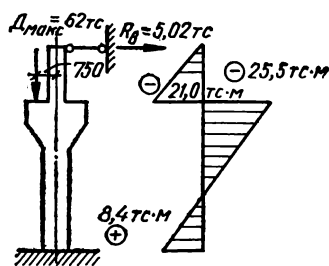


Рис. 54. Расчетная схема и эпюра M от вертикальной крановой нагрузки для колонны по оси B .

Определяем изгибающий момент, продольную и поперечную силы в точке приложения силы T_{\max} :

$$M = -1,6 \cdot 2,65 = -4,26 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = 0;$$

$$Q_4 = 2,64 - 1,6 = 1,04 \text{ тс.}$$

При действии тормозной силы T_{\max} справа налево моменты и перерезывающая сила меняют знаки на обратные.

Определяем усилия в колонне по оси B . Вертикальная крановая нагрузка $D_{\max} = 62 \text{ тс}$ в пролете AB (рис. 54) приложена на уровне верха подкрановой консоли с эксцентриситетом $e_n = 0,75 \text{ м}$. По табл. 11 приложения 4 при $n_c = 0,422$ и $\lambda = 0,383$ находим $k_2 = 1,18$.

Вычисляем опорную реакцию

$$R_b = k_2 \frac{D_{\max} e_n}{H} = 1,18 \cdot \frac{62 \cdot (-0,75)}{10,95} = -5,02 \text{ тс.}$$

Тогда:

$$M_1 = 0,$$

$$M_2 = 5,02 \cdot 4,2 = 21,0 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_3 = -62 \cdot 0,75 + 5,02 \cdot 4,2 = -25,5 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = -62 \cdot 0,75 + 5,02 \cdot 10,95 = 8,4 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_1 = N_2 = 0, \quad N_3 = N_4 = 62 \text{ тс};$$

$$Q_4 = 5,02 \text{ тс}.$$

Вертикальная крановая нагрузка $D_{\text{макс}} = 62 \text{ тс}$ в пролете $БВ$, вызывает такие же усилия, как в пролете $АБ$, но с обратным знаком.

Горизонтальная крановая нагрузка $T_{\text{макс}} = 1,95 \text{ тс}$ приложена на уровне головки подкранового рельса слева направо (рис. 55),

$$y_B = H_B - h_{\text{пб}} - h_p = 4,20 - 1,4 - 0,15 = 2,65 \text{ м},$$

для $n_c = 0,422$ и $\lambda = 0,383$ по табл. 12 приложения 4 $k_3 = 0,663$.

$$\begin{aligned} \text{Находим опорную реакцию} \\ R_B = k_3 T_{\text{макс}} = 0,663 \cdot 1,95 = \\ = 1,28 \text{ тс}. \end{aligned}$$

Тогда:

$$M_1 = 0,$$

$$M_2 = M_3 = 1,95 \cdot 1,55 - 1,28 \cdot 4,2 = -2,33 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = 1,95 \cdot 8,3 - 1,28 \cdot 10,95 = 2,3 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Определяем изгибающий момент, продольную и поперечную силы в точке приложения силы $T_{\text{макс}}$:

$$M = -1,28 \cdot 2,65 = -3,4 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = 0;$$

$$Q_4 = 1,95 - 1,28 = 0,67 \text{ тс}.$$

При действии же поперечного торможения справа налево усилия M и Q поменяют знак на обратный.

Опорные реакции для определения усилий от действия крановой нагрузки на однопролетные и двухпролетные рамы.

Для однопролетных и двухпролетных рам усилия в сечениях колонн от действия крановой нагрузки определяют с учетом пространственной работы рамы по методу перемещений. За неизвестное принимается горизонтальное перемещение верха колонн Δ .

Для однопролетной или двухпролетной рамы с геометрическими характеристиками колонн, принятыми выше для трехпролетной рамы, вычисляем опорные реакции:

левой крайней колонн A

$$B_{\Delta 1} = \frac{1}{\delta_{11}} = \frac{3EJ_n}{H^3(1+k)} = \frac{3E \cdot 144 \cdot 10^4}{1095^3(1+0,118)} = 3,21 \cdot 10^{-4} E \text{ тс/м},$$

$$\text{где } k = \lambda^3 \left(\frac{1}{n_c} - 1 \right) = 0,34^3 \left(\frac{1}{0,25} - 1 \right) = 0,118;$$

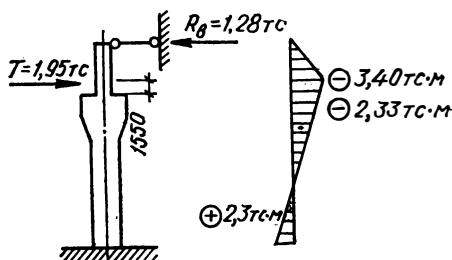


Рис. 55. Расчетная схема и эпюра M от поперечного торможения крана для колонны по оси $Б$.

средней колонны B при $k = 0,383^3 \left(\frac{1}{0,422} - 1 \right) = 0,077$

$$B_{\Delta 2} = \frac{3 \cdot E \cdot 213 \cdot 10^4}{1095^3 (1 + 0,77)} = 5,43 \cdot 10^{-4} \cdot E \text{ тс/м};$$

правой крайней колонны Γ

$$B_{\Delta 3} = B_{\Delta 1} = 3,21 \cdot 10^{-4} \cdot E \text{ тс/м}.$$

Определяем суммарные опорные реакции:

для однопролетного поперечника

$$r_{11} = B_{\Delta 1} + B_{\Delta 2} = 6,42 \cdot 10^{-4} \cdot E \text{ тс/м};$$

для двухпролетного поперечника

$$r_{11} = B_{\Delta 1} + B_{\Delta 2} + B_{\Delta 3} = 3,21 \cdot 10^{-4} \cdot E + 5,43 \cdot 10^{-4} \cdot E + \\ + 3,21 \cdot 10^{-4} \cdot E = 11,85 \cdot 10^{-4} \cdot E \text{ тс/м}.$$

Численное значение модуля упругости E в формулы не подставляем, так как в конечном результате, при определении упругой реакции, оно сокращается.

При загрузении крановой нагрузкой D_{\max} крайней колонны двухпролетного поперечника реакцию в этой колонне определяем по формуле

$$B_1 = -\frac{3M(1-\lambda^2)}{2H(1+k)} = -\frac{3 \cdot 37,8 \cdot (1-0,34^2)}{2 \cdot 10,95(1+0,118)} = -4,1 \text{ тс},$$

здесь

$$M = D_{\max} e_n = 84 \cdot 0,45 = 37,8 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где e_n — эксцентриситет приложения силы D_{\max} .

Реакцию в средней колонне, на которую действует момент

$$M = -D_{\min} e_n = -9,55 \cdot 0,75 = -7,18 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

(где $e_n = 0,75$, рис. 54)

находим по формуле

$$B_2 = -\frac{3M(1-\lambda^2)}{2H(1+k)} = -\frac{3 \cdot 7,18(1-0,383^2)}{2 \cdot 10,95(1+0,077)} = -0,78 \text{ тс}.$$

Суммарная реакция в основной системе

$$R_{1p} = B_1 + B_2 = -4,1 + 0,78 = -3,32 \text{ тс}.$$

С учетом пространственной работы каркаса упругую реакцию левой крайней колонны A вычисляем по формуле

$$B_{yp} = B_1 + \Delta_1 B_{\Delta 1} = -4,1 + 825 \cdot 3,21 \cdot 10^{-4} = -3,84 \text{ тс},$$

где Δ_1 — горизонтальное перемещение верха колонны

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{np} r_{11}} = -\frac{-3,32}{3,4 \cdot 11,85 \cdot 10^{-4} \cdot E} = 825 \cdot \frac{1}{E} \text{ м},$$

здесь $c_{np} = 3,4$ при шаге рам или ширине блока 12 м;

$c_{np} = 4$ при шаге рам или ширине блока 6 м.

Определяем упругую реакцию средней колонны

$$B_{yp} = B_2 + \Delta_1 B_{\Delta 2} = 0,78 + 825 \cdot 5,43 \cdot 10^{-4} = 1,22 \text{ тс}.$$

упругая реакция крайней правой колонны

$$B_{yn} = \Delta_1 B_{\Delta 3} = 825 \cdot 3,21 \cdot 10^{-4} = 0,265 \text{ тс.}$$

Усилия в колоннах от крановой нагрузки вычисляют, как для консолей, загруженных опорными реакциями и соответствующими моментами от крановой нагрузки аналогично вычислению усилий в трехпролетной раме.

Моменты вычисляют, как произведения D_{\max} или D_{\min} на эксцентриситеты их приложения по отношению к оси средней колонны.

При загрузении крановой нагрузкой D_{\max} средней колонны B упругие реакции определяют так же, как и при загрузении этой нагрузкой крайней колонны.

При загрузении тормозной силой T_{\max} крайней левой колонны A реакцию в этой колонне определяем по формуле

$$B_1 = -\frac{T_{\max}(1-\lambda)}{1+k} = \frac{-2,64(1-0,34)}{1+0,118} = -1,56 \text{ тс.}$$

Так как $R_{1p} = B_1 = -1,56 \text{ тс}$, то с учетом пространственной работы каркаса горизонтальное перемещение верха колонны

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{пр}r_{11}} = \frac{1,56}{3,4 \cdot 11,85 \cdot 10^{-4} \cdot E} = 388 \cdot \frac{1}{E} \text{ м.}$$

Вычисляем упругие реакции:

левой крайней колонны A

$$B_{yn} = B_1 + \Delta_1 B_{\Delta 1} = -1,56 + 388 \cdot 3,21 \cdot 10^{-4} = -1,44 \text{ тс;}$$

средней колонны B

$$B_{yn} = \Delta_1 B_{\Delta 2} = 388 \cdot 5,43 \cdot 10^{-4} = 0,21 \text{ тс;}$$

правой крайней колонны Γ

$$B_{yn} = \Delta_1 B_{\Delta 3} = 388 \cdot 3,21 \cdot 10^{-4} = 0,124 \text{ тс.}$$

Усилия в сечениях колонн определяем, как для защемленных консолей, находящихся под воздействием упругих реакций и тормозной силы (в данном случае только на левой крайней колонне).

При загрузении тормозной силой T_{\max} средней колонны B упругие реакции определяем аналогично.

Для этого вычисляем реакцию средней колонны

$$B_2 = -\frac{T_{\max}(1-\lambda)}{1+k} = -\frac{2,64(1-0,383)}{1+0,077} = -1,52 \text{ тс.}$$

Так как $R_{1p} = B_2$, то

$$\Delta_1 = -\frac{B_2}{c_{пр}r_{11}} = -\frac{-1,52}{3,4 \cdot 11,85 \cdot 10^{-4} \cdot E} = 378 \cdot \frac{1}{E} \text{ м.}$$

Определяем упругие реакции левой и правой колонн

$$B_{yn} = \Delta_1 B_{\Delta 1} = 378 \cdot 3,21 \cdot 10^{-4} = 0,121 \text{ тс,}$$

а также средней колонны

$$B_{yn} = B_2 + \Delta_1 B_{\Delta 2} = -1,52 + 378 \cdot 5,43 \cdot 10^{-4} = -1,32 \text{ тс.}$$

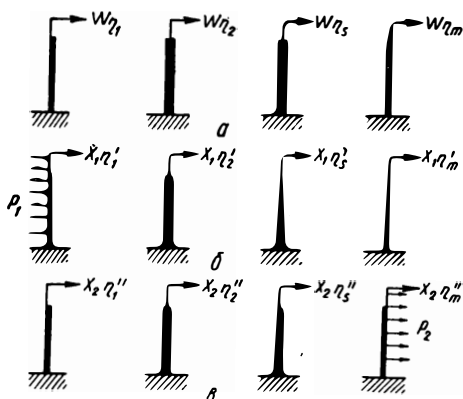


Рис. 56. Расчетные схемы колонн поперечной рамы от ветровой нагрузки:

a — от сосредоточенной ветровой нагрузки; *б* — от напора ветра; *в* — от отсоса ветра.

намаи рамы пропорционально их жесткостям (рис. 56).

При этом значения коэффициентов распределения η принимаются следующими:

если высоты и моменты инерции всех колонн одинаковы, то

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \eta_2 = \dots \eta_s = \frac{1}{m}; \quad \eta_m = \frac{1}{m}; \\ \eta'_1 &= \frac{m-1}{m}; \quad \eta'_2 = \eta'_3 = \dots \eta'_m = \frac{1}{m}; \\ \eta''_1 &= \eta''_2 = \dots \eta''_s = \frac{1}{m}; \quad \eta''_m = \frac{m-1}{m},\end{aligned}$$

где m — количество колонн в раме;

если высоты всех колонн и моменты инерции промежуточных колонн одинаковы, а моменты инерции крайних колонн одинаковы, но не равны моментам инерции промежуточных колонн, то

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \varepsilon; \quad \eta_2 = \eta_3 = \dots \eta_s = \frac{\varepsilon}{v}; \quad \eta_m = \varepsilon; \\ \eta'_1 &= 1 - \varepsilon; \quad \eta'_2 = \eta'_3 = \dots \eta'_s = \frac{\varepsilon}{v}; \quad \eta'_m = \varepsilon; \\ \eta''_1 &= \varepsilon; \quad \eta''_2 = \eta''_3 = \dots \eta''_s = \frac{\varepsilon}{v}; \quad \eta''_m = 1 - \varepsilon,\end{aligned}$$

где величина ε принимается по табл. 13 приложения 4 в зависимости от вычисленного значения v и количества колонн в раме — m .

Если высоты и моменты инерции всех колонн различны, тогда коэффициенты распределения η определяются согласно рекомендациям [9].

На колонну *A* (рис. 43) действует равномерно распределенная нагрузка интенсивностью p_1 , на колонну *Г* — аналогичная нагрузка p_2 , на колонны *Б*, *В* ветровая нагрузка непосредственно не действует.

Усилия в колоннах рамы определяем из условия, что тормозная сила $T_{\text{макс}}$ приложена только к средней колонне.

Усилия от действия ветровой нагрузки. При расчете рамы на ветровую нагрузку лишние неизвестные в раме — суммарные опорные реакции, приходящиеся на все ее колонны, определяют отдельно — от воздействия сосредоточенной ветровой нагрузки W и ветровых равномерно распределенных нагрузок p_1 и p_2 .

Суммарные опорные реакции распределяются между колон-

Равномерно распределенная нагрузка до отметки 10,8 м с наветренной стороны $p_1 = 0,44 \text{ тс/м}$, с подветренной стороны $p_2 = 0,302 \text{ тс/м}$ (рис. 57).

Сосредоточенная нагрузка $W = 0,947 \text{ тс}$.

Для крайних колонн при $\lambda = 0,34$, $n_c = 0,25$ по табл. 15 приложения 4 находим $k_7 = 0,3513$.

Тогда опорная реакция первой крайней колонны от равномерно распределенной нагрузки

$$X_1 = k_7 p_1 H = 0,3513 \cdot 0,44 \cdot 10,8 = 1,67 \text{ тс}.$$

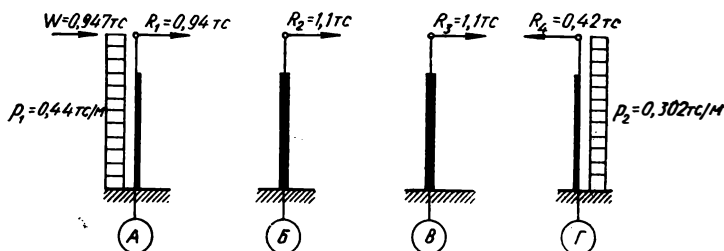


Рис. 57. Расчетная схема колонн рамы для ветровой нагрузки при различных сечениях крайних и средних колонн.

То же, для последней крайней колонны

$$X_2 = k_7 p_2 H = 0,3513 \cdot 0,302 \cdot 10,8 = 1,15 \text{ тс}.$$

$$\sum R = W + X_1 + X_2 = 0,947 + 1,67 + 1,15 = 3,826 \text{ тс}.$$

Для средней колонны по табл. 14 приложения 4 при $\lambda = 0,34$ и $n_c = 0,25$ находим $k_{01} = 2,803$; по той же таблице при $\lambda = 0,383$ и $n_c = 0,422$ находим $k_{0s} = 2,75$.

Вычисляем коэффициент

$$\nu = \frac{J_{H1} k_{01}}{J_{Hs} k_{0s}} = \frac{144 \cdot 10^4 \cdot 2,803}{213 \cdot 10^4 \cdot 2,75} = 0,664,$$

здесь J_{H1} — момент инерции поперечного сечения подкрановой части крайней колонны, $J_{H1} = 144 \cdot 10^4 \text{ см}^4$;

J_{Hs} — то же, для промежуточной колонны, $J_{Hs} = 213 \cdot 10^4 \text{ см}^4$; k_{01} и k_{0s} — коэффициенты, определяемые по табл. 14 приложения 4.

Полная величина опорных реакций от ветровой нагрузки для каждой из колонн рамы является алгебраической суммой опорных реакций $W\eta$; $X_1\eta'$; $X_2\eta''$ согласно схемам а, б, в (рис. 56) при $\nu = 0,664$ и по табл. 13 приложения 4, учитывая, что рассчитываемая рама-блок состоит из четырех условных колонн, находим $\varepsilon = 0,192$.

Тогда суммарная опорная реакция крайней колонны

$$R_1 = W\eta_1 - X_1\eta'_1 + X_2\eta''_1 = \varepsilon \cdot \sum R - X_1 = 0,192 \cdot 3,826 - 1,67 = 0,73 - 1,67 = -0,94 \text{ тс}.$$

То же, для промежуточных колонн *Б, В*

$$R_2 = R_3 = W\eta_2 + X_1\eta_2' + X_2\eta_2'' = \frac{\varepsilon}{v} \cdot \sum R = \frac{0,192}{0,664} \cdot 3,826 = 1,1 \text{ тс.}$$

То же, для крайней колонны *Г*

$$R_4 = W\eta_4 + X_1\eta_4' - X_2\eta_4'' = \varepsilon \sum R - X_4 = \\ = 0,192 \cdot 3,826 - 1,15 = -0,42 \text{ тс.}$$

Усилия в колоннах рамы определяются, как в защемленных консолях от воздействия опорных реакций и ветровых нагрузок p_1 или p_2 для тех колонн, к которым они непосредственно приложены. Для колонн, на которые ветровая нагрузка непосредственно не действует, усилия определяются только от опорных реакций с обратным знаком.

Определяем усилия в расчетных сечениях колонн по оси *А*: изгибающие моменты:

$$M_1 = 0,$$

$$M_2 = M_3 = R_1 H_B + \frac{p_1 H_B^2}{2} = -0,94 \cdot 3,8 + \frac{0,44 \cdot 3,8^2}{2} = \\ = -0,49 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_4 = R_1 H + \frac{p_1 \cdot H^2}{2} = -0,94 \cdot 10,95 + \frac{0,44 \cdot 10,95^2}{2} = 16,1 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

продольные силы

$$N = 0;$$

поперечная сила

$$Q_4 = R_1 + p_1 H = -0,94 + 0,44 \cdot 10,95 = 3,88 \text{ тс.}$$

В колоннах по осям *Б* и *В*:

$$M_1 = 0, \quad M_2 = M_3 = 1,1 \cdot 4,2 = +4,62 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad M_4 = 1,1 \cdot 10,95 = \\ = 12 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = 0;$$

$$Q_4 = 1,1 \text{ тс.}$$

В колонне по оси *Г*:

$$M_1 = 0,$$

$$M_2 = M_3 = 0,42 \cdot 3,8 + \frac{0,302 \cdot 3,8^2}{2} = 4,43 \text{ т} \cdot \text{см},$$

$$M_4 = -0,42 \cdot 10,95 + \frac{0,302 \cdot 10,95^2}{2} = +13,4 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = 0;$$

$$Q_4 = -0,42 + 0,302 \cdot 10,95 = 2,88 \text{ тс.}$$

При направлении ветра справа налево усилия в колонне по оси *А* равны усилиям в колонне по оси *Г*, но с обратным знаком. Усилия в колоннах по осям *Б* и *В* остаются теми же, но меняют знак.

№ пп.	Виды загрузки	Сечение крайних стоек (две стойки)									Сечение средней стойки								
		1—1		2—2		3—3		4—4			1—1		2—2		3—3		4—4		
		M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	Q, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	Q, тс
1	Постоянная	-2,28	45,65	1,81	48,85	-3,41	74,42	4,31	88,82	0,58	—	104,2	—	104,2	—	142,1	—	142,1	—
2	Снеговая в пролете АБ	-0,53	10,6	0,47	10,6	-0,69	10,6	1,26	10,6	0,27	-2,38	10,6	-0,81	10,6	-0,81	10,6	1,42	10,6	0,38
3	Снеговая в пролете ВВ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2,38	10,6	0,81	10,6	0,81	10,6	-1,42	10,6	-0,38
4	Крановая D _{макс} по оси А	0,00	0,00	-15,55	—	22,3	84,0	-7,14	84,0	-4,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	Крановая D _{макс} по оси Б в пролете АБ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,00	0,00	21,0	0,00	-25,5	62,0	8,4	62,0	5,02
6	Крановая D _{макс} по оси Б в пролете ВВ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,00	0,00	-21,0	0,00	25,5	62,0	-8,4	62,0	-5,02
7	Крановая Т по оси А	0,00	0,00	± 2,96	0,00	± 2,96	0,00	± 4,5	0,00	± 1,04	0,00	0,00	± 2,33	0,00	± 2,33	0,00	± 2,3	0,00	± 0,67
8	Крановая Т по оси Б	0,00	0,00	-0,49	0,00	-0,49	0,00	+16,1	0,00	3,88	0,00	0,00	4,62	0,00	4,62	0,00	12,0	0,00	1,1
9	Ветровая слева	0,00	0,00	-4,43	0,00	-4,43	0,00	-13,4	0,00	-2,88	0,00	0,00	-4,62	0,00	-4,62	0,00	-12,0	0,00	-1,1
10	Ветровая справа	0,00	0,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Продолжение табл. 14

Сочетания нагрузок	Комбинации услий	Сечение крайних стоек (две стойки)									Сечение средней стойки								
		1—1		2—2		3—3		4—4			1—1		2—2		3—3		4—4		
		M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	Q, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	M, тс·м	N, тс	Q, тс
Основное сочетание нагрузок	M _{макс}			1,2 2,28	59,45	1,4,7 21,85	158,42	1,9 20,42	88,82	4,46	1,3 2,38	114,8	1,5 21,00	104,20	1,6 25,50	204,10	1,9 12,00	142,10	1,10
	M _{мин}	1,2 -2,81	56,25	1,4,7 -16,70	48,85	1,10 -7,84	74,42	1,10 -9,08	88,82	-2,3	1,2 -2,38	114,8	1,6 -21,00	104,20	1,5 -25,50	204,10	1,10 -12,00	142,10	-1,10
	N _{макс}	-2,81	1,2 56,25	2,28	1,2 59,45	1,4,7 158,42	22,35	1,4,7 172,82	-7,32	-4,56	2,38	1,3 114,8	0,81	1,3 114,80	25,50	1,6 204,10	8,40	1,5 204,10	5,02
Дополнительное сочетание нагрузок	M _{макс}					1,4,7 19,32	158,42	1,2,9 19,85	98,36	4,31			1,3,5,8,9 25,88	113,70	1,3,6,8,9 29,93	207,44	1,2,5,8,9 21,70	207,44	6,45
	M _{мин}			1,4,7,10 -18,80	48,85	1,2,10 -8,00	84,00	1,4,7,10 -18,21	164,42	-6,66			1,2,6,8,10 -25,88	113,70	1,2,5,8,10 -29,93	207,44	1,3,6, 8,10 -21,70	207,44	-6,45
	N _{макс}			-18,37	1,2,4,7,10 58,39	19,70	1,2,4,7 159,60	17,55	1,2,4,7,9 174,00	1,56	0,00	1,2,3 123,28	0,00	1,2,3 123,28	0,00	1,2,3,5,6 272,78	0,00	1,2,3,5,6 290,80	0,00

Составление таблицы расчетных усилий

После определения усилий в сечениях колонн от всех видов загрузки составляем таблицу расчетных усилий M , N , Q (табл. 14).

В основном сочетании учтены: постоянная (длительно действующая) и одна из временных кратковременно действующих нагрузок — снег, крановая нагрузка (вертикальное и горизонтальное воздействие кранов), ветровая нагрузка.

В дополнительном сочетании нагрузок учтены постоянные и все временные нагрузки в самых невыгодных комбинациях, при этом, если учитывают не менее двух временных нагрузок, их усилия умножают на коэффициент 0,9. Для каждого сочетания нагрузок определяют следующие комбинации нагрузок:

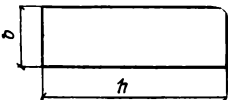
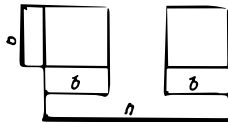
наибольший положительный момент M_{\max} и соответствующую N ;
наибольший отрицательный момент M_{\min} и соответствующую N ;
наибольшее продольное усилие N_{\max} и соответствующий ему момент.

В табл. 14 при определении сочетаний усилий от различных комбинаций нагрузок верхняя строка обозначает номера видов загрузки.

§ 18. КОЛОННЫ

Сборные железобетонные колонны для одноэтажных производственных зданий без кранов применяют — постоянного сечения, а в зданиях, оборудованных мостовыми кранами, — переменного сечения.

Т а б л и ц а 15

Тип сечения	Высота сечения, мм	Ширина сечения, мм					
		200	250	300	400	500	600
	300	—	—	П-6	—	—	—
	400	Д-12	—	—	П-6	—	—
	500	Д-12	Д-12	—	П-6	П-12	—
	600	Д-12	Д-12	Д-12	П-6	П-12	П-12
	700	—	—	—	П-6	П-12	П-12
	800	—	—	—	П-6	П-12	П-12
	1000	—	—	—	—	П-12	П-12
	1100	—	—	—	—	—	П-12
	1200	—	—	—	—	—	П-12
	1200	—	—	—	—	—	П-12

- Примечания: 1. Буквой П — обозначен сортament сечения прямоугольных колонн; буквой Д — сортament сечения ветвей двухветвевых колонн.
2. Высоту сечения h_D двухветвевых колонн более 1200 мм принимают кратной 300 мм.

В соответствии с расположением различают колонны крайних и средних рядов. В зданиях пролетами до 24 м при шаге колонн 6 м, кранах до 30 тс и отметке головки рельса до 10 м рекомендуется при-

менять сплошные колонны прямоугольного сечения. При пролетах свыше 24 м, шаге колонн 12 м и отметке головки рельса более 10 м, целесообразно использовать двухветвевые колонны с надкрановой частью сплошного сечения. Расстояние между осями ветвей принимают по грузоподъемности крана. Рекомендуемые размеры колонн, в зависимости от шага рам, приведены в табл. 15.

Колонны работают на внецентренное сжатие в плоскости рамы. Одновременно должна быть обеспечена их устойчивость против деформации из плоскости рамы. Подкрановые балки опираются на консоли, которые подлежат расчету.

Колонны готовят из бетона марки 200, 300 — реже 400. Несущие крановые нагрузки колонны армируют вязанными каркасами, остальные — сварными каркасами. Рабочую арматуру колонн принимают из стали класса А-II, А-III. Поперечные стержни или хомуты выполняют из стали класса А-I, В-I.

§ 19. РАСЧЕТ КОЛОННЫ КРАЙНЕГО РЯДА

Сечения: надкрановой части колонны — 40×38 см и подкрановой — 40×60 см. Эти размеры сечений приняты в § 17.

Необходимо определить площади сжатой F'_a и растянутой арматуры F_a .

Данные для проектирования

Бетон марки 300 ($R_n = 160$ кгс/см²). Колонна армируется отдельными стержнями. Продольная арматура — из стали класса А-III ($R_a = R_{a.c} = 3400$ кгс/см²). Поперечная арматура (хомуты) из стали класса А-I.

Расчет прочности надкрановой части колонны

В сечении 1—1 усилия (табл. 14) значительно меньше, чем в сечении 2—2, которое принимаем за расчетное.

Рабочая высота сечения 2—2

$$h_0 = h - a = 38 - 3,5 = 34,5 \text{ м},$$

где $a = a'$ — расстояние от грани бетона до центра тяжести арматуры.

Расчетная длина надкрановой части, согласно табл. 4.1 [1]

$$l_0 = 2,5 \cdot H_b = 2,5 \cdot 380 = 950 \text{ см},$$

где H_b — длина надкрановой части.

Проверяем гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{950}{38} = 25 > 10.$$

Следовательно, в соответствии с указаниями п. 4.74 [1] при расчете колонны необходимо учитывать влияние прогиба на эксцентриситет продольной силы, а также влияние длительно действующей нагрузки

на несущую способность элемента. При расчете колонн обычно рассматривают несколько наиболее невыгодных комбинаций усилий.

Из комбинаций усилий, возникающих от различных сочетаний нагрузок, действующих на надкрановую часть колонны (табл. 14), наиболее невыгодной является $M = -18,37 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $N = 58,39 \text{ тс}$.

Так как в статическом расчете поперечника учитывали блок-раму, состоящую из двух крайних колонн, то расчетные усилия на одну колонну уменьшаем вдвое, т. е. $M = 0,5 \cdot 18,37 = 9,2 \text{ тс} \cdot \text{м}$ и $N = 0,5 \cdot 58,39 = 29,2 \text{ тс}$.

Усилия состоят из: длительно действующих $M_{\text{дл}} = 0,5 \cdot 1,81 = 0,9 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $N_{\text{дл}} = 0,5 \cdot 48,85 = 4,43 \text{ тс}$ и кратковременно действующих $M_{\text{кр}} = -10,1 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $N_{\text{кр}} = 4,77 \text{ тс}$ (п. 1.4; 1.5; 1.8 [4]).

Находим эксцентриситет длительно действующей нагрузки

$$e_{0\text{дл}} = \frac{M_{\text{дл}}}{N_{\text{дл}}} = \frac{0,9}{24,43} = 0,037 \text{ м} = 3,7 \text{ см}.$$

Тогда относительный эксцентриситет

$$\frac{e_{0\text{дл}}}{h} = \frac{3,7}{38} = 0,092.$$

Находим приведенные момент и продольную силу с учетом длительно действующей нагрузки

$$M_{\text{п}} = \frac{M_{\text{дл}}}{m_{\text{э,дл}}} + M_{\text{кр}} = \frac{0,9}{0,76} - 10,1 = 9,02 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_{\text{п}} = \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{э,дл}}} + N_{\text{кр}} = \frac{24,43}{0,76} + 4,77 = 36,97 \text{ тс},$$

где $m_{\text{э,дл}}$ — коэффициент, учитывающий длительное влияние нагрузки на несущую способность гибкого внецентренно сжатого элемента, определяемый по формуле

$$m_{\text{э,дл}} = \frac{m_{\text{дл}} + 2 \frac{e_{0\text{дл}}}{h}}{1 + 2 \frac{e_{0\text{дл}}}{h}} = \frac{0,72 + 2 \cdot 0,092}{1 + 2 \cdot 0,092} = 0,76,$$

где $m_{\text{дл}}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки на несущую способность гибкого элемента, при гибкости $\lambda = 25$ по табл. 4.3 [1] $m_{\text{дл}} = 0,72$.

Приведенный эксцентриситет

$$e_{0\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{N_{\text{п}}} = \frac{9,02}{36,97} = 0,244 \text{ м} = 24,4 \text{ см}.$$

Относительный приведенный эксцентриситет

$$\frac{e_{0\text{п}}}{h} = \frac{24,4}{38} = 0,64.$$

Для определения коэффициента продольного изгиба в первом приближении принимаем $c = 400$ (п. 4.83 и табл. 4.5 [1]).

Тогда

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{cR_{\text{н}}F} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{36\,970}{400 \cdot 160 \cdot 1520} \left(\frac{950}{38} \right)^2} = 1,31,$$

где F — площадь сечения надкрановой части колонны, $F = 40 \times 38 = 1520 \text{ см}^2$.

Вычисляем расчетный эксцентриситет приведенной силы $N_{\text{п}}$ относительно центра тяжести растянутой арматуры F_a

$$e = e_{0\text{п}}\eta + \frac{h}{2} - a' = 24,4 \cdot 1,31 + \frac{38}{2} - 3,5 = 47,5 \text{ см}.$$

Площадь сечения сжатой арматуры определяем путем последовательных приближений.

При $A_{0 \text{ макс}} = 0,4$ (табл. 4.9 [1])

$$F_a = \frac{N_{\text{п}}e - A_{0 \text{ макс}}R_{\text{н}}bh_0^2}{R_{\text{а.с}}(h_0 - a')} = \frac{36\,970 \cdot 47,5 - 0,4 \cdot 160 \cdot 40 \cdot 34,5^2}{3400 \cdot (34,5 - 3,5)} < 0,$$

т. е. сжатая арматура по расчету не требуется. Принимаем конструктивно 2 Ø 16 АIII, $F_a' = 4,02 \text{ см}^2$.

Проверяем коэффициент армирования

$$\mu = \frac{F_a}{F_6} = \frac{4,02}{40 \cdot 34,5} = 0,0029 > \mu_{\text{мин}} = 0,0025 \text{ (табл. 1.5 [1])}.$$

Для определения площади сечения растянутой арматуры вычисляем величину

$$A_0 = \frac{Ne - R_{\text{а.с}}F_a'(h_0 - a)}{R_{\text{н}}bh_0^2} = \frac{36\,970 \cdot 47,5 - 3400 \cdot 4,02 \cdot (34,5 - 3,5)}{160 \cdot 40 \cdot 34,5^2} = 0,175.$$

При $A_0 = 0,175$ по табл. 4.8 [1] находим $\alpha = 0,194$.

Тогда

$$F_a = \frac{\alpha R_{\text{н}}bh_0}{R_a} + F_a' \frac{R_{\text{а.с}}}{R_a} - \frac{N}{R_a} = \frac{0,194 \cdot 160 \cdot 40 \cdot 34,5}{3400} + 4,02 \cdot \frac{3400}{3400} - \frac{36\,970}{3400} = 12,6 + 4,02 - 10,9 = 5,72 \text{ см}^2.$$

Проверяем коэффициент армирования

$$\mu = \frac{F_a}{bh} = \frac{5,72}{40 \cdot 38} = 0,0038 > 0,0025.$$

Уточняем величину ранее принятого коэффициента $c = 400$, учитывая, что относительный эксцентриситет $\frac{e_{0\text{п}}}{h} = 0,64 > \frac{l_0}{h_{\text{рп}}} = 0,25$

$$c = \frac{66\,000}{R + 350} \cdot \left(\frac{1}{\frac{e_{0\text{п}}}{h} + 0,16} + 200\mu + 1 \right) = \frac{66\,000}{300 + 350} \cdot \left(\frac{1}{0,64 + 0,16} + 200 \cdot 0,0038 + 1 \right) = 305 < 400.$$

Тогда коэффициент η при уточненном значении $c = 305$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{36\,970}{305 \cdot 160 \cdot 1520} \cdot \left(\frac{950}{38}\right)^2} = 1,46,$$

а эксцентриситет

$$e = 24,4 \cdot 1,46 + 19 - 3,5 = 51,5 \text{ см.}$$

Определяем уточненную площадь сжатой арматуры

$$F_a = \frac{36\,970 \cdot 51,1 - 0,4 \cdot 160 \cdot 40 \cdot 34,5^2}{3400 \cdot (34,5 - 3,5)} < 0.$$

Следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется, принимаем ее конструктивно $2 \varnothing 16$ А III, $F_a = 4,02 \text{ см}^2$.

Для определения площади сечения растянутой арматуры при $c = 305$ вычисляем

$$A_0 = \frac{36\,970 \cdot 51,1 - 4,02 \cdot 3400 \cdot (34,5 - 3,5)}{160 \cdot 40 \cdot 34,5^2} = 0,192.$$

Тогда $\alpha = 0,215$.

Затем вычисляем уточненную площадь сечения растянутой арматуры

$$F_a = \frac{0,215 \cdot 160 \cdot 40 \cdot 34,5}{3400} + 4,02 - \frac{36\,970}{3400} = 7,12 \text{ см}^2.$$

Принимаем $3 \varnothing 18$ А III, $F_a = 7,63 > 7,12 \text{ см}^2$.

Тогда $\mu = \frac{7,63}{40 \cdot 38} = 0,005 > 0,0025$.

Вторично уточняем величину коэффициента c

$$C = \frac{66\,000}{300 + 350} \cdot \left(\frac{1}{0,64 + 0,16} + 200 \cdot 0,005 + 1 \right) = 324 > 305.$$

Так как разница незначительная, то дальнейшего уточнения не производим.

Окончательно принимаем: сжатую арматуру $2 \varnothing 16$ А III, $F'_a = 4,02 \text{ см}^2$; растянутую — $3 \varnothing 18$ А III, $F_a = 7,63 \text{ см}^2$.

Расчет прочности подкрановой части колонны

Размеры сечения 4—4 подкрановой части колонны $40 \times 60 \text{ см}$.

Рабочая высота $h_0 = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см}$.

Высота подкрановой части $H_n = 7,15 \text{ м}$.

Расчетная длина $l_0 = 1,5 H_n = 1,5 \cdot 7,15 = 10,78 \text{ м}$.

Гибкость колонны $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{1078}{60} = 18 > 10$.

В расчете необходимо учитывать влияние продольного изгиба и длительное действие нагрузки (п. 4.74 [1]).

Из табл. 14 принимаем неблагоприятное сочетание комбинаций усилий на блок-раму и выделяем длительно действующие и временно действующие усилия согласно п. 1.4; 1.5; 1.8 [4]:

Комбинация усилий	Усилия					
	M	N	$M_{дл}$	$N_{дл}$	$M_{кр}$	$N_{кр}$
I	20,41	88,82	4,31	88,82	16,1	0
II	-18,32	164,42	4,31	88,82	-14,01	75,64

Усилия на одну колонну соответственно уменьшенные вдвое:

Комбинация усилий	Усилия					
	M	N	$M_{дл}$	$N_{дл}$	$M_{кр}$	$N_{кр}$
I	10,20	44,41	2,16	44,41	8,05	0
II	-9,16	82,21	2,16	44,41	-7,0	37,82

Комбинация усилий I.

$$M_{дл} = 2,15 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad M_{кр} = 8,05 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_{дл} = 44,41 \text{ тс}; \quad N_{кр} = 0.$$

Определяем эксцентриситет длительно действующей нагрузки

$$e_{0дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}} = \frac{2,15}{44,41} = 0,048 \text{ м}.$$

Затем относительный эксцентриситет

$$\frac{e_{0дл}}{h} = \frac{0,048}{0,60} = 0,08.$$

При гибкости $\lambda = 18$ находим коэффициент $m_{дл} = 0,85$.

Тогда

$$m_{э,дл} = \frac{0,85 + 2 \cdot 0,08}{1 + 2 \cdot 0,08} = 0,81.$$

Вычисляем приведенный момент и продольную силу с учетом длительного действия нагрузки

$$M_{п} = \frac{2,15}{0,81} + 8,05 = 10,71 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_{п} = \frac{44,41}{0,81} + 0 = 54,8 \text{ тс}.$$

Тогда приведенный эксцентриситет

$$e_{0п} = \frac{10,71}{54,8} = 0,19.$$

Относительный приведенный эксцентриситет

$$\frac{e_{0п}}{h} = \frac{0,19}{60} = 0,31.$$

Затем в первом приближении принимаем $c = 400$ и вычисляем коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{54\,800}{400 \cdot 160 \cdot 2\,400} \cdot \left(\frac{1078}{60}\right)^2} = 1,12.$$

Определяем эксцентриситет приведенной силы N_p относительно центра тяжести сжатой арматуры

$$e = 19 \cdot 1,12 + \frac{60}{2} - 3,5 = 47,8.$$

Так как в сечении действуют моменты различные по знаку, но близкие по величине, то принимаем симметричное армирование.

Определяем относительную высоту сжатой зоны

$$\alpha = \frac{N_p}{R_n b h_0} = \frac{54\,800}{160 \cdot 40 \cdot 56,5} = 0,16.$$

Так как $\alpha = 0,16 < \alpha_{\max} = 0,55$ и $\alpha = 0,16 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,5}{56,5} = 0,12$, и при $\gamma = 0,92$ (табл. 4.8 [1]) вычисляем площадь сечения сжатой арматуры по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{N_p(e - \gamma h_0)}{R_a(h_0 - a')} = \frac{54\,800 \cdot (47,8 - 0,92 \cdot 56,5)}{3400 \cdot (56,5 - 3,5)} < 0.$$

Следовательно, арматура по расчету не требуется, принимаем, исходя из минимального процента армирования (табл. 1.5 [1]) при $\lambda = 18$,

$$F_a = F'_a = \mu_{\min} b h = 0,002 \cdot 40 \cdot 56,5 = 4,56 \text{ см}^2.$$

В целях удобства армирования принимаем $2\varnothing 18 \text{ АIII}$, $F_a = 5,09 > 4,56 \text{ см}^2$.

Уточняем величину C при $\mu = \frac{5,09}{40 \cdot 56,5} = 0,0022 > 0,002$

$$C = \frac{66\,000}{R + 350} \cdot \left(\frac{1}{\frac{e_0}{h} + 0,16} + 200\mu + 1 \right) = \frac{66\,000}{300 + 350} \times \\ \times \left(\frac{1}{0,31 + 0,16} + 200 \cdot 0,0022 + 1 \right) = 386 < 400.$$

Так как величина c незначительно отличается от предварительно принятой, дальнейшего уточнения не производим.

Комбинация усилий II.

$M = -9,16 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $N = 82,21 \text{ тс}$, в том числе:

$$M_{\text{дл}} = 2,16 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N_{\text{дл}} = 44,41 \text{ тс};$$

$$M_{\text{кр}} = -7,0 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N_{\text{кр}} = 37,8 \text{ тс}.$$

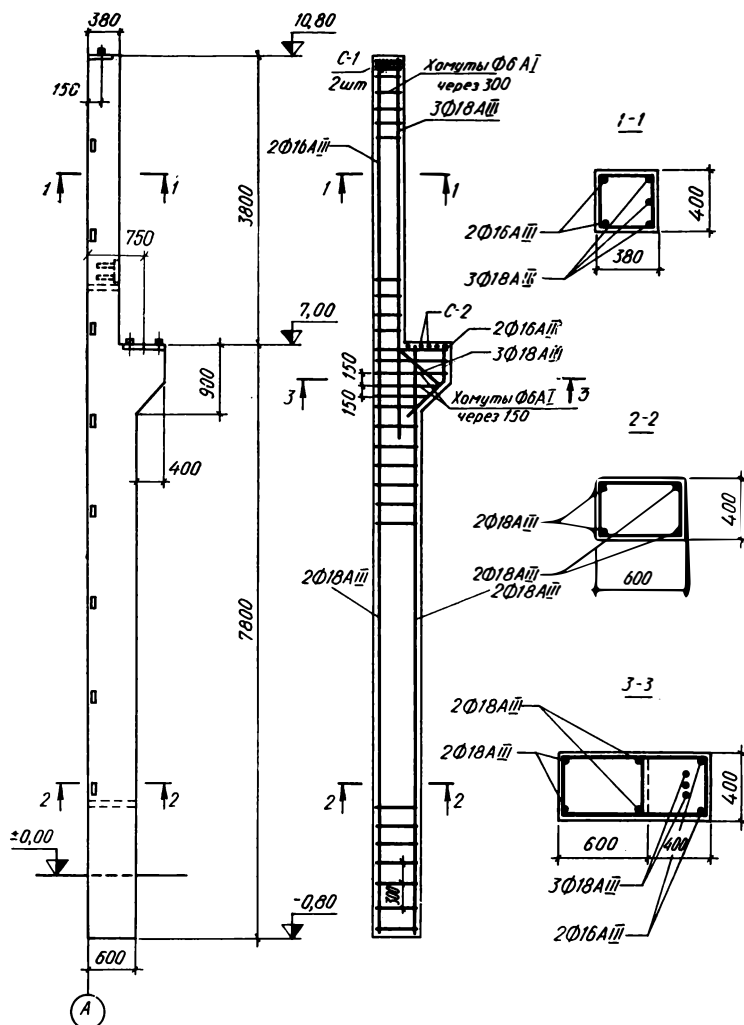


Рис. 58. Конструкция и армирование колонны крайнего ряда.

Вычисляем эксцентриситет длительно действующей нагрузки

$$e_{0дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}} = \frac{2,16}{44,41} = 0,048 \text{ м.}$$

Тогда при отношении $\frac{e_{0дл}}{i_s} = 0,08$ и $m_{дл} = 0,85$

$$m_{э,дл} = \frac{0,85 + 2 \cdot 0,08}{1 + 2 \cdot 0,08} = 0,81.$$

Определяем приведенный момент и продольную силу с учетом длительно действующей нагрузки

$$M_{\pi} = \frac{2,16}{0,81} - 9,16 = -6,50 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_{\pi} = \frac{44,41}{0,81} + 37,8 = 92,6 \text{ тс}.$$

Откуда приведенный эксцентриситет

$$e_{0\pi} = \frac{6,50}{92,6} = 0,07.$$

Относительный приведенный эксцентриситет

$$\frac{e_{0\pi}}{h} = \frac{7}{60} = 0,11.$$

В первом приближении принимаем $c = 400$.

Тогда

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{92\,600}{160 \cdot 400 \cdot 2400} \cdot \left(\frac{1078}{60}\right)^2} = 1,24;$$

$$e = 7 \cdot 1,24 + \frac{60}{2} - 3,5 = 42,2 \text{ см};$$

$$\alpha = \frac{92\,600}{160 \cdot 40 \cdot 56,5} = 0,27.$$

Так как $\alpha_{\max} = 0,55 > \alpha = 0,27 > \frac{2\alpha'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,5}{56,5} = 0,12$, то площадь сечения сжатой и растянутой арматуры при $\gamma = 0,86$ (табл. 4.8 [1]) определяем по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{92\,600 \cdot (42,2 - 0,86 \cdot 56,5)}{3400 \cdot (56,5 - 3,5)} < 0,$$

т. е. арматура по расчету не требуется. Принимаем конструктивно $2\varnothing 18 \text{ АIII}$, $F_a = F'_a = 5,09 \text{ см}^2$.

Армирование колонны приведено на рис. 58.

Проверка колонны на продольный изгиб в плоскости перпендикулярной плоскости изгиба

Данные о колонне, размеры сечения и принятое армирование приведены в расчете прочности сечения подкрановой части колонны.

На подкрановую часть действует наибольшая продольная сила $N_{\max} = 87 \text{ тс}$ (см. табл. 14).

В том числе длительно действующая сила $N_{\text{дл}} = 49,18 \text{ тс}$, временно действующая — $N_{\text{кр}} = 37,82 \text{ тс}$.

Определяем приведенную силу

$$N_{\pi} = \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{дл}}} + N_{\text{кр}} = \frac{49,18}{0,18} + 37,82 = 95,65 \approx 96 \text{ тс},$$

где $m_{\text{дл}} = 0,18$ (табл. 4.3 [1]).

В зависимости от гибкости $\lambda = \frac{1,2H_{\pi}}{b} = \frac{1,2 \cdot 7,15}{0,40} = 21,5 \varphi = 0,85$.

Проверяем условие прочности сечения колонны (п. 4.2 [1])

$$N_{\pi} = 96 \leq \varphi [R_{\pi} F_{\phi} + R_{a.c} (F_a + F'_a)] = \\ = 0,85 [130 \cdot 60 \cdot 40 + 3400 \cdot (6,03 + 6,03)] = 300 \text{ тс.}$$

Следовательно прочность сечения обеспечена.

Расчет подкрановой консоли

Размеры консоли приняты из условия опирания и крепления сборных подкрановых балок. Минимальная высота свободного края консоли для кранов грузоподъемностью $Q = 15 \text{ тс}$ и более должна быть не менее 50 см. Тогда полная высота консоли $h = 50 + 40 = 90 \text{ см}$.

Рабочая высота при $a = 4,5 \text{ см}$

$$h_0 = h - a = 90 - 4,5 = 85,5 \text{ см;}$$

$$b = 40 \text{ см (рис. 59).}$$

Сечение подкрановой консоли рассчитываем на поперечный изгиб от действия расчетных нагрузок (§17):

$$\text{веса подкрановой балки } Q_6 = \frac{11,77}{2} = \\ = 5,89 \text{ тс;}$$

вертикального давления крана $D_{\max} = 42 \text{ тс}$.

Тогда суммарное расчетное усилие

$$Q = Q_6 + D_{\max} = 5,89 + 42 = \\ = 47,89 \sim 48 \text{ тс.}$$

Проверяем принятые размеры консоли

$$Q = 48 \leq m R_p b h_0 + \frac{M}{Z} \operatorname{tg} \gamma^0 = 1,6 \cdot 10,5 \cdot 40 \cdot 85,5 + \\ + \frac{600\,000}{75} \cdot 1 = 6\,534\,000 \text{ кгс} = 65,34 \text{ тс,}$$

где $m = 1,6$ для подкрановых консолей в цехах с обычными мостовыми кранами тяжелого и среднего режимов работы (п. 4.139 [1]);

Z — плечо внутренней пары сил,

$$Z = \frac{7}{8} h_{01} = \frac{7}{8} \cdot 85,5 = 75 \text{ см; } \gamma^0 = 45^\circ;$$

$$M = Qe = 48 \cdot 0,125 = 6 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Размеры консоли достаточны.

Подбираем сечение верхней продольной арматуры. Для этого определяем изгибающий момент в сечении консоли

$$M_0 = 1,25 Q c_1 = 1,25 \cdot 48\,000 \cdot 15 = 90\,000 \text{ кгс} = 9 \text{ тс} \cdot \text{м,}$$

где $c_1 = 15 \text{ см}$ (рис. 59).

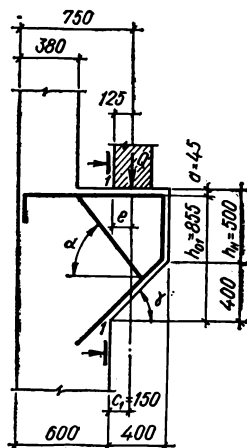


Рис. 59. Подкрановая консоль.

Затем вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M_0}{bh_0^2 R_{\text{н}}} = \frac{900\,000}{40 \cdot 85,5^2 \cdot 160} = 0,0164.$$

По табл. 4.8 [1] находим $\gamma = 0,992$.

Тогда

$$F_a = \frac{M_0}{\gamma h_0 R_a} = \frac{900\,000}{0,992 \cdot 85,5 \cdot 3400} = 3,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø16 АIII, $F_a = 4,02 > 3,4 \text{ см}^2$.

Затем определяем требуемую площадь сечения отогнутых стержней (п. 4.14 [1])

$$F_0 = \frac{Q - \frac{0,15 R_{\text{н}} b h_0^2}{c_2}}{R_a \sin \alpha} = \frac{48\,000 - \frac{0,15 \cdot 160 \cdot 40 \cdot 85,5^2}{41}}{3400 \cdot 0,707} < 0,$$

где $c_2 = c_1 + 0,3h_0 = 15 + 0,3 \cdot 85,5 = 41 \text{ см}$;

$\alpha = 45^\circ$ — угол наклона отогнутых стержней к горизонтали.

Согласно п. 4.14 [1] отогнутые стержни по расчету не требуются. Тогда площадь сечений отогнутых стержней определяем конструктивно исходя из минимального коэффициента армирования $\mu_{\text{мин}} = 0,002$

$$F_a = \mu b h_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 85,5 = 6,85 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3Ø18 АIII; $F_a = 7,63 > 6,85 \text{ см}^2$.

§ 20. ФУНДАМЕНТЫ ПОД КОЛОННЫ

Фундаменты рекомендуется сооружать с учетом окончания работ нулевого цикла до монтажа конструкций каркаса, что обуславливает отметку верха фундамента — 0,15 м.

Фундаменты под колонны выполняют монолитными и сборными. Сборные фундаменты целесообразны при их большой повторяемости и обосновании экономической эффективности. В некоторых случаях применяют составные сборные железобетонные фундаменты.

Вес сборного фундамента или отдельных монтажных элементов, из которых собирают фундамент, рекомендуется принимать не более 10 тс.

Высоту фундамента назначают из условий заглубления в грунтовое основание или величины заделки колонны. Подошву фундамента при центральной нагрузке принимают квадратной в плане. При внецентренной нагрузке подошву рекомендуется принимать прямоугольной формы с отношением сторон не менее 0,6. Размеры подошвы фундамента следует принимать кратными 100 мм с тем, чтобы шаг арматурных стержней сеток составлял 200 мм, а расстояние от грани фундамента до оси крайнего стержня — 50 мм.

Монолитные фундаменты под колонны проектируют ступенчатого типа. Высоты ступеней рекомендуется назначать 300, 400, 500 мм.

Сборные одноблочные фундаменты под колонны выполняют пирамидальными.

Фундаменты под сборные колонны проектируют со стаканом для установки колонн.

Зазоры между стенками стакана и колонной для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном принимают не менее 70 мм, уклон внутренних стенок стакана 1 : 20, высота стакана должна быть на 50 мм больше глубины заделки колонны.

Минимальную толщину стенок неармированного стакана поверху следует принимать не менее 0,75 высоты верхней ступени (подколонника) фундамента и не менее 200 мм. Толщину дна стакана следует принимать не менее 200 мм.

Глубину заделки колонны прямоугольного сечения в стакан, а также толщину стенок армированного стакана принимают в зависимости от эксцентриситета действующей нормальной силы. При $e_0 \leq \leq 2h_k$ (h_k — больший размер сечения колонны) глубину заделки колонны назначают не менее h_k , а толщину стенок — 0,2 h_k , но не менее 150 мм. При $e_0 > 2h_k$ глубину заделки увеличивают до 1,4 h_k , а толщину стенок стакана — до 0,3 h_k .

Для двухветвевых колонн глубину заделки принимают не менее полуторного размера большей стороны поперечного сечения ветви колонны, а толщину стенки стакана не менее 0,2 h_n (h_n — расстояние между наружными гранями двухветвевой колонны) и не менее 200 мм.

Кроме того глубина заделки рабочей арматуры колонны в фундамент для прямоугольных колонн при арматуре класса А-II должна быть не менее: для марки бетона колонны 200 — 25 d , а для марки 300 и выше — 20 d , при арматуре класса А-III для марки бетона 200 — 30 d , для марки 300 и выше — 25 d (d — наибольший диаметр продольной арматуры подкрановой части колонны). Для двухветвевых колонн глубину заделки принимают на 5 d больше, чем для соответствующих прямоугольных.

Монолитные фундаменты изготавливают из бетона марки 150 и 200, для сборных и составных фундаментов применяют марки 200 и 300.

Подшвы фундаментов рекомендуется армировать сварными сетками из арматуры периодического профиля класса А-II. Может применяться также арматура класса А-III при условии проверки ширины раскрытия трещин. Минимальный диаметр стержней не менее 10 мм, при длине стержней более 3 м — 12 мм.

Стенки стакана и подколонника фундамента армируют поперечной и продольной арматурой (рис. 61).

Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять в виде сварных сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок. Диаметр арматуры сеток принимается по расчету, но не менее 8 мм и не менее 0,25 диаметра продольной арматуры стакана. Расстояние между сетками по высоте стенок стакана при эксцентриситете нормальной силы $e_0 \geq \frac{h_k}{2}$ в верхней трети следует принимать равным 10—12 диаметрам арматуры сеток, в нижней части — 20—25 диаметрам, но не более 0,25 глубины заделки колонны; при $e_0 > \frac{h_k}{2}$ поперечные сетки следует располагать равно-

мерно с шагом, равным 15 диаметрам арматуры сеток, и ставить их ниже дна стакана на глубину, равную $\frac{h_k}{2}$. В случае необходимости (после проверки на смятие бетона фундамента под торцом колонны) сетки, располагаемые под стаканом следует заменить обычным сетчатым армированием.

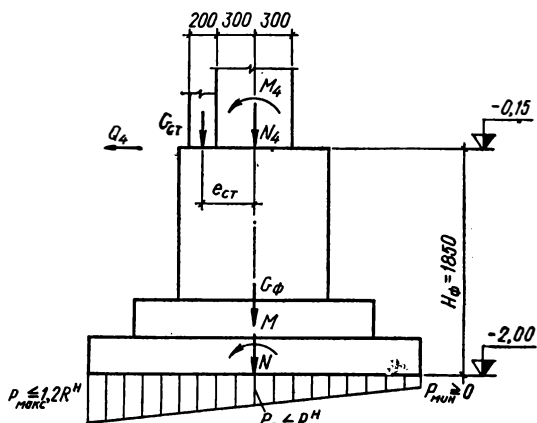
Продольная рабочая арматура подколонника устанавливается по расчету и должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования.

Минимальная площадь сечения продольной арматуры, расположенной с одной стороны внецентренно сжатого подколонника должна составлять не менее 0,05 % всего сечения верхней ступени фундамента.

При проектировании фундаментов размеры подошвы определяют по нормативным нагрузкам из расчета грунтового основания.

Для одноэтажных промышленных зданий с колоннами на отдельно стоящих фундаментах со свободно опертыми фермами или балками и грузоподъемностью кранов до 50 тс включительно при некоторых видах грунтов и характера их залегания расчет основания может производиться по нормативным давлениям без проверки осадок (табл. 12 [8]).

Рис. 60. Расчетная схема усилий для фундамента.



При определении наибольшего давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженных фундаментов одноэтажных промышленных зданий необходимо учитывать следующие основные комбинации нормативных нагрузок:

первая комбинация для колонн крайнего и среднего ряда — все постоянные, временные длительные, снеговая и ветровая нагрузки;

вторая комбинация для колонн крайнего ряда — все постоянные и временные длительные, снеговая, вертикальная и горизонтальная нагрузки не более чем от двух мостовых или подвесных кранов;

третья комбинация для колонн среднего ряда — все постоянные и временные длительные нагрузки, снеговая, вертикальная нагрузка не более чем от четырех мостовых или подвесных кранов и горизонтальная — не более чем от двух.

Снеговая нагрузка учитывается только в тех случаях, когда это приводит к более невыгодным результатам по сравнению с теми, которые получаются, если ее не учитывать.

Расчет фундаментов по прочности (определение высоты плитной части фундамента, размеров ступеней, арматуры фундамента) про-

изводят на основное, дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок.

В любом случае среднее давление на основание под подошвой фундамента не должно превышать нормативного давления R^n . Наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженных фундаментов не должно превышать $1,2 R^n$. Кроме того, для фундаментов колонн, несущих нагрузку от кранов, должно быть обеспечено полное касание подошвой фундамента грунта основания (рис. 60).

§ 21. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО ЗАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА С ПОВЫШЕННЫМ СТАКАНОМ ПОД КОЛОННУ КРАЙНЕГО РЯДА

Данные для проектирования

Глубина заложения подошвы фундамента принята $h = 2$ м. Основанием служит суглинок с коэффициентом пористости $\varepsilon = 0,8$, нормативным удельным сцеплением $c^n = 0,11$ кгс/см², нормативным углом внутреннего трения $\varphi^n = 19^\circ$, консистенцией $B = 0,8$ и объемной массой $\gamma_0 = 1,7$ т/м³.

Бетон марки 150 ($R_n = 80$ кгс/см², $R_p = 5,8$ кгс/см² = 58 тс/м²). Арматура нижней сетки фундамента и продольная арматура стакана из стержней стали класса А-II ($R_a = 2700$ кгс/см²); поперечная арматура стакана — сталь класса А-I ($R_a = 2100$ кгс/см²).

Под подошвой фундамента предусмотрена подготовка, поэтому защитный слой бетона принят 3,5 см.

Усилия, действующие на основание

Расчетная схема усилий, действующих на фундамент, показана на рис. 60. Расчетные усилия M_4 , N_4 и Q_4 , передаваемые колонной фундаменту, принимаем по данным табл. 14, причем их значения уменьшаем вдвое, так как в блок-раму входят две колонны крайнего ряда.

Определяем нагрузки от веса части стены, передающиеся непосредственно на фундамент (нижняя стеновая панель — 1,5 тс, остекление высотой 4,8 м — 40 кгс/м², фундаментная балка — 1,13 тс):
нормативная

$$G_{ст}^n = 1,5 + 0,04 \cdot 4,8 \cdot 6,0 + 1,13 = 3,78 \text{ тс};$$

расчетная

$$G_{ст} = 3,78 \cdot 1,1 = 4,16 \text{ тс}.$$

Вычисляем эксцентриситет (расстояние от оси стены до оси фундамента при толщине стеновой панели 20 см)

$$e_{ст} = \frac{0,2}{2} + \frac{0,6}{2} = 0,4 \text{ м}.$$

Изгибающий момент от веса участка стены относительно оси фундамента:

от нормативной нагрузки

$$G_{ст}^n e_{ст} = - 3,78 \cdot 0,4 = - 1,51 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

от расчетной нагрузки

$$G_{\text{ст}e_{\text{ст}}} = -4,16 \cdot 0,4 = -1,67 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Суммарные усилия, действующие относительно оси симметрии подошвы фундамента определяем по формулам:

$$M = M_4 + Q_4 H_{\Phi} + G_{\text{ст}e_{\text{ст}}};$$

$$N = N_4 + G_{\text{ст}},$$

где высота фундамента $H_{\Phi} = 2 - 0,15 = 1,85 \text{ м}$.

Результаты сводим в табл. 16.

Т а б л и ц а 16

Нагрузки	Комбинации нагрузок	Номера нагрузок из табл. 14	Усилия от колонны				Усилия от стены		Усилия на уровне подошвы фундамента		
			$M_4, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$N_4, \text{ тс}$	$Q_4, \text{ тс}$	$Q_4 H_{\Phi}, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$G_{\text{ст}}, \text{ тс}$	$G_{\text{ст}e_{\text{ст}}}, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$N, \text{ тс}$	$\frac{M}{N} = \frac{e_0}{\text{м}}$
Нормативные	I	1, 2, 9	9,12	44,19	1,98	3,66			11,27	47,97	0,24
	II	1, 2, 4, 7	-2,44	79,19	-1,79	-3,31	3,78	-1,51	-7,26	82,97	0,09
	III	1, 4, 7	-2,89	75,4	-1,88	-3,48			-7,88	79,18	0,10
Расчетные	IV	1, 9	10,20	44,41	2,23	4,12			12,66	48,57	0,26
	V	1, 4, 7, 10	-9,16	82,21	-3,33	-6,16	4,16	-1,67	-16,99	86,37	0,20
	VI	1, 2, 4, 7, 9	8,78	87,0	0,78	1,44			8,55	91,16	0,09

При составлении комбинаций усилий от нормативных нагрузок учтены указания по определению наибольшего давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженных фундамента.

Нормативные усилия получены делением расчетных усилий от отдельных видов нагрузок на соответствующий коэффициент перегрузки.

Размеры подошвы фундамента

Расчет ведем по нормативным нагрузкам методом последовательных приближений.

Для определения предварительных размеров подошвы фундамента нормативное давление на грунт принимаем по табл. 14 СНиП II-Б.1-62* [3].

При $\varepsilon = 0,8$ и $B = 0,8$ (для суглинка) $R^H = 1,7 \text{ кгс/см}^2 = 17 \text{ тс/м}^2$.

Предварительно определяем размер меньшей стороны подошвы фундамента, исходя из его работы на центральное загрузление максимальной продольной силой

$$b = \sqrt{\frac{N^H}{R^H - \gamma_{\text{ср}} h}} = \sqrt{\frac{82,97}{17 - 2 \cdot 2}} = 2,52 \approx 2,5 \text{ м},$$

где $\gamma_{\text{ср}} = 2 \text{ т/м}^3$ — средняя объемная масса фундамента и грунта на его уступах.

Задаемся отношением

$$m = \frac{b}{l} = 0,8.$$

Тогда большая сторона подошвы фундамента

$$l = \frac{b}{m} = \frac{2,5}{0,8} = 3,12 \approx 3,1 \text{ м},$$

а площадь фундамента согласно принятым размерам сторон

$$F_{\Phi} = bl = 2,5 \cdot 3,1 = 7,75 \text{ м}^2.$$

Вычисляем момент сопротивления подошвы фундамента

$$W = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,5 \cdot 3,1^2}{6} = 4 \text{ м}^3.$$

Затем уточняем значение нормативного давления на грунт согласно п. 5.10 [3]

$$R^H = (Ab + Bh) \gamma_0 + Dc^H = (0,47 \cdot 2,5 + 2,89 \cdot 2) \cdot 1,7 + \\ + 5,15 \cdot 1,1 = 17,4 \text{ тс/м}^2,$$

где $A = 0,47$; $B = 2,89$; $D = 5,15$ — коэффициенты, зависящие от φ^H и принимаемые по табл. 7 [3].

Проверяем принятые размеры подошвы фундамента, исходя из того, что максимальное давление на грунт $p_{\text{макс}}^H$ не должно превышать $1,2R^H$, минимальное давление $p_{\text{мин}}^H$ не должно быть меньше нуля, а среднее давление p_0^H не должно быть больше R^H .

Давление на грунт определяем по формуле

$$p^H = \gamma_{\text{ср}} h + \frac{N^H}{F} \pm \frac{M^H}{W}.$$

Комбинация усилий I:

$$p^H = 2 \cdot 2 + \frac{47,97}{7,75} \pm \frac{11,27}{4} = 4 + 6,2 \pm 2,8;$$

$$p_{\text{макс}}^H = 4 + 6,2 + 2,8 = 13 < 1,2R^H = 1,2 \cdot 17,4 = 20,9 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\text{мин}}^H = 4 + 6,2 - 2,8 = 7,4 \text{ тс/м}^2 > 0;$$

$$p_0^H = 4 + 6,2 = 10,2 < R^H = 17,4 \text{ тс/м}^2.$$

Комбинация усилий II:

$$p^H = 2 \cdot 2 + \frac{82,97}{7,75} \pm \frac{7,26}{4} = 4 + 10,7 \pm 1,8;$$

$$p_{\text{макс}}^H = 16,5 < 20,9 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\text{мин}}^H = 12,9 \text{ тс/м}^2 > 0;$$

$$p_0^H = 14,7 < 17,4 \text{ тс/м}^2.$$

Комбинация усилий III:

$$p^H = 2 \cdot 2 + \frac{79,18}{7,75} \pm \frac{7,88}{4} = 4 + 10,2 \pm 2;$$

$$p_{\max}^H = 16,2 < 20,9 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\min}^H = 12,2 \text{ тс/м}^2 > 0;$$

$$p_0^H = 14,2 < 17,4 \text{ тс/м}^2.$$

Так как давление p_{\max}^H во всех трех комбинациях усилий значительно меньше допустимой величины $1,2R^H$, то в целях экономии бетона принимаем следующие размеры подошвы фундамента: $b=2,5 \text{ м}$; $l=2,7 \text{ м}$.

Тогда:

$$F_{\phi} = 6,75 \text{ м}^2; \quad W = 3,03 \text{ м}^2.$$

Проверяем давление p_{\max}^H и p_0^H по комбинации усилий II, которая дает наибольшее их значение

$$p_{\max}^H = 2 \cdot 2 + \frac{82,97}{6,75} + \frac{7,26}{3,03} = 18,7 < 20,9 \text{ тс/м}^2$$

(разница примерно 10%, что допустимо);

$$p_0^H = 2 \cdot 2 + \frac{82,97}{6,75} = 16,3 < 17,4 \text{ тс/м}^2.$$

По комбинации усилий I ($e_{0 \max} = 24 \text{ см}$, табл. 16) проверяем

$$p_{\min}^H = 2 \cdot 2 + \frac{87,97}{6,75} - \frac{11,27}{3,03} = 7,4 \text{ тс/м}^2 > 0,$$

т. е. принятые во втором приближении размеры подошвы фундамента достаточны.

Расчет осадок в данном примере не приводится.

Расчетные напряжения в грунте под подошвой фундамента

Принимаем размеры и количество ступеней фундамента, размеры стакана и подколонника согласно указаниям § 20 (рис. 61).

Глубину заделки колонны в фундамент h_3 назначаем, исходя из условий:

$$1) \text{ при } e_0 = 28 < 2h_k = 2 \cdot 60 = 120 \text{ см} \quad h_3 = h_k = 60 \text{ см};$$

$$2) h_3 \geq 30d = 30 \cdot 2,5 = 75 \text{ см},$$

где d — наибольший диаметр рабочей арматуры подкрановой части колонны.

Округляя, принимаем глубину заделки колонны $h_3 = 80 \text{ см}$.

Расчетными являются комбинации нагрузок V и VI (табл. 16). Максимальное напряжение в грунте

$$p_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{86,37}{6,75} + \frac{16,99}{3,03} = 18,4 \text{ тс/м}^2 \text{ (комбинация V)}.$$

Напряжения под подошвой фундамента в сечениях 1—1; 2—2; 3—3 и по его оси (рис. 61)

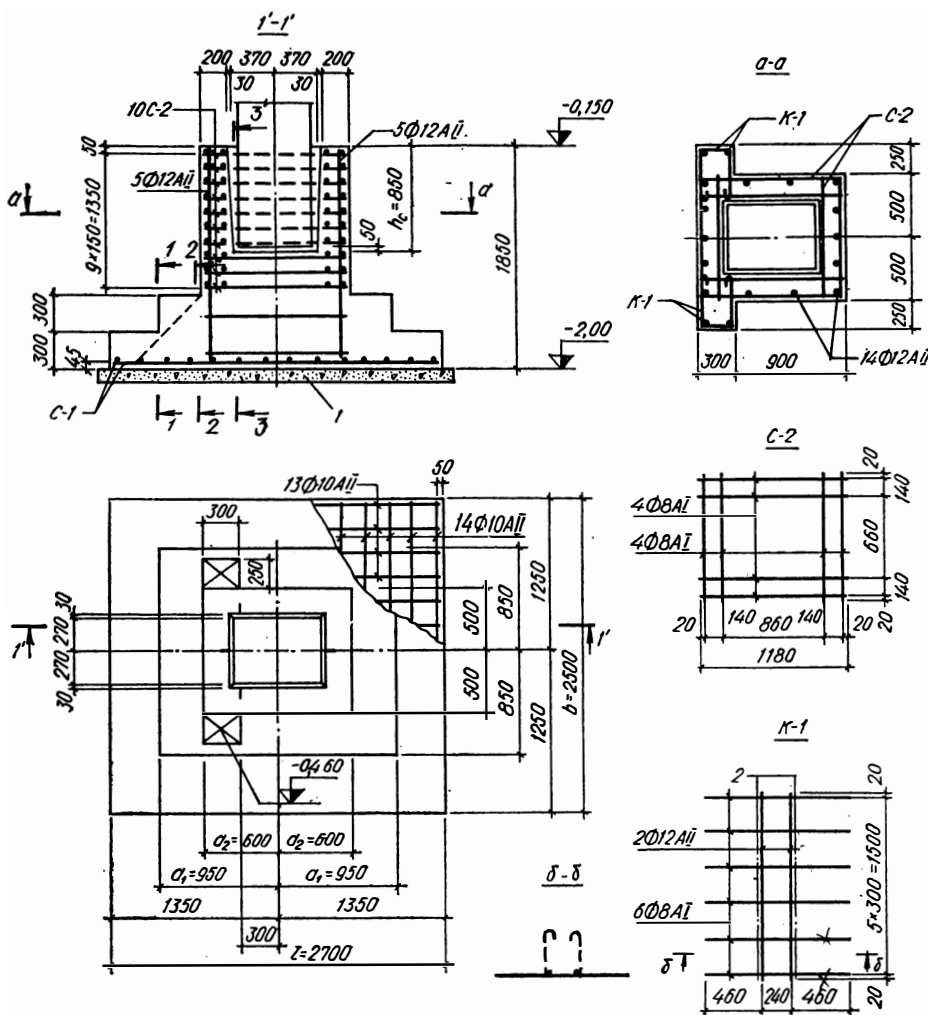


Рис. 61. Конструкция фундамента под крайнюю колонну:
1 — подготовка, 2 — линии изгиба каркаса.

$$p_1 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{a_1}{l/2} = \frac{86,37}{6,75} + \frac{16,99}{3,03} \cdot \frac{0,95}{1,35} = 16,7 \text{ тс/м}^2 \text{ (комбинация V);}$$

$$p_2 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{a_2}{l/2} = \frac{86,37}{6,75} + \frac{16,99}{3,03} \cdot \frac{0,6}{1,35} = 15 \text{ тс/м}^2 \text{ (комбинация V);}$$

$$p_3 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{h_k}{l} = \frac{91,16}{6,75} + \frac{8,55}{3,03} \cdot \frac{0,6}{2,7} = 14,1 \text{ тс/м}^2 \text{ (комбинация VI);}$$

$$p_0 = \frac{N}{F} = \frac{91,16}{6,75} = 13,5 \text{ тс/м}^2 \text{ (комбинация VI).}$$

Расчет прочности фундамента на продавливание

Так как принят фундамент с повышенным стаканом, прочность фундамента на продавливание по грани колонны не проверяем.

Для проверки принятой высоты первой ступени вычисляем прочность по грани пирамиды продавливания $CDEF$, параллельной меньшей стороне подошвы фундамента (рис. 62).

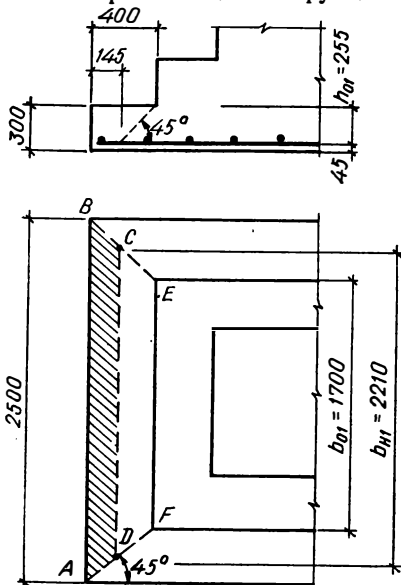


Рис. 62. Расчетная схема нижней ступени на продавливание.

Рабочая высота нижней ступени

$$h_{01} = h_1 - a = 30 - 4,5 = 25,5 \text{ см.}$$

Размер нижней стороны грани пирамиды продавливания

$$b_{n1} = b_{01} + 2h_{01} = 1,7 + 2 \cdot 0,255 = 2,21 \text{ м.}$$

Средний размер этой грани

$$b_{cp1} = \frac{b_{01} + b_{n1}}{2} = \frac{1,7 + 2,21}{2} = 1,96 \text{ м.}$$

Вычисляем площадь трапеции $ABCD$

$$F = 0,145 \cdot \frac{2,5 + 2,21}{2} = 0,341 \text{ м}^2.$$

Расчетную продавливающую силу P определяем по формуле

$$P = F p_{\text{макс}} = 0,341 \cdot 18,4 = 6,27 \text{ тс.}$$

Проверяем условие

$P = 6,27 < 0,75 R_p h_{01} b_{cp1} = 0,75 \cdot 58 \cdot 0,255 \cdot 1,96 = 21,7 \text{ тс,}$
т. е. прочность на продавливание по рассматриваемой грани и высота первой ступени достаточны.

Аналогично проверяем высоту второй ступени фундамента.

Высоту ступеней в направлении большей стороны подошвы фундамента не проверяем, так как размеры граней пирамиды продавливания больше, чем в рассмотренном выше случае.

Расчет арматуры подошвы фундамента

Рассчитываем арматуру в направлении большей стороны подошвы фундамента.

В сечении 1—1.

Определяем изгибающий момент

$$M_1 = b L^2 \frac{2p_{\text{макс}} + p_1}{6} = 2,5 \cdot 0,4^2 \cdot \frac{2 \cdot 18,4 + 16,7}{6} = 3,56 \text{ тс} \cdot \text{м,}$$

где L — расстояние от наружной грани до рассматриваемого сечения.

Тогда площадь арматуры

$$F_{a1} = \frac{M_1}{0,9 h_{01} R_a} = \frac{356\,000}{0,9 \cdot 25,5 \cdot 2700} = 5,75 \text{ см}^2.$$

В сечении 2—2.

Вычисляем:

$$h_{02} = 60 - 4,5 = 55,5 \text{ см};$$

$$M_2 = 2,5 \cdot 0,75^2 \cdot \frac{2 \cdot 18,4 + 15}{6} = 12,12 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$F_{a2} = \frac{1\,212\,000}{0,9 \cdot 55,5 \cdot 2700} = 9,02 \text{ см}^2.$$

В сечении 3—3:

$$h_{03} = 185 - 4,5 = 180,5 \text{ см};$$

$$M_3 = 2,5 \cdot 1,05^2 \cdot \frac{2 \cdot 18,4 + 14,1}{6} = 23,4 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$F_{a3} = \frac{2\,340\,000}{0,9 \cdot 180,5 \cdot 2700} = 5,35 \text{ см}^2.$$

Принимаем 13Ø10АII с шагом 200 мм, $F_a = 10,21 > 9,02 \text{ см}^2$ (рис. 61).

Количество арматуры в направлении меньшей стороны подошвы фундамента определяем по среднему напряжению в грунте под подошвой фундамента $p_0 = \frac{N}{F}$; изгибающие моменты вычисляем по формуле

$$M = lL^2 \frac{p_0}{2}.$$

При расчете учитываем уменьшение h_0 , так как арматура расположена во втором ряду.

Расчетом аналогичным предыдущему устанавливаем, что арматуру, укладываемую вдоль меньшей стороны подошвы фундамента, следует принять в количестве 14Ø10АII с шагом 200 мм, $F_a = 10,99 \text{ см}^2$.

Расчет продольной арматуры стакана

Площадь продольной арматуры определяем в сечениях 1—1 и 2—2 (рис. 63).

Сечение 1—1 приведем к двутавровому (рис. 64).

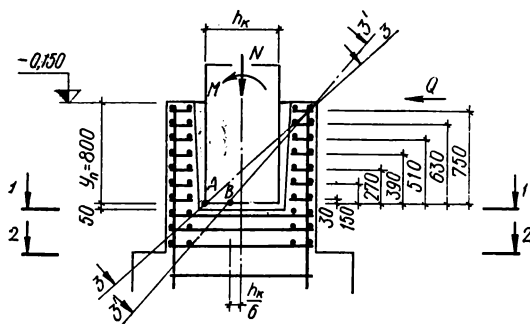


Рис. 63. Сечения для расчета поперечной арматуры подколонника.

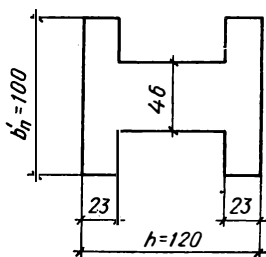


Рис. 64. Сечение для расчета продольной арматуры подколонника.

Вычисляем изгибающий момент и продольную силу в сечении $I-I$ по комбинации усилий V :

$$M = M_4 + Q_4 h_0 + G_{\text{ст}} e_{\text{ст}} = -16,99 - 3,33 \cdot 0,85 - 1,67 = -21,5 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = N_4 + G_{\text{ст}} + G_{\Phi} = 82,21 + 4,16 + 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 89,2 \text{ тс}.$$

Тогда эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21,5}{89,2} = 0,24 \text{ м} = 24 \text{ см}.$$

Применяем симметричное армирование.

Далее проверяем условие

$$N = 89\,200 \text{ кгс} < R_a b_{\text{п}} h'_{\text{п}} = 80 \cdot 100 \cdot 23 = 200\,000 \text{ кгс}.$$

Так как условие соблюдается, т. е. нейтральная ось проходит в пределах полки, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной $b_{\text{п}}$.

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{N}{R_a b_{\text{п}}} = \frac{89\,200}{80 \cdot 100} = 11,1 > 2a' = 2 \cdot 3,5 = 7 \text{ см}.$$

Тогда сечение арматуры при $h_0 = 120 - 3,5 = 116,5 \text{ см}$

$$F_a = F'_a = \frac{N [e - (h_0 - 0,5x)]}{R_a (h_0 - a')} = \frac{89\,200 [80,5 - (116,5 - 0,5 \cdot 11,1)]}{2700 \cdot (116,5 - 3,5)} < 0,$$

$$\text{где } e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 24 + \frac{120}{2} - 3,5 = 80,5 \text{ см}.$$

Так как арматура по расчету не требуется, то площадь ее определяем по формуле

$$F_a = F'_a = 0,0005 b_{\text{п}} h = 0,0005 \cdot 100 \cdot 120 = 6 \text{ см}^2.$$

Принимаем по 5Ø12AII с каждой стороны стакана

$$F_a = F'_a = 5,65 \approx 6 \text{ см}^2.$$

В сечении $2-2$ усилия незначительно больше вычисленных, поэтому площадь сечения арматуры принимаем аналогично сечению $I-I$.

Расчет поперечной арматуры стакана

Поперечную арматуру стакана рассчитываем в зависимости от эксцентриситета $e_0 = \frac{M}{N}$, где M и N — усилия в колонне на уровне верхнего обреза фундамента (рис. 63).

Как показывает расчет, комбинации IV и VI дают меньшее сечение арматуры F_x , поэтому расчетной для поперечной арматуры является комбинация V (табл. 16):

$$M = -16,99 \text{ тс} \cdot \text{м}, N = 86,37 \text{ тс}, Q = -3,33 \text{ тс}.$$

Так как $\frac{h_k}{2} = \frac{60}{2} = 30 > e_0 = \frac{1\,699\,000}{86\,370} = 20 > \frac{h_k}{6} = \frac{60}{6} = 10$ см, расчет ведем по наклонному сечению 3' — 3', проходящему через точку В, и площадь сечения арматуры, расположенной в одном уровне, определяем по формуле

$$F_x = \frac{M + Qy_n - N \cdot 0,7e_0}{R_a \Sigma z_x} = \frac{1\,699\,000 + 3330 \cdot 80 - 86\,370 \cdot 0,7 \cdot 24,5}{2100 \cdot 273} = 1,32 \text{ см}^2,$$

где $y_n = h_3$ — глубина заделки колонны в фундамент;
 Σz_x — сумма расстояний от каждого (рис. 63) ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны (учитываем только ряды поперечной арматуры, расположенные выше нижней грани колонны),

$$\Sigma z_x = 75 + 63 + 51 + 39 + 27 + 15 + 3 = 273 \text{ см.}$$

Необходимая площадь сечения рабочего стержня сварной сетки

$f_x = \frac{1,32}{4} = 0,33 \text{ см}^2$, так как растягивающее усилие в плоскости действия изгибающего момента воспринимают четыре стержня сетки. Принимаем $\varnothing 8A1$, $f_x = 0,503 \text{ см}^2$ (рис. 61).

При $e_0 \leq \frac{h_k}{6}$ поперечная арматура ставится конструктивно.

При $e_0 > \frac{h_k}{2}$ ведем расчет по наклонному сечению 3 — 3, проходящему через точку А. Тогда сечение арматуры, расположенной в одном ряду, определяют по формуле

$$F_x = \frac{M + Qy_n - N \frac{h_k}{2}}{R_a \Sigma z_x}.$$

Глава III

ЗДАНИЕ С ШАГОМ РАМ 12 м

§ 22. ПОКРЫТИЕ ПРИ ШАГЕ СТОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ 12 м

Ранее рассматривалось конструктивное решение одноэтажного промышленного здания при шаге балок покрытия 6 м, а рам 12 м с применением подстропильных конструкций. Но в ряде случаев более экономичным является решение с шагом рам 12 м без подстропильных конструкций, хотя это и приводит к некоторому увеличению расхода материалов на покрытие.

В зданиях при скатной кровле и мостовых кранах увеличение расхода материалов сравнительно невелико, а в зданиях с плоской кровлей и подвесным транспортом, а также при подвесных потолках это увеличение более существенно.

Поэтому при подвесном транспортном оборудовании и подвесных потолках, а также при подвеске значительного количества различных коммуникаций рекомендуется располагать несущие конструкции покрытия через 6 м и использовать подстропильные конструкции.

При изменении шага стропильных конструкций (балок, ферм, арок) с 6 на 12 м и плитах покрытия размером 3×12 м значительно сокращается количество монтажных элементов и, как следствие, почти вдвое уменьшается трудоемкость монтажных работ.

При проектировании зданий, оборудованных мостовыми кранами с шагом рам 12 м рекомендуется во всех случаях, когда это возможно, принимать шаг основных несущих конструкций покрытия также 12 м. При этом выбор шага колонн крайнего ряда производят с учетом конструктивного решения стенового заполнения.

Выбор шага стропильных конструкций 6 или 12 м производится на основании технико-экономического сравнения с учетом условий производства работ, возможностей производственной базы, особенностей конструктивных решений, обусловленных технологией производства и т. п.

Ниже рассмотрен вариант конструктивного решения одноэтажного промышленного здания с покрытием без подстропильных конструкций при сохранении той же сетки колонн — 18×12 м. Приведены примеры расчета панели покрытия размером 3×12 м и стропильной фермы пролетом 18 м. Остальные несущие конструкции поперечника — подкрановую балку, стеновую панель, колонну, фундаменты рассчитывают аналогично приведенным в главе II.

§ 23. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ 3×12 м

Данные для проектирования

Марка бетона 400 ($R_n = 210$ кгс/см², $R_p = 12,5$ кгс/см², $R_t = 17,5$ кгс/см²; $E_b = 3,5 \cdot 10^6$ кгс/см²).

Напрягаемая арматура — пряди \varnothing 9П7 из высокопрочной проволоки \varnothing ЗВ-II ($R_a = 10800$ кгс/см², $R_a^H = 17\,000$ кгс/см²; $E_a = 1,8 \times 10^6$ кгс/см²).

Рабочая продольная ненапрягаемая арматура каркасов — из стали класса А-II ($R_a = 2700$ кгс/см²; $E_a = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см²). Поперечная и продольная арматура каркасов и сеток — из обыкновенной проволоки класса В-I диаметром до 5,5 мм ($R_a = 3150$ кгс/см², $R_{a,x} = 2200$ кгс/см²; $E_a = 1,8 \cdot 10^6$ кгс/см²).

Панель относится ко II категории трещиностойкости. Размеры ее приведены на рис. 65.

Натяжение арматуры осуществляется механическим способом на упоры формы. Обжатие бетона производится при прочности $R_0 = 0,7 \cdot 400 = 280$ кгс/см².

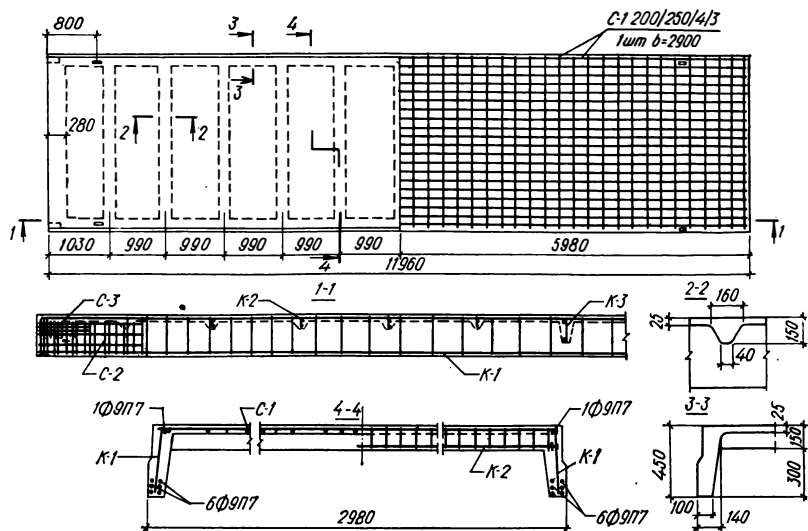


Рис. 65. Опалубочный чертеж и армирование предварительно напряженной панели покрытия 3×12 м.

Нагрузки

Нормативные и расчетные нагрузки на покрытие приведены в табл. 17.

Т а б л и ц а 17

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м ²
Постоянная (длительно действующая):			
Вес кровли с утеплителем (см. табл. 3)	117	—	140
Вес панели покрытия с бетоном замоноличивания	205	1,1	225
Всего	322		365
Временная (кратковременно действующая):			
Снеговая нагрузка для II района	70	1,4	98
Сосредоточенная нагрузка от веса рабочего с инструментом (учитывают только при расчете плиты и поперечных ребер)	100	1,2	120

Расчет плиты панели

Плиту панели толщиной 25 мм рассчитываем как многопролетную балочную (так как отношение пролетов плиты больше 3-х) с неравными пролетами, опорами которой являются монолитно связанные с ней поперечные ребра. При этом рассматривается полоса плиты шириной 1 м.

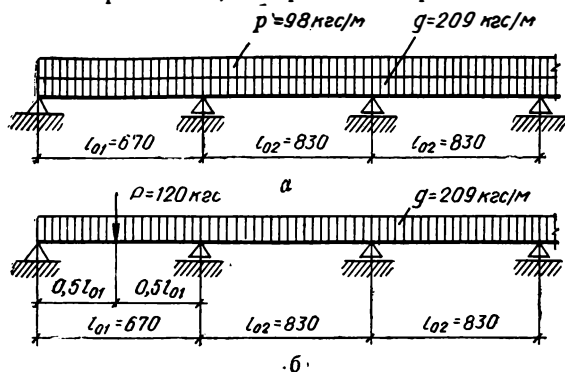


Рис. 66. Расчетные схемы плиты панели для двух комбинаций нагрузок:

а — постоянная и снеговая, б — постоянная и сосредоточенная.

нужную постоянную нагрузку на 1 м, включая вес плиты толщиной 25 мм

$$g = 140 + 0,025 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 209 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетные изгибающие моменты определяем от двух комбинаций загрузки с учетом перераспределения усилий вследствие неупругих деформаций материалов.

1. При действии постоянной и временной (снеговой) нагрузок (рис. 66, а) изгибающие моменты:

в крайнем пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_k = \pm \frac{(g + p) l_{01}^2}{11} = \pm \frac{(209 + 98) \cdot 0,67^2}{11} = \pm 12,5 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

в среднем пролете и на средних опорах

$$M_{cp} = \pm \frac{(g + p) l_{02}^2}{16} = \pm \frac{(209 + 98) \cdot 0,83^2}{16} = \pm 14,5 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

В средних пролетах изгибающий момент больше, поэтому расчет от комбинации II нагрузок выполняем только для средних пролетов.

2. При действии постоянной и временной сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом (рис. 66, б) изгибающий момент

$$M = \frac{g l_{02}^2}{16} + \frac{p l_{02}}{8} = \frac{209 \cdot 0,83^2}{16} + \frac{120 \cdot 0,83}{8} = 21,5 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Расчетной является вторая комбинация нагрузок.

Определяем рабочую высоту плиты при расположении сетки по середине ее толщины

$$h_0 = \frac{h_{\pi}}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ см.}$$

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_{\pi} b h_0^2} = \frac{2150}{210 \cdot 100 \cdot 1,25^2} = 0,066.$$

При $A_0 = 0,066$ находим по табл. 4.8 [1] $\alpha = 0,069$ (по интерполяции).

Чтобы определить площадь сечения арматуры вычисляем усилие:

$$N_a = \alpha R_{\pi} b h_0 = 0,069 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 1,25 = 1810 \text{ кгс.}$$

Тогда

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{1810}{3150} = 0,58 \text{ см}^2.$$

Принимаем сварную сетку 200/250/4/3 (ГОСТ 8478—66) шириной 2900 мм (табл. 16 приложения 5) с продольной рабочей арматурой из обыкновенной проволоки класса В-I. Площадь сечения рабочей арматуры ($\varnothing 4$ с шагом 200 мм) $f_a = 202 \text{ см}^2 > 0,58 \cdot 2,9 = 1,78 \text{ см}^2$.

Расчетный пролет, нагрузка и усилия в поперечном ребре

Рассчитываем одно из средних поперечных ребер, как наиболее нагруженное. Расчетная схема — шарнирно опертая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетный пролет между осями опор

$$l_0 = 298 - 2 \cdot \frac{10}{2} = 288 \text{ см.}$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м ребра от веса кровли, плиты и ребра, собранная с полосы шириной 99 см

$$g = 209 \cdot 0,99 + \frac{0,04 + 0,16}{2} \cdot (0,15 - 0,025) \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 241 \text{ кгс/м.}$$

Расчетная снеговая нагрузка

$$p = 98 \cdot 0,99 = 97 \text{ кгс/м.}$$

Усилия определяем от двух комбинаций загрузки.

1. При действии постоянной и временной (снеговой) нагрузки (рис. 67, а):

изгибающий момент

$$M = \frac{(g + p) l_0^2}{8} = \frac{(241 + 97) \cdot 2,88^2}{8} = 352 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

поперечная сила

$$Q = \frac{(g + p) l_0}{2} = \frac{(241 + 97) \cdot 2,88}{2} = 486 \text{ кгс.}$$

2. При действии постоянной и временной сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом (рис. 67, б). При вычислении

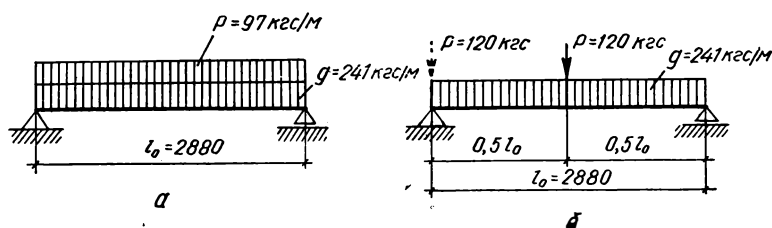


Рис. 67. Расчетные схемы поперечного ребра панели для двух комбинаций нагрузок:

а — постоянная и снеговая, б — постоянная и сосредоточенная.

изгибающего момента от сосредоточенной нагрузки учитываем частичное защемление поперечного ребра в продольном.

Тогда:

$$M = \frac{g l_0^2}{8} + \frac{P l_0}{5} = \frac{241 \cdot 2,88^2}{8} + \frac{120 \cdot 2,88}{5} = 319 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{g l_0}{2} + P = \frac{241 \cdot 2,88}{2} + 120 = 467 \text{ кгс.}$$

Таким образом, расчетной по M и Q является первая комбинация нагрузок.

Расчет прочности нормальных сечений поперечного ребра

Отношение $\frac{h'_n}{h} = \frac{2,5}{15} = 0,167 > 0,1$, следовательно, расчет-

ная ширина полки таврового сечения $b'_n = 99 \text{ см}$. Принимая $a = 2 \text{ см}$, вычисляем рабочую высоту ребра

$$h_0 = h - a = 15 - 2 = 13 \text{ см.}$$

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b'_n h_0^2} = \frac{35200}{210 \cdot 99 \cdot 13^2} = 0,01.$$

При $A_0 = 0,01$ по табл. 4,8 [1] находим $\alpha = 0,01$ и $\gamma = 0,995$. Тогда высота сжатой зоны

$$x = \alpha h_0 = 0,01 \cdot 13 = 0,13 < h'_n = 2,5 \text{ см.}$$

Следовательно, нейтральная ось проходит в полке.

Площадь сечения арматуры определяем из формул:

$$N_a = \frac{M}{\gamma h_0} = \frac{35\,200}{0,995 \cdot 13} = 2720 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{2720}{2700} = 1,01 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1Ø12АII, $F_a = 1,13 > 1,01 \text{ см}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений поперечного ребра

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры по условию

$$Q = 486 \leq R_p b h_0 = 12,5 \cdot 4 \cdot 13 = 650 \text{ кгс},$$

т. е. поперечные стержни по расчету не требуются. Принимаем их конструктивно (с учетом технологии точечной сварки) из проволоки Ø4ВI с шагом 100 мм.

Расчетный пролет, нагрузки и усилия в продольных ребрах

Ребра загружены равномерно распределенной постоянной и временной нагрузкой; расчетная схема приведена на рис. 68.

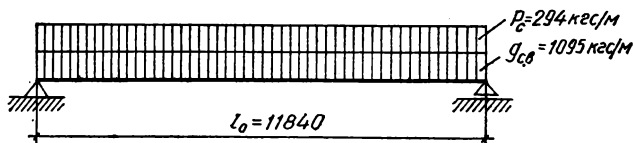


Рис. 68. Расчетная схема продольного ребра панели.

Расчетный пролет ребра по осям опор

$$l_0 = 11,96 - 2 \cdot \frac{0,12}{2} = 11,84 \text{ м},$$

где 0,12 м — длина опирания панели.

Нагрузка на 1 м панели с номинальной шириной 3 м: нормативная

$$q^n = g_{c,в}^n + p_c^n = 322 \cdot 3 + 70 \cdot 3 = 1176 \text{ кгс/м};$$

расчетная

$$q = g_{c,в} + p_c = 365 \cdot 3 + 98 \cdot 3 = 1095 + 294 = 1389 \text{ кгс/м}.$$

Определяем усилия в продольных ребрах:

от расчетной полной нагрузки

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{1389 \cdot 11,84^2}{8} = 24\,400 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{1389 \cdot 11,84}{2} = 8240 \text{ кгс};$$

от нормативной длительно действующей части нагрузки

$$M_{дл}^n = \frac{g_{c,в}^n l_0^2}{8} = \frac{322 \cdot 3 \cdot 11,84^2}{8} = 16\,950 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

от нормативной полной нагрузки

$$M^H = \frac{q^H l_0^2}{8} = \frac{1176 \cdot 11,84^2}{8} = 20\,700 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Предварительный расчет прочности нормальных сечений продольных ребер

Поперечное сечение панели приводим к тавровой форме и в расчет вводим всю ширину полки так как

$$b'_n = 295 \text{ см} < b + 2 \frac{l_0}{6} = 14 \cdot 2 + 2 \cdot \frac{11,84}{6} = 424 \text{ см (п. 4.7 [1])}.$$

Вычисляем рабочую высоту ребра, принимая $a_n = 5 \text{ см}$.

$$h_0 = h - a_n = 45 - 5 = 40 \text{ см}.$$

Сечение предварительно напряженной арматуры в ребрах определяем без учета ненапряженной арматуры. Для этого вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b'_n h_0^2} = \frac{2\,440\,000}{210 \cdot 295 \cdot 40^2} = 0,0246.$$

По табл. 4.8 [1] находим $\alpha = 0,0245$ и $\gamma = 0,988$.

Высота сжатой зоны

$$x = \alpha h_0 = 0,0245 \cdot 40 = 0,98 < h'_n = 2,5 \text{ см}.$$

где h'_n — толщина полки (рис. 65).

Следовательно нейтральная ось проходит в полке.

Площадь сечения арматуры определяем по формулам

$$N_a = \frac{M}{\gamma h_0} = \frac{2\,440\,000}{0,988 \cdot 40} = 61\,700 \text{ кгс},$$

$$F_n = \frac{N_a}{R_a} = \frac{61\,700}{10\,800} = 5,71 \text{ см}^2.$$

Для обеспечения трещиностойкости нормальных сечений площадь арматуры F_n рекомендуется увеличивать на 5 — 15% против полученной из расчета.

Принимаем 6 прядей $\varnothing 9П7$ в каждом ребре. Всего $12\varnothing 9 П7$, $F_n = 0,509 \cdot 12 = 6,1 > 5,71 \text{ см}^2$.

Для обеспечения трещиностойкости зоны, растянутой усилиями предварительного обжатия в стадии изготовления, транспортирования и монтажа, задаемся также площадью сечения верхней напрягаемой арматуры $F'_n = 0,15 \cdot F_n = 0,15 \cdot 6,1 = 0,92 \text{ см}^2$.

Принимаем по одной пряди $\varnothing 9П7$ в каждом ребре, тогда площадь арматуры $F'_n = 0,509 \cdot 2 = 1,02 > 0,92 \text{ см}^2$.

Продольные стержни каркасов принимаем из обыкновенной проволоки $\varnothing 5В1$. Тогда площадь сечения ненапрягаемой арматуры ребер и плиты: в нижней зоне $2 \varnothing 5В1$ (по одному в каждом ребре),

$F_a = 0,39 \text{ см}^2$; в верхней зоне 2 $\varnothing 5\text{ВІ}$ (в ребрах) и 16 $\varnothing 4\text{ВІ}$ (в плите), $F'_a = 2,4 \text{ см}^2$.

Тогда рабочая высота ребра

$$h_0 = h - a_n = 45 - 7 = 38 \text{ см (рис. 69).}$$

Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер

Проверяем необходимость расчета поперечных стержней

$$Q = 8240 \text{ кгс} < R_p b h_0 = 12,5 \cdot 20 \cdot 40 = 10\,000 \text{ кгс},$$

где $b = 2 \cdot 10 \text{ см}$ — суммарная ширина двух ребер. Поперечные стержни по расчету не требуются. Принимаем их конструктивно из проволоки $\varnothing 5\text{ВІ}$ с шагом 200 мм.

Геометрические характеристики поперечного сечения панели

Сечение панели приводим к эквивалентному тавровому (рис. 69).

Средняя ширина ребра $b = 2 \cdot \frac{14 + 10}{2} = 24 \text{ см}$.

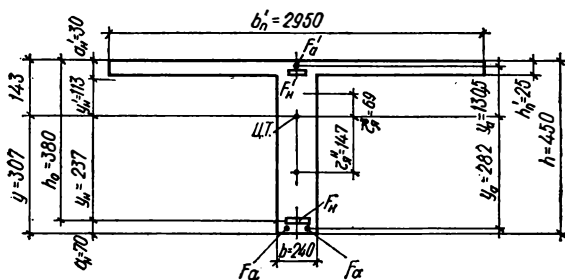


Рис. 69. Эквивалентное тавровое сечение панели.

Площадь сечения бетона

$$F_6 = 295 \cdot 2,5 + 24 \cdot (45 - 2,5) = 1758 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения всей арматуры

$$\sum F_a = F_n + F'_n + F_a + F'_a = 6,1 + 1,02 + 0,39 + 2,4 = 9,91 \text{ см}^2.$$

Так как $0,008 F_6 = 0,008 \cdot 1758 = 14,1 > \sum F_a = 9,91 \text{ см}^2$, то геометрические характеристики приведенного сечения определяем без учета продольной арматуры (п. 3.30 [1]), следовательно,

$$F_n = F_6 = 1758 \text{ см}^2.$$

Вычисляем статический момент приведенного сечения относительно нижней грани панели

$$S_n = 295 \cdot 2,5 \cdot \left(45 - \frac{2,5}{2}\right) + 42,5 \cdot 24 \cdot \frac{42,5}{2} = 54\,000 \text{ см}^3.$$

Тогда расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y = \frac{S_{\Pi}}{F_{\Pi}} = \frac{54\,000}{1758} = 30,7 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$J_{\Pi} = \frac{295 \cdot 2,5^3}{12} + 295 \cdot 2,5 \cdot (14,3 - 1,25)^2 + \\ + \frac{24 \cdot 42,5^3}{12} + 24 \cdot 42,5 \cdot (30,7 - 21,25)^2 = 370\,700 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления приведенного сечения: относительно нижней грани

$$W_0 = \frac{J_{\Pi}}{y} = \frac{370\,700}{30,7} = 12\,080 \text{ см}^3;$$

относительно верхней грани

$$W'_0 = \frac{J_{\Pi}}{h - y} = \frac{370\,700}{45 - 30,7} = 25\,900 \text{ см}^3.$$

Тогда расстояния от центра тяжести приведенного сечения: до верхней ядровой точки

$$r^B_{\text{я}} = \frac{W_0}{F_{\Pi}} = \frac{12\,080}{1758} = 6,9 \text{ см};$$

до нижней ядровой точки

$$r^H_{\text{я}} = \frac{W'_0}{F_{\Pi}} = \frac{25\,900}{1758} = 14,7 \text{ см.}$$

Определение величины и потерь предварительного напряжения арматуры

Величину начального предварительного напряжения арматуры $F_{\text{н}}$ и $F'_{\text{н}}$ принимаем наибольшей в соответствии с пп. 3,2 [1] и учетом компенсации потерь от релаксации напряжений:

$$\sigma_0 = \sigma'_0 = 0,8R_a^H = 0,8 \cdot 17\,000 = 13\,600 \text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери $\sigma_{\text{н}1}$ (до обжатия бетона): от релаксации напряжений стали (табл. 1 приложения 1)

$$\sigma_3 = \left(0,27 \frac{\sigma_0}{R_a^H} - 0,1\right) \sigma_0 = \left(0,27 \cdot \frac{13\,600}{17\,000} - 0,1\right) \cdot 13\,600 = \\ = 1575 \text{ кгс/см}^2;$$

от деформации анкеров при натяжении арматуры на упоры

$$\sigma_4 = 2(\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0,1 \cdot \frac{1,8 \cdot 10^6}{1200} = 300 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\lambda_1 = 0$ и $\lambda_2 = 1$ мм на каждый анкер;

от деформаций форм

$$\sigma_9 = 300 \text{ кгс/см}^2;$$

потери от температурного перепада при тепловой обработке изделия отсутствуют ($\sigma_7 = 0$), так как арматура и форма нагреваются одновременно (п. 3.9 [1]).

Следовательно, первые потери

$$\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_9 = 1575 + 300 + 300 = 2175 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после обжатия бетона).

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для определения потерь от ползучести бетона — σ_2 отдельно для нижней F_n и верхней F'_n арматуры вычисляем усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$N_{01} = m_T \sigma_{01} F_n + m_T \sigma'_{01} F'_n = 1,0 \cdot 11\,425 \cdot 6,1 + 1,0 \cdot 11\,425 \cdot 1,02 = 81\,500 \text{ кгс},$$

где $\sigma_{01} = \sigma'_{01} = 13\,600 - 2175 = 11\,425 \text{ кгс/см}^2$;

$m_T = 1$ коэффициент точности напряжения (п. 3.4 [1]).

Эксцентриситет приложения усилия N_{01} относительно центра тяжести приведенного сечения согласно рис. 69

$$e_{01} = \frac{\sigma_{01} F_n y_n - \sigma'_{01} F'_n y'_n}{N_{01}} = \frac{11\,425 \cdot 6,1 \cdot 23,7 - 11\,425 \cdot 1,02 \cdot 11,3}{81\,500} = 18,7 \text{ см}.$$

Находим изгибающий момент от веса панели

$$M_{с.в} = \frac{g_{с.в} l_0^2}{8} = \frac{510 \cdot 11,84^2}{8} = 8940 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

где $g_{с.в}$ — равномерно распределенная нагрузка от веса панели с учетом коэффициента перегрузки $n = 0,9$ [4],

$$g_{с.в} = n \frac{G}{L} = 0,9 \cdot \frac{6800}{12,0} = 510 \text{ кгс/м},$$

здесь G — вес панели;

L — длина панели.

Определяем напряжение в бетоне на уровне центра тяжести нижней напрягаемой арматуры F_n от предварительного обжатия и веса панели (рис. 69).

$$\begin{aligned} \sigma_6 &= \frac{N_{01}}{F_n} + \frac{N_{01} e_{01} y_n}{J_n} - \frac{M_{с.в} y_n}{J_n} = \\ &= \frac{81\,500}{1758} + \frac{81\,500 \cdot 18,7 \cdot 23,7}{370\,700} - \frac{894\,000 \cdot 23,7}{370\,700} = 86,8 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

То же, верхней арматуры F'_n

$$\begin{aligned} \sigma_6 &= \frac{N_{01}}{F_n} - \frac{N_{01} e_{01} y'_n}{J_n} + \frac{M_{с.в} y'_n}{J_n} = \\ &= \frac{81\,500}{1758} - \frac{81\,500 \cdot 18,7 \cdot 11,3}{370\,700} + \frac{894\,000 \cdot 11,3}{370\,700} = 27,2 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

При $\sigma_6 = 86,8 < 0,5R_0 = 140$ кгс/см² потери предварительного напряжения от ползучести бетона вычисляем по формулам:

в нижней арматуре F_n

$$\sigma_2 = \frac{kE_a R}{E_6 R_0} \sigma_6 = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 86,8 = 635 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 1$ при высокопрочной арматурной проволоке;

в верхней арматуре F'_n

$$\sigma'_2 = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 27,2 = 200 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери

$$\sigma_{n2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 635 = 1035 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_{n2} = \sigma'_1 + \sigma'_2 = 400 + 200 = 600 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 2175 + 1035 = 3210 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_n = \sigma'_{n1} + \sigma'_{n2} = 2175 + 600 = 2775 \text{ кгс/см}^2.$$

Окончательный расчет прочности нормальных сечений по изгибающему моменту

Определим положение нейтральной оси. Для этого проверяем условие

$$R_a F_n + R_a F_a \leq R_n b'_n h'_n + R_{a.c} F'_a + \sigma'_c F'_n = 10\,800 \cdot 6,1 + 3150 \cdot 0,39 = 67\,200 < 210 \cdot 295 \cdot 2,5 + 3150 \cdot 2,4 + 8310 \cdot 1,02 = 153\,800 \text{ кгс},$$

где σ'_c — напряжение, с которым вводят в расчет арматуру F'_n ,

$$\sigma'_c = 3600 - m_T \sigma'_{02} = 3600 - 1,1 \cdot 10\,825 = 3600 - 11\,908 = -8310 \text{ кгс/см}^2,$$

здесь $\sigma'_{02} = 13\,600 - 2775 = 10\,825 \text{ кгс/см}^2$;

$m_T = 1,1$ (п. 4.10 [1]).

Условие удовлетворяется, т. е. нейтральная ось проходит в полке таврового сечения.

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\alpha = \frac{R_a F_a + R_a F_n - R_{a.c} F'_a - \sigma'_c F'_n}{R_n b'_n h_0} = \frac{3150 \cdot 0,39 + 10\,800 \cdot 6,1 - 3150 \cdot 2,4 + 8310 \cdot 1,02}{210 \cdot 295 \cdot 38} = 0,0291 < \alpha_{\max} = 0,55.$$

Следовательно, отношение $\frac{2\sigma'_n}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{38} = 0,158 > \alpha = 0,0291$.

Определяем относительную высоту сжатой зоны без учета арматуры F'_a и снижения предварительного напряжения в арматуре F'_H (п. 4.22 [1])

$$\alpha' = \frac{R_a F_a + R_a F_H + m_T \sigma'_{02} F'_H}{R_H b'_H h_0} =$$

$$= \frac{3150 \cdot 0,39 + 10\,800 \cdot 6,1 + 1,1 \cdot 10\,825 \cdot 1,02}{210 \cdot 298 \cdot 38} = 0,033.$$

Так как $\alpha' = 0,033 < \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{38} = 0,158$, то прочность сечения проверяем из условия (п. 4.20 [1])

$$M_{\text{сеч}} = (R_a F_a + R_a F_H + m_T \sigma'_{02} F'_H) \gamma h_0 - m_T \sigma'_{02} F'_H (h_0 - a'_H) =$$

$$= (3150 \cdot 0,39 + 10\,800 \cdot 6,1 + 1,1 \cdot 10\,825 \cdot 1,02) \cdot 0,983 \cdot 38 -$$

$$- 1,1 \cdot 10\,825 \cdot 1,02 \cdot (38 - 3) = 2\,537\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 25,37 > M =$$

$$= 24,4 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $\gamma = 0,983$ при $\alpha' = 0,033$ (табл. 4.8 [1]).

Прочность нормальных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту

В соответствии с п. 4.66 [1] для предварительно напряженных элементов, армированных прядями без анкеров, прочность наклонного сечения, начинающегося у грани опоры, необходимо проверить по изгибающему моменту.

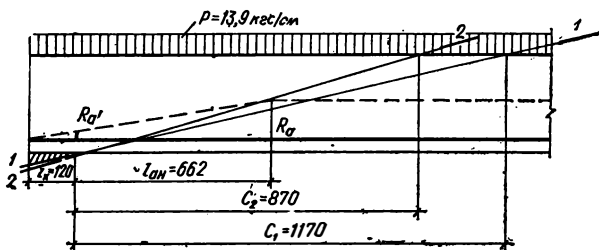


Рис. 70. Расчетное наклонное сечение панели по изгибающему моменту.

Длину зоны анкеровки напрягаемой арматуры согласно п. 3.6 [1] при $\sigma_{01} = 11\,425 \text{ кгс/см}^2 > 10\,000 \text{ кгс/см}^2$ определяем по формуле

$$l_{\text{ан}} = k_{\text{ан}} d + 3 \frac{\sigma_{01} - 10\,000}{R_0} = 68 \cdot 0,9 + 3 \cdot \frac{11\,425 - 10\,000}{280} = 66,2 \text{ см},$$

где при $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$ и армировании прядями диаметром 9 мм $k_{\text{ан}} = 68$ (табл. 3.2 [1]).

Начало зоны анкеровки при постепенной передаче усилия обжата принимаем у торца панели.

Расчетным является сечение 1—1 по грани опоры на расстоянии $l_x = 12 \text{ см}$ от торца (рис. 70).

Вычисляем расчетное сопротивление арматуры с учетом его снижения в пределах зоны анкеровки (п. 4.11 [1])

$$R'_a = \sigma_{01} \frac{l_x}{l_{ан}} = 11\,425 \cdot \frac{12}{66,2} = 2080 \text{ кгс/см}^2 < R_a = 10\,800 \text{ кгс/см}^2.$$

Длину проекции невыгоднейшего по изгибающему моменту наклонного сечения определяем по формуле

$$c_1 = \frac{Q + 0,5q_{x.w}u}{q_{x.w} + p} = \frac{8240 + 0,5 \cdot 62 \cdot 20}{62 + 13,9} = 117 \text{ см},$$

где $q_{x.w}$ — усилие в поперечных стержнях на единицу длины панели

$$q_{x.w} = \frac{R_a n f_x}{u} = \frac{3150 \cdot 2 \cdot 0,196}{20} = 62 \text{ кгс/м}.$$

p — расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 см длины панели,

$$p = \frac{1389}{100} = 13,9 \text{ кгс/см}.$$

Вычисляем изгибающий момент, действующий в наклонном сечении на расстоянии $c_3 = c_1 + \frac{12}{2} = 117 + \frac{12}{2} = 123 \text{ см}$ от оси опоры (12 см — длина опирания панели)

$$M = Qc_3 - \frac{qc_3^2}{2} = 8240 \cdot 1,23 - \frac{1389 \cdot 1,23^2}{2} = 9300 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Так как нейтральная ось проходит в полке, принимаем плечо внутренней пары

$$z = h_0 - \frac{h'_n}{2} = 40 - \frac{2,5}{2} = 38,8 \text{ см}.$$

Далее определяем изгибающий момент, воспринимаемый наклонным сечением

$$\begin{aligned} M_{сеч} &= R'_a F_n z + q_{x.w} \frac{c_1(c_1 - u)}{2} = \\ &= 2080 \cdot 6,1 \cdot 38,8 + 62 \cdot \frac{117 \cdot (117 - 20)}{2} = 843\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\ &= 8,43 < M = 9,3 \text{ тс} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

т. е. прочность наклонного сечения по изгибающему моменту недостаточна, поэтому уменьшаем шаг поперечных стержней по длине наклонного сечения до 150 мм.

Тогда:

$$\begin{aligned} q_{x.w} &= \frac{3150 \cdot 2 \cdot 0,196}{15} = 82 \text{ кгс/см}; \\ c_2 &= \frac{8240 + 0,5 \cdot 82 \cdot 15}{82 + 13,9} = 87 \text{ см}. \end{aligned}$$

Находим изгибающий момент, действующий в наклонном сечении на расстоянии $c_3 = 87 + \frac{12}{2} = 93$ см от оси опоры.

$$M = 8240 \cdot (0,93 + 0,06) \cdot \frac{1389 \cdot (0,93 + 0,06)^2}{2} = 7470 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Затем вычисляем изгибающий момент воспринимаемый наклонным сечением

$$M_{\text{сеч}} = 2080 \cdot 6,1 \cdot 38,8 + 82 \cdot \frac{93 \cdot (93 - 15)}{2} = 788\,000 = \\ = 7,88 \text{ тс} \cdot \text{м} > M = 7,47 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Таким образом прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

Расчет нормальных сечений продольных ребер по образованию трещин

Определяем равнодействующую усилий по всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуре с учетом суммарных потерь по формуле

$$N_{02} = \sigma_{02} F_n + \sigma'_{02} F'_n - \sigma_a F_a - \sigma'_a F'_a,$$

где

$$\sigma_{02} = m_T (\sigma_0 - \sigma_n) = 0,9 \cdot (13\,600 - 3210) = 9360 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_{02} = m_T (\sigma_0 - \sigma'_n) = 0,9 \cdot (13\,600 - 2775) = 9743 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_a = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 635 = 1035 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_a = \sigma'_1 + \sigma'_2 = 400 + 200 = 600 \text{ кгс/см}^2$$

(m_T — коэффициент точности напряжения).

Тогда

$$N_{02} = 9360 \cdot 6,1 + 9743 \cdot 1,02 - 1035 \cdot 0,39 - 600 \cdot 2,4 = 65\,200 \text{ кгс}.$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей усилий относительно центра тяжести приведенного сечения вычисляем по формуле

$$e_{02} = \frac{\sigma_{02} F_n y_n + \sigma'_a F'_a y'_a - \sigma'_{02} F'_n y'_n - \sigma_a F_a y_a}{N_{02}} =$$

$$= \frac{9360 \cdot 6,1 \cdot 23,7 + 600 \cdot 2,4 \cdot (14,3 - 1,25) - 9743 \cdot 1,02 \cdot 11,3 - 1035 \cdot 0,39 \cdot 28,2}{65\,200} =$$

$$= 19,2 \text{ см},$$

где y_n , y_a , y'_n , y'_a — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до соответствующей арматуры (рис. 69).

Далее находим момент обжатия относительно верхней границы ядра сечения

$$M_{об}^я = N_{02} (e_{02} + r_{я}^B) = 65\,200 \cdot (19,2 + 6,9) = 1\,701\,750 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани с учетом неупругих деформаций бетона в растянутой зоне

$$W_T = \gamma W_0 = 1,75 \cdot 12\,080 = 21\,100 \text{ см}^3,$$

где $\gamma = 1,75$ для таврового сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне (табл.5.1 [1]).

Тогда момент трещинообразования

$$M_T = R_T W_T + M_{ог}^n = 17,5 \cdot 21\,100 + 1\,701\,750 = 2\,071\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 20,71 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие трещинообразования

$$M^n = 20,7 < M_T = 20,71 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Условие удовлетворяется, т. е. трещиностойкость нормальных сечений обеспечена.

Расчет наклонных сечений продольных ребер по образованию трещин

Определяем касательные напряжения в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\tau = \frac{Q S'_n}{J_n b} = \frac{6960 \cdot 10\,270}{370\,700 \cdot 24} = 8 < 0,7 R_T = 0,7 \cdot 17,5 = 12,3 \text{ кгс/см}^2,$$

где S'_n — статический момент части приведенного сечения, расположенной выше оси, которая проходит через центр тяжести сечения, относительно этой оси,

$$S'_n = 295 \cdot 2,5 (14,3 - 1,25) + (14,3 - 2,5) \cdot 24 \cdot 5,9 = 10270 \text{ см}^3.$$

Следовательно, в соответствии с п. 5.20 [1] проверка трещиностойкости наклонных сечений не требуется.

Если условие $\tau < 0,7 R_T$ не удовлетворяется, необходимо выполнить расчет по образованию трещин. При этом равнодействующую усилий N_{02} во всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуре и потери от ползучести бетона определяют без учета влияния веса панели.

Расчет прогибов панели

Полный прогиб для элементов, работающих в стадии эксплуатации без трещин определяем по формуле

$$f = f_k + (f_d - f_b) c.$$

Для этого вычисляем прогиб от кратковременно действующей части равномерно распределенной нагрузки при $S = \frac{5}{48}$

$$f_k = S \frac{M_k^n}{B_k} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{375\,000}{11 \cdot 10^{10}} \cdot 1184^2 = 0,5 \text{ см},$$

где M_k^n момент от кратковременно действующей нагрузки,

$$M_k^n = M^n - M_d^n = 20\,700 - 16\,950 = 3\,750 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

B_k — жесткость плиты при кратковременном действии нагрузки,

$$B_k = 0,85 E_c J_n = 0,85 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 370\,700 = 11 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Определяем начальный прогиб от длительно действующей части нагрузки при $M_d^H = 16\,950 \text{ кгс} \cdot \text{м}$

$$f_d = S \frac{M_d^H}{B_K} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{1\,695\,000}{11 \cdot 10^{10}} \cdot 1184^2 = 2,26 \text{ см.}$$

Находим выгиб панели, вызванный усилием предварительного обжатия бетона $\left(S = \frac{1}{8}\right)$

$$f_b = S \frac{M_{об}}{B_K} l_0^2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{1\,390\,000}{11 \cdot 10^{10}} \cdot 1184^2 = 2,23 \text{ см,}$$

где $M_{об}$ — момент обжатия,

$$M_{об} = N_{02} e_{02} = 72\,650 \cdot 0,191 = 13\,900 \text{ кгс} \cdot \text{м,}$$

здесь N_{02} — усилие обжатия при $m_T = 1$,

$$N_{02} = (13\,600 - 3210) \cdot 6,1 + (13\,600 - 2775) \cdot 1,02 - 1035 \cdot 0,39 - 600 \cdot 2,4 = 72\,650 \text{ кгс,}$$

e_{02} — эксцентриситет усилия обжатия N_{02} ,

$$e_{02} = \frac{10\,390 \cdot 6,1 \cdot 23,7 + 600 \cdot 2,4 \cdot (14,3 - 1,25) - 10\,825 \cdot 1,02 \cdot 11,3 - 1035 \cdot 0,39 \cdot (30,7 - 2,5)}{72\,650} = 19,1 \text{ см.}$$

Коэффициент $c = 2$, так как панель эксплуатируется в условиях нормального режима при влажности 40—70 % (п. 6.4 [1]).

Следовательно, полный прогиб панели

$$f = 0,5 + (2,26 - 2,23) \cdot 2 = 0,56 \text{ см.}$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l_0} = \frac{0,56}{1184} = \frac{1}{2100} < \frac{1}{300},$$

т. е. прогиб панели меньше предельного.

Проверка прочности панели в стадии изготовления и монтажа

Проверяем прочность панели при совместном действии усилий предварительного обжатия и от веса панели, сжимающих ее нижнюю грань при монтаже.

Усилие предварительного обжатия с учетом только предварительной напряженной арматуры F_H (п. 4.137 [1])

$$N_H = (\sigma_0 - \sigma_{п1} - \sigma_{п}) F_H m_T = (13\,600 - 2175 - 3000) 6,1 \cdot 1 = 51\,300 \text{ кгс,}$$

где $m_T = 1$;

$$\sigma_{п} = 3000 \text{ кгс/см}^2.$$

Изгибающий момент от веса панели с учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,5$ определяем как для балки с двумя консолями при расположении монтажных петель на расстоянии от торцов панели $l_k = 0,8 \text{ м}$

$$M_{c.в} = -\frac{g_{c.в} l_k^2}{2} = -\frac{850 \cdot 0,8^2}{2} = -272 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

где
$$g_{c.в} = \frac{G}{L} k_d = \frac{6800}{12} \cdot 1,5 = 850 \text{ кгс/м}.$$

Проверяем прочность сжатой нижней зоны сечения.
Для этого вычисляем величину

$$A_0 = \frac{N_n (h'_0 - a_n) + M_{c.в} - F_a R_{a.c} (h'_0 - a)}{R'_n b (h'_0)^2} =$$

$$= \frac{51\,300 \cdot (42 - 7) + 27\,200 - 0,39 \cdot 3150 \cdot (42 - 2,5)}{178 \cdot 24 \cdot 42^2} = 0,236,$$

где $h'_0 = h - a'_n = 45 - 3 = 42 \text{ см}$ (рис. 69);
 R'_n — прочность бетона при $R_{n0} = 143 \text{ кгс/см}^2$,

$$R'_n = m_6 R_{n0} = 1,2 \cdot 143 = 178 \text{ кгс/см}^2,$$

здесь m_6 — коэффициент условия работы (п. 2.10а [1]);

$R_{n0} = 143 \text{ кгс/см}^2$ (по интерполяции при $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$).

Так как $A_0 = 0,236 < A_{\text{омако}} = 0,4$ (табл. 4.9 [1]) прочность сжатой зоны обеспечена.

При $A_0 = 0,236$ по табл. 4.8 [1] $\alpha = 0,272$.

Определяем необходимое количество растянутой арматуры в верхней зоне

$$F'_n + F'_a \frac{R_a}{R_{ан}} = \frac{\alpha b h'_0 R'_n + F_a R_{ac} - N_n}{R_{ан}} =$$

$$= \frac{0,272 \cdot 24 \cdot 42 \cdot 178 + 0,39 \cdot 3150 - 51\,300}{10\,800} < 0,$$

т. е. принятое количество арматуры в верхней зоне достаточно.

Проверка нормальных сечений по образованию трещин в стадии изготовления и монтажа

В стадии изготовления и монтажа расчетными являются сечения на расстоянии $0,8 \text{ м}$ от торцов панели.

Момент трещинообразования

$$M_{\tau} = R'_t W'_t + N_{01} (r_{я}^H - e_{01}) =$$

$$= 13,6 \cdot 38\,800 + 81\,500 \cdot (14,7 - 18,7) = 201\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} =$$

$$= 2,01 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где W'_T — упруго пластический момент сопротивления приведенного сечения относительно его верхней грани

$$W'_T = \gamma W'_0 = 1,5 \cdot 25\,900 = 38\,800 \text{ см}^3;$$

γ — коэффициент по табл. 5.1 [1] в зависимости от отношений размеров сечения (рис. 69) $\frac{b'_n}{b} = \frac{295}{24} = 12 > 2$ и $\frac{h'_n}{h} =$

$$= \frac{2,5}{45,0} = 0,055 < 0,2;$$

R'_T — прочность бетона, вычисленная по интерполяции при $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$.

Проверяем условие трещинообразования

$$M_{c.b} = 0,272 < M_T = 2,01 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Условие удовлетворяется, т. е. трещиностойкость сечений обеспечена.

§ 24. ФЕРМЫ

В покрытиях зданий пролетом 18, 24 и 30 м применяют железобетонные предварительно напряженные сегментные и арочные фермы, а также фермы с параллельными поясами.

Сегментные фермы по сравнению с полигональными и фермами с параллельными поясами не требуют устройства на опорах вертикальных связей, выгодно отличаются распределением усилий, более экономичны по расходу материалов.

По способу изготовления фермы могут быть цельными (до 24 м) и составными (24, 30, 36 м), что определяется условиями транспортирования. Изготавливают фермы из бетона марок 300, 400, 500. Решетку ферм готовят заранее или бетонируют одновременно с верхним и нижним поясами.

Способы бетонирования ферм и натяжения арматуры определяются условиями изготовления. Поперечные сечения поясов принимают прямоугольными.

Раскосы, стойки и пояса ферм армируют пространственными сварными каркасами. Предварительно напряженную арматуру размещают в нижнем поясе ферм и, в отдельных случаях, в крайних растянутых раскосах.

На действие постоянной нагрузки в комбинации с односторонней или сплошной снеговой нагрузкой фермы рассчитывают с учетом снеговых мешков. Усилия в стержнях ферм допускается определять по диаграмме усилий в предположении шарнирных узлов. Верхний пояс фермы при узловой передаче нагрузки от панелей покрытия испытывает осевое, а при внеузловой — внецентренное сжатие. Изгибающие моменты в панелях верхнего пояса определяют как в неразрезной балке с учетом перераспределения усилий. В связи с возможной потерей устойчивости верхнего пояса из плоскости фермы расчет сечений верхнего пояса производят с учетом продольного изгиба. При этом

расчетная длина панелей принимается равной расстоянию между точками закрепления верхнего пояса.

При раскреплении узлов фермы панелями покрытия шириной 3 м — расчетная длина пояса равна 3 м; при наличии фонаря шириной 6 или 12 м, расчетную длину верхнего пояса фермы принимаем в зависимости от расстояния между подфонарными распорками. Нижний пояс рассчитывают на центральное растяжение. Расчеты стоек и раскосов производят в соответствии со знаком действующего усилия.

§ 25. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ СЕГМЕНТНОЙ ФЕРМЫ ПРОЛОТОМ 18 м

Данные для проектирования

Покрытие — бесфонарное, из панелей размером 3 × 12 м (§ 23). Конструкция покрытия обеспечивает узловую передачу нагрузки на фермы.

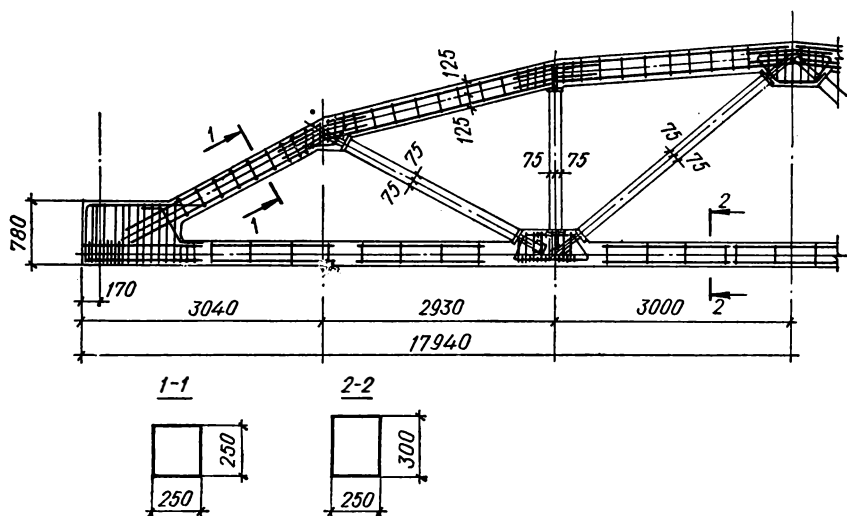


Рис. 71. Армирование фермы пролетом 18 м.

Бетон поясов марки 400 ($R_n = 210 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 12,5 \text{ кгс/см}^2$, $R_T = 17,5 \text{ кгс/см}^2$, $R_{np} = 170 \text{ кгс/см}^2$, $R_p^H = 25 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 3,5 \times 10^5 \text{ кгс/см}^2$).

Бетон элементов решетки марки 300 ($R_{np} = 130 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 3,15 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$).

Предварительно напряженная арматура нижнего пояса из стержней стали класса А-IV ($R_a = 5100 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a.c} = 3600 \text{ кгс/см}^2$, $R_a^H = 6000 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

Ненапрягаемая арматура верхнего пояса, решетки и узлов из стержней стали класса А-III ($R_a = R_{a.c} = 3400 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a.x} = 2700 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

Ферму (рис. 71) бетонируют в металлической форме с натяжением арматуры на упоры. Кубиковая прочность бетона к моменту

обжатия арматурой нижнего пояса $R_0 = 0,7 \cdot 400 = 280 \text{ кгс/см}^2$.

Решетка из сборных элементов, верхний и нижний пояса — монолитные. Конструкция относится к III категории трещиностойкости.

Нагрузки и усилия в стержнях ферм

Нормативные и расчетные нагрузки покрытия приведены в табл. 17. Определяем расчетную постоянную нагрузку от веса покрытия и фермы

$$q = gB + \frac{G_{\Phi}n}{L} = 0,365 \cdot 12 + \frac{7,8 \cdot 1,1}{18} = 4,86 \text{ тс/м},$$

где g — нагрузка от покрытия;
 B — шаг ферм;
 G_{Φ} — вес фермы;
 n — коэффициент перегрузки;
 L — пролет фермы.

Тогда узловая расчетная постоянная нагрузка при расстоянии между узлами 3 м

$$G = 4,86 \cdot 3 = 14,58 \text{ тс}.$$

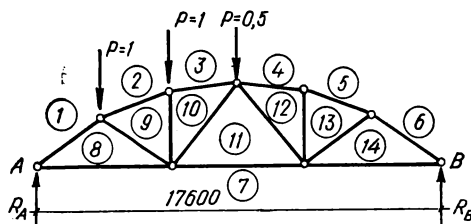
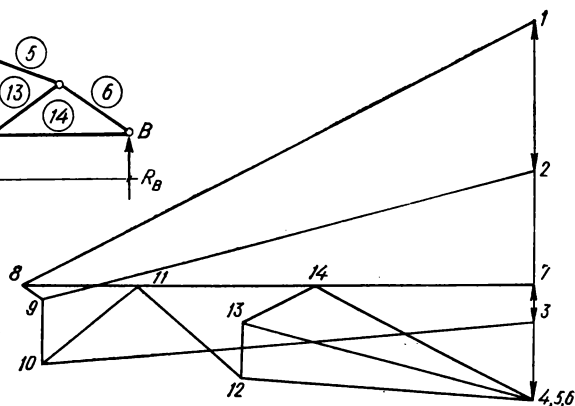


Рис. 72. Расчетная схема фермы.

Рис. 73. Диаграмма усилий в стержнях фермы от одно-стороннего единичного нагружения.



Временная нагрузка от снега — нормативная и расчетная равномерно распределенная и узловая приведены в табл. 18.

Т а б л и ц а 18

Аэродинамические коэффициенты c	Нагрузка		
	равномерно распределенная, тс/м		узловая расчетная, тс
	нормативная	расчетная	
1	$0,07 \cdot 12 \cdot 1 = 0,84$	$0,84 \cdot 1,4 = 1,18$	$1,18 \cdot 3 = 3,52$
0,6	$0,07 \cdot 12 \cdot 0,6 = 0,5$	$0,5 \cdot 1,4 = 0,7$	$0,7 \cdot 3 = 2,1$
1,4	$0,07 \cdot 12 \cdot 1,4 = 1,18$	$1,18 \cdot 1,4 = 1,65$	$1,65 \cdot 3 = 4,95$

Согласно расчетной схеме (рис. 72) и диаграмме Максвелла—Кремоны (рис. 73) определяем усилия в стержнях фермы от постоянной, временной снеговой — сплошной или односторонней нагрузок, результаты в *тс* сводим в табл. 19. Для вычисления усилий строим ди-

Т а б л и ц а 19

Элементы фермы	Номера стержней	Усилия от единичных несимметричных нагрузок			Расчетные усилия от постоянной нагрузки при $G = 14,58 \text{ тс}$	Усилия от расчетных снеговых нагрузок		Усилия от расчетных комбинаций снеговой нагрузки
		нагрузка справа	нагрузка слева	с обеих сторон		равномерно распределенной, $P = 3,52 \text{ тс}$	односторонней, $P = 2,1 \text{ и } 4,95 \text{ тс}$	
Верхний пояс	1—8	—3,85	—1,65	—5,50	—80,20	—19,36	$\frac{-11,55}{-10,97}$	—22,52
	2—9	—3,37	—2,01	—5,38	—78,44	—18,94	$\frac{-11,30}{-9,60}$	—20,90
	3—10	—3,28	—1,95	—5,23	—76,25	—18,41	$\frac{-10,98}{-9,34}$	—20,32
Нижний пояс	7—8	+2,42	+1,48	+3,90	+56,86	+13,73	$\frac{+8,20}{+6,80}$	+15,00
	7—11	+2,66	+2,66	+5,32	+77,56	+18,73	$\frac{+11,20}{+7,60}$	+18,80
Раскосы	8—9	—0,17	+0,52	+0,35	+5,10	+1,23	$\frac{+0,79}{+1,48}$	+2,27
	10—11	+0,80	—0,93	—0,13	—1,89	—0,46	$\frac{+2,28}{-2,92}$	—0,64
Стойки	9—10	—0,43	+0,36	—0,07	—1,02	—0,25	$\frac{-0,15}{-1,22}$	—1,37
	(12—13)							

П р и м е ч а н и е. В числителе даны значения усилий в стержнях фермы от равномерного нагружения силами $2,1 \text{ тс}$, а в знаменателе — усилия в тех же стержнях от одностороннего нагружения разностью снеговых нагрузок $P = 4,95 - 2,1 \text{ тс}$.

аграмму (рис. 73) только от односторонней единичной нагрузки. Расчетные усилия определяем умножением усилий от единичной нагрузки на действующие узловые усилия с учетом невыгодного нагружения. Находим расчетную поперечную силу

$$Q = R_A = R_B = 0,5 \cdot (5G \pm 5P_{\text{сн}}) = 0,5 \cdot (5 \cdot 14,58 + 5 \cdot 3,52) = 45,25 \text{ тс}.$$

Верхний пояс (сечение 250×250 мм). При узловом приложении нагрузки стержни верхнего пояса рассчитывают на центральное сжатие. Незначительные изгибающие моменты, возникающие в узлах, в расчете не учитывают.

Приведенное усилие в стержне 1—18 определяем по формуле

$$N_{\text{п}} = \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{дл}}} + N_{\text{кр}} = \frac{80,20}{0,96} + 22,52 = 106,07 \text{ тс},$$

где $N_{\text{дл}}$ и $N_{\text{кр}}$ — усилия согласно табл. 19,

$m_{\text{дл}}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительно действующей нагрузки согласно табл. 4.3 [1] при от-

$$\text{ношении } \frac{l_0}{b} = \frac{301}{25} = 12,03 \text{ и } \varphi = 0,96 \text{ } m_{\text{дл}} = 96;$$

$l_0 = l$ — расчетная длина стержня (табл. 4.2 [1]).

Требуемая площадь арматуры

$$F_a = \frac{N_{\text{п}} - \varphi R_{\text{пр}} F_6}{\varphi R_{a.c}} = \frac{106\,070 - 0,96 \cdot 170 \cdot 625}{0,96 \cdot 3400} = 1,24 \text{ см}^2,$$

где $F_6 = 25 \cdot 25 = 625 \text{ см}^2$ — площадь поперечного сечения верхнего пояса.

Принимаем 4 $\varnothing 12$ АIII (для сжатых элементов $\varnothing 12$ — минимальный).

Тогда $F_a = 4 \cdot 1,131 = 4,52 > 1,24 \text{ см}^2$.

Проверяем процент армирования сечения

$$\mu = \frac{F_a}{F_6} 100\% = \frac{4,52}{625} \cdot 100 = 0,72 > \mu_{\text{min}} = 0,4\%.$$

Остальные панели верхнего пояса армируем аналогично, так как усилия в них не превышают $106,07 \text{ тс}$.

Нижний пояс (сечение 250×300 мм). Наибольшее растягивающее усилие в нижнем стержне 7—11

$$N = N_{\text{дл}} + N_{\text{кр}} = 77,56 + 18,73 = 96,29 \text{ тс}.$$

Следовательно, площадь арматуры

$$F_n = \frac{N}{R_a} = \frac{96\,290}{5100} = 18,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\varnothing 25$ АIV, $F_n = 19,64 > 18,9 \text{ см}^2$.

Армирование нижнего пояса приведено на рис. 74.

Стойка 12—13 (сечение 120×120 мм).

Определяем приведенное усилие

$$N_{\text{п}} = \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{дл}}} + N_{\text{кр}} = \frac{1020}{0,78} + 1370 = 2680 \text{ кгс},$$

где $N_{\text{дл}}$ и $N_{\text{кр}}$ — усилия согласно табл. 19 (при несимметричной снеговой нагрузке с учетом снегового мешка $N_{\text{кр}} = 1,22 + 0,15 = 1,37 \text{ тс}$);

$m_{дл} = 0,78$ при отношении $\frac{l_0}{b} = \frac{264}{12} = 22$ и $\varphi = 0,77$ (табл. 4.3 [1]);
 $l_0 = 0,8l = 0,8 \cdot 3,30 = 2,64$ м — расчетная длина стержня (табл. 4.2 [1]).

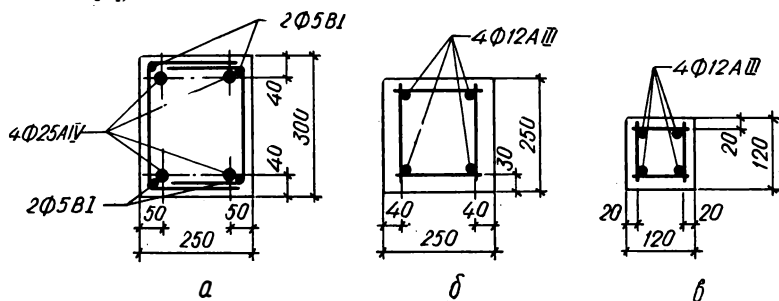


Рис. 74. Армирование фермы:

а — нижнего пояса, б — верхнего пояса, в — стоек и раскосов.

Так как площадь арматуры

$$F_a = \frac{N_{п} - \varphi R_{пр} F_6}{\varphi R_{a.c}} = \frac{2680 - 0,77 \cdot 170 \cdot 144}{0,77 \cdot 3400} = \frac{-15620}{2618} < 0.$$

то принимаем 4 $\varnothing 12AIII$, $F_a = 4,52$ см².

Расчет прочности опорного узла

Предельное состояние опорного узла фермы характеризуется разрушением по наклонным сечениям. Этому, как правило, предшествует раскрытие наклонных трещин, идущих от опоры фермы к точке сопряжения граней верхнего пояса и опорного узла. Кроме того, узел может разрушиться от изгиба по наклонному сечению, из-за потери несущей способности арматуры и бетона. Оба случая разрушения обуславливаются недостаточной анкеровкой предварительно напряженной арматуры.

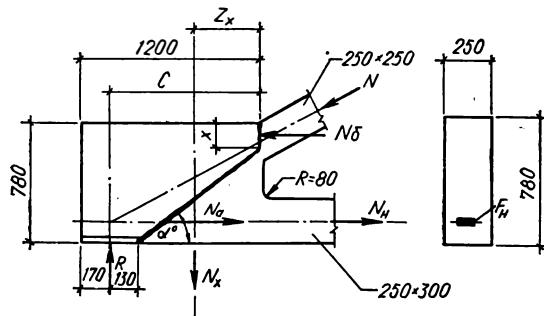


Рис. 75. Расчетная схема опорного узла фермы.

Для обеспечения прочности опорного узла необходимо выполнить расчет на изгиб по наклонному сечению и на поперечную силу. Расчетные схемы приведены на рис. 75.

Определяем площадь поперечной арматуры в одном каркасе опорного узла из условия работы на изгиб по наклонному сечению [16]

$$f_x = \frac{N_{1-8}c - R_a F_n \frac{l_1}{l_3} \left(h_{н.о} - \frac{x}{2} \right) - N_a \left(h_{а.о} - \frac{x}{2} \right)}{R_{а.х} n z_x} =$$

$$= \frac{102\,720 \cdot 103 - 5100 \cdot 19,64 \cdot \frac{45}{87,8} \cdot \left(63 - \frac{12,6}{6} \right) - 15\,368 \cdot \left(60 - \frac{12,6}{2} \right)}{2700 \cdot 2 \cdot 45} =$$

$$= 4,18 \text{ см}^2,$$

где N_{1-8} — усилие в приопорной панели верхнего пояса,

$$N_{1-8} = 80\,200 + 22\,520 = 102\,720 \text{ кгс};$$

c — проекция наклонной трещины;

$$c = h_{оп} - a = 120 - 17 = 103 \text{ см},$$

здесь a — расстояние от низа опорного узла до центра тяжести напряженной арматуры;

l_1 и l_3 — длина заделки соответственно напряженной и ненапряженной арматуры, принимаемая равной 35 д;

$h_{н.о}$ и $h_{а.о}$ — расстояние от верха опорного узла до центра тяжести соответственно напряженной и ненапряженной арматуры,

$$h_{н.о} = h - \frac{h_{п}}{2} = 78 - \frac{30}{2} = 63 \text{ см};$$

x — высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной,

$$x = \frac{F_n R_a \frac{l_1}{l_3} + N_a}{R_n b} = \frac{19,64 \cdot 5100 \cdot \frac{45}{87,8} + 15\,368}{210 \cdot 25} = 12,6 \text{ см},$$

$b = 25 \text{ см}$ — ширина опорного узла;

N_a — усилие в ненапрягаемой арматуре F_a нижнего пояса,

$$N_a = R_a F_a = 3400 \cdot 4,52 = 15386 \text{ кгс};$$

n — количество поперечных стержней в сечении ($n = 2$);

z_x — расстояние от точки 0 (см. рис. 75) до равнодействующей усилий в поперечных стержнях N_x ,

$$z_x = \frac{120 - 30}{2} = 45 \text{ см}.$$

Площадь поперечных стержней f_x должна быть распределена на участке с трещиной. Принимаем 11 Ø 8АIII с шагом $a_x = 10 \text{ см}$ и $f_x = 5,02 \text{ см}^2$ (см. рис. 76), следовательно, $f_x = 5,02 > 4,18 \text{ см}^2$.

Проверяем опорный узел на действие поперечной силы.

Для этого вычисляем усилие в поперечных стержнях на единицу длины опорного узла

$$q_x = \frac{R_{ax} f_x n}{a_x} = \frac{2700 \cdot 0,502 \cdot 2}{10} = 270 \text{ кгс/см}.$$

Тогда предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями

$$Q_{x.б} = \sqrt{1,1 \cdot R_b \cdot b \cdot h_{н.о}^2 \cdot q_x} = \\ = \sqrt{1,1 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 63^2 \cdot 270} = 78\,500 > Q = 45\,250 \text{ кгс.}$$

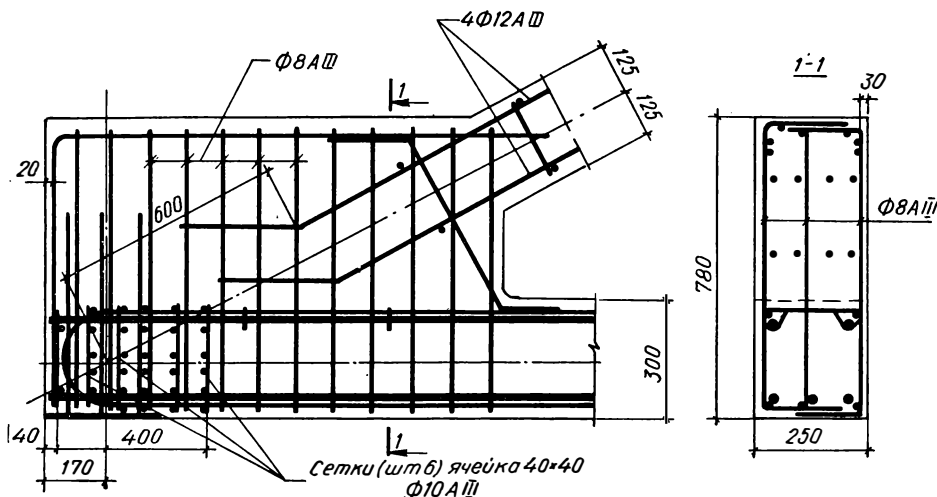


Рис. 76. Армирование опорного узла фермы.

Таким образом прочность опорного узла из условия изгиба и действия поперечной силы обеспечена.

Расчет анкеровки преднапряженной арматуры

Для обеспечения анкеровки преднапряженной арматуры нижнего пояса фермы необходимо на участке длиной $a = 40 \text{ см} > 10 d = 25 \text{ см}$ (9.27 [1]) от торца фермы установить сварные сетки с шагом 60—100 мм.

Для этого определяем распор на единицу длины анкеровки [16] в зависимости от марки бетона

$$q_r = 0,00428 - 0,0000025R = 0,00428 - 0,0000025 \cdot 400 = \\ = 0,00328 \frac{1}{\text{см}},$$

где R — проектная марка бетона.

Тогда площадь арматуры сеток, устанавливаемых нормально к продольной напряженной арматуре

$$F_c = \frac{q_r a_c \Delta Z_a}{\sigma_a} = \frac{0,00328 \cdot 8 \cdot 51\,585}{300} = 4,55 \text{ см}^2,$$

где a_c — шаг поперечных сеток, принимаемый из условия оптимального количества сеток равным 8 см;

ΔZ_a — усилие растяжения в арматуре сеток,

$$\Delta Z_a = N_p - (N^n - N_6) = 100\,250 - (61\,550 - 13\,125) = 51\,825 \text{ кгс};$$

N_p — начальное усилие в напряженной арматуре,

$$N_p = F_n R_a = 19,64 \cdot 5100 = 100\,250 \text{ кгс},$$

N^n — усилие в панели 7—8 от нормативных нагрузок, $N^n = 61\,550 \text{ кгс}$,

N_6 — максимальное растягивающее усилие воспринимаемое одним бетоном,

$$N_6 = F_6 R_r = 750 \cdot 17,5 = 13\,125 \text{ кгс},$$

F_6 — площадь поперечного сечения нижнего пояса.

Принимаем 6 сеток из 6 $\varnothing 10AIII$ с ячейкой $40 \times 40 \text{ мм}$ в обоих направлениях, $F_6 = 4,71 > 4,55 \text{ см}^2$.

Определение величин и потерь предварительного напряжения арматуры

Принимаем величину начального контролируемого напряжения арматуры

$$\sigma_0 = R_a^n = 6000 \text{ кгс/см}^2 \text{ (п. 3.2 [1])}.$$

Первые потери $\sigma_{п1}$ (до обжатия бетона):

от релаксации напряжений стали

$$\sigma_3 = 0,1\sigma_0 - 200 = 0,1 \cdot 6000 - 200 = 400 \text{ кгс/см}^2,$$

от деформации анкеров при натяжении арматуры на упоры

$$\sigma_4 = (\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0,1 \cdot \frac{2,0 \cdot 10^6}{1900} = 210 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\lambda_1 = 0$; $\lambda_2 = 0,1 \text{ см}$; $l = 18 + 1 = 19 \text{ м}$ (табл. 1 приложения 1);
от разности температур натянутой арматуры и упоров на величину $\Delta t = 40^\circ$

$$\sigma_7 = 20 \cdot \Delta t = 20 \cdot 40 = 800 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно первые потери

$$\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7 = 408 + 210 + 800 = 1418 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после обжатия бетона).

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для определения потерь от ползучести бетона вычисляем напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры.

Для этого вычисляем равнодействующую усилий в напрягаемой арматуре после проявления первых потерь

$$N_{01} = m_T \sigma_{01} F_n = 1 \cdot 4584 \cdot 19,64 = 90\,000 \text{ кгс},$$

где $\sigma_{01} = \sigma_0 - \sigma_{п1} = 6000 - 1418 = 4584 \text{ кгс/см}^2$;

$m_T = 1$ — коэффициент точности натяжения арматуры, принимаем согласно п. 3.4 [1].

Затем находим напряжение в бетоне

$$\sigma_6 = \frac{N_{01}}{F_n} = \frac{90\,000}{657,5} = 137 \text{ кгс/см}^2 < 0,5R_0 = 140 \text{ кгс/см}^2,$$

где $R_0 = 0,7 R$ — кубиковая прочность бетона в момент обжатия нижнего пояса,

$$R_0 = 0,7 R = 0,7 \cdot 400 = 280 \text{ кгс/см}^2,$$

F_n — площадь приведенного сечения нижнего пояса,

$$F_n = F_6 - F_{\text{в}} + F_{\text{в}} n = 750 - 19,64 + 19,64 \cdot 5,71 = 657,5 \text{ см}^2,$$

здесь

$$n = \frac{E_a}{E_6} = \frac{2 \cdot 10^6}{3,5 \cdot 10^5} = 5,71.$$

Тогда потери напряжений в арматуре от ползучести бетона

$$\sigma_2 = \frac{kE_a R}{E_6 R_0} \sigma_6 = \frac{0,8 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} \cdot 137 = 875 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 0,8$ при стержневой арматуре.

Следовательно, вторые потери

$$\sigma_{n2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 875 = 1275 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда суммарные потери напряжений

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 1418 + 1275 = 2693 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет нижнего пояса по образованию трещин

В связи с тем, что анкеровка растянутой стержневой арматуры в нижнем поясе ферм осуществляется за счет сцепления ее с бетоном трещиностойкость бетона должна быть повышена [19]. Это достигается увеличением на одну ступень категории трещиностойкости для первой приопорной панели, т. е. стержни 7—8 и 7—14 должны отвечать II категории трещиностойкости. Остальные элементы решетки относятся к III категории трещиностойкости.

Усилия в панели 7—8 нижнего пояса от расчетной постоянной и снеговой нагрузок, согласно табл. 19, соответственно равны 56,86 и 15,09 тс.

Тогда усилие от нормативной нагрузки

$$N_{7-8}^n = \frac{56,86}{1,1} + \frac{15,09}{1,4} = 62,38 \text{ тс.}$$

После этого определяем усилие трещинообразования с учетом суммарных потерь

$$\begin{aligned} N_T &= R_T F + (300 + m_T \sigma_{02} F_{\text{в}}) + (300 - \sigma_a) F_a = \\ &= 17,5 \cdot 730,4 + (300 + 0,9 \cdot 3307 \cdot 19,64) + (300 - 1275) \cdot 0,79 = \\ &= 76\,390 \text{ кг,} \end{aligned}$$

где m_T — коэффициент точности натяжения, принимаемый согласно п. 3.4 [1];

σ_a — напряжение в ненапрягаемой арматуре,

$$\sigma_a = \sigma_{п2} = 1275 \text{ кгс/см}^2;$$

σ_{02} — напряжение в арматуре F_n с учетом всех потерь,

$$\sigma_{02} = \sigma_0 - \sigma_n = 6000 - 2693 = 3307 \text{ кгс/см}^2;$$

F — площадь бетона нижнего пояса за вычетом F_n ,

$$F = F_6 - F_n = 750 - 19,64 = 730,4 \text{ см}^2.$$

Следовательно,

$$N_T = 76,39 > N_{7-8}^H = 62,38 \text{ тс},$$

т. е. трещиностойкость первой панели нижнего пояса обеспечена.

Расчет нижнего пояса по раскрытию трещин

При расчете полагаем, что вся нагрузка — длительно действующая.

Тогда, усилие в панели 7—11 (табл. 19) от нормативной нагрузки

$$N_{7-11}^H = \frac{77,56}{1,1} + \frac{18,70}{1,4} = 83,85 > N_T = 76,39 \text{ тс}.$$

Находим напряжение в напрягаемой арматуре

$$\sigma_a = \frac{N^H - N_{02}}{F_a + F_n} = \frac{83\,850 - 64\,007}{0,79 + 19,64} = 940 \text{ кгс/см}^2,$$

где N_{02} — равнодействующая усилий в арматуре F_n с учетом всех потерь,

$$N_{02} = m_T \sigma_{02} F_n - \sigma_a F_a = 1 \cdot 3307 \cdot 19,64 - 1275 \cdot 0,79 = 64\,007 \text{ кгс}.$$

Далее определяем расстояние между трещинами

$$l_T = \frac{u_a}{\mu_1} \eta = \frac{0,54}{0,028} \cdot 0,7 = 14,9 \text{ см},$$

где u_a — величина, учитывающая влияние диаметра стержней арматуры на расстояние между трещинами,

$$u_a = \frac{F_a + F_n}{s} = \frac{0,79 + 19,64}{3,14 \cdot 4 \cdot (0,5 + 2,5)} = 0,54 \text{ см},$$

здесь s — периметр сечения арматуры;

η — коэффициент, зависящий от вида продольной арматуры (п. 7.3 [1]);

μ_1 — коэффициент армирования сечения,

$$\mu_1 = \frac{F_a + F_n}{F} = \frac{0,79 + 19,64}{730,4} = 0,028.$$

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле

$$a_T = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,77 \cdot \frac{940}{2\,000\,000} \cdot 14,9 = 0,0054 \text{ см} = 0,054 < 0,3 \text{ мм}.$$

Проверяем условие прочности сечения нижнего пояса при передаче усилия обжатия с упоров на бетон

$$F_n (m_t \sigma_{01} - 3000) = 19,64 \cdot (0,9 \cdot 4584 - 3000) = 22\,200 <$$

$$< F_6 - (F_n + F_a) R'_{np} = 750 - (19,64 + 0,79) \cdot 224 = 51\,400 \text{ кгс},$$

где R'_{np} — призменная прочность бетона в момент обжатия нижнего пояса,

$$R'_{np} = 0,8R_0 = 0,8 \cdot 280 = 224 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. прочность нижнего пояса в стадии изготовления обеспечена.

Методика проверки прочности в стадии монтажа приведена в § 23.

Глава IV

ЗДАНИЕ ПРОЛОТОМ 36 м

§ 26. КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЯ ПРОЛОТОМ 36 м

В качестве несущих конструкций для покрытия одноэтажных промышленных зданий больших пролетов применяют железобетонные арки и двухветвевые колонны. При пролетах 30 м и более арки экономичнее ферм.

Железобетонные арки применяют двухшарнирные, трехшарнирные и бесшарнирные. Наиболее распространены сборные двухшарнирные арки с затяжками, которые являются один раз статически неопределимыми системами. В их расчетах учитывают сплошную распределенную нагрузку от веса покрытия и снега, одностороннюю нагрузку от снега, сосредоточенные нагрузки от подвесного транспорта и опирания фонарей.

Двухшарнирные арки проектируют пологими со стрелой подъема $1/5—1/9$ пролета, чаще параболического очертания, при котором ось арки близка к кривой давления, и, следовательно, изгибающие моменты в сечениях арки минимальны. Полного совпадения оси арки с кривой давления достигнуть не удастся, так как при многих схемах загрузки вследствие усадки и ползучести бетона появление изгибающих моментов в сечениях арки неизбежно. Практически, в целях типизации конструкций, унификации блоков сборных арок и упрощения производства работ, очертания осей пологих двухшарнирных арок принимают по дуге окружности.

Стропильные арки применяют для пролетов до 36 м при шаге колонн 6 и 12 м. Сечения принимают прямоугольными, тавровыми или двутавровыми высотой $1/30—1/40$ пролета и шириной $b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{2,5} \right) h$.

Для арок применяют бетон марок 300—400. Сборные арки проектируют из блоков, которые соединяют при сборке посредством ванн

сварки выпусков рабочей арматуры с заделкой швов бетоном. Соединение блоков возможно также путем сварки закладных деталей.

Арки армируют горячекатаными стержнями из стали класса А-II и А-III, которые размещают обычно симметрично.

Для покрытий промышленных зданий, как правило, применяются арки с затяжками.

Затяжки проектируют стальными или железобетонными. Стальные затяжки — гибкие, из стержней большого диаметра или жесткие, из профильной стали. Концы затяжек приваривают к закладным деталям опорного узла, заделывают в опорный узел или выводят за торец опорного узла и закрепляют гайками.

Железобетонные затяжки армируют стержневой горячекатаной или проволочной арматурой в виде пучков или рассредоточенных по сечению проволок. Для уменьшения провисания затяжек предусматривают металлические или железобетонные подвески через 4—6 м по длине арки.

При всех видах армирования затяжки целесообразно выполнять предварительно напряженными, что повышает жесткость и трещиностойкость конструкции во время эксплуатации. Усилие предварительного натяжения затяжек обычно принимают равным распору от постоянной нагрузки. Предварительное напряжение создают натяжением затяжки или подтягиванием подвесок.

В арках больших пролетов арматуру затяжки, натягиваемую на бетон, часто располагают в открытых пазах.

Натяжение арматуры затяжки арок больших пролетов, как правило, осуществляют в два-три этапа по мере увеличения постоянной нагрузки на арку. Это позволяет уменьшать размеры поперечного сечения затяжек.

Затяжки, армированные проволочной арматурой, натягиваемой на упоры, изготавливают в виде целого элемента с опорными блоками. Это повышает надежность опорных узлов и обеспечивает хорошее заанкеривание растянутой арматуры затяжки в бетоне опорного узла.

Подвески крепят к арке и затяжке при помощи сварки стальных закладных деталей.

Для учета влияния продольного изгиба арки в плоскости ее кривизны расчетную длину принимают равной: для трехшарнирных арок $0,58S$; для двухшарнирных $0,54S$; для бесшарнирных $0,36S$, где S — длина оси арки.

Наибольшей точности при расчете арки можно достигнуть, применяя методы, учитывающие не только упругие, но и пластические деформации бетона.

Для зданий пролетом 30 м и более, оборудованных мостовыми кранами, в качестве опор конструкций покрытий целесообразны двухветвевые колонны со сплошным сечением в надкрановой части. Шаг колонн — 6 и 12 м. Примерные размеры сечений приведены в табл. 15.

Ниже изложены примеры расчета арки и двухветвевой колонны. Остальные железобетонные конструкции поперечника здания (панель покрытия, подкрановая балка, стеновая панель и фундамент) рассчитывают аналогично приведенным в главе II.

§ 27. РАСЧЕТ СБОРНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ
АРКИ ПРОЛОТОМ 36 м

Железобетонные арки с затяжками (рис. 77) размещают в покрытиях через 12 м.

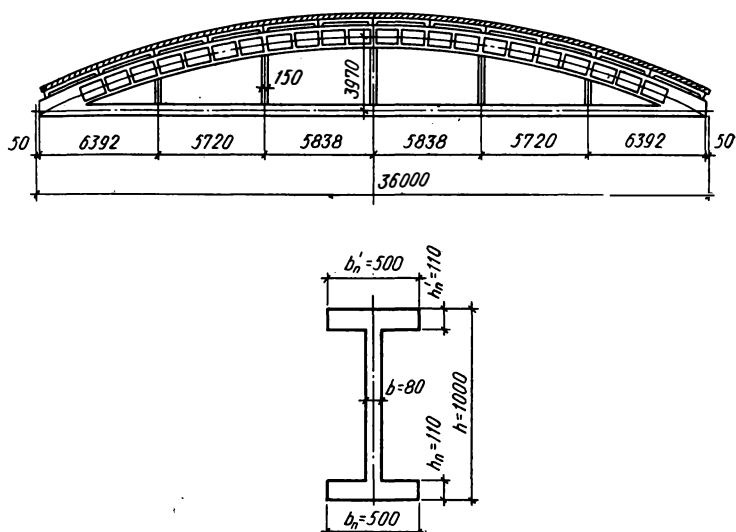


Рис. 77. Арка пролетом 36 м.

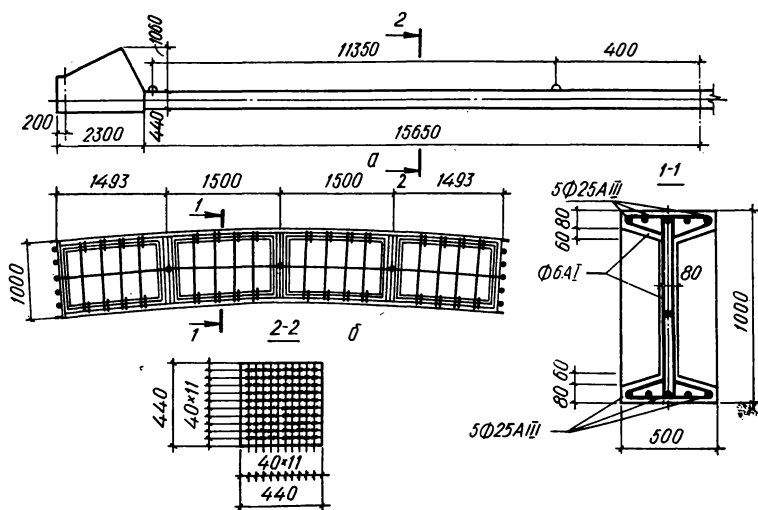


Рис. 78. Затяжка и армирование блоков арки.

Геометрические размеры сечений арки и ее армирование приведены на рис. 78.

Данные для проектирования

Бетон марки 400 ($R_n = 210 \text{ кгс/см}^2$, $R_{np} = 170 \text{ кгс/см}^2$, $R_p^n = 25 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 12,5 \text{ кгс/см}^2$, $R_T = 17,5 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 3,5 \times 10^5 \text{ кгс/см}^2$).

Предварительно напряженная арматура — из высокопрочной проволоки периодического профиля $\varnothing 5 \text{ мм}$, класса Вр-II (ГОСТ 8480—63) ($R_a = 10\,200 \text{ кгс/см}^2$, $R_a^n = 16\,000 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 1,8 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

Ненапрягаемая арматура из стали класса А-III ($R_a = R_{ac} = 3400 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a,x} = 2700 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

Затяжка — предварительно напряженная II категории трещиностойкости с натяжением арматуры на упоры. Прочность бетона к моменту отпуска натяжных устройств арматуры не менее $R_0 = 0,7R = 0,7 \cdot 400 = 280 \text{ кгс/см}^2$.

Расчетный пролет и нагрузки

Расчетный пролет арки определяем по формуле

$$l_0 = l - 2a = 35,9 - 2 \cdot 0,150 = 35,6 \text{ м},$$

где a — расстояние между осями опор арки (от ее торца до точки опирания на колонну).

Нормативные и расчетные постоянные нагрузки от покрытия на арку приведены в табл. 20.

Т а б л и ц а 20

Наименование элементов	Нормативная нагрузка, кгс/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м ²
Один слой гравия, утопленный в дегтевую мастику	16	1,2	19
Три слоя толь-кожи на дегтевой мастике	10	1,2	12
Асфальтовая стяжка толщиной 20 мм ($\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$)	36	1,2	43
Утеплитель-пенобетон толщиной 100 мм ($\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$)	50	1,2	60
Обмазочная пароизоляция	5	1,2	6
Вес панели покрытия с заливкой швов	209	1,1	230
Итого	326		370

Вычисляем расчетную постоянную нагрузку на 1 м арки (вес арки — 40 тс):

$$g_{c.b} = 370 \cdot 1,2 + \frac{40\,000 \cdot 1,1}{35,9} = 4450 + 1230 = 5680 \text{ кгс/м},$$

где 1,1 — коэффициент перегрузки.

Расчетная временная нагрузка (для II снегового района $P_{сн}^H = 70 \text{ кгс/м}^2$)

$$P_{сн} = P_{сн}^H \cdot 1,2 \cdot n = 70 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 1180 \text{ кгс/м}.$$

Геометрические характеристики и усилия в сечениях арки

Арку рассчитываем как двухшарнирную с затяжкой.

При расчете, учитывая пологость арки, считаем ось ее очерченной по квадратной параболе, хотя из соображений унификации блоков (рис. 78), их выполняют по круговому очертанию.

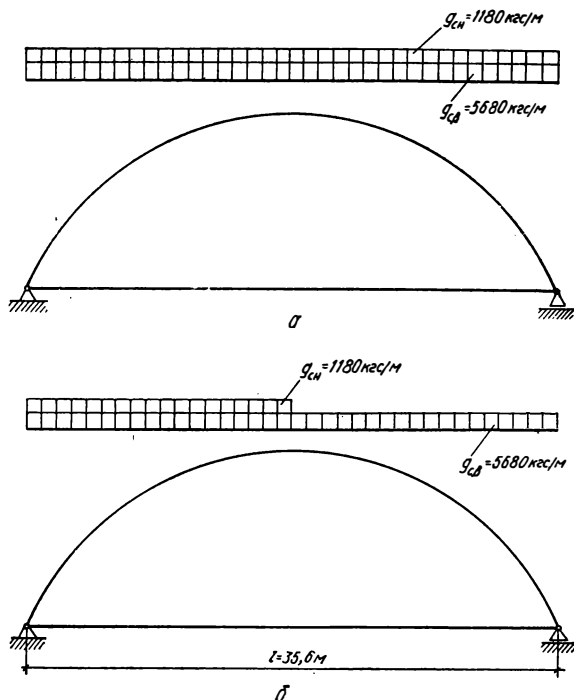


Рис. 79. Варианты нагружения арки:

а — сплошная нагрузка, б — односторонняя снеговая.

Варианты загрузки и статическая схема арки приведены на рис. 79.

Находим геометрические характеристики арки согласно рис. 80: радиус оси арки

$$R = \frac{l^2 + 4 \cdot f^2}{8 \cdot f} = \frac{35,6^2 + 4 \cdot 3,97^2}{8 \cdot 3,97} = 42 \text{ м},$$

где f — стрела подъема, принятая равной примерно $\frac{1}{9}$ пролета, т. е. 3,97 м; центральный угол

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{x_0}{R - f} = \frac{17,8}{42 - 3,97} = 0,468; \quad \varphi_1 = 25^\circ,$$

где R — радиус оси арки;

длину арки

$$S = 2R\alpha_0 = 2 \cdot 42 \cdot 0,436 = 36,9 \text{ м},$$

где $\alpha_0 = \frac{\varphi_1 2\pi}{360^\circ} = \frac{25^\circ \cdot 2 \cdot 3,14}{360^\circ} = 0,436$.

Арку разбиваем на 10 равных частей (дуге $\frac{1}{10}$ части арки соответствует угол $\frac{\varphi_1}{5} = \frac{25^\circ}{5} = 5^\circ$) и определяем горизонтальные ординаты сечений (рис. 80) по формулам:

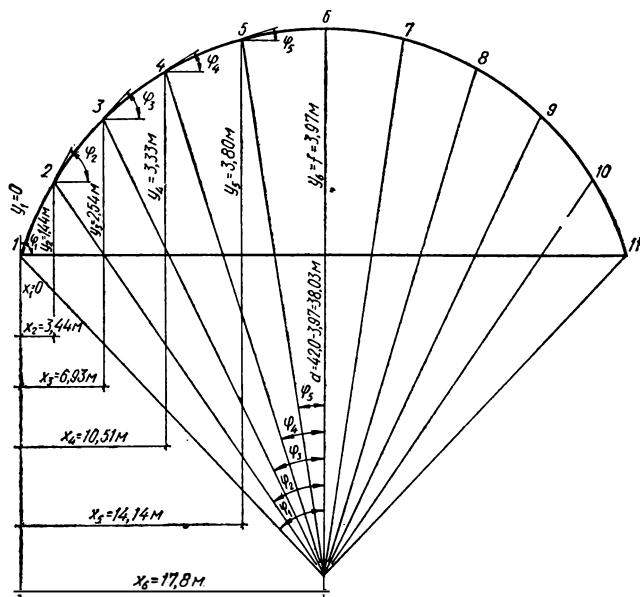


Рис. 80. К определению геометрических характеристик арки.

$$x = \frac{l}{2} - R \sin \varphi;$$

$$y = R \cos \varphi - a.$$

Например:

при $\varphi_1 = 25^\circ$ ($\sin 25^\circ = 0,4226$, $\cos 25^\circ = 0,9062$)

$$x_1 = \frac{35,6}{2} - 42 \cdot 0,4226 = 0;$$

$$y_1 = 42 \cdot 0,9062 - 38,03 = 0;$$

при $\varphi_2 = 20^\circ$ ($\sin 20^\circ = 0,3420$, $\cos 20^\circ = 0,9397$)

$$x_2 = \frac{35,6}{2} - 42 \cdot 0,3420 = 3,44 \text{ м};$$

$$y_2 = 42 \cdot 0,9397 - 38,03 = 1,44 \text{ м}.$$

Остальные значения x и y определяем аналогично.

Значение величины y_6 соответствует длине стрелы f . Затем результаты вычислений сводим в табл. 21.

Предварительно задаемся площадями сечений арматур в арке и в затяжке, а также вычисляем геометрические характеристики их сечений (рис. 78).

Принимаем приближенно $F_a = 0,01 F_6 = 0,01 (2 \cdot 50 \cdot 8 + 4 \times \times \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 21 + 84 \cdot 8) = 0,01 \cdot 1724 = 17,24 \text{ см}^2$.

Принимаем $F_a = 20 > 17,24 \text{ см}^2$.

Т а б л и ц а 21

№ № п/п	φ_x	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	x	y
1	25°	0,4226	0,9063	0,0	0,0
2	20°	0,3420	0,9397	3,44	1,44
3	15°	0,2588	0,9659	6,93	2,54
4	10°	0,1736	0,9848	10,51	3,33
5	5°	0,0872	0,9962	14,14	3,80
6	0°	0	1	17,80	3,97
7	—5°	—0,0872	0,9962	14,14	3,80
8	—10°	—0,1736	0,9848	10,51	3,33
9	—15°	—0,2588	0,9659	6,93	2,54
10	—20°	—0,3420	0,9397	3,44	1,44
11	—25°	—0,4226	0,9063	0,0	0

Отношение модулей упругости для арки

$$n = \frac{E_a}{E_6} = \frac{2\,000\,000}{350\,000} = 5,72.$$

Тогда площадь приведенного симметрично армированного сечения арки

$$F_{\pi} = F_6 + nF_a + nF'_a = \left(2 \cdot 50 \cdot 8 + \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 21 + 84 \cdot 8\right) + + 5,72 \cdot 20 + 5,72 \cdot 20 = 1952 \text{ см}^2.$$

Момент инерции приведенного сечения при $y_{ц.т} = 50 \text{ см}$

$$\begin{aligned} J_{\pi} &= J_6 + nF_a y^2 + nF'_a y^2 = \\ &= 2 \cdot \frac{50 \cdot 8^3}{12} + 2 \cdot 50 \cdot 8 (50 - 4)^2 + \frac{8 \cdot 84^3}{12} + 4 \cdot \frac{21 \cdot 6^3}{36} + \\ &+ 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 21 \cdot (36 + 2)^2 + 5,72 \cdot 20 \cdot 46^2 + 5,72 \cdot 20 \cdot 46^2 = \\ &= 2\,938\,000 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Откуда радиус инерции приведенного сечения

$$r_{\pi} = \sqrt{\frac{J_{\pi}}{F_{\pi}}} = \sqrt{\frac{2\,938\,000}{1952}} = 38,7 \text{ см}.$$

Так как площадь бетонного сечения затяжки (рис. 78) $F_{6з} = 44 \cdot 44 = 1936 \text{ см}^2$, то принимаем приближенно сечение арматуры затяжки

$$F_{a.з} = 0,01 F_{6.з} = 0,01 \cdot 1936 \approx 20 \text{ см}^2.$$

Отношение модулей упругости для затяжки

$$n = \frac{1\,800\,000}{350\,000} = 5,15.$$

Следовательно, площадь приведенного сечения затяжки

$$F_{\text{пр.з}} = 1936 + 5,15 \cdot 20 = 2039 \text{ см}^2.$$

Распор определяем по методике, приведенной в [9, 12].

Для этого вычисляем коэффициент податливости затяжки

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \left(\frac{r_n}{f} \right)^2 \left(1 + \frac{F_{\text{п}}}{F_{\text{пр.з}}} \right)} = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \left(\frac{38,7}{397} \right)^2 \left(1 + \frac{1952}{2039} \right)} = 0,974.$$

Далее для каждого случая загрузки (рис. 79) находим распор: от равномерно распределенной нагрузки

$$H_{01} = k \frac{ql_0^2}{8 \cdot f} = 0,974 \cdot \frac{100 \cdot 35,6^2}{8 \cdot 3,97} = 3880 \text{ кгс} = 3,88 \text{ тс},$$

где $q = 100 \text{ кгс/м}$ для единичной нагрузки;

от односторонней равномерно распределенной нагрузки на половине пролета ($q = 100 \text{ кгс/м}$)

$$H_{02} = k \frac{ql_0^2}{16 \cdot f} = 0,974 \cdot \frac{100 \cdot 35,6^2}{16 \cdot 3,97} = 1,946 \text{ тс}.$$

По вычисленным величинам распора для каждого вида загрузки определяем расчетные усилия в сечениях арки. Для этого сначала определяем балочные изгибающие моменты M_0 и поперечные силы Q_0 .

При равномерно распределенной нагрузке балочные моменты определяем по формуле

$$M_0 = R_A x - \frac{qx^2}{2},$$

где $R_A = \frac{ql}{2}$ — реакция в балке.

Так, например при $x_6 = 17,8 \text{ м}$ ($R_A = 1,78 \text{ тс}$ и $q = 100 \text{ кгс} = 0,1 \text{ тс}$)

$$M_0 = 1,78 \cdot 17,8 - \frac{0,1 \cdot 17,8^2}{2} = 15,842 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При загрузении половины пролета арки балочный момент в незагруженной части определяем по формуле

$$M_0 = R_B x,$$

где $R_B = \frac{ql}{8}$ — реакция в балке со стороны незагруженной части.

Например при $x_6 = 17,8 \text{ м}$ ($R_B = 0,445 \text{ тс}$, $q = 0,1 \text{ тс}$)

$$M_0 = 0,445 \cdot 17,8 = 7,926 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

После вычисления балочных моментов и поперечных сил по приведенным ниже формулам определяем расчетные усилия для всех сечений арки

$$M_x = M_0 - Hy;$$

$$N_x = Q_0 \sin \varphi + H \cos \varphi;$$

$$Q_x = Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi,$$

где φ — угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонталью (табл. 21);

M_0 и Q_0 — изгибающий момент и поперечная сила в балке на двух опорах пролетом, равным пролету рассчитываемой арки.

Т а б л и ц а 22

Номера точек	$H, \text{ тс}$	$M_0, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$Q_0, \text{ тс}$	$M_x, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$N_x, \text{ тс}$	$Q_x, \text{ тс}$
1	3,880	0	1,78	0	4,308	—0,029
2		5,531	1,486	—0,065	4,133	0,020
3		9,933	1,087	0,081	4,028	0,041
4		13,185	0,729	0,277	3,945	0,042
5		15,172	0,366	0,428	3,894	—0,003
6		15,842	0	0,442	3,880	0
7		15,172	—0,366	0,428	3,894	0,003
8		13,185	—0,729	0,277	3,945	—0,042
9		9,933	—1,087	0,081	4,028	—0,041
10		5,531	—1,486	—0,065	4,133	—0,020
11		0	—1,780	0	4,308	0,029

Т а б л и ц а 23

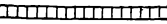

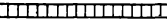



Номера точек	$H, \text{ тс}$	$M_0, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$Q_0, \text{ тс}$	$M_x, \text{ тс} \cdot \text{м}$	$N_x, \text{ тс}$	$Q_x, \text{ тс}$
1	1,946	0	1,335	0	2,325	0,383
2		4	0,991	1,198	2,164	0,264
3		6,842	0,642	1,894	2,029	0,112
4		8,503	0,284	2,028	1,963	—0,056
5		8,881	—0,079	1,481	1,932	—0,249
6		7,926	—0,445	0,3	1,946	—0,445
7		6,3	—0,445	—1,1	1,978	—0,274
8		4,676	—0,445	—1,799	1,991	—0,1
9		3,08	—0,445	—1,868	1,978	0,074
10		1,531	—0,445	—1,371	1,977	0,247
11		0	—0,445	0	1,949	0,419

Для примера определяем величины M_x , N_x и Q_x в середине пролета арки при действии равномерно распределенной нагрузки $q = 100 \text{ тс}$ при значениях $\varphi = 0^\circ$; $M_0 = 15,842 \text{ тс} \cdot \text{м}$, $Q_0 = 0$; $H = 3,88 \text{ тс}$; $y_0 = 3,97 \text{ м}$:

$$M_0 = 15,842 - 3,88 \cdot 3,97 = 0,442 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N_0 = 0 \cdot 0 + 3,88 \cdot 1,0 = 3,880 \text{ тс};$$

$$Q_0 = 0 \cdot 1,0 - 3,88 \cdot 0 = 0.$$

Схема загрузки арки	Вид усилия	Сечения арки										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$q_{св}$   $H=220,6 \text{ тс}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$ $N, \text{ тс}$ $Q, \text{ тс}$	0 244,2 -1,6	-3,7 234,1 1,1	4,6 228,2 2,3	15,7 224 2,4	24,3 220,9 -0,2	25,2 220,6 0	24,3 220,9 0,2	15,7 224,0 -2,4	4,6 228,2 -2,3	-3,7 234,1 -1,1	0 244,2 1,6
$q_{сн}$   $H=45,8 \text{ тс}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$ $N, \text{ тс}$ $Q, \text{ тс}$	0 50,9 -0,3	-0,8 48,7 0,2	0,9 47,5 0,5	3,3 46,6 0,5	5,1 46 0	5,2 45,8 0	5,1 46 0	3,3 46,6 -0,5	0,9 47,5 -0,5	-0,8 48,7 -0,2	0 50,9 0,3
$q_{сн}$   $H=23 \text{ тс}$	$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$ $N, \text{ тс}$ $Q, \text{ тс}$	0 27,4 4,5	14,1 25,6 3,1	22,4 23,9 1,3	23,9 23,2 -0,7	17,5 22,8 -2,9	3,3 23 -5,3	-13 23,4 -3,2	-21,2 23,5 -1,2	-22 23,4 0,9	-16,2 23,4 2,9	0 23 4,9
Расчетные сочетания усилий $H_{\text{макс}} = 266,4 \text{ тс}$	$M_{\text{макс, мин}}$ $N_{\text{соотв}}$ $N_{\text{макс}}$ $M_{\text{соотв}}$ $Q_{\text{макс}}$	 295,1 0				41,8 243,7					-19,9 257,5	 6,5

Результаты вычислений сводим в таблицы.

В табл. 22 приведены усилия в сечениях арки от единичной нагрузки $q = 100 \text{ кгс/м}$, распределенной по всему пролету, а в табл. 23 — усилия в арке от единичной нагрузки $q = 100 \text{ кгс/м}$ на левой половине арки.

Для вычисления расчетных усилий в сечениях арки необходимо для каждого вида загрузения умножить величины, приведенные в табл. 22 и 23 на переводные коэффициенты определяемые по формулам: для постоянной нагрузки

$$k_1 = \frac{g_{\text{с.в.}}}{q} = \frac{5680}{100} = 56,8;$$

для временной нагрузки

$$k_2 = \frac{P_{\text{сн}}}{q} = \frac{1180}{100} = 11,8.$$

В табл. 24 даны значения усилий от всех видов загрузений, а также расчетные комбинации усилий при наиболее невыгодном их сочетании в сечениях 1, 5, 6, 10, 11.

Распор от нормативных нагрузок

$$H^n = \frac{H}{n} = \frac{266,4}{1,2} = 222 \text{ тс},$$

где n — средняя величина коэффициента перегрузки.

Расчет прочности затяжки

Наибольший расчетный распор в затяжке $H = 266,4 \text{ тс}$ (согласно табл. 24).

Определяем необходимое сечение арматуры

$$F_n = \frac{H}{R_a} = \frac{266\,400}{10\,200} = 26,2 \text{ см}^2.$$

Количество проволок при диаметре $\varnothing 5 \text{ мм}$, $f = 0,196 \text{ см}^2$

$$n = \frac{F_n}{f} = \frac{26,2}{0,196} = 134 \text{ шт.}$$

Принимаем 136 проволок

$$F_n = nf = 136 \cdot 0,196 = 26,7 > 26,2 \text{ см}^2.$$

Армирование затяжки приведено на рис. 78.

Определение предварительного напряжения в арматуре

Начальное предварительное напряжение арматуры принимаем

$$\sigma_0 = 0,75 R_a = 0,75 \cdot 16\,000 = 12\,000 \text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери $\sigma_{п1}$ (до обжатия бетона):
от релаксации напряжений в арматуре (табл. 1 приложения 1)

$$\sigma_3 = \left(0,27 \frac{\sigma_0}{R_a^H} - 0,1\right) \sigma_0 = \left(0,27 \cdot \frac{12\,000}{16\,000} - 0,1\right) \cdot 12\,000 = \\ = 1\,225 \text{ кгс/см}^2;$$

от деформации анкеров σ_4 принимаем равными нулю, так как арматура натягивается на жесткие упоры стенда;

от изменения разности температур $\Delta t = 40^\circ\text{C}$ арматуры и упоров стенда при пропарке бетона

$$\sigma_7 = 20\Delta t = 20 \cdot 40 = 800 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда первые потери

$$\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_7 = 1225 + 800 = 2025 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после обжатия бетона).

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для определения потерь от ползучести бетона вычисляем усилие его обжатия с учетом первых потерь при $m_T = 1$ (п. 3.4 [1])

$$N_{01} = m_T \sigma_{01} F_B = 1,0 \cdot 9973 \cdot 26,7 = 266\,000 \text{ кгс},$$

где $\sigma_{01} = \sigma_0 - \sigma_{п1} = 12\,000 - 2025 = 9973 \text{ кгс/см}^2$.

Тогда напряжение в бетоне

$$\sigma_6 = \frac{N_{01}}{F_{пр.з}} = \frac{266\,000}{2039} = 131 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как $\sigma_6 = 131 \text{ кгс/см}^2 < 0,5 R_0 = 140 \text{ кгс/см}^2$, потери от ползучести определяем по формуле

$$\sigma_2 = \frac{k E_a R \sigma_6}{E_B R_0} = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 131}{3,5 \cdot 10^5 \cdot 280} = 970 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 1$ при высокопрочной арматурной проволоке.

Вторые потери

$$\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 970 = 1370 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_{п} = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 2025 + 1370 \approx 3400 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет трещиностойкости затяжки

Усилие трещинообразования при $m_T = 0,9$

$$N_T = R_T F + (300 + m_T \sigma_{02}) F_B = 17,5 \cdot 1936 + (300 + 0,9 \cdot 8600) \cdot 26,7 = \\ = 247\,800 \text{ кгс},$$

где $\sigma_{02} = \sigma_0 - \sigma_{п} = 12\,000 - 3400 = 8600 \text{ кгс/см}^2$.

Так как $N_T = 247,8 > H^H = 222 \text{ тс}$, то трещиностойкость затяжки обеспечена.

Проверка прочности затяжки при обжатии бетона

Согласно п.4.137 [1] усилие обжатия, для элементов с центральным обжатием определяем с учетом всей напрягаемой арматуры.

$$\begin{aligned} \text{Прочность затяжки проверяем из условия } F_n (\sigma_{01} - 3000) &\leq FR'_{\text{пр}} \\ F_n (\sigma_{01} - 3000) &= 26,7 \cdot (9975 - 3000) = 162\,000 \text{ кгс} = 162 \text{ тс} < \\ &< FR'_{\text{пр}} = 1936 \cdot 120 = 232 \text{ тс}, \end{aligned}$$

где $R'_{\text{пр}} = 120 \text{ кгс/см}^2$ — призменная прочность бетона к моменту его обжатия, вычисленная по интерполяции при $R_0 = 280 \text{ кгс/см}^2$.

Условие соблюдается, следовательно прочность затяжки при ее обжатии обеспечена.

Расчет прочности нормальных сечений арки

Так как в сечениях арки действуют изгибающие моменты, сопоставимые по величине, но разные по знаку (табл. 24), то принимаем симметричное армирование, т. е. $F_a = F_a$.

Сечение арматуры в средних блоках арки определяем по невыгодной комбинации усилий, т. е. при действии максимального момента.

Из табл. 24 видно, что такое сочетание расчетных усилий имеет место в сечении 5.

Расчетные комбинации усилий для средних блоков в этом сечении:

$$\begin{aligned} M &= 41,8 \text{ тс} \cdot \text{м}, & N &= 243,7 \text{ тс}; \\ M_{\text{дл}} &= 24,3 \text{ тс} \cdot \text{м}, & N_{\text{дл}} &= 220,9 \text{ тс}; \\ M_{\text{кр}} &= 17,5 \text{ тс} \cdot \text{м}, & N_{\text{кр}} &= 22,8 \text{ тс}. \end{aligned}$$

Определяем свободную длину для учета продольного изгиба в плоскости арки (табл. 4.2 [1])

$$l_0 = 0,54S = 0,54 \cdot 36,9 = 19,92 \text{ м}.$$

Гибкость арки

$$\frac{l_0}{r_n} = \frac{1992}{38,7} = 50,9 > 14.$$

Согласно п. 4.74 [1] расчет ведем с учетом продольного изгиба при коэффициенте $m_{\text{дл}} = 0,89$ (табл. 4.3 [1]).

Приведенную продольную силу вычисляем по формуле

$$N_{\text{п}} = \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{э,дл}}} + N_{\text{кр}} = \frac{220,9}{0,91} + 22,8 = 268,8 \text{ тс},$$

где

$$m_{\text{э,дл}} = \frac{m_{\text{дл}} + 2 \frac{e_{0\text{дл}}}{h}}{1 + 2 \frac{e_{0\text{дл}}}{h}} = \frac{0,89 + 2 \cdot \frac{11}{100}}{1 + 2 \cdot \frac{11}{100}} = \frac{1,11}{1,22} = 0,91,$$

$e_{0\text{дл}}$ — относительный эксцентриситет при действии длительной части нагрузки,

$$e_{0\text{дл}} = \frac{M_{\text{дл}}}{N_{\text{дл}}} = \frac{24,3}{220,9} = 0,11 \text{ м} = 11 \text{ см},$$

h — высота сечения.

Определяем приведенный изгибающий момент

$$M_{\text{п}} = \frac{M_{\text{дл}}}{m_{\text{э,дл}}} + M_{\text{кр}} = \frac{2,3}{0,91} + 17,5 = 44,2 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда приведенный эксцентриситет

$$e_{0\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{N_{\text{п}}} = \frac{44,2}{268,8} = 0,165 \text{ м} = 16,5 \text{ см}.$$

Для определения коэффициента η в первом приближении принимаем $c = 400$. Тогда

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{п}}}{12cR_{\text{н}}F_6} \left(\frac{l_0}{r_{\text{н}}} \right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{268\,800}{12 \cdot 400 \cdot 210 \cdot 1724} \cdot \left(\frac{1992}{38,7} \right)^2} = 2,38.$$

Расчетный эксцентриситет вычисляем по формуле

$$e = e_{0\text{п}}\eta + \frac{h}{2} - a = 16,5 \cdot 2,38 + \frac{100}{2} - 4,0 = 85,2 \text{ см}.$$

Определяем положение нейтральной оси при средней высоте свесов полки $h'_{\text{п}} = 8 + \frac{6}{2} = 11 \text{ см}$ (рис. 77)

$$R_{\text{н}} b'_{\text{п}} h'_{\text{п}} = 210 \cdot 50 \cdot 11 = 113\,500 < N_{\text{п}} = 268\,800 \text{ кгс},$$

т. е. нейтральная ось проходит в пределах ребра.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 100 - 4 = 96 \text{ см}.$$

Определяем расчетный случай внецентренного сжатия для таврового сечения в зависимости от величины $N_{\text{п}}$.

При $\frac{h'_{\text{п}}}{h_0} = \frac{11}{96} = 0,115$ и $\frac{b'_{\text{п}}}{b} = \frac{50}{8} = 6,25$ (рис. 77) для бетона марки 400 $A_{\text{св}} = 0,457$, $\alpha_{\text{св}} = 0,483$ (табл. 4.10 [1]) и $\alpha_{\text{макс}} = 0,55$ для этого же бетона (табл. 4.9 [1]).

Тогда

$$(\alpha_{\text{макс}} + \alpha_{\text{св}}) R_{\text{н}} b h_0 = (0,55 + 0,483) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96 = 167\,200 < N_{\text{п}} = 268\,800 \text{ кгс},$$

где рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 100 - 4 = 96 \text{ см}$.

Следовательно, имеет место случай малых эксцентриситетов.

Определяем процент армирования, соответствующий принятому $c = 400$

$$\mu_1 = \frac{(R + 350) c}{200 \cdot 66\,000} - \frac{1}{200 \cdot \left(\frac{e_{0п}}{h} + 0,16 \right)} - 0,005 =$$

$$= \frac{(400 + 350) \cdot 400}{200 \cdot 66\,000} - \frac{1}{200 \cdot (0,35 + 0,16)} - 0,005 = 0,0079,$$

где $\frac{e_{0п}}{h} = \frac{16,5}{100} = 0,165 < 0,35$, поэтому принимаем предельное значение $\frac{e_{0п}}{h} = 0,35$.

Площадь арматуры

$$F_a = F'_a = \mu_1 F_6 = 0,0079 \cdot 1724 = 13,62 \text{ см}^2.$$

Определяем расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в арматуре и бетоне сжатой зоны сечения до равнодействующей усилий в арматуре

$$\bar{e} = \frac{(A_{0\text{макс}} + A_{\text{св}}) R_{\text{н}} b h_0^2 + R_{\text{а.с}} F'_a (h_0 - a')}{(\alpha_{\text{макс}} + \alpha_{\text{св}}) R_{\text{н}} b h_0 + R_{\text{а.с}} F'_a} =$$

$$= \frac{(0,4 + 0,457) \cdot 270 \cdot 8 \cdot 96^2 + 3400 \cdot 13,62 \cdot (96 - 4)}{(0,55 + 0,483) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96 + 3400 \cdot 13,62} = 82,3 \text{ см},$$

где a' — расстояние от верхней грани сечения до центра тяжести сжатой арматуры.

Так как $e = 85,2 > \bar{e} = 82,3 \text{ см}$, имеем 1-й случай внецентренного сжатия, поэтому площадь сечения арматуры определяем по формуле п. 4.93 [1]

$$F_a = F'_a = \frac{N_{\text{п}} e - (0,4 + A_{\text{св}}) R_{\text{н}} b h_0^2}{R_a (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{268\,800 \cdot 85,2 - (0,4 + 0,457) \cdot 210 \cdot 80 \cdot 96^2}{3400 \cdot (96 - 4)} = 31,9 \text{ см}^2.$$

Откуда коэффициент армирования

$$\mu_2 = \frac{F_a}{F_6} = \frac{31,9}{1724} = 0,0185.$$

Так как величины μ_1 и μ_2 значительно отличаются друг от друга, то во втором приближении принимаем среднее значение этих величин

$$\mu_3 = \frac{\mu_1 + \mu_2}{2} = \frac{0,0079 + 0,0185}{2} = 0,0132.$$

Находим площадь сечения арматуры при μ_3

$$F_a = F'_a = \mu_3 F_6 = 0,0132 \cdot 1724 = 22,8 \text{ см}^2.$$

Вычисляем коэффициент

$$c = \frac{66\,000}{R + 350} \cdot \left(\frac{1}{\frac{e_{0п}}{h} + 0,16} + 200 \mu_3 + 1 \right) =$$

$$= \frac{66\,000}{400 + 350} \cdot \left(\frac{1}{0,35 + 0,16} + 200 \cdot 0,0132 + 1 \right) = 493.$$

Подставляя значение $c = 493$ уточняем коэффициент продольного изгиба для внецентренно сжатых сечений

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{268\,800}{12 \cdot 493 \cdot 210 \cdot 1724} \left(\frac{1992}{38,7} \right)^2} = 1,89.$$

Тогда расчетный эксцентриситет

$$e = 16,5 \cdot 1,89 + \frac{100}{2} - 4 = 77,2 \text{ см.}$$

Уточненное расстояние

$$\bar{e} = \frac{(0,4 + 0,457) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96^2 + 3400 \cdot 22,8 (96 - 4)}{(0,55 + 0,483) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96 + 3400 \cdot 22,8} = 83,5 \text{ см.}$$

Так как $e = 77,2 < \bar{e} = 83,5 \text{ см}$, то уточняем количество арматуры ($F_a = F'_a$) по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{N_{пe} - (0,4 + A_{св} + A_{уш}) R_{нb} h_0^2}{R_a (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{268\,800 \cdot 77,2 - (0,4 + 0,457 + 0,0112) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96^2}{3400 \cdot (96 - 4)} = 24,3 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } A_{уш} = \frac{0,4 (b_{п} - b) (h_{п} - a)^2}{bh_0^2} = \frac{0,4 \cdot (50 - 8) \cdot (11 - 4)^2}{8 \cdot 96^2} = 0,0112.$$

Так как разница между площадью арматуры $F_a = F'_a = 22,8 \text{ см}^2$, полученной во втором приближении и $F_a = F'_a = 24,3 \text{ см}^2$ незначительная, дальнейшего уточнения не производим.

Принимаем 5 Ø 25 АIII, $F_a = F'_a = 24,54 > 24,3 \text{ см}^2$.

Рассчитываем сечение 1 (в крайних блоках).

По табл. 24 расчетные комбинации усилий в этом сечении:

$$M = 0, \quad N = 295,1 \text{ тс};$$

$$N_{дл} = 244,2 \text{ тс};$$

$$N_{кр} = 50,9 \text{ тс}.$$

Сечение рассчитываем как центрально сжатое при

$$\frac{l_1}{r_n} = 50,9; \quad m_{дл} = 0,89; \quad \varphi = 0,89 \text{ (табл. 4.3 [1])}.$$

Для этого определяем приведенную продольную силу

$$N_{п} = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{кр} = \frac{244,2}{0,89} + 50,9 = 324,9 \text{ тс}.$$

Суммарная площадь сечения арматуры

$$F_{a.c} = \frac{\frac{N_{\text{п}}}{\varphi} - F_{\text{б}} R_{\text{пр}}}{R_{a.c}} = \frac{\frac{324\,900}{0,89} - 1724 \cdot 170}{3400} = 26,6 \text{ см}^2.$$

Тогда

$$F_a = F'_a = \frac{F_{a.c}}{2} = \frac{26,6}{2} = 13,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем по 5 Ø 20 АIII, $F_a = F'_a = 15,71 \text{ см}^2$.

Процент армирования всего сечения

$$\mu = \frac{15,71 + 15,71}{1724} \cdot 100 = 1,82 < 3 \, \%. \quad \text{22}$$

Проверяем прочность сечения 10 первого блока для второго сочетания нагрузки при принятой арматуре (5 Ø 20 АIII, $F_a = F'_a = 15,71 \text{ см}^2$)

$$M = -19,9 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N = 257,5 \text{ тс};$$

$$M_{\text{дл}} = -3,7 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N_{\text{дл}} = 234,1 \text{ тс};$$

$$M_{\text{кр}} = -16,2 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N_{\text{кр}} = 23,4 \text{ тс}.$$

Так как геометрические характеристики сечения те же, то

$$e_{0\text{дл}} = \frac{M_{\text{дл}}}{N_{\text{дл}}} = \frac{3,7}{234,1} = 0,016 \text{ м} = 1,6 \text{ см}.$$

Тогда

$$m_{\text{э.дл}} = \frac{0,89 + 2 \cdot \frac{1,6}{100}}{1 + 2 \cdot \frac{1,6}{100}} = \frac{0,912}{1,032} = 0,875.$$

Определяем приведенные продольную силу и изгибающий момент

$$N_{\text{п}} = \frac{234,1}{0,875} + 23,4 = 291,8 \text{ тс};$$

$$M_{\text{п}} = \frac{3,7}{0,875} + 16,2 = 20,5 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Приведенный эксцентриситет

$$e_{0\text{п}} = \frac{20,5}{291,8} = 0,070 = 7 \text{ см}.$$

Коэффициент

$$c = \frac{66\,000}{400 + 350} \cdot \left(\frac{1}{0,35 + 0,16} + 200 \cdot 0,0091 + 1 \right) = 415,$$

где μ_1 — процент армирования соответственно сжатой и растянутой зон,

$$\mu_1 = \frac{\mu}{2} = \frac{1,82}{100 \cdot 2} = 0,0091.$$

Подставляя значение $c = 415$, уточняем величины:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{291\,800 \cdot 50,9^2}{12 \cdot 415 \cdot 210 \cdot 1724}} = 2,67;$$

$$e = 7 \cdot 2,67 + \frac{100}{2} - 4 = 64,7 \text{ см};$$

$$\bar{e} = \frac{(0,4 + 0,457) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96^2 + 3400 \cdot 15,71 \cdot (96 - 4)}{(0,55 + 0,483) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96 + 3400 \cdot 15,71} = 82,9 \text{ см}.$$

Так как $e = 64,7 < \bar{e} = 82,9 \text{ см}$ количество арматуры определяем по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{N_{\text{п}e} - (0,4 + A_{\text{св}} + A_{\text{уш}}) R_{\text{н}} b h_0^2}{R_a (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{291\,800 \cdot 64,7 - (0,4 + 0,457 + 0,0112) \cdot 210 \cdot 8 \cdot 96^2}{3400 \cdot (96 - 4)} = 18,6 > 15,71 \text{ см}^2.$$

Таким образом, в первом блоке количество арматуры недостаточно. Окончательно принимаем с каждой стороны сечения по $5\varnothing 22 \text{ АIII}$, $F_a = F'_a = 19,0 > 18,6 \text{ см}^2$.

Устойчивость арки из плоскости обеспечена панелями покрытия, поэтому расчетом ее не проверяем.

Расчет прочности наклонных сечений арки

Как видно из табл. 24 поперечная сила в сечении 11 при действии постоянной и односторонней снеговой нагрузки $Q = 6,5 \text{ тс}$.

Проверяем условие

$$Q = 6,5 < R_p b h_0 = 12,5 \cdot 8 \cdot 96 = 9650 \text{ кгс} = 9,65 \text{ тс},$$

т. е. поперечная арматура по расчету не требуется, принимаем конструктивно (рис. 78) $2 \varnothing 8 \text{ AI}$ с шагом 30 см .

Расчет прочности сечения подвески

Подвески рассчитываем на осевое растяжение от нагрузки их собственного веса и веса затяжки.

Сначала определяем нагрузку, приходящуюся на центральную подвеску прямоугольного сечения $150 \times 400 \text{ мм}$ ($b \times h$) длиной $l = 3250 \text{ мм}$ (наиболее нагруженную)

$$G_{\text{с.в.п}} = b h l \gamma_n = 0,15 \cdot 0,4 \cdot 3,25 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 0,535 \text{ тс},$$

где n — коэффициент перегрузки;

$\gamma = 2,5 \text{ т/м}$ — объемная масса железобетона.

Затем вычисляем вес части затяжки длиной $l = 5858 \text{ мм}$, воспринимаемый центральной подвеской

$$G_{\text{с.в.з}} = b h l \gamma_n = 0,44 \cdot 0,44 \cdot 5,858 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 3,14 \text{ тс}.$$

Итого

$$N = G_{\text{с.в.п}} + G_{\text{с.в.з}} = 0,535 + 3,14 = 3,675 \text{ тс}.$$

Определяем площадь арматуры

$$F_a = \frac{N}{R_a} = \frac{3675}{3400} = 1,08 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 Ø 8 AIII, $F_a = 2,01 > 1,08 \text{ см}^2$, т. е. прочность сечения обеспечена.

Производим расчет подвески по образованию трещин.

Нормативную нагрузку на подвеску вычисляем по формуле

$$N^H = \frac{N}{n} = \frac{3,675}{1,1} = 3,33 \text{ тс};$$

$$N^H \leq N_T.$$

Тогда усилие трещинообразования

$$N_T = R_T F_0 = 17,5 \cdot 15 \cdot 40 = 10\,500 \text{ кгс} = 10,5 \text{ тс}.$$

Проверяем условие трещинообразования

$$N^H = 3,33 < N_T = 10,5 \text{ тс},$$

т. е. трещиностойкость подвесок обеспечена.

§ 28. РАСЧЕТ ДВУХВЕТВЕВОЙ КОЛОННЫ СРЕДНЕГО РЯДА

Усилия для расчета колонн и их невыгодные сочетания получают в результате статического расчета поперечника. Размеры колонны и расчетные сечения приведены на рис. 81.

Данные для проектирования

Бетон марки 300 ($R_n = 160 \text{ кгс/см}^2$, $R_{пр} = 130 \text{ кгс/см}^2$). Арматура из стали класса A-III ($R_a = R_{a.c} = 3400 \text{ кгс/см}^2$). Поперечная арматура из стали класса A-I ($R_{a.x} = 1700 \text{ кгс/см}^2$).

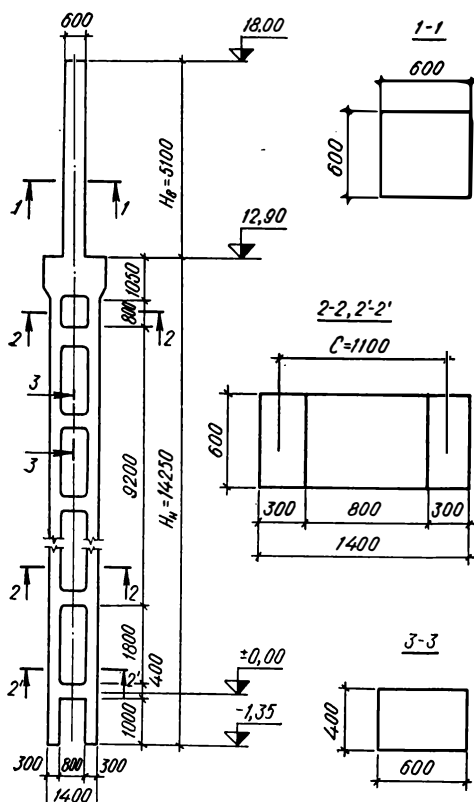


Рис. 81. Геометрические размеры двухветвевой колонны.

Расчет надкрановой части

В сечении 1—1 действуют три комбинации расчетных усилий (табл. 25).

Так как сечение испытывает воздействие изгибающих моментов разных знаков, армируем его симметричной арматурой. Из табл. 25 видно, что комбинация III не является расчетной, так как значения

e_0 , а следовательно, и $e = e_0 + \frac{h}{2}$ — а меньше по сравнению с двумя другими комбинациями.

Расчет арматуры ведем методом последовательных приближений.
Комбинация I:

$$\begin{aligned} M &= 16,48 \text{ тс} \cdot \text{м}, & N &= 128,45 \text{ тс}; \\ M_{\text{дл}} &= 10,46 \text{ тс} \cdot \text{м}, & N_{\text{дл}} &= 107,25 \text{ тс}; \\ M_{\text{кр}} &= 6,02 \text{ тс} \cdot \text{м}, & N_{\text{кр}} &= 21,2 \text{ тс}. \end{aligned}$$

Расчетная длина надкрановой части колонны (табл. 4.1 [1]) (рис.81)

$$l_0 = 2,5 H_B = 2,5 \cdot 5,1 = 12,75 \text{ м}.$$

Так как отношение расчетной длины к высоте сечения колонны $\frac{l_0}{h} = \frac{1275}{60} = 21,2 > 10$, то в рас-

чете необходимо учитывать влияние длительного воздействия нагрузки и продольного изгиба на эксцентриситет (п.4.75 [1]).

Для этого вычисляем расчетный эксцентриситет от длительно действующей нагрузки

$$e_{0\text{дл}} = \frac{M_{\text{дл}}}{N_{\text{дл}}} = \frac{10,46}{107,25} = 0,098 \text{ м} = 9,8 \text{ см}.$$

Тогда коэффициент

$$m_{\text{э,дл}} = \frac{m_{\text{дл}} + 2 \frac{e_{0\text{дл}}}{h}}{1 + 2 \frac{e_{0\text{дл}}}{h}} = \frac{0,79 + 2 \cdot \frac{9,8}{60}}{1 + 2 \cdot \frac{9,8}{60}} = 0,85,$$

где $m_{\text{дл}}$ — коэффициент, принимаемый по интерполяции согласно табл. 4.3 [1] и п. 4.13 [1] при замене $\frac{l_0}{b}$ на $\frac{l_0}{h}$.

Приведенные продольную силу и изгибающий момент определяем по формулам:

$$\begin{aligned} N_{\text{п}} &= \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{э,дл}}} + N_{\text{кр}} = \frac{107,25}{0,85} + 21,2 = 147,7 \text{ тс}; \\ M_{\text{п}} &= \frac{M_{\text{дл}}}{m_{\text{э,дл}}} + M_{\text{кр}} = \frac{10,46}{0,85} + 6,02 = 18,33 \text{ тс} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Тогда эксцентриситет приведенной продольной силы

$$e_{0\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{N_{\text{п}}} = \frac{18,33}{147,7} = 0,124 \text{ м} = 12,4 \text{ см}.$$

Т а б л и ц а 25

Усилия и эксцентриситеты	Комбинации усилий		
	I	II	III
$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$	—16,48	28,66	—5,71
$N, \text{ тс}$	128,45	126,45	167,25
$e_0, \text{ м}$	0,128	0,235	0,034

Вычисляем коэффициент η , принимая $c = 400$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{п}}}{c R_{\text{н}} F} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{147\,700}{400 \cdot 160 (60 \cdot 60)} \cdot 21,2^2} = 1,41.$$

Вычисляем расчетный эксцентриситет

$$e = e_{\text{оп}} \eta + \frac{h}{2} - a = 12,4 \cdot 1,41 + \frac{60}{2} - 5 = 42,5 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{N_{\text{п}}}{R_{\text{н}} b} = \frac{147\,700}{160 \cdot 60} = 15,4 > 2a' = 10 \text{ см.}$$

Кроме того $x < 0,55 h_0 = 0,55 \cdot 55 = 30,2 \text{ см}$,

где $h_0 = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см}$.

Требуемое количество арматуры определяем по формуле:

$$F_a = F'_a = \frac{N_{\text{п}} [e - (h_0 - 0,5x)]}{R_a (h_0 - a')} = \frac{152\,200 \cdot [42,5 - (55 - 0,5 \cdot 15,4)]}{3400 \cdot (55 - 5)} < 0.$$

Комбинация II:

$$M = 28,66 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N = 126,45 \text{ тс};$$

$$M_{\text{дл}} = 10,46 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N_{\text{дл}} = 107,25 \text{ тс};$$

$$M_{\text{кр}} = 18,2 \text{ тс} \cdot \text{м}, \quad N_{\text{кр}} = 19,2 \text{ тс}.$$

Значения расчетного эксцентриситета и коэффициента те же, что и для комбинации I:

$$e_{0\text{дл}} = 9,8 \text{ см}; \quad m_{\text{э.дл}} = 0,85.$$

Определяем приведенные продольную силу и изгибающий момент

$$N_{\text{п}} = \frac{107,25}{0,85} + 19,2 = 145,7 \text{ тс};$$

$$M_{\text{п}} = \frac{10,46}{0,85} + 18,2 = 30,5 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда

$$e_{0\text{п}} = \frac{30,50}{145,7} = 0,21 \text{ м} = 21 \text{ см}.$$

При $c = 400$ определяем величины:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{145\,700}{400 \cdot 160 \cdot 60 \cdot 60} \cdot 21,2^2} = 1,4;$$

$$e = 21 \cdot 1,4 + \frac{60}{2} - 5 = 54,4 \text{ см};$$

$$x = \frac{145\,700}{160 \cdot 60} = 15,2 > 2a' = 10 \text{ см}.$$

Тогда требуемое количество арматуры

$$F_a = F'_a = \frac{145\,700 \cdot [54,4 - (55 - 0,5 \cdot 15,2)]}{34 \cdot (55 - 5)} = 6 \text{ см}^2.$$

Согласно указания п. 9.4 [1] при стороне колонны $b \geq 250 \text{ мм}$ рекомендуется назначать диаметр продольных стержней не менее 16 мм. Конструктивно принимаем 5 $\varnothing 16$ АIII, площадью сечения с каждой стороны $F_a = F'_a = 10,05 > 6 \text{ см}^2$.

Расчет подкрановой части

Сечение 2—2 состоит из двух ветвей (рис. 81), расстояние между осями ветвей $C = 110 \text{ см}$.

Средний шаг распорок $S = \frac{H_n}{n} = \frac{12,90}{7} = 1,84 \text{ м}$,
где H_n — свободная длина подкрановой части колонны выше уровня пола,

$$H_n = 14,25 - 1,35 = 12,9 \text{ м},$$

n — количество распорок.

В сечении действуют три комбинации расчетных усилий (табл. 26).

Расчетная длина подкрановой части колонны (табл. 4.1 [1])

$$l_0 = 1,5H_n = 1,5 \cdot 12,9 = 19,35 \text{ м}.$$

Расчетные комбинации I и II.

Коэффициент η определяем при $c = 400$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12cR_n F} \lambda_n^2} = \frac{1}{1 - \frac{188\,640}{12 \cdot 400 \cdot 160 \cdot 3600} \cdot 22^2} = 1,49,$$

где λ_n — приведенная гибкость двухветвевой части колонны (п. 4.74 [1]),

$$\lambda_n = \sqrt{\frac{l_0}{0,5C} + 12 \left(\frac{S}{h} \right)^2} = \sqrt{\frac{19,35}{0,5 \cdot 110} + 12 \cdot \left(\frac{1,84}{0,3} \right)^2} = 22;$$

$F = 30 \cdot 60 \cdot 2 = 3600 \text{ см}^2$ — площадь сечения двухветвевой колонны.

Так как $\lambda_n = 22 < 35$ влияние длительного действия нагрузки на несущую способность элемента не учитываем $m_{э,дл} = m_{дл} = 1$.
Комбинация I.

Продольные силы в ветвях колонны находим по формуле

$$N_c = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{C} = \frac{188,64}{2} \pm \frac{68,10 \cdot 1,49}{1,1} = 94,32 \pm 92,4.$$

Откуда

$$N_{c1} = 186,72 \text{ тс}; \quad N_{c2} = 1,92 \text{ тс (сжатие)}.$$

Т а б л и ц а 26

Усилия	Комбинации усилий		
	I	II	III
$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$	—68,10	47,38	—16,02
$N, \text{ тс}$	188,64	264,03	281,82
$Q, \text{ тс}$	12,06	8,84	1,67

Находим изгибающий момент от местного изгиба ветвей колонны

$$M = \frac{QS}{4} = \frac{12,06 \cdot 1,84}{4} = 5,56 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{N_{c1}} = \frac{5,56}{186,72} = 0,03 \text{ м} = 3 \text{ см}.$$

Так как $e_0 = 3 > \frac{S}{600} = \frac{184}{600} = 0,31 \text{ см}$, то согласно п. 4.2 [1] ветвь колонны внецентренно сжата.

Из условий унификации армируем обе ветви колонны симметричной арматурой.

Определяем относительную высоту сжатой зоны

$$\alpha = \frac{N_{c1}}{R_{\text{нб}} b h_0} = \frac{186\,720}{160 \cdot 60 \cdot 26,5} = 0,734,$$

где $h_0 = h - 3,5 = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$.

Так как $\alpha = 0,734 > \alpha_{\text{макс}} = 0,55$ (п. 4.88 [1]), необходимую площадь арматуры находим при $A_{\text{омакс}} = 0,4$ (табл. 4.9 [1]) по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{N_{c1} e - A_{\text{омакс}} R_{\text{нб}} b h_0}{R_{\text{а.с}} (h_0 - a')} = \frac{186\,720 \cdot 14,5 - 0,4 \cdot 160 \cdot 60 \cdot 26,5^2}{3400 \cdot (26,5 - 3,5)} = 0,14 \text{ см}^2,$$

где e — расстояние от центра тяжести арматуры до точки приложения силы N_{c1}

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 3 + \frac{30}{2} - 3,5 = 14,5 \text{ см},$$

$a = a' = 3,5 \text{ см}$ — расстояние от растянутого или сжатого края сечения до равнодействующей усилий в соответствующей арматуре.

Комбинация II.

Вычисляем расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{47,38}{264,03} = 0,179.$$

Принимая $c = 400$, определяем величину

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{264\,030 \cdot 22^2}{12 \cdot 400 \cdot 160 \cdot 3600}} = 1,86.$$

Затем определяем продольные усилия в ветвях колонны

$$N_c = \frac{264,03}{2} \pm \frac{47,38 \cdot 1,86}{1,1} = 132,02 \pm 80,1.$$

Откуда $N_{c1} = 212,12 \text{ тс}$; $N_{c2} = 51,92 \text{ тс}$ (сжатие).

Изгибающий момент ветвей колонны определяем по формуле

$$M = \frac{QS}{4} = \frac{8,84 \cdot 1,84}{4} = 4,06 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда

$$e_0 = \frac{4,06}{212,12} = 0,019 \approx 2 \text{ см.}$$

Так как $e_0 = 2 > \frac{S}{600} = \frac{184}{600} = 0,3 \text{ см}$, то ветвь колонны внецентренно сжата.

Относительная высота сжатой зоны

$$\alpha = \frac{212 \cdot 120}{160 \cdot 60 \cdot 26,5} = 0,837 > \alpha_{\text{макс}} = 0,55.$$

Площадь арматуры при $e = 2 + \frac{30}{2} = 3,5 = 13,5 \text{ см}$

$$F_a = F'_a = \frac{212 \cdot 120 \cdot 13,5 - 0,4 \cdot 160 \cdot 60 \cdot 26,5^2}{3 \cdot 400 (26,5 - 3,5)} = 2,1 \text{ см}^2.$$

Так как по расчету

$$F_a = F'_a = 2,1 < \mu_{\text{мин}} b h = 0,002 \cdot 30 \cdot 60 = 3,6 \text{ см}^2,$$

то армируем конструктивно по 3 Ø 16 АIII, $F_a = F'_a = 6,03 \text{ см}^2$.

В сечении 2'-2' (рис. 81) действуют три комбинации расчетных усилий (табл. 27).

Влияние длительного действия нагрузки не учитываем, так как величина $\lambda_n = 22 < 35$.

Комбинация II не является расчетной. Возможность действия момента с обратным знаком учитывается симметричным армированием.

Комбинация I.

При $c = 400$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{140 \cdot 580 \cdot 22^2}{12 \cdot 400 \cdot 160 \cdot 3600}} = 1,33.$$

Продольные силы в ветвях колонны

$$N_c = \frac{140,58}{2} \pm \frac{87,80 \cdot 1,33}{1,1} = 70,29 \pm 106,08.$$

Откуда

$$N_{c1} = 176,37 \text{ тс (сжатие); } N_{p2} = -35,79 \text{ тс (растяжение).}$$

Определяем изгибающий момент ветви

$$M = \frac{9,31 \cdot 1,84}{4} = 4,22 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Тогда расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{4,22}{176,37} = 0,024 = 2,4 > 0,31 \text{ см.}$$

Рассчитываем внецентренно сжатую ветвь.

Т а б л и ц а 27

Усилия	Комбинации усилий		
	I	II	III
$M, \text{ тс} \cdot \text{м}$	87,80	-82,74	78,33
$N, \text{ тс}$	140,58	140,58	291,83
$Q, \text{ тс}$	9,31	-4,52	8,72

Для этого определяем относительную высоту сжатой зоны

$$\alpha = \frac{176\,370}{160 \cdot 60 \cdot 26,5} = 0,694 > \alpha_{\text{макс}} = 0,55.$$

Находим эксцентриситет приложения силы N_{c1}

$$e = 2,4 + \frac{30}{2} - 3,5 = 13,9 \text{ см.}$$

Площадь арматуры

$$F_a = F'_a = \frac{176\,370 \cdot 13,9 - 0,4 \cdot 160 \cdot 60 \cdot 26,5^2}{3400 \cdot (26,5 - 3,5)} < 0.$$

Рассчитываем внецентренно растянутую ветвь при $N_{p2} = -35,74 \text{ тс}$; $M = 4,22 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Вычисляем расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{N_{p2}} = \frac{4,22}{35,74} = 0,12 \text{ м} = 12 \text{ см.}$$

Тогда эксцентриситеты соответствующих равнодействующих усилий в арматуре

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 12 - \frac{30}{2} + 3,5 = 0,5 \text{ см};$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 12 + \frac{30}{2} - 3,5 = 23,5 \text{ см.}$$

Так как $e' = 23,5 > h_0 - a' = 26,5 - 3,5 = 23 \text{ см}$, то имеет место первый случай внецентренного растяжения. Следовательно величина α отрицательная (п.4.106 [1]). Поэтому необходимо определить величину α' .

Для этого вычисляем

$$A'_0 = \frac{Ne}{R_{nb}h_0^2} = \frac{35\,740 \cdot 0,5}{160 \cdot 60 \cdot 26,5^2} = 0,027.$$

По табл. 4.8 [1] при $A'_0 = 0,027$ находим $\alpha' = 0,027$ и $\gamma' = 0,987$.

Так как $\alpha' = 0,027 < \frac{2a'}{h_1} = \frac{2 \cdot 3,5}{26,5} = 0,264$, требуемую площадь сечения продольной арматуры определяем по формулам:

$$N_a = N \left(\frac{e}{\gamma' h_0} + 1 \right) = 35\,740 \cdot \left(\frac{0,5}{0,987 \cdot 26,5} + 1 \right) = 36\,490 \text{ кгс};$$

$$F_a = F'_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{36\,490}{3400} = 10,73 \text{ см}^2.$$

Комбинация III.

При $c = 400$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{291\,830 \cdot 2,2^2}{12 \cdot 400 \cdot 160 \cdot 3600}} = 2,04;$$

$$N_c = \frac{291,83}{2} \pm \frac{78,33 \cdot 2,04}{1,1} = 145,92 \pm 144,50.$$

Откуда $N_{c1} = 289,42 \text{ тс}$; $N_{c2} = 1,42 \text{ тс}$ (сжатие).
Вычисляем изгибающий момент ветви

$$M = \frac{8,72 \cdot 1,84}{4} = 4,01 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда

$$e_0 = \frac{4,01}{289,42} = 0,014 = 1,4 > 0,31 \text{ см}.$$

Внецентренно сжатую ветвь рассчитываем на наибольшее сжимающее усилие.

Для этого определяем:

$$\alpha = \frac{289\,420}{160 \cdot 60 \cdot 26,5} = 0,78 > \alpha_{\text{макс}} = 0,55;$$

$$e = 1,4 + \frac{30}{2} - 3,5 = 12,9 \text{ см}.$$

Затем вычисляем площадь арматуры

$$F_a = F'_a = \frac{289\,420 \cdot 12,9 - 0,4 \cdot 160 \cdot 60 \cdot 26,5^2}{3400 \cdot (26,5 - 3,5)} = 13,75 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{F_a}{bh} = \frac{13,75}{60 \cdot 30} = 0,0077.$$

Определяем расчетный эксцентриситет колонны.

$$e_0 = \frac{78,83}{291,83} = 0,268 \text{ м}.$$

Тогда

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,268}{1,4} = 0,192.$$

Следовательно, граничный эксцентриситет при $\lambda_n = 22$ по табл. 4.5 [1] для бетона марки 300

$$\frac{e_0}{h} = 0,5 > 0,192.$$

Подставляя значения $\frac{e_0}{h} = 0,5$, определяем

$$\begin{aligned} C &= \frac{66\,000}{R + 350} \left(\frac{1}{\frac{e_0}{h} + 0,16} + 200\mu + 1 \right) = \\ &= \frac{66\,000}{300 + 350} \cdot \left(\frac{1}{0,5 + 0,16} + 200 \cdot 0,0077 + 1 \right) = 380. \end{aligned}$$

Подставляя $c = 380$, уточняем величины:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{291\,830 \cdot 22^2}{12 \cdot 380 \cdot 160 \cdot 3600}} = 2,19;$$

$$N_e = \frac{291,83}{2} \pm \frac{78,33 \cdot 2,19}{1,1} = 145,92 \pm 155,80,$$

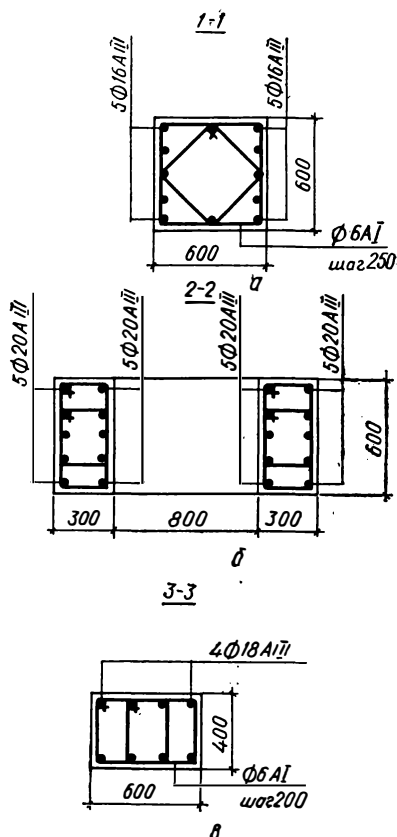


Рис. 82. Армирование двухветвевой колонны:

a — надкрановой части; *б* — подкрановой части; *в* — распорки.

Определяем эксцентриситеты приложения силы относительно центров тяжести арматуры F_a и арматуры F'_a :

$$e = 40,6 - \frac{30}{2} + 3,5 = 29,1 \text{ см};$$

$$e' = 40,6 + \frac{30}{2} - 3,5 = 52,1 \text{ см}.$$

Так как $e' = 52,1 > h_0 - a = 26,5 - 3,5 = 23 \text{ см}$, то имеет место первый случай внецентренного растяжения.

Определяем площади сечения арматуры F_a и F'_a .

Для этого вычисляем величину

$$A'_0 = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{9880 \cdot 29,1}{160 \cdot 60 \cdot 26,5^2} = 0,043.$$

откуда

$$N_{cl} = 301,72 \text{ тс (сжатие);}$$

$$N_{p2} = -9,88 \text{ тс (растяжение);}$$

$$\text{при } M = 4,01 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$e_0 = \frac{4,01}{301,72} = 0,013 = 1,3 > 0,31 \text{ см}.$$

Затем вычисляем:

$$\alpha = \frac{301720}{160 \cdot 60 \cdot 26,5} = 1,19 > \alpha_{\max} = 0,55;$$

$$e = 1,3 + \frac{30}{2} - 3,5 = 12,8 \text{ см}.$$

Тогда площадь сечения арматуры

$$\begin{aligned} F_a = F'_a &= \\ &= \frac{301720 \cdot 12,8 - 0,4 \cdot 160 \cdot 60 \cdot 26,5^2}{3400 \cdot (26,5 - 3,5)} = \\ &= 15,6 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Так как разница между площадями арматуры $F_a = F'_a = 15,6 \text{ см}^2$ и $F_a = F'_a = 13,75 \text{ см}^2$ незначительна, дальнейшего уточнения не производим. Принимаем 5 $\Phi 20 \text{ AIII}$, $F_a = F'_a = 15,71 > 15,60 \text{ м}^2$ (рис. 82). Рассчитываем внецентренно растянутую ветвь.

$$N_{p2} = 9,88 \text{ тс}; M = 4,01 \text{ тс} \cdot \text{м}; e_0 =$$

$$= \frac{4,01}{9,88} = 0,406 \text{ м} = 40,6 \text{ см}.$$

При $A'_0 = 0,043$ по табл. 4.8 [1] $\alpha' = 0,044$ и $\gamma' = 0,978$.

Так как $\alpha' = 0,044 < \frac{2\alpha'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,5}{26,5} = 0,264$, требуемую площадь продольной арматуры находим по формулам:

$$N_a = N \left(\frac{e}{\gamma' h_0} + 1 \right) = 9880 \cdot \left(\frac{29,1}{0,978 \cdot 26,5} + 1 \right) = 21\,000 \text{ кгс.}$$

$$F_a = F'_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{21\,000}{3400} \quad 6,17 < F_a = 15,6 \text{ см}^2,$$

где $F_a = 15,6 \text{ см}^2$ — площадь арматуры, полученная для внецентренной сжатой ветви.

Так как в сечении может действовать момент обратного знака, то растянутую ветвь армируем аналогично сжатой, т. е. принимаем 5 \varnothing 20 АIII; хомуты принимаем \varnothing 6 АI с шагом равным 15 диаметрам продольных стержней (в надкрановой части 250 мм, в подкрановой 300 мм).

Расчет распорки

Определяем наибольший изгибающий момент

$$M_p = \frac{QS}{2} = \frac{12,06 \cdot 1,84}{2} = 11,1 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см.}$$

Сечение армируем двойной симметричной арматурой, так как эпюра моментов двузначная.

При $z_a = h_0 - a' = 36 - 4 = 32 \text{ см}$ находим площадь арматуры.

$$F_a = F'_a = \frac{M}{R_a z_a} = \frac{1\,110\,000}{3400 \cdot 32} = 10,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 \varnothing 18 АIII, $F_a = 10,18 \approx 10,2 \text{ см}^2$.

Определив поперечную силу

$$Q = \frac{2M}{C} = \frac{2 \cdot 11,1}{1,1} = 20,2 \text{ тс,}$$

проверяем необходимость расчета поперечных стержней
 $Q = 20\,200 < R_p b h_0 = 10,5 \cdot 60 \cdot 36 = 22\,700 \text{ кгс}$, т. е. поперечные стержни по расчету не требуются. Принимаем их конструктивно \varnothing 6 АI с шагом 200 мм.

МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ

В промышленном строительстве многоэтажные здания применяют для предприятий легкого машиностроения, приборостроения, цехов химической и легкой промышленности, складов, холодильников, гаражей и т. д.

Этажность зданий и высота этажей определяются технологическим процессом. Обычно эти здания проектируют от 3 до 7 этажей, с высотой этажей 3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6 м.

Исходя из условий размещения оборудования и естественной освещенности ширину многоэтажных зданий принимают 12—36 м.

Здания проектируют по рамным и рамно-связевым конструктивным схемам. Применяют также здания с несущими наружными стенами и внутренними колоннами, т. е. с неполным каркасом.

Сетку колонн, исходя из технологического процесса и требований унификации и типизации конструктивных элементов, принимают 6×6 ; 6×9 ; 9×9 ; 6×12 и 12×12 м.

Привязку колонн и стен к разбивочным осям выполняют согласно действующим нормативам. При неполном каркасе: наружные разбивочные оси располагают по осям несущих стен, а внутренние по геометрическим осям колонн. В каркасных зданиях разбивочные оси совмещают с геометрическими осями колонн. Наружные продольные стены в этом случае отдалены от осей крайних рядов колонн на размер половины ширины панели перекрытия. Могут быть и другие решения привязки в зависимости от типа перекрытий.

Температурные швы в многоэтажных промышленных зданиях выполняют по осям спаренных колонн.

При балочных перекрытиях оси колонн совмещают с разбивочными осями, по которым проходят температурные швы, а при безбалочных оси спаренных колонн совмещают с поперечными разбивочными осями и делают вставку, равную ширине надкапитальной плиты и зазора шва.

Пространственная жесткость многоэтажных промышленных зданий обеспечивается в поперечном направлении рамами неполного или полного каркаса, а при рамно-связевой системе — горизонтальными и вертикальными связевыми диафрагмами, наружными стенами и стенами лестничных клеток. В продольном направлении жесткость здания обеспечивается рамами, образованными колоннами и ригелями — распорками.

При перекрытиях из сборных элементов распорками являются панели, укладываемые по осям сетки колонн; при монолитных перекрытиях — второстепенные балки. Кроме этого, для стен из сборных

железобетонных панелей в каждом температурном отсеке предусматривают металлические вертикальные связи, которые обеспечивают жесткость здания в продольном направлении.

Несущими конструкциями поперечника многоэтажного здания являются перекрытия, колонны, фундаменты и несущие стены.

Перекрытия проектируют сборными, сборномонолитными и монолитными. Последние два типа перекрытий широко применяют при временных нагрузках более $1 \text{ тс} \cdot \text{м}^2$, а также в районах с повышенной сейсмичностью. Колонны, как правило, проектируют сборными.

Стены из мелкоштучных камней опирают на ленточные фундаменты или фундаментные балки, а стены из панелей на металлические столики, приваренные к колоннам наружных рядов.

Фундаменты могут быть сборными и монолитными. Узлы сопряжения сборных элементов многоэтажных промышленных зданий принимают жесткими.

Ниже рассчитаны два варианта междуэтажных перекрытий: монолитное (глава V) и сборное балочное (глава VI) соответственно четырех- и трехэтажного зданий с размерами в плане $36 \times 24 \text{ м}$ при сетке колонн $6 \times 6 \text{ м}$ и высоте этажей 4,8 и 3,3 м. Наружные опоры перекрытий — несущие кирпичные стены, внутренние — железобетонные колонны. Во втором варианте расчет фундамента не приведен, так как он аналогичен выполненному в главе V.

Глава V

МЕЖДУЭТАЖНОЕ МОНОЛИТНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ

§ 29. КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА ПЕРЕКРЫТИЯ

Требуется запроектировать ребристое монолитное перекрытие с балочной плитой под нормативную полезную нагрузку 670 кгс/м^2 .

Для разработки принята конструктивная схема перекрытия четырехэтажного здания с поперечным расположением главных балок (рис. 83).

Назначение размеров поперечного сечения элементов

Для определения веса элементов перекрытия и величин расчетных пролетов задаемся размерами поперечного сечения балок в зависимости от величины их пролетов в осях.

Второстепенная балка.

Высота балки $h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{18} \right) l$. Принимаем $h = \frac{1}{15} \cdot 600 = 40 \text{ см}$.

Ширина ребра $b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) h$. Принимаем $b = \frac{40}{2} = 20 \text{ см}$.

Главная балка.

Высота балки $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l$. Принимаем $h = \frac{1}{9} \cdot 600 \approx 70$ см;

Ширина ребра $b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) h$. Принимаем $b = \frac{70}{2,5} = 25$ см.

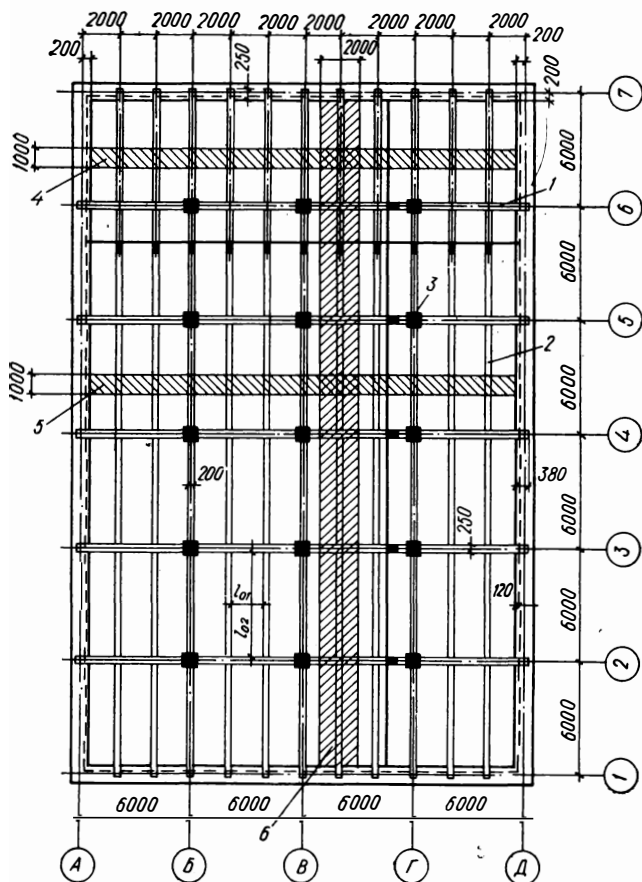


Рис. 83. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия:

1 — главная балка, 2 — второстепенная балка, 3 — колонна, 4 — расчетная полоса I у края перекрытия, 5 — расчетная полоса II в середине перекрытия, 6 — расчетная полоса второстепенной балки.

Толщина плит ребристых перекрытий назначается по возможности минимальной в пределах $\left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{40} \right) l_{пл}$, и не менее: для покрытий — 50 мм, междуэтажных перекрытий гражданских зданий — 60 мм, междуэтажных перекрытий производственных зданий — 70 мм и под проездами — 80 мм. Рекомендуемые пролеты плит в зависимости от нагрузки и толщины приведены в табл. 28.

Толщина плиты, см	Пролеты плиты (в м) при полезной нагрузке p^n (в кгс/см²)									
	400	500	600	700	800	900	1000	1250	1500	2000
7	2,1 ÷ ÷2,7	2,2 ÷ ÷2,5	2,0 ÷ ÷2,4	1,8 ÷ ÷2,2	1,7 ÷ ÷2,1	—	—	—	—	—
8	2,3 ÷ ÷3,0	2,2 ÷ ÷2,8	2,1 ÷ ÷2,7	2,0 ÷ ÷2,6	1,9 ÷ ÷2,5	1,8 ÷ ÷2,4	1,8 ÷ ÷2,3	1,7 ÷ ÷2,2	1,6 ÷ ÷2,0	1,5 ÷ ÷1,8

При полезной нагрузке $p^n = 670 \text{ кгс/м}^2$ и пролётах плиты 2 м толщину ее принимаем 7 см (табл. 28).

§ 30. РАСЧЕТ ПЛИТЫ

Данные для проектирования

Бетон марки 200 ($R_n = 100 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 7,2 \text{ кгс/см}^2$). Арматура — сварные рулонные сетки из обыкновенной арматурной проволоки класса В-1 (при $d \leq 5,5 \text{ мм}$ $R_a = 3150 \text{ кгс/см}^2$; при $d \geq 6 \text{ мм}$ $R_a = 2500 \text{ кгс/см}^2$). Продольные рабочие стержни каркасов из стали класса А-II ($R_a = 2700 \text{ кгс/см}^2$); монтажные и поперечные стержни каркасов из стали класса А-I ($R_a = 2100 \text{ кгс/см}^2$; $R_{a,x} = 1700 \text{ кгс/см}^2$).

Расчетные пролеты и нагрузки

Для крайних пролетов расчетным является расстояние от грани крайней второстепенной балки до оси опоры плиты на стене (рис. 84)

$$l_0 = l_1 - 20 - \frac{b}{2} + \frac{c}{2} = 200 - 20 - \frac{20}{2} + \frac{12}{2} = 176 \text{ см.}$$

Для средних пролетов расчетным является расстояние в свету:

в коротком направлении — между второстепенными балками (рис. 83)

$$l_{01} = l_1 - b = 200 - 20 = 180 \text{ см.}$$

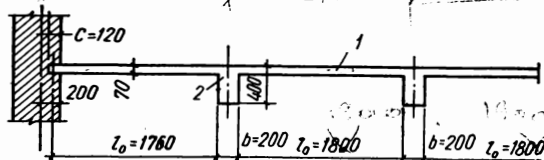


Рис. 84. Расчетные пролеты плиты:
1 — плита, 2 — второстепенная балка.

в длинном направлении — между главными балками

$$l_{02} = l_2 - b = 600 - 25 = 575 \text{ см.}$$

Так как отношение расчетных пролетов

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{5,75}{1,8} = 3,2 > 3,$$

то плиту рассчитываем как балочную вдоль коротких пролетов.

Т а б л и ц а 29

Нагрузки	Нормативные нагрузки, кгс/м^2	Коэффициенты перегрузки	Расчетные нагрузки, кгс/м^2
Постоянные			
Плиточный пол	30	1,1	33
Цементный раствор $\delta = 20 \text{ мм}$, $\gamma = 2200 \text{ кгс/м}^3$	44	1,2	53
Вес плиты толщиной 7 см, $\gamma = 2500 \text{ кгс/м}^3$	175	1,1	193
Итого	249		279
Временная полезная P^H	670	1,2	804
Всего	919		1083

Для расчета плиты выделяем полосу шириной в 1 метр и рассчитываем как многопролетную неразрезную балку шириной $b = 100 \text{ см}$. На рис. 83 показаны расчетные полосы I и II. Полная расчетная нагрузка на 1 м расчетной полосы плиты

$$q = g + p = 279 + 804 = 1083 \text{ кгс/м}.$$

Усилия от расчетных нагрузок

Изгибающие моменты определяем с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. Расчетная схема плиты и нагрузки приведены на рис. 85.

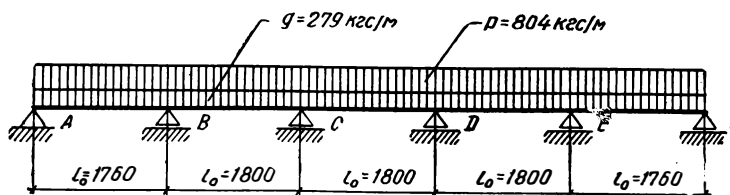


Рис. 85. Расчетная схема плиты.

В крайнем пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_I = -M_B = \pm \frac{q l_0^2}{11} = \pm \frac{1083 \cdot 1,76^2}{11} = \pm 305 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

В средних пролетах и на средних опорах

$$M_{II} = M_{III} = -M_e = \pm \frac{q l_0^2}{16} = \pm \frac{1083 \cdot 1,8^2}{16} = \pm 220 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 7 - 1,5 = 5,5 \text{ см},$$

где a — расстояние от растянутой грани плиты до центра тяжести растянутой арматуры, $a = 1,5 \text{ см}$.

Рассчитываем плиту неокаймленную балками (полоса I).

В крайних пролетах и на первых промежуточных опорах:

$$A_0 = \frac{M}{R_{нб} h_0^2} = \frac{30\,500}{100 \cdot 100 \cdot 5,5^2} = 0,101,$$

тогда по табл. 4.8 [1] $\gamma = 0,948$; $\alpha = 0,107$.

Площадь сечения растянутой арматуры определяем из формул

$$N_a = \alpha R_{нб} h_0 = 0,107 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 5,5 = 5880 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{5880}{3150} = 1,87 \text{ см}^2.$$

В средних пролетах и на средних опорах:

$$A_0 = \frac{22\,000}{100 \cdot 100 \cdot 5,5^2} = 0,073 < 0,1, \text{ тогда } \gamma = 0,963; \alpha = 0,078;$$

$$N_a = \frac{M}{\gamma h_0} = \frac{22\,000}{0,963 \cdot 5,5} = 4150 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{4150}{3150} = 1,32 \text{ см}^2.$$

В плитах окаймленных балками сечение рабочей арматуры определяем по изгибающим моментам, уменьшенным на 20% (полоса II).

В средних пролетах и над средними опорами:

$$A_0 = \frac{0,8 \cdot 22\,000}{100 \cdot 100 \cdot 5,5^2} = 0,058; \gamma = 0,97;$$

$$N_a = \frac{0,8 \cdot 22000}{0,97 \cdot 5,5} = 3300 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{3300}{3150} = 1,05 \text{ см}^2.$$

Плиты можно армировать по двум вариантам.

По первому варианту плиту армируют стандартными рулонными сварными сетками с продольной рабочей арматурой, укладываемыми во всех пролетах и на опорах вдоль главных балок (рис. 86, а).

В плите между боковыми гранями главных балок (на длине $6 - 0,25 = 5,75 \text{ м}$) укладываются 4 сетки шириной $1,7 \text{ м}$ с учетом перепуска их на стыках. При подборе стандартных сеток вычисленные площади сечения арматуры на 1 м плиты умножаем на принятую ширину сеток.

В плите неокаймленной балками в крайних пролетах (полосы I и II) требуется сечение арматуры $F_a = 1,87 \cdot 1,7 = 3,18 \text{ см}^2$, а в средних пролетах (полоса I) этой плиты $F_a = 1,32 \cdot 1,7 = 2,24 \text{ см}^2$.

В плите окаймленной балками в средних пролетах (полоса II)

$$F_a = 1,05 \cdot 1,7 = 1,79 \text{ см}^2.$$

Принимаем основную сетку марки 200/250/5/4, $F_a = 1,96 > 1,79 \text{ см}^2$ (табл. 16 приложения 5).

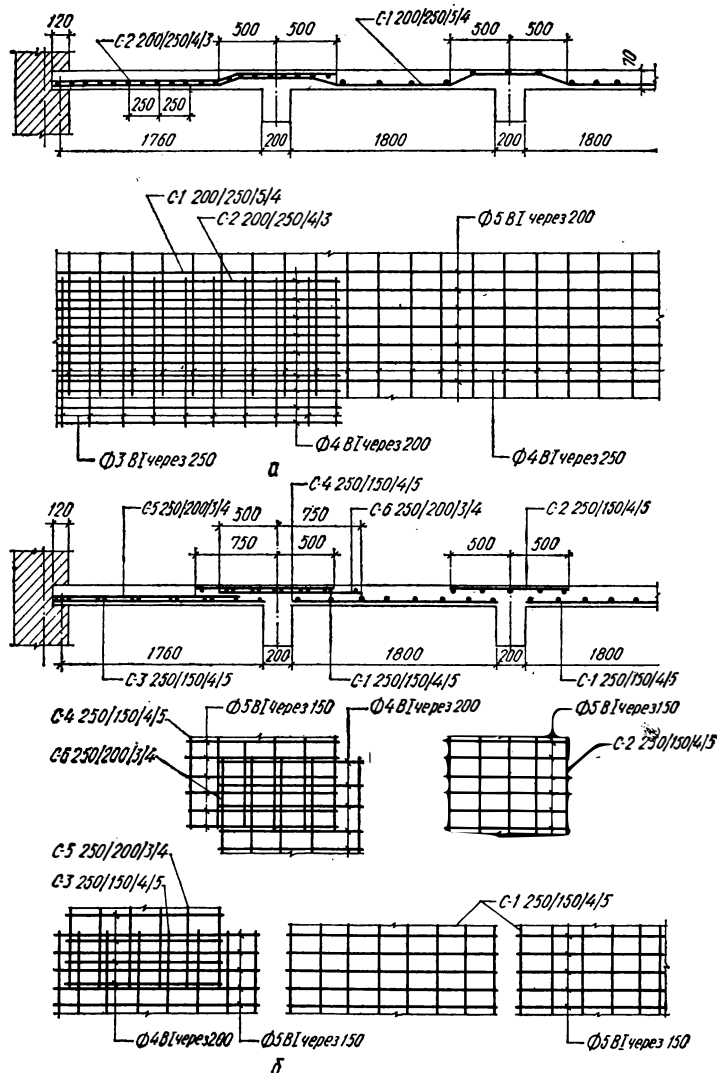


Рис. 86. Армирование плиты сварными рулонными сетками:
а — с продольной рабочей арматурой, б — с поперечной рабочей арматурой.

Дополнительные сетки в крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами в сях 2—6 подбираем по площади $F_{a. \text{доп}} = 3,18 - 1,96 = 1,22 \text{ см}^2$. Принимаем сетки марки 200/250/4/3, $F_a = 1,26 > 1,22 \text{ см}^2$.

В осях 1—2 и 6—7 через все пролеты и опоры плиты укладываем две сетки марки 200/250/4/3, $F_a = 1,96 \text{ см}^2$ и 200/250/4/3, $F_a = 1,26 \text{ см}^2$.
Общая площадь сечения арматуры

$$F_a = 1,96 + 1,26 = 3,22 > 2,24 \text{ см}^2.$$

По второму варианту плиту армируют стандартными рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой отдельно в пролетах и над опорами, раскатывая их вдоль второстепенных балок (рис. 86, б).

В плите не окаймленной балками (полоса I): в средних пролетах и над средними опорами укладываем сетки марки 250/150/4/5, $F_a = 1,31 \approx 1,32 \text{ см}^2$; в крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами укладываем две сетки марки 250/150/4/5 и 250/200/3/4.

Общая площадь сечения арматуры

$$F_a = 1,31 + 0,63 = 1,94 > 1,87 \text{ см}^2.$$

В плите окаймленной балками (полоса II) в средних пролетах и над опорами укладываем сетки марки 250/150/4/5, $F_a = 1,31 > 1,05 \text{ см}^2$; в крайних пролетах и над первой промежуточной опорой укладываем по две сетки марки 250/150/4/5 и 250/200/3/4, $F_a = 1,94 > 1,87 \text{ см}^2$.

§ 31. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

Расчетные пролеты и нагрузки

Для средних пролетов балки за расчетный пролет принимаем расстояние между гранями главных балок. При ширине ребра главных балок 25 см (рис. 87, а)

$$l_0 = l - b = 6 - 0,25 = 5,75 \text{ м.}$$

Для крайних пролетов расчетным является расстояние от центра опоры на стене до грани крайней главной балки. При заделке балки в стену на 25 см

$$l_0 = l - 0,2 - \frac{b}{2} + \frac{c}{2} = 6 - 0,2 - \frac{0,25}{2} + \frac{0,25}{2} = 5,8 \text{ м.}$$

Нагрузку на второстепенную балку собираем с полосы 2 м равной расстоянию между осями второстепенных балок (рис. 83, расчетная полоса б). Вес конструкции пола и железобетонной плиты составляют $g = 279 \text{ кгс/м}^2 \approx 280 \text{ кгс/м}^2$ (табл. 29). Определяем расчетные нагрузки на 1 м второстепенной балки.

Постоянные нагрузки:

вес плиты и пола

$$g_1 = 280 \cdot 2 = 560 \text{ кгс/м;}$$

вес ребра балки

$$g_2 \approx 0,2 (0,4 - 0,07) \cdot 2500 \cdot 1,1 = 181 \text{ кгс/м.}$$

Суммарная постоянная нагрузка $g = 741 \text{ кгс/м.}$

Временная полезная нагрузка

$$p = 670 \cdot 1,2 \cdot 2 = 1608 \text{ кгс/м.}$$

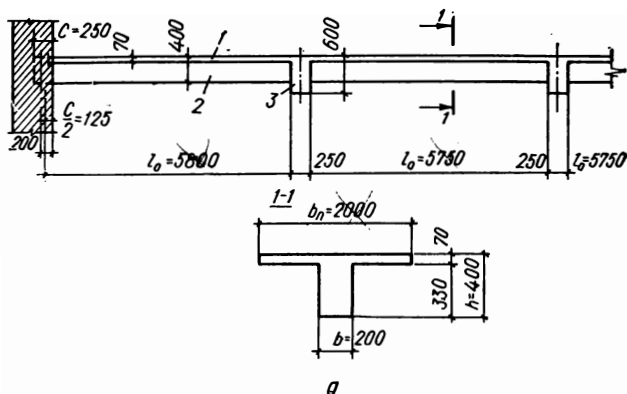


Рис. 87. Второстепенная балка:

a — расчетные пролеты; *б* — расчетная схема второстепенной балки; *1* — плита, *2* — второстепенная балка, *3* — главная балка.

Полная расчетная нагрузка

$$q = g + p = 741 + 1608 = 2349 \text{ кгс/м} = 2,35 \text{ тс/м.}$$

Расчетная схема второстепенной балки приведена на рис. 87, б.

Усилия от расчетных нагрузок

Изгибающие моменты определяем с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций:

в первом пролете

$$M_I = \frac{ql_0^2}{11} = \frac{2350 \cdot 5,8^2}{11} = 7180 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

на первой промежуточной опоре

$$M_B = -\frac{ql_0^2}{14} = -\frac{2350 \cdot 5,8^2}{14} = -5630 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{II} = M_{III} = -M_C = \pm \frac{ql_0^2}{16} = \pm \frac{2350 \cdot 5,75^2}{16} = \pm 4850 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

При соотношении $\frac{p}{q} = \frac{1608}{741} = 2,17 > 2$ в средних пролетах возникают отрицательные изгибающие моменты.

В сечении на расстоянии $0,4 l_0$ от первой промежуточной опоры (во втором пролете)

$$M_{0,4l} = -\beta q l_0^2 = -0,02 \cdot 2350 \cdot 5,75^2 = -1550 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

где $\beta = 0,02$ — коэффициент для данного сечения при $\frac{p}{q} = 2,00$ (приложение 6, табл. 1 в [13]).

Определяем поперечные силы у граней опор:
на крайней опоре

$$Q_A = 0,4q(l_0 - 0,5c) = 0,4 \cdot 2350 \cdot (5,8 - 0,25 \cdot 0,5) = 5300 \text{ кгс},$$

где $c = 25 \text{ см}$ — глубина заделки второстепенной балки в стену;
на первой промежуточной опоре слева

$$Q_B^{\text{лев}} = 0,6q(l_0 - 0,5c) = 0,6 \cdot 2350 \cdot (5,8 - 0,25 \cdot 0,5) = 7950 \text{ кгс};$$

на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах справа и слева

$$-Q_B^{\text{пр}} = Q_C^{\text{лев}} = -Q_C^{\text{пр}} = \pm 0,5ql_0 = 0,5 \cdot 2350 \cdot 5,75 = 6750 \text{ кгс}.$$

Определение высоты сечения балки

Минимальную рабочую высоту сечения балки определяем по опорному изгибающему моменту при $\alpha = \frac{x}{h_0} \leq 0,3$, поскольку изгибающие моменты вычислены с учетом перераспределения усилий.

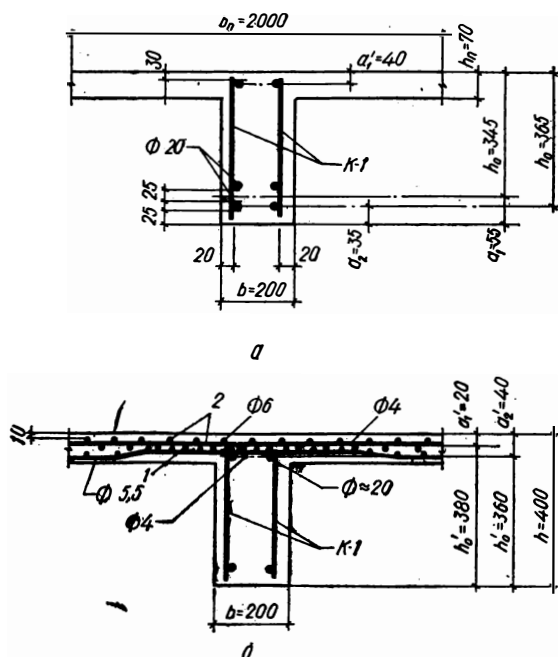


Рис. 88. Расположение рабочей арматуры в сечениях второстепенной балки:

a — в пролетах, b — на опорах, 1 — сварные сетки плиты, 2 — сварные сетки на опорах второстепенной балки.

По табл. 4.8 [1] находим $A_0 = 0,255$.

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 R_{нб}}} = \sqrt{\frac{560\,000}{0,255 \cdot 100 \cdot 20}} = 33,5 \text{ см.}$$

Полная высота сечения при $a'_1 = 2 \text{ см}$ (рис. 88, б)

$$h = h_0 + a'_1 = 33,5 + 2 = 35,5 \text{ см. Принимаем } h = 40 \text{ см.}$$

Рабочая высота балки в пролетах:

при расположении рабочих стержней в два ряда (рис. 88, а)

$$h_0 = h - a_1 = 40 - 5,5 = 34,5 \text{ см;}$$

при расположении рабочих стержней в один ряд

$$h_0 = h - a_2 = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ см,}$$

где

$$a_1 = 25 + 20 + 25 \cdot 0,5 \approx 55 \text{ мм;}$$

$$a_2 = 25 + 20 \cdot 0,5 = 35 \text{ мм.}$$

Рабочая высота балки на опорах:

при рабочей арматуре — сварных сетках (рис. 88, б)

$$h_0 = h - a'_1 = 40 - 2 = 38 \text{ см;}$$

при рабочей арматуре — верхних стержнях пролетных каркасов

$$h_0 = h - a'_2 = 40 - 4 = 36 \text{ см,}$$

где

$$a'_1 = 10 + 6 + 4 \cdot 0,5 = 18 \approx 20 \text{ мм;}$$

$$a'_2 = 10 + 2 \cdot 6 + 4 + 5,5 + 2 \cdot 0,5 = 40 \text{ мм.}$$

Проверяем условие ограничения ширины раскрытия наклонных трещин

$$Q = 1950 < 0,25 R_{нб} h_0 = 0,25 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 34,5 = 17\,100 \text{ кгс,}$$

так как условие выполняется размеры сечения достаточны.

Расчет прочности нормальных сечений

Сечение продольной арматуры в растянутых зонах определяем по наибольшему изгибающему моментам в пролетах и у опор балки.

При расчете по положительным моментам сечение балки принимаем тавровым, так как плита расположена в сжатой зоне. Расчетную ширину полки таврового сечения b_n принимаем соответ-

ственно отношению $\frac{h_{пл}}{h} = \frac{7}{40} = 0,175 > 0,1$ (рис. 87).

Согласно п.4.7 [1] значение b_n принимаем меньшее из двух:

$$b_n \leq l_{пл} = 200 \text{ см;}$$

$$b_n \leq \frac{l}{3} + b = \frac{600}{3} + 25 = 225 \text{ см.}$$

Принимаем $b_n = 200 \text{ см.}$

При расчете по отрицательным моментам сечение балки принимаем прямоугольным по ширине ребра $b = 20$ см.

В первом пролете.

$M_I = 7,18$ тс·м.

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M_I}{R_{\text{н}} b_{\text{н}} h_0^2} = \frac{718\,000}{100 \cdot 200 \cdot 34,5^2} = 0,031.$$

При $A_0 = 0,031$ $\gamma = 0,985$.

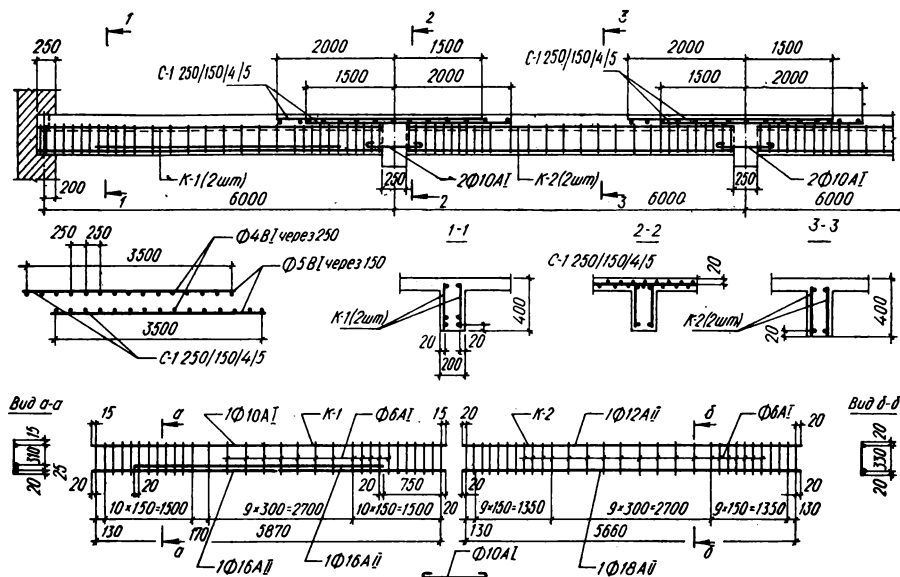


Рис. 89. Армирование второстепенной балки.

Для определения площади сечения растянутой арматуры F_a вычисляем усилие

$$N_a = \frac{M_I}{\gamma h_0} = \frac{718\,000}{0,985 \cdot 34,5} = 21\,200 \text{ кгс.}$$

Тогда

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{21\,200}{2700} = 7,84 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\varnothing 16$ АII, $F_a = 8,04 > 7,84 \text{ см}^2$.

Крайние пролеты армируем двумя каркасами К-1. В каждом каркасе по два продольных стержня $\varnothing 16$ с расположением в два ряда. Верхние стержни каркасов К-1 принимаем конструктивно 2 $\varnothing 10$ АI, рис. 89.

В средних пролетах.

$M_{II} = M_{III} = 4,85$ тс·м.

Полезная высота $h_0 = 36,5$ см (рис. 88, а).

Вычисляем

$$A_0 = \frac{485\,000}{100 \cdot 200 \cdot 36,5^2} = 0,018 < 0,1; \gamma = 0,99.$$

Тогда:

$$N_a = \frac{485\,000}{0,99 \cdot 36,5} = 13\,400 \text{ кгс},$$

$$F_a = \frac{13\,400}{2700} = 4,98 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 18 АII, $F_a = 5,09 > 4,98 \text{ см}^2$.

Продольные стержни располагаем в один ряд, по одному стержню в двух каркасах К-2.

Верхние стержни каркасов К-2 определяем по расчету, так как в средних пролетах действует отрицательный момент $M = -1,55 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Рабочая высота сечения $h_0 = 36 \text{ см}$ (рис. 88, б).

Вычисляем:

$$A_0 = \frac{155\,000}{100 \cdot 20 \cdot 36^2} = 0,06 < 0,1; \gamma = 0,968;$$

$$N_a = \frac{155\,000}{0,968 \cdot 36} = 4450 \text{ кгс},$$

$$F_a = \frac{4450}{2700} = 1,65 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 12 АII (по одному стержню в каркасе), $F_a = 2,26 > 1,65 \text{ см}^2$.

У первой промежуточной опоры.

$M_b = -5,63 \text{ тс} \cdot \text{м}$. Рабочая высота $h_0 = 38 \text{ см}$ (рис. 88, б).

Вычисляем:

$$A_0 = \frac{563\,000}{100 \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,195 > 0,1; \alpha = 0,22;$$

$$N_a = \alpha R_n b h_0 = 0,22 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 38 = 16\,680 \text{ кгс},$$

$$F_a = \frac{16\,680}{3150} = 5,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем армирование двумя сварными сетками.

Тогда площадь рабочих стержней двух сеток на 1 м полки второстепенной балки при расстоянии между второстепенными балками $l_{пл} = 2 \text{ м}$

$$F_a = \frac{5,3}{2} = 2,65 \text{ см}^2;$$

для одной $f_a = \frac{2,65}{2} = 1,33 \text{ см}^2$.

Принимаем по сортаменту (табл. 16 приложения 5) рулонные сетки марки 250/150/4/5 с поперечной рабочей арматурой $F_a = 1,31 \times 2 = 2,62 \approx 2,65 \text{ см}^2$.

Сетки раскатываем вдоль главных балок со смещением на 1/3 и 1/4 пролета от оси главной балки (рис. 89).

Ширина сеток

$$B = \frac{1}{3} l_I + \frac{1}{4} l_{II} = \frac{1}{3} \cdot 600 + \frac{1}{4} \cdot 600 = 350 \text{ см.}$$

У средних опор.

$$M_c = -4,85 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A_0 = \frac{485\,000}{100 \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,168; \alpha = 0,185,$$

$$N_a = 0,185 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 38 = 1400 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{1400}{3150} = 4,45 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры на 1 м полки для одной сетки

$$f_a = \frac{F_a}{2l_{пл}} = \frac{4,45}{2 \cdot 2} = 1,11 \text{ см}^2.$$

Принимаем сварные рулонные сетки шириной 350 см марки 250/150/4/5 с поперечной рабочей арматурой $F_a = 1,31 > 1,11 \text{ см}^2$.

Армирование второстепенной балки, конструкция арматурных каркасов и сеток даны на рис. 89.

Расчет прочности наклонных сечений

Проверяем условие $Q < h_0 b R_p$. На первой промежуточной опоре слева поперечная сила

$$Q_B^{\text{лев}} = 7950 > h_0 b R_p = 36,5 \cdot 20 \cdot 7,2 = 5250 \text{ кгс.}$$

Так как условие не выполняется, рассчитываем поперечную арматуру.

Шаг поперечных стержней принимаем по двум условиям:

шаг поперечных стержней не должен быть больше u_{\max} (п. 4.41 [1])

$$u_{\max} = \frac{0,1 R_{\text{в}} b h_0^2}{Q_B^{\text{лев}}} = \frac{0,1 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 38^2}{7950} = 36,1 \text{ см.}$$

при высоте балки $h \leq 40 \text{ см}$ расстояние между поперечными стержнями принимаем не более $\frac{h}{2}$, но не более 15 см (п.9.16).

Принимаем шаг поперечных стержней $u = 15 \text{ см}$ на длине равной 1/4 пролета каркаса от каждой опоры.

В середине пролетов балки шаг поперечных стержней увеличиваем до $\frac{3}{4} h$

$$u = \frac{3}{4} \cdot 40 = 30 \text{ см.}$$

Из условия технологии сварки при продольных стержнях диаметром 18 мм, поперечные стержни принимаем $\varnothing 6 \text{ АІ}$, $f_x = 0,283 \text{ см}^2$ (табл. 9.5 [1]).

Проверяем выполнение условия

$$Q < Q_{x.6}.$$

Для этого определяем усилие в поперечных стержнях на 1 см длины балки при двух каркасах ($n = 2$).

$$g_x = \frac{R_{a.x} f_x n}{u_x} = \frac{1700 \cdot 0,283 \cdot 2}{15} = 64 \text{ кгс/см.}$$

Тогда поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями

$$Q_{x.6} = \sqrt{0,6 R_b b h_0^2 g_x} - g_x u = \sqrt{0,6 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot 64} - 64 \cdot 15 = 9140 > Q = 7950 \text{ кгс,}$$

т. е. прочность наклонного сечения обеспечена.

§ 32. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Расчетные пролеты и нагрузки

Опорами главной балки являются наружные стены и колонны, жесткость которых меньше жесткости перекрытия, поэтому главную балку рассчитываем как многопролетную неразрезную на шарнирных опорах.

Расчетные пролеты главной балки принимаем равными расстояниям между осями опор.

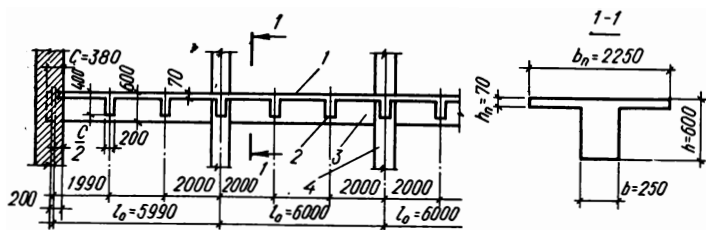


Рис. 90. Схема главной балки:

1 — плита, 2 — второстепенная балка, 3 — главная балка, 4 — колонна.

Следовательно, в крайних пролетах при заделке балок в стену на 38 см расчетный пролет

$$l_0 = l - 0,2 + \frac{C}{2} = 6 - 0,2 + \frac{0,38}{2} = 5,99 \text{ м,}$$

где 0,2 м — привязка оси стены.

Для средних пролетов $l_0 = 6 \text{ м}$ (рис. 90).

Нагрузки на главную балку передаются через второстепенные балки в виде сосредоточенных сил, действующих в 1/3 каждого пролета. Вес главной балки, для упрощения расчета учитываем в виде сосредоточенных сил, приложенных в местах опирания второстепенных балок.

Нагрузки определяем без учета неразрезности второстепенных балок с грузовой площади

$$F_{гр} = l_{пл} \cdot l_{в.б.} = 12 м^2,$$

где $l_{в.б.}$ — длина второстепенной балки.

Вычисляем расчетные нагрузки

П о с т о я н н а я:

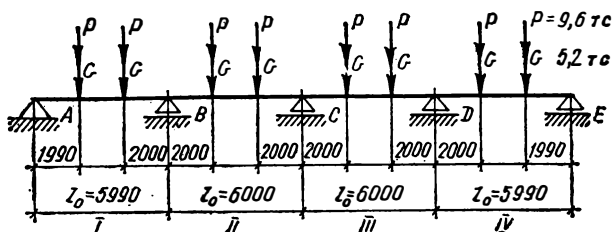


Рис. 91. Расчетная схема главной балки.

вес конструкции пола и плиты

$$g_1 = 280 \cdot 12 = 3360 \text{ кгс (табл. 29);}$$

вес второстепенной балки

$$g_2 = (0,4 - 0,07) \cdot 0,2 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 6 = 1086 \text{ кгс;}$$

вес главной балки на участке 2 м

$$g_3 = (0,60 - 0,07) \cdot 0,25 \cdot 2500 \cdot 1,1 \cdot 2 = 727 \text{ кгс (рис. 90).}$$

И т о г о

5173 кгс.

Принимаем $G = 5,2 \text{ тс.}$

В р е м е н н а я

$$P = 670 \cdot 1,2 \cdot 12 = 9600 \text{ кгс} = 9,6 \text{ тс.}$$

Расчетная схема главной балки и схема нагрузок даны на рис. 91.

Усилия от расчетных нагрузок

Изгибающие моменты для неразрезной четырехпролетной балки вычисляем с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. Определяем изгибающие моменты от возможных невыгодных комбинаций загрузки балки, как для упругих систем по табл. 17 приложения 5 и затем производим перераспределение опорных и пролетных моментов (рис. 92).

Перераспределение изгибающих моментов производится с целью уравнивания опорных и пролетных моментов.

Обычно уменьшают опорные моменты и соответственно увеличивают пролетные моменты для определенной схемы загрузки неразрезной многопролетной балки. При этом уменьшение опорных моментов производится не более чем на 30%.

Уравнивание (перераспределение) моментов производим при помощи дополнительных эпюр.

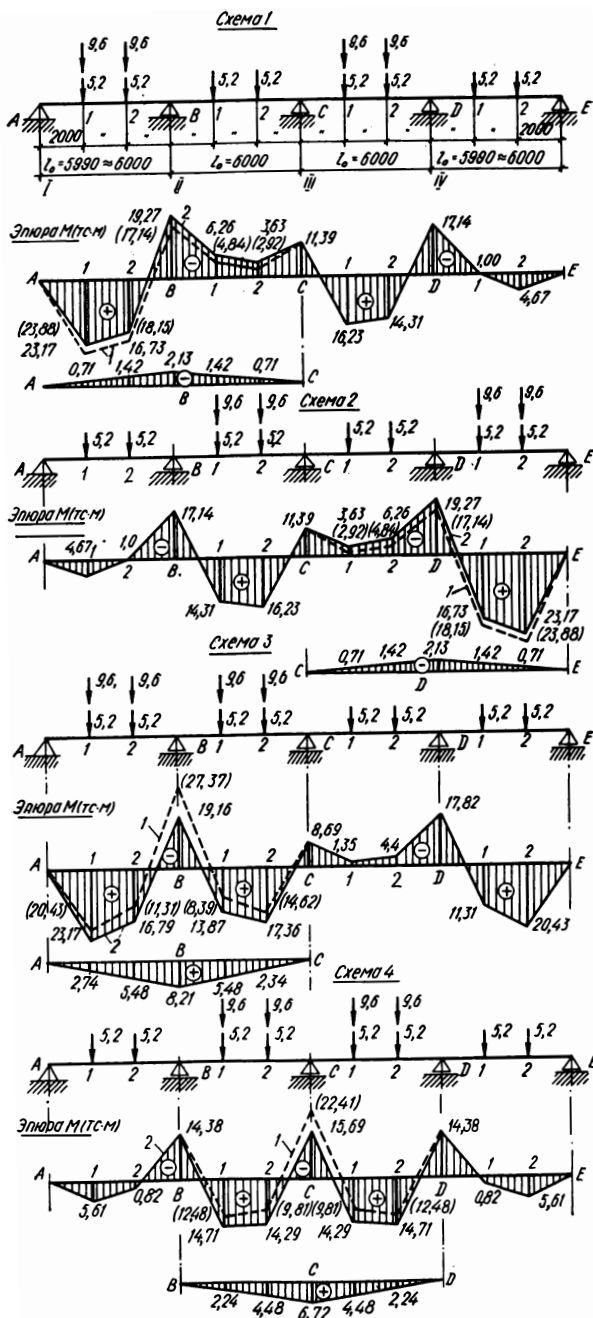


Рис. 92. Расчетные схемы, основные эпюры и дополнительные эпюры при перераспределении изгибающих моментов.

1 — до перераспределения, 2 — после перераспределения.

Вычисление ординат эпюр изгибающих моментов M и перерезывающих сил Q от возможных комбинаций нагрузок производим по ниже приведенным формулам и результаты сводим соответственно в табл. 30 и 31:

$$M_{\text{макс}} = (\alpha G \pm \beta P) l_0;$$

$$Q_{\text{макс}} = \gamma G \pm \delta P,$$

где α ; β ; γ и δ — коэффициенты для вычисления изгибающих моментов и перерезывающих сил при различных видах нагрузки и комбинациях загрузки, числовые значения которых приведены в табл. 17 приложения 5.

Для определения изгибающих моментов от постоянной нагрузки G принимается схема с загрузением всех пролетов балки.

Для определения изгибающих моментов от временной нагрузки P принимаются схемы загрузки, соответствующие максимальным положительным или отрицательным моментам в пролетах и у опор балки.

Например: при загрузении балки по схеме 1 изгибающие моменты в I пролете под сосредоточенными силами 1 и 2 будут равны (рис. 92):

$$M_{I1} = (0,238 \cdot 5,2 + 0,286 \cdot 9,6) \cdot 5,99 = 23,88 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{I2} = (0,143 \cdot 5,2 + 0,238 \cdot 9,6) \cdot 5,99 = 18,15 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При отсутствии в табл. 17 приложения 5 для какого-либо сечения балки значений коэффициентов последние получают путем сложения ординат эпюр опорных изгибающих моментов M_B ; M_C ; M_D с эпюрами моментов для свободно опертых балок, загруженных в соответствии с рассматриваемой схемой комбинации нагрузок (рис. 93, 94).

Для четырехпролетной балки достаточно вычислить ординаты эпюр изгибающих моментов для двух пролетов, а также на первой промежуточной и средней опорах (третий пролет армируется аналогично второму, а четвертый — первому).

Определяем ординаты эпюры опорных моментов при загрузении временной нагрузкой по схеме 3 (рис. 93, а):

$$M_B = -0,321 Pl_0 = -0,321 \cdot 9,6 \cdot 6 = -18,45 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_C = -0,048 Pl_0 = -0,048 \cdot 9,6 \cdot 6 = -2,76 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_D = -0,155 Pl_0 = -0,155 \cdot 9,6 \cdot 6 = -8,91 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Ординаты эпюры пролетных моментов для свободно опертых балок загруженных сосредоточенными силами (рис. 93, б):

$$\bar{M}_{I1} = \bar{M}_{I2} = 0,333 Pl_0 = 0,333 \cdot 9,6 \cdot 5,99 = 19,15 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$\bar{M}_{III} = \bar{M}_{II2} = 0,333 Pl_0 = 0,333 \cdot 9,6 \cdot 6,0 = 19,15 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Суммируя ординаты эпюры опорных моментов с моментами для свободно опертой балки получаем ординаты эпюры изгибающих

Вид нагрузки	№№ схемы	Загруженные пролеты	Изгибающие моменты, <i>тс·м</i>			
			в I-ом пролете M_{I1} и M_{I2}	во II-ом пролете M_{III1} и M_{III2}	на опорах	
					M_B	M_C
Постоянная	—	Все	$0,238 \cdot 5,2 \times$ $\times 5,99 = 7,43$ $0,143 \cdot 5,2 \times$ $\times 5,99 = 4,46$	$0,079 \cdot 5,2 \times$ $\times 6 = 2,46$ $0,111 \cdot 5,2 \times$ $\times 6 = 3,46$	$-0,286 \cdot 5,2 \times$ $\times 6 = -8,92$	$-0,19 \cdot 5,2 \times$ $\times 6 = -5,93$
Временная	1	I и III	$0,286 \cdot 9,6 \times$ $\times 5,99 = 16,45$ $0,238 \cdot 9,6 \times$ $\times 5,99 = 13,69$	$-0,127 \cdot 9,6 \times$ $\times 6 = -7,30$ $-0,111 \cdot 9,6 \times$ $\times 6 = -6,38$	$-0,143 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= 8,22$	$-0,095 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= -5,46$
	2	II и IV	$-0,048 \cdot 9,6 \times$ $\times 5,99 = 2,76$ $-0,095 \cdot 9,6 \times$ $\times 5,99 = 5,46$	$0,206 \cdot 9,6 \times$ $\times 6 = 11,85$ $0,222 \cdot 9,6 \times$ $\times 6 = 12,77$	$-0,143 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= -8,14$	$-0,095 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= -5,46$
	3	I и II	$19,15 - \frac{1}{3} \times$ $\times 18,45 = 13,03$ $19,15 - \frac{2}{3} \times$ $\times 18,45 = 6,85$	$5,93$ (см. стр. 219) $11,16$ (см. стр. 220)	$-0,321 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= -18,45$	$-0,048 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= -2,76$
	4	II и III	$-0,33 \cdot 5,46 =$ $= -1,82$ $-0,66 \cdot 5,46 =$ $= -3,64$	$10,02$ (см. стр. 220) $6,35$ (см. стр. 220)	$-0,095 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= -5,46$	$-0,286 \times$ $\times 9,6 \cdot 6 =$ $= -16,48$

До перераспределения моментов

Постоянная и временная	1	I и III	$7,43 + 16,45 =$ $= 23,88$ $4,46 + 13,69 =$ $= 18,15$	$2,46 - 7,30 =$ $= -4,84$ $3,46 - 6,38 =$ $= -2,92$	$-8,92 -$ $-8,22 =$ $= -17,14$	$-5,93 -$ $-5,46 =$ $= -11,39$
	2	II и IV	$7,43 - 2,76 =$ $= 4,67$ $4,46 - 5,46 =$ $= -1,0$	$2,46 + 11,85 =$ $= 14,31$ $3,46 + 12,77 =$ $= 16,23$	$-8,92 -$ $-8,14 =$ $= -17,14$	$-5,93 -$ $-5,46 =$ $= -11,39$

Вид нагрузки	№№ схемы	Загруженные пролеты	Изгибающие моменты, <i>тс·м</i>			
			в I-ом пролете M_{I1} и M_{I2}	во II-ом пролете M_{II1} и M_{II2}	на опорах	
					M_B	M_C
	3	I и II	$7,43+13,00 = 20,43$ $4,46+6,85 = 11,31$	$2,46+5,93 = 8,39$ $3,46+11,16 = 14,62$	$-8,92-$ $-18,45 =$ $-27,37$	$-5,93-$ $-2,76 =$ $-8,69$
	4	II и III	$7,43-1,82 = 5,61$ $5,46-3,64 = 0,82$	$2,46+10,02 = 12,48$ $3,46+6,35 = 9,81$	$-8,92-$ $-5,46 =$ $-14,38$	$-5,93-$ $-16,48 =$ $-22,41$

После перераспределения моментов

Постоянная и временная	1	I и III	$23,88-0,333 \times 2,13 = 23,17$ $18,15-0,666 \times 2,13 = 16,73$	$-4,84-0,666 \times 2,13 = -6,26$ $-2,92-0,333 \times 2,13 = -3,63$	$-17,14-$ $-2,13 =$ $-19,27$	$-11,39$
	2	III и IV	$4,67$ $-1,00$	$14,31$ $16,23$	$-17,14$	$-11,39$
	3	I и II	$20,43+0,333 \times 8,21 = 23,17$ $11,31+0,666 \times 8,21 = 16,79$	$8,39+0,66 \times 8,21 = 13,87$ $14,62+0,333 \times 8,21 = 17,36$	$-27,37+$ $+8,21 =$ $-19,16$	$-8,69$
	4	II и III	$5,61$ $0,82$	$12,48+0,333 \times 6,72 = 14,71$ $9,81+0,666 \times 6,72 = 14,29$	$-14,38$	$-22,41+$ $+6,72 =$ $-15,69$

моментов от временной нагрузки по схеме 3 (рис. 93, а):

$$M_{I1} = \overline{M}_{I1} - \frac{1}{3} M_B = 19,15 - \frac{1}{3} \cdot 18,45 = 13,03 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$M_{I2} = \overline{M}_{I2} - \frac{2}{3} M_B = 19,15 - \frac{2}{3} \cdot 18,45 = 6,85 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{II1} = \overline{M}_{II1} - \left[M_C + \frac{2}{3} (M_B - M_C) \right] =$$

$$= 19,15 - \left[2,76 + \frac{2}{3} \cdot (18,45 - 2,76) \right] = 5,93 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{II2} = \bar{M}_{II2} - \left[M_C + \frac{1}{3} (M_B - M_C) \right] =$$

$$= 19,15 - \left[2,76 + \frac{1}{3} \cdot (18,45 - 2,76) \right] = 11,16 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Ординаты эпюры изгибающих моментов при загрузении временной нагрузкой по схеме 4 определяем аналогично случаю загрузения по схеме 3 (рис. 94).

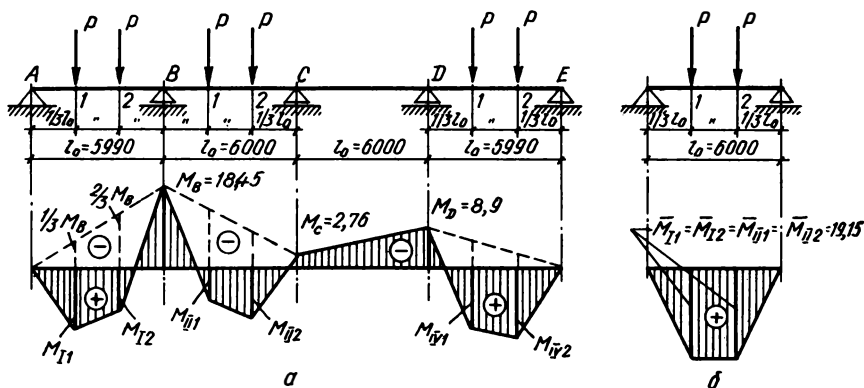


Рис. 93. Расчетные схемы и эпюры моментов:

а — от временной нагрузки по схеме 3; б — эпюра моментов от временной нагрузки для однопролетной (свободноопертой) балки.

Ординаты опорных моментов при загрузении по схеме 4:

$$M_B = -0,095 Pl_0 = -0,095 \cdot 9,6 \cdot 6 = -5,46 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_C = 0,286 Pl_0 = 0,286 \cdot 9,6 \cdot 6 = 16,48 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда ординаты суммарной эпюры изгибающих моментов от временной нагрузки

$$M_{III} = M_{III2} = \bar{M}_{III} - \left[M_B + \frac{1}{3} (M_C - M_B) \right] =$$

$$= 19,15 - \left[5,46 + \frac{1}{3} \cdot (16,48 - 5,46) \right] = 10,02 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

$$M_{II2} = M_{III} = \bar{M}_{II2} - \left[M_C + \frac{2}{3} (M_C - M_B) \right] =$$

$$= 19,15 - \left[5,46 + \frac{2}{3} \cdot (16,48 - 5,46) \right] = 6,35 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Определяем опорные моменты дополнительных эпюр:

$$M_{B, \text{доп}} = 0,3M_B = 0,3 \cdot 27,37 = 8,21 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (для эпюры моментов по схеме 3).}$$

$$M_{C, \text{доп}} = 0,3M_C = 0,3 \cdot 22,41 = 6,72 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (для эпюры моментов по схеме 4).}$$

Суммируя ординаты эпюры моментов от рассматриваемой комбинации нагрузок с дополнительной эпюрой получаем эпюру перераспределенных моментов (рис. 92).

Вычисление суммарных ординат изгибающих основной и дополнительных эпюр приведено в табл. 30.

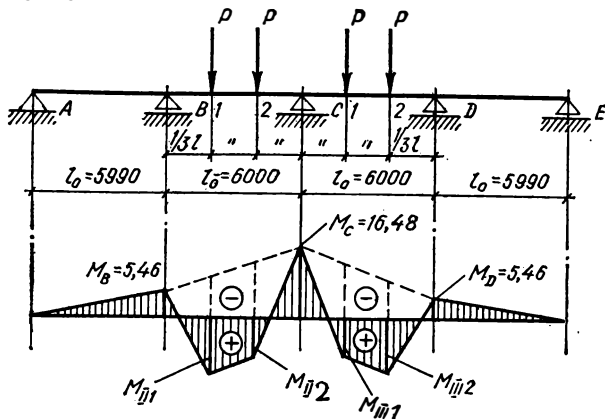


Рис. 94. Расчетная схема и эпюра моментов от временной нагрузки по схеме 4.

В результате перераспределения опорные изгибающие моменты уменьшаются, а пролетные увеличиваются соответственно на $\frac{1}{3}$ и $\frac{2}{3}$ опорного момента дополнительной эпюры.

Для уравнивания изгибающих моментов в 1 пролете по схемам 1 и 2 назначаем дополнительную эпюру для изгибающих моментов, полученных при загрузлении пролетов по схеме 1 (рис. 92).

Ордината дополнительной эпюры у опоры B

$$M_{B, \text{доп}} = -(23,88 - 23,17) \cdot 3 = -2,13 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Огибающую эпюру получаем путем наложения эпюр изгибающих моментов от возможных невыгодных комбинаций загрузки балки по схемам 1, 2, 3 и 4 (рис. 95).

Перерезывающие силы у опор балки вычисляем при помощи коэффициентов (табл. 17 приложения 5) и результаты сводим в табл. 31.

При отсутствии значений коэффициентов для вычисления перерезывающих сил последние можно определить по коэффициентам для изгибающих моментов.

В этом случае многопролетную неразрезную балку рассматривают как разрезную, загруженную внешними силами в пролетах и опорными изгибающими моментами (рис. 96).

Например, при загрузлении временной нагрузкой I и III пролетов (по схеме 1) перерезывающие силы можно вычислить по формулам:

$$Q_A = P - \frac{M_B}{l_0} = P - \frac{0,143Pl_0}{l_0} = P(1 - 0,143) = 0,857P;$$

Вид нагрузки	№№ схемы	Загру- женные пролеты	Перерезывающие силы, <i>тс</i>				
			на опоре <i>A</i>	на опоре <i>B</i>		на опоре <i>C</i>	
			справа Q_A	слева $Q_B^{\text{лев}}$	справа $Q_B^{\text{пр}}$	слева $Q_C^{\text{лев}}$	справа $Q_C^{\text{пр}}$
Постоянная	—	Все	$0,714 \cdot 5,2=3,72$	$-1,286 \cdot 5,2=$ $=6,68$	$1,095 \cdot 5,2=5,69$	$-0,905 \cdot 5,2=$ $=-4,71$	$0,905 \cdot 5,2=4,71$
Временная	1	I и III	$0,857 \cdot 9,6=8,2$	$-1,143 \cdot 9,6=$ $=-10,98$	$+0,048 \cdot 9,6=$ $=-0,46$	$-0,048 \cdot 9,6=$ $=-0,46$	$+1,048 \cdot 9,6=$ $=+10,13$
	2	II и IV	$-0,143 \cdot 9,6=$ $=-1,38$	$-0,143 \cdot 9,6=$ $=-1,38$	$+1,048 \cdot 9,6=$ $=10,08$	$-0,952 \cdot 9,6=$ $=-9,15$	$0,048 \cdot 9,6=0,46$
	3	I и II	$0,679 \cdot 9,6=$ $=6,54$	$-1,321 \cdot 9,6=$ $=-12,60$	$1,273 \cdot 9,6=$ $=12,21$	$-0,727 \cdot 9,6=$ $=-7,00$	$-0,107 \cdot 9,6=$ $=-1,03$
	4	II и III	$-0,095 \cdot 9,6=$ $=-0,91$	$-0,095 \cdot 9,6=$ $=-0,91$	$+0,809 \cdot 9,6=$ $=+7,75$	$-1,191 \cdot 9,6=$ $=-11,43$	$+1,191 \cdot 9,6=$ $=-11,43$
Постоянная и временная	1	I и III	$3,72+8,2=11,92$	$-6,68-10,98=$ $=-17,66$	$5,69+0,46=6,15$	$-4,71-0,46=$ $=-5,17$	$4,71+10,13=14,84$
	2	II и IV	$3,72-1,38=2,35$	$-6,68-1,38=$ $=-8,06$	$-5,69+10,08=$ $=15,77$	$-4,71-9,15=$ $=-13,86$	$4,71+0,46=5,17$
	3	I и II	$3,72+6,54=10,26$	$-6,68-12,60=$ $=-19,28$	$5,69+12,21=17,90$	$-4,71-7,00=$ $=-11,71$	$4,71-1,03=3,68$
	4	II и III	$3,72-0,91=2,81$	$-6,68-0,91=$ $=-7,59$	$5,69+7,75=13,44$	$-4,71-11,43=$ $=-16,14$	$4,71+11,43=16,14$

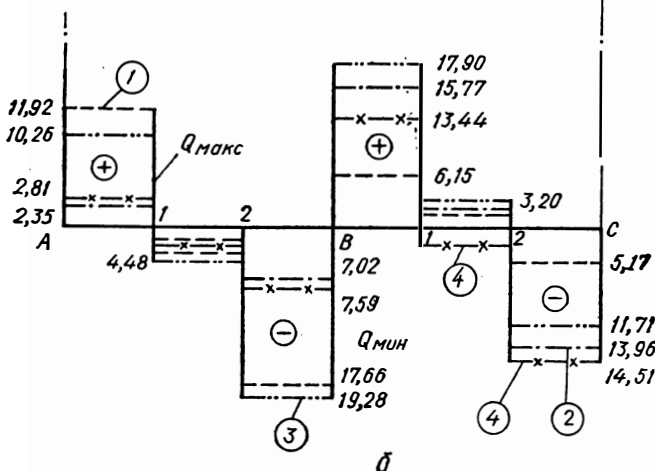
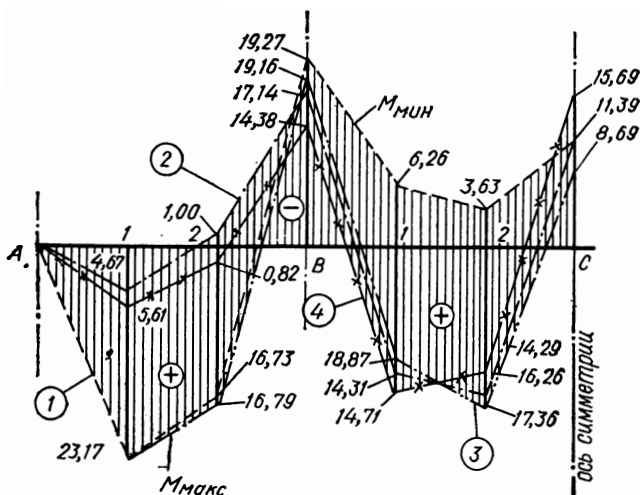


Рис. 95. Огибающие эпюры:

а — изгибающих моментов; б — перерезывающих сил; 1, 2, 3, 4 — эпюры соответствующие схемам нагружения.

$$Q_B^{\text{лев}} = -P - \frac{M_B}{l_0} = -P - \frac{0,143Pl_0}{l_0} = -P(1 + 0,143) = -1,143P;$$

$$Q_B^{\text{пр}} = -Q_C^{\text{лев}} = \pm \left(\frac{M_B}{l_0} - \frac{M_C}{l_0} \right) = \pm P(0,143 - 0,095) = \pm 0,048P,$$

где P — сосредоточенная сила (временная нагрузка) рассматриваемой комбинации нагрузок;

M_B, M_C — опорные изгибающие моменты, которые были вычислены ранее и приведены в табл. 30.

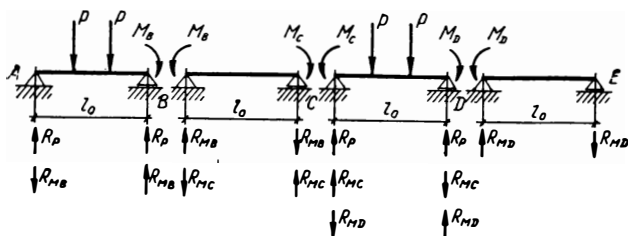


Рис. 96. Схема загрузки балки для вычисления перерезывающих сил.

Вследствие перераспределения опорные моменты уменьшаются на 30%, а перерезывающие силы снижаются на 5—6%. Но так как до перераспределения моментов балка работает по упругой стадии, то уменьшать перерезывающие силы не следует.

Определение высоты сечения балки

Рабочую высоту балки определяем по изгибающему моменту у грани опоры балки при сечении колонны 40×40 см

$$M_{Bгр} = M_B - Q_B^{np} \frac{h_0}{2} = -19,27 + 6,15 \cdot \frac{0,4}{2} = -18,04 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $Q_B^{np} = -6,15$ тс — перерезывающая сила с одной из сторон опоры меньшая по абсолютной величине (в данном случае по 1-й схеме загрузки, табл. 31).

Рабочая высота сечения балки при $\alpha = 0,3$ (откуда $A_0 = 0,255$ по табл. 4.8 [1]) и ширине ребра $b = 25$ см

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{B.гр}}{A_0 b R_n}} = \sqrt{\frac{1804000}{0,225 \cdot 25 \cdot 100}} = 53 \text{ см}.$$

Определяем полную высоту сечения при расположении продольных стержней в два ряда и $a'_1 = 7$ см (рис. 97, б)

$$h = h_0 + a'_1 = 53 + 7 = 60 \text{ см};$$

Окончательно принимаем высоту главной балки $h = 60$ см, а ширину $b = 25$ см.

Рабочая высота сечения в пролетах (рис. 97, а): при расположении стержней в два ряда

$$h_0 = h - a_1 = 60 - 6,3 = 53,7 \text{ см};$$

при расположении стержней в один ряд

$$h_0 = h - a_2 = 60 - 3,8 = 56,2 \text{ см},$$

где

$$a_1 = 2,5 + 2,5 + 2,5 \cdot 0,5 = 6,3 \text{ см};$$

$$a_2 = 2,5 + 2,5 \cdot 0,5 = 3,8 \text{ см}.$$

Рабочая высота сечения балки у опор:

при расположении продольных стержней в два ряда (рис. 79, б)

$$h'_0 = h - a'_1 = 60 - 7 = 53 \text{ см};$$

при расположении продольных стержней в один ряд

$$h'_0 = h - a'_2 = 60 - 4,2 = 55,8 \text{ см},$$

где

$$a'_1 = 1,0 + 2(0,5 + 0,4) + 2,8 + 28 \cdot 0,5 = 7,0 \text{ см};$$

$$a'_2 = 1,0 + 2(0,5 + 0,4) + 2,8 \cdot 0,5 = 4,2 \text{ см}.$$

Проверяем условие по наибольшей перерезывающей силе (табл. 31, схема 3)

$$Q_{B \text{ лев}} = 19280 < 0,25 R_n b h_0 = 0,25 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 53,7 = 33562 \text{ кгс}.$$

Так как условие выполняется, то размеры сечения достаточны.

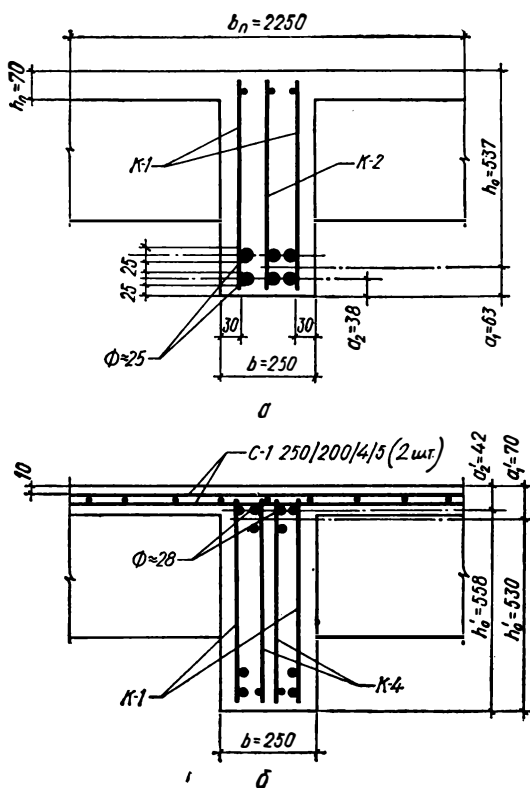


Рис. 97. Расположение рабочей арматуры в главной балке:

а — в пролетах; б — на опорах.

Расчет прочности нормальных сечений

Сечение продольной рабочей арматуры в растянутых зонах определяем по наибольшим изгибающим моментам в пролетах и у опор балки.

При расчете на положительные моменты сечение балки рассчитывается как тавровое.

Находим расчетную ширину полки таврового сечения при

$$\text{отношении } \frac{h_{\text{пл}}}{h_{\text{г.б.}}} = \frac{7}{60} = 0,116 > 0,1;$$

$$b_n = \frac{l_{\text{г.б.}}}{3} + b = \frac{600}{3} + 25 = 225 \text{ см},$$

где $b = 25 \text{ см}$ — ширина ребра балки.

При расчете на отрицательные моменты сечение балки рассчитывается как прямоугольное шириной $b = 25 \text{ см}$.

В крайних пролетах.

$$M_{II} = 23,17 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = 53,7 \text{ см}$ (рис. 97, а).

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{2\,317\,000}{100 \cdot 225 \cdot 53,7^2} = 0,035 < 0,1, \text{ тогда } \gamma = 0,983.$$

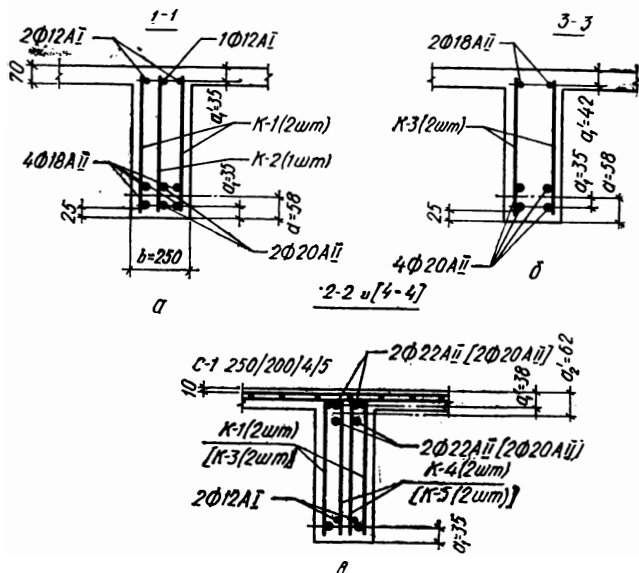


Рис. 98. Армирование сечения главной балки:

а, б — в пролетах; в — на опорах В и С.

Площадь сечения растянутой арматуры определяем из формул

$$N_a = \frac{2\,317\,000}{0,983 \cdot 53,7} = 43\,900 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{43\,900}{2700} = 16,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\varnothing 18$ АII и 2 $\varnothing 20$ АII, $F_a = 10,18 + 6,28 = 16,46 > 16,3 \text{ см}^2$.

Крайние пролеты главной балки армируем двумя каркасами К-1 с рабочей арматурой $\varnothing 18 \text{ мм}$ и каркасом К-2 с рабочей арматурой $\varnothing 20 \text{ мм}$ (рис. 98, сечение 1—1).

В средних пролетах.

$$M_{II} = 17,36 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = 53,7 \text{ см}$.

Тогда

$$A_0 = \frac{1\,736\,000}{100 \cdot 225 \cdot 53,7^2} = 0,027; \quad \gamma = 0,987;$$

$$N_a = \frac{1\,736\,000}{0,987 \cdot 53,7} = 32\,800 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{32\,800}{2700} = 12,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем армирование средних пролетов двумя каркасами К-3 с продольной рабочей арматурой 4Ø20 АII, $F_a = 12,56 \text{ см}^2$, расположенной в два ряда (рис. 98, сечение 3—3).

Верхние стержни каркасов К-3 определяются по отрицательному изгибающему моменту $M_{II \text{ мин}} = -6,26 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Рабочая высота сечения

$$h'_0 = h - a'_2 = 60 - 4,2 = 55,8 \text{ см (рис. 97, б)}.$$

Тогда

$$A_0 = \frac{626\,000}{100 \cdot 25 \cdot 55,7^2} = 0,08; \quad \gamma = 0,96;$$

$$N_a = \frac{626\,000}{0,96 \cdot 55,8} = 11\,700 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{11\,700}{2700} = 4,35 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 18 АII, $F_a = 5,09 > 4,35 \text{ см}^2$.

У опоры В.

$M_{B, \text{гр}} = -18,2 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Рабочая высота сечения $h_0 = 53 \text{ см (рис. 97, б)}$.

Вычисляем:

$$A_0 = \frac{1\,820\,000}{100 \cdot 25 \cdot 53^2} = 0,260 > 0,1; \quad \alpha = 0,308;$$

$$N_a = 0,308 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 53 = 40\,700 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{40\,700}{2700} = 15,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 Ø 22 АII, $F_a = 15,2 \text{ см}^2$.

На первых, от стен здания, промежуточных опорах главную балку армируем двумя каркасами К-4 (рис. 98, сечение 2—2)

У опоры С.

$M_C = -15,69 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Определяем изгибающий момент у грани опоры

$$\begin{aligned} M_{C, \text{гр}} &= M_C - Q_C \frac{h_K}{2} = -15,69 + 14,51 \cdot \frac{0,4}{2} = \\ &= -12,79 \text{ тс} \cdot \text{м (по схеме 4)}. \end{aligned}$$

Затем вычисляем:

$$A_0 = \frac{1\,279\,000}{100 \cdot 25 \cdot 53^2} = 0,183 > 0,1; \quad \alpha = 0,2;$$

$$N_a = 0,2 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 53 = 26\,600 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{26\,600}{2700} = 9,85 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 Ø 20 АII, $F_a = 12,56 > 9,85 \text{ см}^2$.

На средних опорах балку армируем двумя каркасами К-5 (рис. 98, сечение 4—4).

Расчет прочности наклонных сечений

Проверяем условие $Q < R_p h_0 b$ по наибольшей перерезывающей силе

$$Q_B^{\text{лев}} = 19\,280 > R_p b h_0 = 7,2 \cdot 25 \cdot 53,7 = 9650 \text{ кгс.}$$

Так как условие не выполняется необходим расчет поперечной арматуры.

Шаг поперечных стержней принимаем из двух условий:

1) предельное расстояние между поперечными стержнями

$$u_{\text{макс}} = \frac{0,1 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 53,7^2}{19\,280} = 37 \text{ см;}$$

2) при $h > 45 \text{ см}$ расстояние между поперечными стержнями должно быть не более $\frac{h}{3}$ и не более 30 см,

$$u \leq \frac{h}{3} = \frac{600}{3} = 20 \text{ см.}$$

Принимаем $u = 20 \text{ см}$.

Шаг поперечных стержней 20 см принимаем в пролетных каркасах на длине $1/3l$ от опор главной балки и по всей длине в опорных каркасах.

В средней части пролетных каркасов шаг поперечных стержней

$$u \leq \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} 60 = 45 \text{ см.}$$

Принимаем $u = 30 \text{ см}$.

Так как диаметр продольных стержней 22 мм поперечные стержни принимаем Ø 8 АI, $f_x = 0,503 \text{ см}^2$ (табл. 9.5 [1]).

Проверяем условие

$$Q \leq Q_{x,6} = \sqrt{0,6 R_n b h_0^2 g_x - g_x u}.$$

Для этого вычисляем усилия в поперечных стержнях на 1 см: при двух каркасах ($n = 2$) у опоры А

$$g_x = \frac{R_{a,x} n f_x}{u} = \frac{1700 \cdot 0,503 \cdot 2}{20} = 85 \text{ кгс/см;}$$

при четырех каркасах ($n = 4$) у опор В и С

$$g_x = 2 \cdot 85 = 170 \text{ кгс/см.}$$

Находим поперечные силы, воспринимаемые бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями:

при $n = 2$ у опоры А, $Q_A = 11,92 \text{ тс}$

$$Q_{x,6} = \sqrt{0,6 \cdot 100 \cdot 53,5^2 \cdot 25 \cdot 85} - 85 \cdot 20 = 17\,400 > 11\,920 \text{ кгс;}$$

при $n = 4$ у опоры В и С, $Q_B^{\text{лев}} = 19,28 \text{ тс}$

$$Q_{x,6} = \sqrt{0,6 \cdot 100 \cdot 53,5^2 \cdot 25 \cdot 170} - 170 \cdot 20 = 23\,800 > 19\,280 \text{ кгс.}$$

Так как условие выполняется, прочность наклонных сечений обеспечена.

В местах опирания второстепенных балок, во избежание отрыва растянутой зоны главной балки, устанавливаем дополнительную поперечную арматуру (п. 4.135 [1]) на длине (рис. 99)

$$S = 2h_1 + b_{в.б.} = 2 \cdot 26,9 + 20 = 74 \text{ см},$$

где $b_{в.б.}$ — ширина ребра второстепенной балки;

h_1 — высота призмы отрыва (рис. 99)

$$h_1 = h_{в.б.} - h_{б.б.} + \frac{x}{2} = 2,5 = 60 - 40 + \frac{8,7}{2} = 26,9 \text{ см},$$

здесь 2,5 — защитный слой бетона;

x — высота сжатой зоны на опоре второстепенной балки,

$$x = \alpha h_0 = 0,23 \cdot 38 = 8,7 \text{ см}.$$

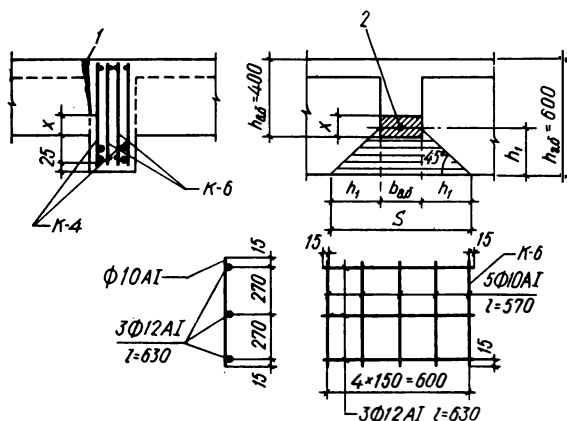


Рис. 99. Каркасы в местах опирания второстепенных балок:

1 — пластический шарнир в сечении с трещиной; 2 — центр тяжести сжатой зоны второстепенной балки на опорах.

Определяем площадь сечения поперечной арматуры на участке S

$$f_{a.x} = \frac{Q}{R_{a.x}} = \frac{14700}{1700} = 8,65 \text{ см}^2,$$

где $Q = Q_{в}^{\text{лев}} + Q_{в}^{\text{пр}} = 7950 + 6750 = 14700 \text{ кгс}$ (см. расчет второстепенной балки).

Сечение дополнительной поперечной арматуры

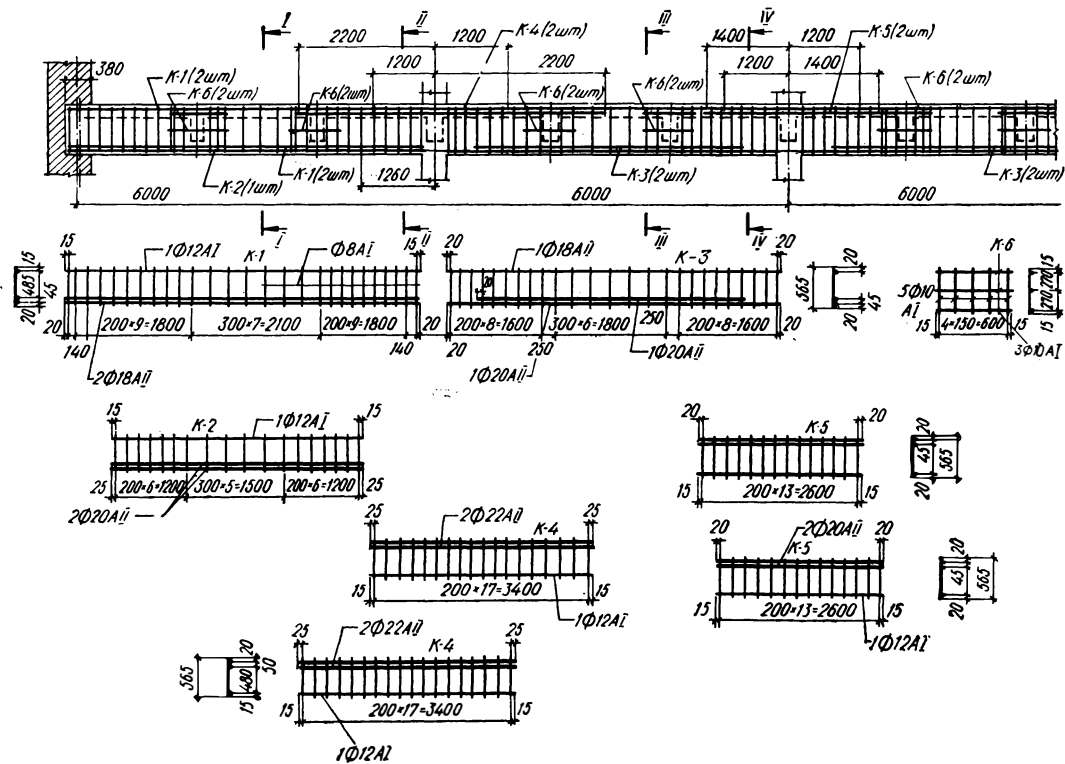
$$f_{a.x,\text{доп}} = 8,65 - 3 \cdot 0,503 \cdot 2 = 5,63 \text{ см}^2,$$

где $3 \cdot 0,503 \cdot 2$ — площадь поперечных стержней каркасов К-1 на длине 74 см.

Принимаем два дополнительных каркаса К-6 из 5 поперечных стержней с шагом 150 мм.

Длина каркасов

$$S = 4 \cdot 15 = 60 < 74 \text{ см (рис. 99).}$$



Диаметр поперечных стержней каркасов К-6

$$f_x = \frac{5,63}{2 \cdot 5} = 0,56 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\varnothing 10 \text{ AI}$, $f_x = 0,785 > 0,56 \text{ см}^2$.

Построение эпюры материалов для главной балки

По мере уменьшения или увеличения ординат эпюры изгибающих моментов площадь арматуры в пролете и на опорах следует соответственно уменьшать или увеличивать. Как правило, это осуществляют изменением количества рабочих стержней.

Для определения места теоретического обрыва стержней строят эпюру материалов в такой последовательности:

- 1) вычисляют несущую способность сечений $[M]$ по площади продольной арматуры и уточненной рабочей высоте в пролетах и опорных сечениях балки;
- 2) аналитически или графически определяют расстояния от оси опор балки до места теоретического обрыва стержней a_1 ; a_2 ; a_3 и т. д.;
- 3) устанавливают длину анкеровки обрываемых стержней W .

Несущая способность пролетных сечений.

Крайние пролеты.

При двух каркасах К-1 и одним К-2, который может не доводиться до опор (рис. 100, а) с продольными стержнями 4 $\varnothing 18$ и 2 $\varnothing 20 \text{ AII}$, $F_a = 16,46 \text{ см}^2$, вычисляем:

$$h_0 = 60 - (2,5 + 2 + 0,5 \cdot 2,5) = 54,2 \text{ см}; b_{\text{п}} = 225 \text{ см};$$

$$N_a = F_a R_a = 16,46 \cdot 2700 = 44\,500 \text{ кгс};$$

$$\alpha = \frac{N_a}{R_{\text{н}} b_{\text{п}} h_0} = \frac{44\,500}{100 \cdot 225 \cdot 54,2} = 0,036,$$

тогда $\gamma = 0,983$ (табл. 4.8 [1]).

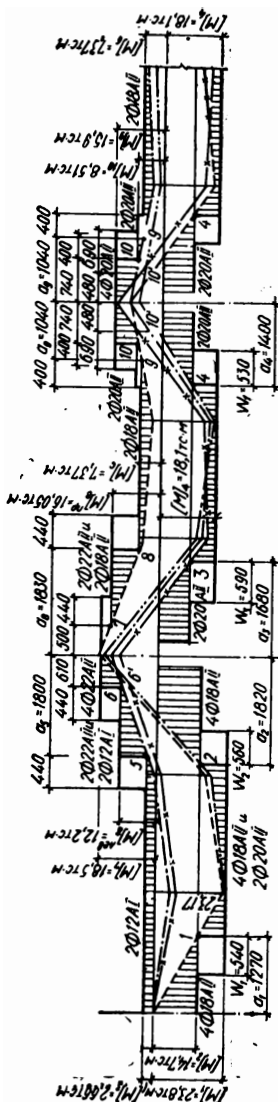


Рис. 100. Общий вид армирования главной балки, конструкции каркасов и эпюры материалов.

Несущая способность сечения

$$[M]_1 = N_a \gamma h_0 = 44\,500 \cdot 0,983 \cdot 54,2 = 23,8 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При 4 Ø 18 АII (каркасы К-1), $F_a = 10,18 \text{ см}^2$ (без каркаса К-2):

$$N_a = 10,18 \cdot 2700 = 27\,500 \text{ кгс};$$

$$\alpha = \frac{27\,500}{100 \cdot 225 \cdot 54,2} = 0,023; \quad \gamma = 0,988;$$

$$[M]_2 = 27\,500 \cdot 0,988 \cdot 54,2 = 14,7 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При 2 Ø 12 АI, $F_a = 2,26 \text{ см}^2$ (монтажные стержни каркасов К-1):

$$h'_0 = 60 - a'_2 = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см (рис. 98, а); } b = 25 \text{ см};$$

$$N_a = 2,26 \cdot 2100 = 4760 \text{ кгс};$$

$$\alpha = \frac{4760}{100 \cdot 25 \cdot 56,5} = 0,035; \quad \gamma = 0,983;$$

$$[M]_3 = 4760 \cdot 0,983 \cdot 56,5 = 2,66 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Средние пррлеты.

При двух каркасах К-3 с продольными стержнями 4 Ø 20 АII:

$$F_a = 12,56 \text{ см}^2;$$

$$h_0 = 60 - (2,5 + 2,0 + 2,5 \cdot 0,5) = 54,2 \text{ см};$$

$$N_a = 12,56 \cdot 2700 = 33\,950 \text{ кгс};$$

$$\alpha = \frac{33\,950}{100 \cdot 225 \cdot 54,2} = 0,028; \quad \gamma = 0,986;$$

$$[M]_4 = 33\,950 \cdot 0,986 \cdot 54,2 = 18,1 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При 2 Ø 20 АII, $F_a = 6,28 \text{ см}^2$:

$$h_0 = 60 - (2,5 + 0,5 \cdot 2) = 56,5 \text{ см};$$

$$N_a = 6,28 \cdot 2700 = 16\,975 \text{ кгс};$$

$$\alpha = \frac{16\,975}{100 \cdot 225 \cdot 56,5} = 0,013; \quad \gamma = 0,996;$$

$$[M]_5 = 16\,975 \cdot 0,996 \cdot 56,5 = 9,54 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При 2 Ø 18 АII, $F_a = 5,09 \text{ см}^2$ (верхние стержни каркасов К-3):

$$h'_0 = 60 - 4,2 = 55,8 \approx 56 \text{ см (рис. 98, б); } b = 25 \text{ см};$$

$$N_a = 5,09 \cdot 2700 = 13\,800 \text{ кгс};$$

$$\alpha = \frac{13\,800}{100 \cdot 25 \cdot 56} = 0,098; \quad \gamma = 0,952;$$

$$[M]_6 = 13\,800 \cdot 0,952 \cdot 56 = 7,37 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Несущая способность опорных сечений
У опоры В.

При 4 Ø 22 АII, $F_a = 15,2 \text{ см}^2$:

$$h_0 = 53,8 \text{ см (рис. 98, в); } b = 25 \text{ см.}$$

$$N_a = 15,2 \cdot 2700 = 40\,700 \text{ кгс;}$$

$$\alpha = \frac{40\,700}{100 \cdot 25 \cdot 53,8} = 0,308; \quad \gamma = 0,848;$$

$$[M]_7 = 40\,700 \cdot 0,848 \cdot 53,8 = 18,5 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

При 2 Ø 22 АII, $F_a = 7,6 \text{ см}^2$ и 2 Ø 12 АI, $F_a = 2,26 \text{ см}^2$ (слева от опоры В):

$$N_a = 7,6 \cdot 2700 + 2,26 \cdot 2100 = 25\,150 \text{ кгс;}$$

$$\alpha = \frac{25\,150}{100 \cdot 25 \cdot 53,8} = 0,187; \quad \gamma = 0,905;$$

$$[M]_8^{\text{лев}} = 25\,150 \cdot 53,8 \cdot 0,905 = 12,20 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

При 2 Ø 22 АII, $F_a = 7,6 \text{ см}^2$ и 2 Ø 18 АII, $F_a = 5,09 \text{ см}^2$ (справа от опоры В):

$$N_a = (7,6 + 5,09) \cdot 2700 = 34\,400 \text{ кгс;}$$

$$\alpha = \frac{34\,400}{25 \cdot 53,8 \cdot 100} = 0,255; \quad \gamma = 0,875;$$

$$[M]_8^{\text{пр}} = 34\,400 \cdot 53,8 \cdot 0,875 = 16,05 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

У опоры С.

При 4 Ø 20 АII, $F_a = 12,56 \text{ см}^2$:

$$h_0 = 53,8 \text{ см;}$$

$$N_a = 12,56 \cdot 2\,700 = 34\,000 \text{ кгс;}$$

$$\alpha = \frac{27\,500}{100 \cdot 25 \cdot 53,8} = 0,254; \quad \gamma = 0,875;$$

$$[M]_9 = 3400 \cdot 0,875 \cdot 53,8 = 15,9 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

При 2 Ø 20 АII, $F_a = 6,28 \text{ см}^2$:

$$h_0 = 53,8 \text{ см;}$$

$$N_a = 6,28 \cdot 2700 = 16\,956 \text{ кгс;}$$

$$\alpha = \frac{16\,900}{100 \cdot 25 \cdot 53,8} = 0,126; \quad \gamma = 0,94;$$

$$[M]_{10} = 16\,900 \cdot 0,94 \cdot 53,8 = 8,51 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Для определения места обрыва продольных стержней на огibaющей эпюре моментов проводим параллельные прямые с ординатами $[M_1]$, $[M_2]$ и т. д., соответствующими несущей способности сечения балки при определенном количестве арматуры (рис. 100). Точки пересечения прямых с огibaющей эпюрой моментов ($M_{\text{макс}}$ и $M_{\text{мин}}$) определяют места теоретического обрыва стержней (точки 1, 2, 3 и т. д.). Расстояния

от оси опоры балки до мест теоретического обрыва стержней a_1 ; a_2 ; a_3 и т. д. вычисляем из подобия треугольников, образованных ординатами эпюры огибающих моментов и эпюры материалов (рис. 100):

$$a_1 = \frac{[M]_2}{M_{11}} \cdot 0,33 l = \frac{14,7}{23,17} \cdot 2 = 1,27 \text{ м};$$

$$a_2 = \frac{[M]_2 + M_B}{M_{12} + M_B} \cdot 0,33 l = \frac{14,7 + 19,16}{18,5 + 19,16} \cdot 2 = 1,82 \text{ м};$$

где $0,33 l = 2 \text{ м}$;

$$a_3 = \frac{9,54 + 14,38}{14,17 + 14,38} \cdot 2 = 1,68 \text{ м};$$

$$a_4 = \frac{9,54 + 8,69}{17,36 + 8,69} \cdot 2 = 1,4 \text{ м};$$

$$a_5 = 2 - \frac{2,66 - 1}{17,14 - 1} \cdot 2 = 1,8 \text{ м};$$

$$a_6 = 2 - \frac{12,20 - 1}{17,14 - 1} \cdot 2 = 0,61 \text{ м};$$

$$a_7 = 2 - \frac{16,05 - 6,26}{19,27 - 6,26} \cdot 2 = 0,5 \text{ м};$$

$$a_8 = 2 - \frac{7,37 - 6,26}{19,27 - 6,26} \cdot 2 = 1,83 \text{ м};$$

$$a_9 = 2 - \frac{7,37 - 3,63}{11,39 - 3,63} \cdot 2 = 1,04 \text{ м};$$

$$a_{10} = 2 - \frac{8,51 - 3,63}{11,39 - 3,63} \cdot 2 = 0,74 \text{ м}.$$

Длину анкеровки обрываемых стержней за места теоретического обрыва определяем из условия прочности наклонных сечений по изгибающему моменту, согласно формуле

$$W = \frac{Q}{2g_{x.w}} + 5d \geq 20d,$$

где

Q — перерезывающая сила, от той комбинации нагрузок, при которой получен изгибающий момент определяющий обрыв стержней;

$g_{x.w} = \frac{R_a f_{x.n}}{u_x}$ — усилие, воспринимаемое поперечной арматурой на 1 см;

d — диаметр обрываемых стержней.

В крайних пролетах.

Определяем длину анкеровки обрываемых стержней каркаса К-2 в сторону опоры А, при $Q_A = 11,92 \text{ тс}$ (комбинация загрузки по схеме 1) и трех каркасах ($n = 3$); К-1 (2 шт) и К-2 (1 шт).

Для этого определяем усилие

$$g_{x.w} = \frac{2100 \cdot 3 \cdot 0,503}{20} = 137 \text{ кгс/см}.$$

Тогда

$$W_1 = \frac{11920}{2 \cdot 137} + 5 \cdot 2 = 53,5 > 20d = 40 \text{ см}.$$

Принимаем $W_1 = 54$ см.

В сторону опоры В, при $Q_B^{\text{лев}} = 19,28$ тс (по схеме 3) и четырех каркасах — К-1 (2 шт) и К-4 (2 шт) вычисляем:

$$g_{x.w} = \frac{2100 \cdot 4 \cdot 0,503}{20} = 210 \text{ кгс/см};$$

$$W_2 = \frac{19,28}{2 \cdot 210} + 5 \cdot 2 = 56 > 40 \text{ см.}$$

Принимаем $W_2 = 56$ см.

В средних пролетах.

Длина анкеровки обрываемых стержней каркасов К-3 в сторону опоры В, при $Q_C^{\text{лев}} = 13,44$ тс (по схеме 4), $n = 3$ и $g_{x.w} = 137$ кгс/см

$$W_3 = \frac{13\,440}{2 \cdot 137} + 2 \cdot 5 = 59 \text{ см.}$$

Принимаем $W_3 = 59$ см.

В сторону опоры С, при $Q_C^{\text{лев}} = 11,71$ тс, $n = 3$ и $g_{x.w} = 137$ кгс/см

$$W_4 = \frac{11\,710}{2 \cdot 137} + 2 \cdot 5 = 53 \text{ см.}$$

Принимаем $W_4 = 53$ см.

У опоры В.

Длина анкеровки опорных каркасов К-4 влево от опоры В в сечении по точке 5 при $Q_B^{\text{лев}} = 8,06$ тс (по схеме 2), $n = 4$ и $g_{x.w} = 210$ кгс/см

$$W_5 = W_6 = \frac{8060}{2 \cdot 210} + 5 \cdot 2,2 = 30 < 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см.}$$

Принимаем $W_5 = W_6 = 44$ см.

Вправо от опоры В, точки теоретического обрыва стержней 7 и 8 лежат на ветви огибающей эпюры моментов по схеме 1.

В сечении по точке 7 при $Q_B^{\text{пр}} = 6,15$ тс, $n = 4$ и $g_{x.w} = 210$ кгс/см

$$W_7 = \frac{6150}{2 \cdot 210} + 5 \cdot 2,2 = 26 < 44 \text{ см.}$$

Принимаем $W_7 = 44$ см.

В сечении по точке 8 при $Q_B^{\text{пр}}$, $n = 3$ и $g_{x.w} = 137$ кгс/см

$$W_8 = \frac{6150}{2 \cdot 137} + 5 \cdot 2,2 = 33 < 44 \text{ см.}$$

Принимаем $W_8 = 44$ см.

У опоры С (слева и справа) точки теоретического обрыва 9 и 10 также лежат на ветви огибающей эпюры моментов по схеме 1.

При $Q_C^{\text{лев}} = 5,17$ тс, $n = 2$ и $g_{x.w} = 137$ кгс/см

$$W_9 = W_{10} = \frac{5170}{2 \cdot 137} + 5 \cdot 2 = 29 < 20 \cdot 2 = 40 \text{ см.}$$

Принимаем $W_9 = W_{10} = 40$ см.

Затем определяем расстояния от осей опор до конца стержней каркасов в м:

$$\begin{aligned}a_1 - W_1 &= 1,27 - 0,54 = 0,73; \\a_2 - W_2 &= 1,82 - 0,56 = 1,26; \\a_3 - W_3 &= 1,68 - 0,59 = 1,09; \\a_4 - W_4 &= 1,4 - 0,53 = 1,07; \\a_5 + W_5 &= 1,8 + 0,44 = 2,24; \\a_6 + W_6 &= 0,61 + 0,44 = 1,05; \\a_7 + W_7 &= 0,5 + 0,44 = 0,94; \\a_8 + W_8 &= 1,83 + 0,44 = 2,27; \\a_9 + W_9 &= 1,04 + 0,4 = 1,44; \\a_{10} + W_{10} &= 0,74 + 0,4 = 1,14.\end{aligned}$$

Определяем длину анкеровки стержней в сечениях по точкам 6' и 10' на эпюре огибающих моментов (рис. 100), где прямые $[M]_7$ и $[M]_8$ пересекают ветви эпюры моментов от загрузки балки по схеме 3 и 4.

Для этого вычисляем расстояние от осей опор до точек теоретического обрыва стержней (точек 6' и 10'):

$$a'_6 = 2 - \frac{12,2 + 16,73}{17,27 + 16,73} \cdot 2 = 2 - 1,69 = 0,31 \text{ м};$$

$$a_{10} = 2 - \frac{8,51 + 14,29}{15,69 + 14,29} = 2 - 1,52 = 0,48 \text{ м}.$$

При $Q_B^{\text{лев}} = 19,28 \text{ тс}$ (по схеме 3) и $n = 4$

$$W'_6 = \frac{19280}{2 \cdot 210} + 5 \cdot 2,2 = 57 \text{ см}.$$

При $Q_C^{\text{лев}} = 16,14 \text{ тс}$ (по схеме 4) и $n = 4$

$$W'_{10} = \frac{16140}{2 \cdot 137} + 5 \cdot 2 = 69 \text{ см}.$$

Следовательно, расстояние от осей опор до конца стержней каркасов:

$$a'_6 + W'_6 = 0,31 + 0,57 = 0,88 < 1,05 \text{ м};$$

$$a_{10} + W'_{10} = 0,48 + 0,69 = 1,17 > 1,14 \text{ м}.$$

Вычисляем длину опорных каркасов с учетом анкеровки стержней влево и вправо от оси опоры по формуле

$$L = a_5 + W_5 + a_8 + W_8.$$

На опоре В:

первый каркас

$$L_1 = 1800 + 440 + 500 + 400 = 3180 \text{ мм};$$

второй каркас

$$L_2 = 610 + 440 + 1830 + 440 = 3220 \text{ мм}.$$

Принимаем оба каркаса одной марки К-4, длиной 3400 мм, с шагом поперечных стержней 200 мм

На опоре С (оба каркаса одной длины)

$$L = 1040 + 400 + 690 + 480 = 2610 \text{ мм.}$$

Принимаем оба каркаса К-5 длиной 2600 мм с шагом поперечных стержней 200 мм.

Определяем длину вторых снизу стержней каркасов К-3

$$l = l_0 - (a_3 - W_3) - (a_4 - W_4) = 6000 - (1680 - 590) - (1400 - 540) = 4060 \text{ мм.}$$

С целью симметрии каркасов К-3 обрыв стержней с обеих сторон назначаем равным по меньшему размеру $a_4 - W_4$ и кратным шагу поперечных стержней. Принимаем длину вторых снизу стержней

$$l = l_0 - h_k - 2 \cdot 50 + 2 \cdot 20 - 2 \cdot 3 \cdot u_x = 6000 - 400 - 2 \cdot 50 + 2 \cdot 20 - 2 \cdot 3 \cdot 200 = 4340 > 4060 \text{ мм.}$$

Армирование главной балки приведено на рис. 100.

§ 33. РАСЧЕТ КОЛОННЫ I ЭТАЖА

Данные для проектирования

Бетон марки 200. С учетом вертикального бетонирования колонны

$$R_{пр} = m_6 \cdot R_{пр} = 0,85 \cdot 80 = 68 \text{ кгс/см}^2,$$

где m_6 — коэффициент условий работы (п.2.10 [1]).

Арматура: продольные стержни каркасов из стали класса А-II ($R_{a.c} = 2700 \text{ кгс/см}^2$); поперечные стержни из стали класса А-I ($R_a = 2100 \text{ кгс/см}^2$).

Расчетная длина и нагрузки

Так как расстояние от уровня пола до верхнего обреза фундамента 80 см, то полная высота колонны I этажа

$$H_I = H_{эI} + 0,8 = 4,8 + 0,5 = 5,3 \text{ м,}$$

где $H_{эI}$ — высота I этажа.

Расчетная длина согласно табл. 4.2 [1]

$$l_0 = 0,7 \cdot H_I = 0,7 \cdot 5,3 = 3,7 \text{ м.}$$

Нагрузки на колонну собираем с грузовой площади

$$F = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2.$$

П о с т о я н н ы е н а г р у з к и.

Размеры сечений конструктивных элементов перекрытия см. расчет §§ 29—32.

Нагрузки от междуэтажного перекрытия согласно табл. 29:

от веса плиты и конструкции пола

$$g \cdot F = 279 \cdot 36 = 10 \text{ тс;}$$

от веса трех второстепенных балок

$$3(h_6 - h_n) b_6 l \gamma n = 3 \cdot (0,4 - 0,07) \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 3,27 \text{ тс},$$

где h_n — толщина плиты перекрытия.

от веса главной балки

$$(h_6 - h_n) b_{г.б} l \gamma n = (0,6 - 0,07) \cdot 0,25 \cdot 6 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 2,19 \text{ тс}.$$

Итого

$$G_1 = 10 + 3,27 + 2,19 = 15,46 \text{ тс}.$$

Нагрузку от собственного веса несущих конструкций покрытия принимаем равной 80% нагрузки от веса междуэтажного перекрытия, исходя из того, что временная (снеговая) нагрузка на покрытие значительно меньше, чем полезная нагрузка на междуэтажное перекрытие, и следовательно, уменьшаем размеры сечений соответствующих конструкций покрытия.

Тогда $G_2 = 0,8 \cdot G_1 = 0,8 \cdot 15,46 = 12,4 \text{ тс}.$

Затем определяем нагрузку от веса колонны (40 × 40 см) II, III и IV этажей

$$G_3 = 3 \cdot b H \gamma n = 3 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 5,52 \text{ тс}.$$

Нагрузка от колонны I этажа

$$G_4 = h b H_1 \gamma n = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 5,6 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 2,46 \approx 2,5 \text{ тс}.$$

Временные нагрузки.

Вычисляем длительно действующую нагрузку на перекрытиях при коэффициенте перегрузки $n = 1,2$

$$P_1 = (p - 150) F n = (670 - 150) \cdot 36 \cdot 1,2 = 22,5 \text{ тс}.$$

Кратковременно действующая нагрузка на перекрытиях при коэффициенте перегрузки $n = 1,4$

$$P_2 = 150 \cdot F n = 150 \cdot 36 \cdot 1,4 = 7,6 \text{ тс}.$$

Снеговая кратковременно действующая нагрузка на покрытии

$$P_3 = p_{сн} F n = 70 \cdot 36 \cdot 1,4 = 3,5 \text{ тс}.$$

Усилия от расчетных нагрузок

Усилия при длительно действующей нагрузке:

от покрытия $G_2 = 12,4 \text{ тс};$

от 3-х междуэтажных перекрытий $3 \cdot G_1 = 3 \cdot 15,46 = 46,38 \text{ тс};$

от колонны $G_3 + G_4 = 5,52 + 2,5 = 8,02 \text{ тс};$

от временной длительно действующей нагрузки на 3-х перекрытиях

$$P_1 \cdot 3 = 22,5 \cdot 3 = 67,5 \text{ тс}.$$

Итого

$$N_{дл} = 3 \cdot G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + P_1 \cdot 3 = 46,38 + 12,4 + 8,02 + 67,5 = 134,3 \text{ тс}.$$

Усилия при кратковременно действующей нагрузке:

для основного сочетания нагрузок на 3-х перекрытиях

$$N_{кр} = P_2 \cdot 3 = 7,6 \cdot 3 = 22,8 \text{ тс};$$

$$N_{\text{кр}} = (P_2 \cdot 3 + P_3) \cdot 0,9 = (7,6 \cdot 3 + 3,5) \cdot 0,9 = 23,7 \text{ mc.}$$

$$N_n = \frac{N_{\text{дл}}}{m_{\text{п.п}}} + N_{\text{кр}} = \frac{134,3}{1} + 23,7 = 158 \text{ мс},$$

Расчет прочности сечения

$$F_a = \frac{\frac{N_{\pi}}{\varphi} - R_{np} F_6}{R_{ac}} = \frac{\frac{158}{0.99} - 68 \cdot 1600}{2700} = 18,3 \text{ см}^2,$$

где $\varphi = 0,99$ — коэффициент продольного изгиба, при гибкости

$$\lambda = \frac{l_0}{b} = \frac{3,7}{0,4} = 9,3.$$

Принимаем 4 \varnothing 25 А II, $F_a = 19,64 > 18,3 \text{ см}^2$.

Процент армирования

$$\mu = \frac{F_a}{bh} \cdot 100 = \frac{19,64}{40 \cdot 40} \cdot 100 = 1,2 > 0,4 (\S 13 [12]),$$

а диаметр поперечных стержней $d_x = \frac{d_0}{4} = \frac{25}{4} = 6,5 \text{ мм}$.

Принимаем поперечные стержни (из условия сварки с продольной арматурой по табл. 9,5 [1] и согласно п. 9.76 [1]) диаметром 8 мм с шагом, равным 20 d . Шаг поперечных стержней должен быть не более меньшего размера сечения колонны, т. е. $400 \text{ мм} < 20 \cdot d_0 = 20 \cdot 2,5 = 500 \text{ мм}$ (рис. 101).

§ 34. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА

Фундамент рассчитываем на совместное действие постоянной и временной нагрузок, передаваемых через колонну от вышележащих этажей, а также от веса фундамента и грунта, находящегося на его обрезах.

Данные для проектирования

Бетон марки 200 ($R_n = 100 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 7,2 \text{ кгс/см}^2$).

Арматура из стали класса А-I ($R_a = 2100 \text{ кгс/см}^2$).

Грунт песчаный, средней крупности и плотности с коэффициентом пористости $\xi = 0,62$ (табл. 14 [3]). Предварительно задаемся $R_{гр}^H = 2,5 \text{ кгс/см}^2$.

Нагрузки и размеры подошвы

Нормативную нагрузку вычисляем, принимая средний коэффициент перегрузки $n = 1,15$.

$$N^H = \frac{N}{n} = \frac{158}{1,15} = 137,39 \text{ тс}.$$

Уменьшая нормативное сопротивление грунта на величину

$$\gamma_{ср}^H H' = 1,3 \cdot 2,2 = 2,9 \text{ тс/м}^2 \approx 0,3 \text{ кгс/см}^2$$

(где $\gamma_{ср}^H$ — средняя объемная масса грунта и железобетона; H' — глубина заложения фундамента),

учитываем нагрузку от веса фундамента и грунта на его обрезах.

Определяем размеры подошвы фундамента

$$a = b = \sqrt[3]{F} = \sqrt[3]{\frac{N^H}{R_{гр}^H - \gamma_{ср}^H H'}} = \sqrt[3]{\frac{137 \cdot 390}{2,5 - 0,3}} = 247 \text{ см}.$$

Принимаем размеры подошвы $250 \times 250 \text{ см}$, тогда $F_\phi = 2,5 \times 2,5 = 6,25 \text{ м}^2$.

Нормативное сопротивление грунта при глубине заложения фундамента 1,3 м и $b = 2,5$ м определяем по формуле

$$R_{гр}^H = (Ab + BH) \gamma_0 + Dc^H = (1,68 \cdot 2,5 + 7,76 \cdot 1,3) 1,75 + 9,56 \cdot 0,1 = 2,6 > R_{гр}^H = 2,5 \text{ кгс/см}^2,$$

где c^H — нормативный параметр;
 γ_0 — объемная масса грунта;
 A, B, D — коэффициенты по табл. 7 [3].

Уточняем размеры подошвы фундамента исходя из $R_{гр}^H = 2,6 \text{ кгс/см}^2$

$$a = b = \frac{137\,390}{2,6 - 0,3} = 2,5 \text{ м.}$$

Следовательно оставляем ранее принятые размеры подошвы фундамента.

Расчет прочности фундамента на продавливание

Определяем минимальную рабочую высоту фундамента из условия продавливания по формуле

$$h_0 = -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{0,75R_p + p'_{гр}}} =$$

$$= -\frac{40 + 40}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{158\,000}{0,75 \cdot 5,4 + 2,53}} = 57,5 \text{ см,}$$

где $h_k = b_k = 40$ см — размеры сторон сечения колонны;
 $p_{гр}$ — расчетное напряжение в грунте под подошвой фундамента.

$$p'_{гр} = \frac{N}{F} = \frac{158\,000}{6,25} = 2528 = 2,53 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда высота фундамента с учетом защитного слоя бетона $c = 7,5$ см при отсутствии подготовки

$$H_{\phi} = h_0 + c = 57,5 + 7,5 = 65 \text{ см.}$$

Оптимальную высоту фундамента определяем по формуле

$$H_{\phi} = \chi (a - h_k) = 0,4 \cdot (250 - 40) = 84 \text{ см,}$$

где χ — коэффициент, определяемый по табл. 32 при $p'_{гр} = 2,53 \text{ кгс/см}^2$.

Т а б л и ц а 32

$p'_{гр}, \text{ кгс/см}^2$	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,5
χ	0,31	0,34	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43

Принимаем $H_{\phi} = 80$ см.

Тогда рабочая высота фундамента

$$h_{01} = H_{\phi} - c = 80 - 7,5 = 72,5 \text{ см.}$$

Назначаем высоту уступов по 40 см.

Высоту нижнего уступа h_{02} , как более нагруженного, проверяем из условия:

$$h_{02} = \frac{Q}{bR_p} = \frac{p_{гр} (a - 2h_{01} - h_k) 0,5}{R_p} = \\ = \frac{2,53 \cdot (250 - 2 \cdot 72,5 - 40) \cdot 0,5}{7,2} = 11,5 < 32,5,$$

где Q — поперечная сила от реактивного давления грунта в сечении $I-I$ (рис. 101).

Так как $h_{02} = 11,5$ меньше назначенной высоты нижнего уступа $h_{02} = 40 - 7,5 = 32,5$ см, то оставляем принятую высоту уступов.

Расчет арматуры подошвы фундамента

В сечении $I-I$ изгибающий момент определяем по формуле

$$M_{I-I} = 0,125 p'_{гр} (a - h_k)^2 b = 0,125 \cdot 25,3 \cdot (2,5 - 0,4)^2 \times \\ \times 2,5 = 34,75 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда площадь арматуры в этом сечении

$$F_{a1} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_a} = \frac{3\,475\,000}{0,9 \cdot 72,5 \cdot 2100} = 25,4 \text{ см}^2.$$

В сечении $2-2$:

$$M_{2-2} = 0,125 p'_{гр} (a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 25,30 \cdot (2,5 - 1,2)^2 \cdot 2,5 = \\ = 13,39 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$F_{a2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 h_{02} R_a} = \frac{1\,339\,000}{0,9 \cdot 32,5 \cdot 2100} = 21,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем шаг стержней в каждом направлении 20 см, тогда требуемое количество стержней

$$n = \frac{a - 2c'}{20} = \frac{250 - 2 \cdot 5}{20} + 1 = 13 \text{ шт.}$$

где a — сторона фундамента;

c' — боковой защитный слой 5 см.

Принимаем 13 $\varnothing 16$ АІ, $F_a = 26,14 > 25,4 \text{ см}^2$.

Г л а в а VI

СБОРНОЕ БАЛОЧНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ

§ 35. КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА ПЕРЕКРЫТИЯ

Балочное сборное перекрытие состоит из панелей, уложенных на балки-ригели, опорами которых являются колонны, а также на стены (при неполном каркасе). Ригели располагают вдоль или поперек здания.

Направление ригелей и сетку колонн выбирают при компоновке конструктивной схемы перекрытия. В производственных зданиях чаще применяют поперечное расположение ригелей, так как при этом повышается жесткость здания, улучшается освещенность помещений

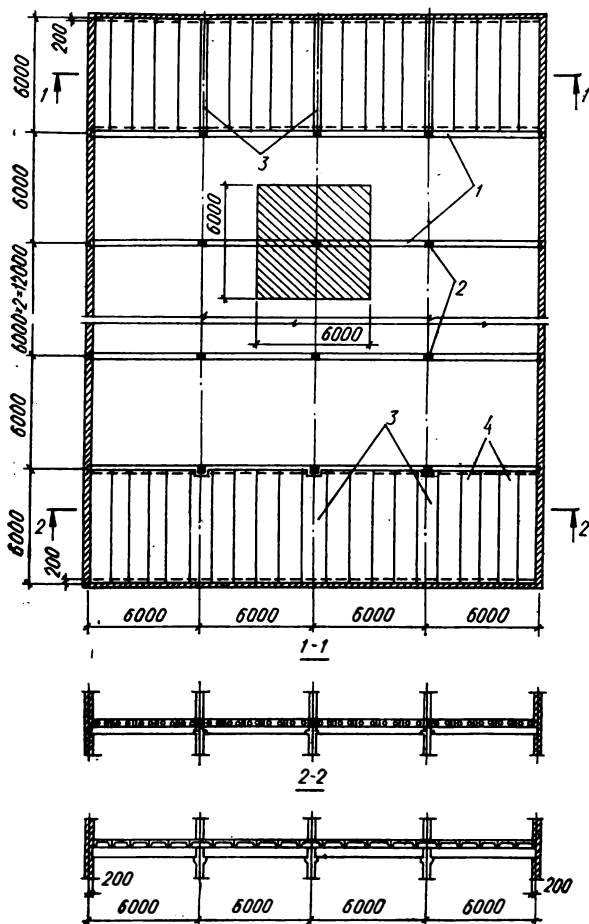


Рис. 102. Балочное сборное перекрытие:
1 — ригель; 2 — колонны; 3 — связевые панели; 4 — рядовые панели; штриховкой показана грузовая площадь для расчета колонны.

и перемычки оконных проемов не нагружаются панелями. Сетки колонн унифицированы: 6×6 и 6×9 м, или 6×12 и 12×12 м. В жилых и гражданских зданиях применяют шаг колонн от 2,8 до 6,8 м кратным 0,4 м.

При проектировании составляют несколько схем перекрытий и выбирают наиболее экономичный по расходу материалов и по количеству типоразмеров панелей и ригелей вариант.

В качестве примера на рис. 102, рассмотрено балочное сборное перекрытие трехэтажного гражданского здания с размерами в плане

24 × 36 м при сетке колонн 6 × 6 м и высоте этажа 3,3 м. Здание предусмотрено с неполным каркасом и несущими наружными стенами из бетонных блоков. Панели перекрытия — пустотные (I вариант, рис. 102, сечение 1—1) или ребристые (II вариант, рис. 102, сечение 2—2).

В варианте I приняты панели шириной 1,2 м с вертикальными пустотами. По осям колонн уложены панели-распорки (рис. 102). Ригели приняты таврового сечения с полкой внизу, что уменьшает высоту перекрытия.

В варианте II приняты ребристые панели шириной 1,5 м. Оси панелей и колонн совпадают. У стен уложены доборные элементы шириной 550 мм. Ригели в этом случае могут быть прямоугольного, трапециoidalного или таврового сечения с полкой сверху.

Ниже приведен пример расчета перекрытия, запроектированного под полезную нормативную нагрузку $p^n = 360 \text{ кгс/м}^2$.

§ 36. РАСЧЕТ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ПУСТОТАМИ

Данные для проектирования

Предварительно напряженная панель перекрытия с шестью вертикальными пустотами запроектирована из бетона марки 300 ($R_a = 160 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 10,5 \text{ кгс/см}^2$, $R_T = 14,5 \text{ кгс/см}^2$; $E_6 = 3,15 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$). Арматура продольная напрягаемая из стали класса А-IV ($R_a = 5100 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$), сварные сетки и каркасы из обыкновенной арматурной проволоки класса В-1, ($R_a = 3150 \text{ кгс/см}^2$). Панель относится к III-й категории трещиностойкости. Обжатие бетона производится при прочности $R_0 = 0,7R = 0,7 \cdot 300 = 210 \text{ кгс/см}^2$. Размеры панели указаны на рис. 103.

Расчетный пролет и нагрузки

Определяем расчетный пролет панели при расстоянии между ригелями $L = 6 \text{ м}$, опирании ее на ригель $c = 100 \text{ мм}$, ширине ригеля по верху $b = 200 \text{ мм}$ и зазоре между ригелем и панелью $a = 25 \text{ мм}$

$$l_0 = L - 2 \frac{c}{2} - b' - 2a = 6 - 2 \cdot \frac{0,10}{2} - 0,2 - 2 \cdot 0,025 = 5,65 \text{ м.}$$

Нагрузки на перекрытие приведены в табл. 33.

Т а б л и ц а 33

Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, кгс/м ²	Коэффициенты перегрузки	Расчетные нагрузки, кгс/м ²
Постоянная			
Плиточный пол	30	1,1	33
Цементный раствор, 15 мм	29	1,2	35
Гидроизоляция рулонная	1	1,1	1
Шлакобетон — 40 мм			
($\gamma = 1500 \text{ кг/м}^3$)	60	1,2	72
Вес панели	260	1,1	286
Вес перегородок	250	1,1	275
Итого	$g^n = 630$		$g = 702$
Временная полезная	$p^n = 360$	1,3	$p = 468$
Полная:	$q^n = 990$		$q = 1170$

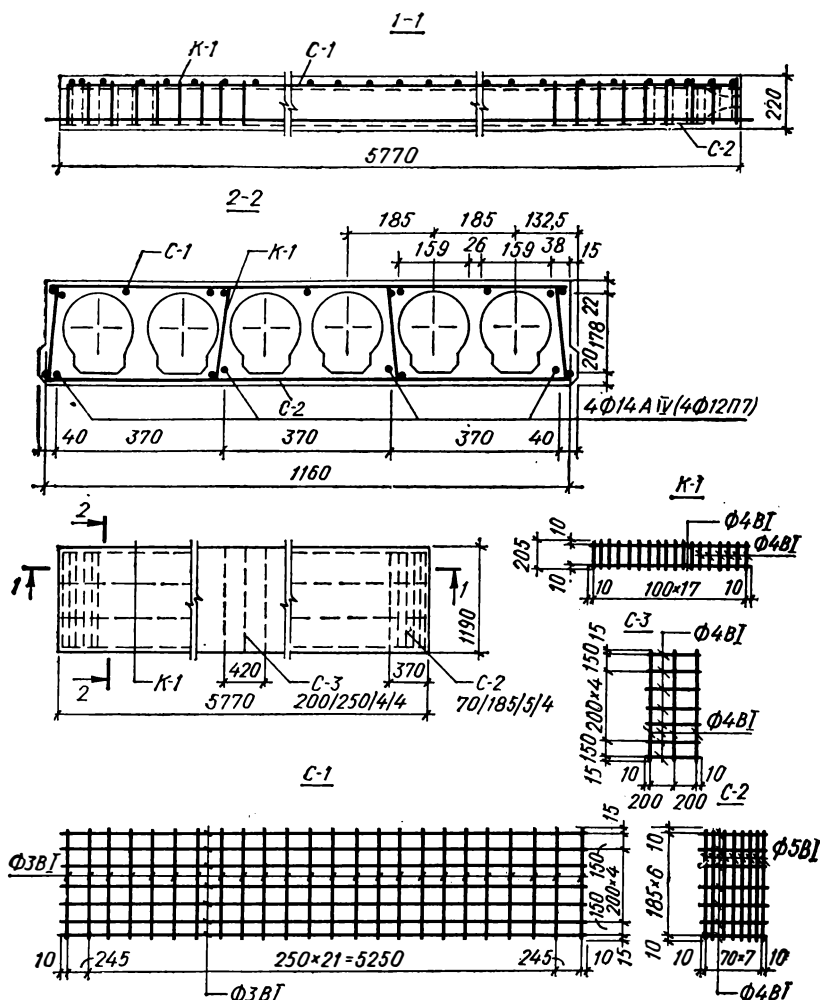


Рис. 103. Конструкция и армирование панели перекрытия с вертикальными пустотами.

Полная нормативная нагрузка на 1 м панели

$$q^n b_n = 990 \cdot 1,2 = 1188 \text{ кгс/м},$$

где b_n — ширина панели в осях.

В том числе:

длительно действующая нормативная нагрузка

$$q^n = [g^n + (p^n - 150)] b_n = [630 + (360 - 150)] \cdot 1,2 = 1008 \text{ кгс/м};$$

кратковременно действующая нормативная нагрузка

$$p^n = 150 \cdot b_n = 150 \cdot 1,2 = 180 \text{ кгс/м}.$$

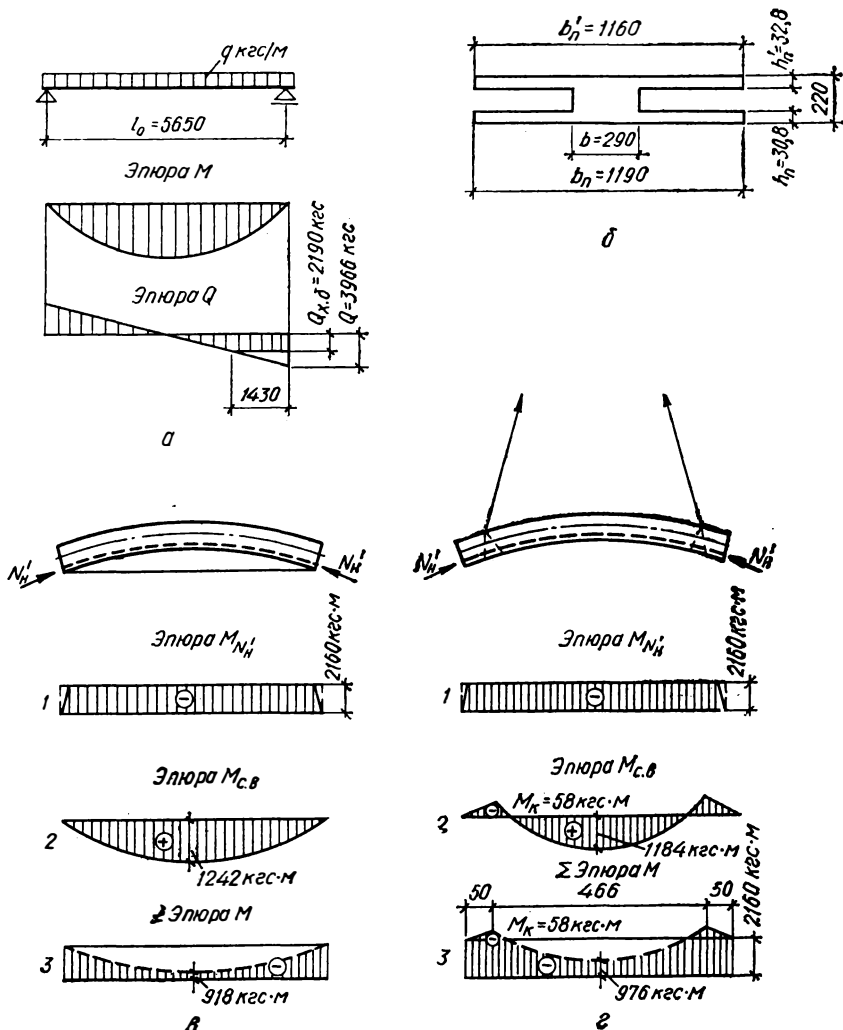


Рис. 104. К расчету панели:

a — расчетная схема, эпюры моментов и перерезывающих сил; b — приведенное сечение; v (1), z (1) — эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил от обжатия арматурой (от веса панели); v (2), z (2) — от монтажных нагрузок; v (3), z (3) — суммарные.

Полная расчетная нагрузка на 1 м панели

$$qb_n = 1170 \cdot 1,2 = 1404 \text{ кгс/м.}$$

Расчетная схема панели, эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил приведены на рис. 104, a .

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Вычисление изгибающих моментов и поперечных сил сведено в табл. 34.

Вид нагрузки	Формула	Величина усилия, кгс · м, кгс
Полная расчетная	$M = \frac{ql_0^2}{8}$	$\frac{1404 \cdot 5,65^2}{8} = 5602$
Полная нормативная	$M^н = \frac{q^н l_0^2}{8}$	$\frac{1188 \cdot 5,65^2}{8} = 4740$
Длительно действующая	$M^н = \frac{q^н l_0^2}{8}$	$\frac{1008 \cdot 5,65^2}{8} = 4022$
Кратковременно действующая	$M^н = \frac{p^н l_0^2}{8}$	$\frac{180 \cdot 5,65^2}{8} = 718$
Полная расчетная	$Q = \frac{ql_0}{2}$	$\frac{1404 \cdot 5,65}{2} = 3966$

Определение расчетной высоты и ширины панели

Высоту сечения предварительно напряженных панелей назначаем из условия $h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) l_0$.

$$\text{Принимаем } h = \frac{1}{25} l_0 = \frac{5,65}{25} = 22,6 \approx 22 \text{ см.}$$

Тогда рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 22 - 2,8 = 19,2 \approx 19 \text{ см,}$$

где $a = 2 + \frac{1,6}{2}$ — толщина защитного слоя бетона и половина диаметра стержня.

Ширину панели, вводимую в расчет без швов между панелями, при отношении $\frac{h'_п}{h} = \frac{2,2}{22} = 0,1$ принимаем равной ширине верхней

полки $b'_п = 116 \text{ см.}$

Приведенное сечение панели с учетом преобразования круглых пустот в прямоугольные изображено на рис. 104, б, при этом приведенная высота сжатой полки больше фактической.

Определяем суммарную ширину ребер панели при шести пустотах $d = 15,9 \text{ см}$ по формуле

$$b = b'_п - 6d = 116 - 6 \cdot 15,9 = 20,6 \text{ см.}$$

Проверяем условие ограничения раскрытия трещин в наклонных сечениях

$$Q = 3966 < 0,25 R_n b h_0 = 0,25 \cdot 160 \cdot 20,6 \cdot 19 = 15\,656 \text{ кгс,}$$

т. е. принятые размеры панели достаточны.

Расчет прочности нормальных сечений

Определяем положение нейтральной оси в сечении панели

$$R_n b_n' h_n' (h_0 - 0,5 h_n') = 160 \cdot 116 \cdot 2,2 \cdot (19 - 0,5 \cdot 2,2) = \\ = 730\,792 \text{ кгс} \cdot \text{см} \approx 7308 > M = 5602 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

т. е. нейтральная ось расположена в полке, поэтому расчетным является тавровое сечение с полкой шириной b_n .

Проверку положения нейтральной оси можно производить также по отношениям

$$\frac{b_n'}{b} = \frac{116}{20,6} = 5,63 \text{ и } \frac{h_n'}{h} = \frac{2,2}{19} = 0,115.$$

Если соответствующие значения их даны в табл. 4.10 [1] для бетона марки 300 выше жирной линии, то нейтральная ось, отвечающая предельной прочности сжатой зоны бетона, располагается в полке. В этом случае арматура F_a по расчету не требуется.

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b_n' h_0^2} = \frac{560\,200}{160 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,084.$$

При $A_0 = 0,084$ по табл. 4.8 [1] находим $\gamma = 0,956$.

Для определения площади сечения растянутой арматуры вычисляем усилие

$$N_a = \frac{M}{\gamma h_0} = \frac{560\,200}{0,956 \cdot 19} = 30\,841 \text{ кгс}.$$

Тогда

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{30\,841}{5100} = 6,05 \text{ см}^2.$$

Из условия расположения напряженной арматуры в продольных ребрах с интервалом через два отверстия принимаем 4 $\varnothing 14$ IV, $F_a = F_n = 6,16 > 6,05 \text{ см}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений

В многопустотных сборных панелях высотой $h \leq 30 \text{ см}$ поперечная арматура не ставится, если выполняется условие $Q \leq Q_{x.6}$

$$Q = 3966 > Q_{x.6} = \sqrt{0,6 R_n b h_0^2 q_1} = \sqrt{0,6 \cdot 160 \cdot 20,6 \cdot 19^2 \cdot 6,7} = \\ = 2190 \text{ кгс},$$

где q_1 — равномерно распределенная нагрузка, включающая половину веса панели и остальную часть постоянной равномерно распределенной нагрузки,

$$q_1 = 670 \text{ кгс/м} = 6,7 \text{ кгс/см}.$$

Так как условие не выполняется, поперечная арматура необходима.

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры

$$Q = 3966 < R_p b h_0 = 10,5 \cdot 20,6 \cdot 19 = 4120 \text{ кгс.}$$

Условие выполняется, поэтому расчет не требуется и поперечную арматуру назначаем согласно требованиям п. 9.15 [1] конструктивно.

Принимаем поперечные стержни диаметром 4 мм с шагом $u = 100$ мм.

Геометрические характеристики поперечного сечения панели

Поперечное сечение панели приводим к двутавровому, заменяя круглые отверстия $d = 15,9$ см прямоугольными шириной $b_1 = 0,908 \cdot d = 0,908 \cdot 15,9 = 14,5$ см и высотой $h_1 = 0,865 \cdot d = 0,865 \cdot 15,9 = 13,75$ см (рис. 104, б).

Тогда:

$$b'_n = 116 \text{ см и } b_n = 119 \text{ см;}$$

$$h'_n = 2,2 + \frac{15,9 - 13,75}{2} = 3,275 \approx 3,28 \text{ см;}$$

$$h_n = 2,0 + \frac{15,9 - 13,75}{2} = 3,075 \approx 3,08 \text{ см;}$$

$$b = 116 - 6 \cdot 14,5 = 29 \text{ см.}$$

Площадь приведенного сечения вычисляем по формуле

$$\begin{aligned} F_n &= F_6 = h'_n b'_n + h_n b_n + (h - h'_n - h_n) b = \\ &= 3,28 \cdot 116 + 3,08 \cdot 119 + (22 - 3,28 - 3,08) \cdot 29 = 1202 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Так как

$$\begin{aligned} \Sigma F_a &= F_n + F_a' = 6,16 + 0,49 = 6,69 < 0,008 \cdot F_6 = \\ &= 0,008 \cdot 1202 = 9,6 \text{ см}^2, \end{aligned}$$

то геометрические характеристики приведенного сечения определяем без учета продольной арматуры (п. 3.30 [1]).

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани панели

$$\begin{aligned} S_n &= S_6 = b'_n h'_n (h - 0,5 h'_n) + b (h - h'_n - h_n) \times \\ &\times [0,5 (h - h'_n - h_n) + h_n] + b_n h_n^2 \cdot 0,5 = 116 \cdot 3,28 (22 - 0,5 \cdot 3,28) + \\ &+ 29 (22 - 3,28 - 3,08) \cdot [0,5 \cdot (22 - 3,28 - 3,08) + 3,08] + \\ &+ 119 \cdot 3,08^2 \cdot 0,5 = 13\,255 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Тогда расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y = \frac{S_n}{F_n} = \frac{13\,255}{1202} = 11,1 \approx 11 \text{ см.}$$

Определяем момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$\begin{aligned}
 J_{\text{п}} = J_{\text{с}} &= \frac{b_{\text{п}}' h_{\text{п}}'^3}{12} + b_{\text{п}}' h_{\text{п}}' (y - 0,5 h_{\text{п}}')^2 + \\
 &+ \frac{b_{\text{п}} (h - h_{\text{п}}' - h_{\text{п}})^3}{12} + \frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}}^3}{12} + b_{\text{п}} h_{\text{п}} (y - 0,5 h_{\text{п}})^2 = \\
 &= \frac{116 \cdot 3,28^3}{12} + 116 \cdot 3,28 \cdot (11 - 0,5 \cdot 3,28)^2 + \\
 &+ \frac{29 (22 - 3,28 - 3,08)^3}{12} + \frac{119 \cdot 3,08^3}{12} + 119 \cdot 3,08 \cdot (11 - 0,5 \cdot 3,08)^2 = \\
 &= 76\,079 \text{ см}^4.
 \end{aligned}$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна

$$W_0 = \frac{J_{\text{п}}}{y} = \frac{76\,079}{11} = 6910 \text{ см}^3.$$

Тогда расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки

$$r_{\text{я}}^{\text{в}} = \frac{W_0}{F_{\text{п}}} = \frac{6910}{1202} = 5,75 \text{ см.}$$

Далее вычисляем расстояние от центра тяжести приведенного сечения до равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре

$$e_0 = y - a_{\text{н}} = 11 - 2,7 = 8,3 \text{ см,}$$

где $a_{\text{н}}$ — расстояние от равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре до крайнего растянутого волокна.

Определение величины и потерь предварительного напряжения арматуры

Величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с табл. 1 приложения 1 при длине арматуры $l = 580 \text{ см}$ и электротермическом методе натяжения на упоры находим по формуле

$$\sigma_0 = R_{\text{а}}^{\text{н}} - \Delta\sigma_0 = 6000 - 893 = 5107 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\Delta\sigma_0$ — допустимое предельное отклонение предварительного напряжения арматуры при электротермическом натяжении (табл. 3.1 [1]), найденное по интерполяции.

Первые потери $\sigma_{\text{п1}}$ (до окончания обжатия бетона): от релаксации напряжений стали σ_3 (табл. 1 приложения 1); так как $\sigma_0 = 5107 > 0,7 R_{\text{а}}^{\text{н}} = 0,7 \cdot 6000 = 4200 \text{ кгс/см}^2$, то $\sigma_3 = 0,03 \cdot \sigma_0 = 0,03 \cdot 5107 = 153 \text{ кгс/см}^2$.

При пропаривании панели в форме происходит одновременное перемещение упоров формы и панели, поэтому потери от перепада температуры отсутствуют (п. 3.9 [1]).

Первые потери $\sigma_{\text{п1}} = \sigma_3 = 153 \text{ кгс/см}^2$.

Вторые потери $\sigma_{\text{п2}}$ (после обжатия бетона).

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для определения потерь от ползучести бетона вычисляем усилие обжатия бетона с учетом первых потерь и коэффициента точности напряжения арматуры $m_T = 1$ (п. 3. 4 [1])

$$N_{01} = F_H m_T (\sigma_0 - \sigma_{п1}) = 6,16 \cdot 1 \cdot (5107 - 153) = 30\,500 \text{ кгс.}$$

Тогда напряжение в бетоне σ_6 на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\begin{aligned} \sigma_6 &= \frac{N_{01}}{F_{п}} + \frac{N_{01} e_0^2}{J_{п}} - \frac{M_{с.в.}}{J_{п}} \cdot e_0 = \\ &= \frac{30\,500}{1202} + \frac{30\,500 \cdot 8,3^2}{76\,079} - \frac{124\,200}{76\,079} \cdot 8,3 = 39,5 \text{ кгс/см}^2, \end{aligned}$$

где $M_{с.в.}$ — изгибающий момент в середине пролета от веса панели $g_{с.в.} = 260 \text{ кгс/м}^2$ при расстоянии между опорами $l = 566 \text{ см}$,

$$M_{с.в.} = \frac{g_{с.в.} b_{п1}^2}{8} = \frac{260 \cdot 1,19 \cdot 5,66^2}{8} = 124\,200 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

При $\sigma_6 = 39,5 < 0,5 R_0 = 0,5 \cdot 210 = 105 \text{ кгс/см}^2$ потери от ползучести бетона вычисляем по формуле

$$\sigma_2 = \frac{k E_a R}{E_6 R_0} \sigma_6 = \frac{0,8 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 300}{3,15 \cdot 10^5 \cdot 210} \cdot 39,5 = 286 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 0,8$ при стержневой арматуре.

Вторые потери

$$\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 286 = 686 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_{п} = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 153 + 686 = 839 < 1000 \text{ кгс/см}^2.$$

В соответствии с п. 39 [1] принимаем потери напряжения арматуры $\sigma_{п} = 1000 \text{ кгс/см}^2$.

Расчет нормальных сечений по образованию трещин

Вычисляем усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь напряжения и коэффициента точности напряжения арматуры m_T

$$N_{02} = F_a m_T (\sigma_0 - \sigma_{п}) = 6,16 \cdot 0,9 \cdot (5107 - 1000) = 22\,750 \text{ кгс,}$$

где

$$m_T = 1 - 0,55 \frac{\Delta \sigma_0}{\sigma_0} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{n}} \right) = 1 - 0,55 \cdot \frac{893}{5107} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0,953.$$

Коэффициент m_T при расчете по образованию трещин должен быть не более 0,9.

При $\frac{b'_n}{b} = \frac{116}{29} = 4 > 2$; $\frac{b_n}{b} = \frac{119}{29} = 4,1 < 6$ находим $\gamma = 1,5$ (табл. 5.1 [1]).

Тогда момент сопротивления приведенного сечения с учетом неупругих деформаций бетона в растянутой зоне относительно нижней грани сечения

$$W_T = \gamma W_0 = 1,5 \cdot 6910 = 10\,365 \text{ см}^3.$$

Момент трещинообразования определяем по формуле

$$M_T = R_T W_T + M_{ог} = R_T W_T + N_{02} (e_0 + r_a^B) = \\ = 14,5 \cdot 10\,365 + 22\,750 \cdot (8,3 + 5,75) = 470\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Проверяем условие трещинообразования

$$M^n = 4740 > M_T = 4705 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, в стадии эксплуатации в растянутой зоне бетона трещины образуются и конструкция отвечает III категории трещиностойкости.

Расчет прогибов панели

Для расчета прогибов панелей в соответствии с указаниями пп. 6.5—6.8 [1] вычисляем процент армирования

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{6,16}{29 \cdot 19} = 0,0112.$$

Затем находим общие характеристики сечения панели:

$$\gamma' = \frac{(b'_n - b) h'_n}{bh_0} = \frac{(116 - 29) \cdot 3,28}{29 \cdot 19} = 0,52;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_n}{2h_0} \right) = 0,52 \cdot \left(1 - \frac{3,28}{2 \cdot 19} \right) = 0,475.$$

К моменту появления трещин, согласно п. 6.6 [1], при $F'_n = 0$ заменяющий момент определяем по формуле

$$M_s = M_T + N_0 e_x = M_T = 4705 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

где e_x — расстояние от центра тяжести площади сечения всей арматуры до точки приложения усилия обжатия N_0 (при отсутствии напрягаемой арматуры F'_n , принимается $e_x = 0$).

Вычисляем параметр

$$L_T = \frac{M_s}{R_n b h_0^2} = \frac{470\,500}{260 \cdot 29 \cdot 19^2} = 0,173.$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны в сечении без трещин согласно п. 6.9 [1]

$$\xi_T = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}} + \frac{1,5 + \gamma'}{11,5 \frac{e_{1T}}{h_0} - 5} = \\ = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,173 + 0,475)}{10 \cdot 0,0112 \cdot 6,35}} + \frac{1,5 + 0,52}{11,5 \cdot \frac{20,7}{19} - 5} = 0,398,$$

где n — отношение модулей упругости арматуры и бетона,

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^6}{3,15 \cdot 10^5} = 6,35;$$

$e_{1\tau}$ — абсолютная величина эксцентриситета продольной силы N_{02} (включая и силу обжатия) относительно центра тяжести арматуры растянутой зоны, соответствующая заменяющему моменту,

$$e_{1\tau} = \frac{M_3}{N_{02}} = \frac{470\,500}{22\,750} = 20,7 \text{ см.}$$

Тогда высота сжатой зоны в сечении без трещин

$$x_{\tau} = \xi_{\tau} h_0 = 0,398 \cdot 19 = 7,57 > h'_{\pi} = 3,28 \text{ см.}$$

Вычисляем расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения без трещин

$$z_{1\tau} = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_{\pi}}{h_0} \gamma' + \xi_{\tau}^2}{2(\gamma' + \xi_{\tau})} \right] = 19 \left[1 - \frac{\frac{3,28}{19} \cdot 0,52 + 0,398^2}{2 \cdot (0,52 + 0,398)} \right] = 16,7 \text{ см.}$$

Прогиб f_1 от кратковременного действия всей нормативной нагрузки определяем по формуле

$$f_1 = \frac{1}{\rho_1} S \cdot l_0^2,$$

где для равномерно распределенной нагрузки коэффициент $S = \frac{5}{48}$.

Вычисляем среднюю кривизну $\frac{1}{\rho_1}$ оси панели при $M_3 = M^n = 4740 \text{ кгс} \cdot \text{м}$, $F_a = 0$, $\psi_6 = 0,9$ и $\gamma = 0,45$ (п. 6.6 [1]) по формуле

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_1} &= \frac{M_3}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_a}{E_a F_a + E_a F_n} + \frac{\psi_6}{(\gamma' + \xi_1) b h_0 E_{\sigma v}} \right] - \frac{N_0}{h_0} \cdot \frac{\psi_a}{E_a F_a + E_a F_n} = \\ &= \frac{474\,000}{19 \cdot 16,5} \left[\frac{0,246}{2 \cdot 10^6 \cdot 6,16} + \frac{0,9}{(0,52 + 0,395) \cdot 29 \cdot 19 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,45} \right] - \\ &\quad - \frac{22\,750}{19} \cdot \frac{0,246}{6,16 \cdot 2 \cdot 10^6} = 25,35 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}, \end{aligned}$$

где z_1 — расстояние от центра тяжести площади сечения напрягаемой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_{\pi}}{h_0} \gamma' + \xi_1^2}{2(\gamma' + \xi_1)} \right] = 19 \left[1 - \frac{\frac{3,28}{19} \cdot 0,52 + 0,395^2}{2 \cdot (0,52 + 0,395)} \right] = 16,5 \text{ см,}$$

для определения коэффициента ψ_a , учитывающего работу растянутого бетона между трещинами, вычисляем:

$$M'_{\tau} = M_{\tau} - N_{02} e_{1\tau} = 4705 - 22\,750 \cdot 0,167 = 905 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$M_c = M^n - N_{02} z_1 = 4740 - 22\,750 \cdot 0,165 = 985 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$m = \frac{M'_{\tau}}{M_c} = \frac{905}{985} = 0,918,$$

тогда

$$\psi_a = 1,3 - sm - \frac{1-m}{6-4,5m} =$$

$$= 1,3 - 1,1 \cdot 0,918 - \frac{1-0,918}{6-4,5 \cdot 0,918} = 0,246,$$

здесь $s = 1,1$ — коэффициент, характеризующий профиль арматурных стержней и длительность нагрузки (п. 6.8, а [1]); относительная высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной

$$\xi_1 = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(L_1 + T)}{10\mu n}} + \frac{1,5 + \gamma'}{11,5 \frac{e_1}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,175 + 0,475)}{10 \cdot 0,0112 \cdot 6,35}} + \frac{1,5 + 0,52}{11,5 \cdot \frac{20,8}{19} - 5} = 0,395,$$

здесь

$$L_1 = \frac{M_3}{R_{\text{нб}} b h_0^2} = \frac{474\,000}{260 \cdot 29 \cdot 19^2} = 0,175;$$

$$e_1 = \frac{M_3}{N_0} = \frac{474\,000}{22\,750} = 20,8 \text{ см.}$$

Следовательно, прогиб f_1 в середине панели

$$f_1 = 25,35 \cdot 10^6 \cdot \frac{5}{48} \cdot 565^2 = 0,842 \text{ см.}$$

Далее определяем начальный (кратковременный) прогиб f_2 от длительно действующей части нагрузки.

Изгибающий момент $M_3 = M^{\text{н}} = 4022 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$

Тогда:

$$L_2 = \frac{402\,200}{260 \cdot 29 \cdot 19^2} = 0,148;$$

$$e_2 = \frac{402\,200}{22\,750} = 17,7 \text{ см;}$$

$$\xi_2 = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,148 + 0,475)}{10 \cdot 0,0112 \cdot 6,35}} + \frac{1,5 + 0,52}{11,5 \cdot \frac{17,7}{19} - 5} = 0,486;$$

$$z_2 = 19 \left[1 - \frac{\frac{3,28}{19} \cdot 0,52 + 0,486^2}{2 \cdot (0,52 + 0,486)} \right] = 15,9 \text{ см;}$$

$$M'_T = 4705 - 22\,750 \cdot 0,167 = 905 \text{ кгс} \cdot \text{м;}$$

$$M_c = 4022 - 22\,750 \cdot 0,159 = 402 \text{ кгс} \cdot \text{м;}$$

$$m = \frac{905}{402} = 2,25 > 1,$$

поэтому в соответствии с п. 6.8 [1] принимаем $m = 1$;

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot 1 - \frac{1-1}{6-4,5 \cdot 1} = 0,2.$$

Следовательно, средняя кривизна оси панели при $\nu = 0,45$

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{402\,200}{19 \cdot 15,9} \left[\frac{0,2}{2 \cdot 10^6 \cdot 6,16} + \frac{0,9}{(0,52 + 0,486) \cdot 29 \cdot 19 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,45} \right] - \frac{22\,750}{19} \cdot \frac{0,2}{6,16 \cdot 2 \cdot 10^6} = 17,45 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Тогда прогиб

$$f_2 = 17,45 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 565^2 = 0,58 \text{ см.}$$

Затем находим полный (длительный) прогиб f_3 от длительно действующей части нагрузки.

Так как изгибающий момент $M_3 = M^H = 4022 \text{ кгс} \cdot \text{м}$, то значения $L_3; e_3; \xi_3; z_3; m$ принимаем из расчета прогиба f_2 .

Тогда

$$\psi_a = 1,3 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1-1}{6-4,5 \cdot 1} = 0,5,$$

где $s = 0,8$ (п. 6.8, б [1]).

Средняя кривизна оси при $\nu = 0,15$ (п. 6.6, б [1])

$$\frac{1}{\rho_3} = \frac{402\,200}{19 \cdot 15,9} \left[\frac{0,5}{2 \cdot 10^6 \cdot 6,16} + \frac{0,9}{(0,52 + 0,486) 29 \cdot 19 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,15} \right] - \frac{22\,750}{19} \cdot \frac{0,5}{6,16 \cdot 2 \cdot 10^6} = 51,25 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Определяем прогиб

$$f_3 = 51,25 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 565^2 = 1,7 \text{ см.}$$

Согласно п. 6.18 [1] при определении полной величины деформации пустотной панели вводим коэффициент 0,8.

Полный прогиб панели

$$f = (f_1 - f_2 + f_3) 0,8 = (0,842 - 0,58 + 1,7) \cdot 0,8 = 1,962 \text{ см.}$$

Тогда относительный прогиб

$$\frac{f}{l_0} = \frac{1,962}{565} = \frac{1}{347} < \frac{1}{200},$$

т. е. прогиб панели меньше допустимого.

Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях

Ширину раскрытия трещин $a_{т1}$ от кратковременного действия всей нагрузки определяем по формуле

$$a_{т1} = \psi_a \frac{\sigma_{a1}}{E_a} l_{т}.$$

Для расчета величины $a_{т1}$ определяем напряжение в растянутой арматуре при $e_x = 0$

$$\sigma_{a1} = \frac{M^H + N_{02}(e_x - z_1)}{(F_a + F_H) z_1} = \frac{474\,000 - 22\,750 \cdot 16,5}{6,16 \cdot 16,5} = 965 \text{ кгс/см}^2.$$

Затем находим расстояние между трещинами по формуле

$$l_T = k_1 n u_a \eta = 14,05 \cdot 6,35 \cdot 0,35 \cdot 0,7 = 21,8 \text{ см},$$

где коэффициенты:

$$k_1 = \frac{W_T}{(F_a + F_H) z_1 n} - 2 = \frac{10\,365}{6,16 \cdot 16,5 \cdot 6,35} - 2 = 14,05,$$

здесь $F_a = 0$; значения W_T , z_1 , ψ_a , n берем из расчета прогибов;

$$u_a = \frac{F_H}{s} = \frac{d}{4} = \frac{1,4}{4} = 0,35 \text{ см},$$

s — периметр сечения арматуры,

η — коэффициент, зависящий от вида продольной растянутой арматуры, для стержней периодического профиля $\eta = 0,7$.

Следовательно, ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки

$$a_{T1} = 0,246 \cdot \frac{965}{2 \cdot 10^6} \cdot 21,8 = 0,0026 \text{ см} = 0,026 \text{ мм}.$$

Определяем начальную (кратковременную) ширину раскрытия трещин от длительно действующей части нагрузки

$$a_{T2} = 0,2 \cdot \frac{410}{2 \cdot 10^6} \cdot 21,8 = 0,0009 \text{ см} = 0,009 \text{ мм},$$

где $\sigma_{a2} = \frac{402\,200 - 22\,750 \cdot 15,9}{6,16 \cdot 15,9} = 410 \text{ кгс/см}^2$.

Затем находим полную ширину раскрытия трещин a_{T3} от длительно действующей части нагрузки

$$a_{T3} = 0,5 \cdot \frac{410}{2 \cdot 10^6} \cdot 21,8 = 0,0055 \text{ см} = 0,055 \text{ мм},$$

где $\sigma_{a3} = \sigma_{a2} = 410 \text{ кгс/см}^2$.

Полная ширина раскрытия трещин

$$a_T = a_{T1} - a_{T2} + a_{T3} = 0,026 - 0,009 + 0,055 = 0,072 < 0,3 \text{ мм}.$$

Так как $Q < R_p b h_0$ (см. расчет прочности наклонных сечений), то в соответствии с п. 7.1, б [1] проверка ширины раскрытия наклонных трещин не требуется.

Расчет прочности панели в стадии изготовления и монтажа

Расчетные схемы даны на рис. 104, в, г.

Усилие обжатия панели при отпуске предварительно напряженной арматуры в соответствии с п. 4.137 [1] вводим в расчет как внешнюю нагрузку с учетом коэффициента точности напряжения m_T (п. 3.4 [1]) и дополнительных потерь предварительного напряжения 3000 кгс/см^2 , вызванных деформацией сжатого бетона в предельном состоянии.

Вычисляем это усилие

$$N'_H = F_H (\sigma_0 - \sigma_{п1} - 3000) m_T = \\ = 6,16 \cdot (5107 - 153 - 3000) \cdot 1,1 = 13\,230 \text{ кгс.}$$

Тогда изгибающий момент от силы обжатия N'_H

$$M = N'_H (h_0 - a_H) = 13\,230 \cdot (19 - 2,7) = 2160 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент от веса панели при ее средней ширине $b_{ср} = \frac{b_{п1} + b'_{п1}}{2} = \frac{119 + 116}{2} = 118 \text{ см}$ находим по формуле

$$M_{с.в}^H = \frac{b_{ср} \cdot g_{с.в}^H \cdot l_0^2}{8} = \frac{1,18 \cdot 260 \cdot 5,65^2}{8} = 1242 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

В стадии монтажа панель работает как балка с двумя консолями (рис. 104, з).

Определяем нагрузку от веса панели с учетом динамического коэффициента 1,5

$$g = 1,5 \cdot g_{с.в}^H = 1,5 \cdot 260 \cdot 1,18 = 458 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Тогда изгибающий момент в консоли

$$M_{с.в} = \frac{g l_k^2}{2} = \frac{458 \cdot 0,5^2}{2} = 58 \text{ кгс} \cdot \text{м.},$$

где l_k — длина консоли.

Из возможных сочетаний моментов от усилия обжатия напряженной арматурой, веса панели и монтажных нагрузок наиболее опасной является комбинация 1 и 2 (соответственно рис. 104, в, з).

Чтобы определить величину A_0 при $b_{п1} = 119 \text{ см}$ и $R_H = 106 \text{ кгс/см}^2$, найденному по интерполяции между $R = 300$ и $R_0 = 0,7 R = 0,7 \cdot 300 = 210 \text{ кгс/см}^2$, находим значение

$$R_{H1} = m_R R_H = 1,2 \cdot 106 = 127 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда

$$A_0 = \frac{N'_H (h_0 - a_H) + M_{с.в}}{R_{H1} b_{п1} h_0^2} = \frac{13\,230 \cdot (19 - 2,7) + 5800}{127 \cdot 119 \cdot 19^2} = 0,04 < 0,4,$$

т. е. прочность сжатой зоны бетона в стадии изготовления и монтажа обеспечена. (табл. 4.9 [1]).

Верхняя зона панели в стадии изготовления и монтажа испытывает растягивающие усилия.

При $A_0 = 0,04$ по табл. 4.8 [1] находим $\alpha = 0,041$ и вычисляем необходимую площадь сечения растянутой арматуры

$$F_a = \frac{\alpha R_{H1} b h_0 - N'_H}{R_a} = \frac{0,041 \cdot 127 \cdot 119 \cdot 19 - 13\,230}{3150} < 0.$$

т. е. по расчету арматура не требуется. Поэтому верхнюю полку армируем конструктивно сварной сеткой из обыкновенной арматурной проволоки $\varnothing 3 \text{ мм}$.

Определяем диаметр монтажных петель, полагая, что при подъеме панели вес ее передается на две петли.

Тогда усилие на одну петлю из арматуры класса А-1 при длине панели $l = 5,77$ м

$$N = \frac{gl}{2} = \frac{458 \cdot 5,77}{2} = 1322 \text{ кгс.}$$

Согласно табл. 9.13 [1] этому усилию соответствуют петли $\varnothing 14$ мм.

Кроме расчетной арматуры предусматриваем конструктивную: сетки С-2 ставим у опор с целью усиления зоны анкеровки напряженной арматуры; сеткой С-3 армируется нижняя полка панели, обеспечивая прочность бетона под отверстиями.

Расчет панели перекрытия с вертикальными пустотами армированной семипроволочными прядями

Для панели (рис. 103) по тем же нагрузкам и усилиям (табл. 33 и 34) определяем прочность и трещиностойкость нормальных сечений.

Бетон марки 400 ($R_b = 210 \text{ кгс/см}^2$, $R_t = 17,5 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 3,5 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$).

Арматура продольная напрягаемая из семипроволочных прядей — проволока $\varnothing 4$ мм ($R_a = 10\,200 \text{ кгс/см}^2$, $R_a^H = 16\,000 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 1,8 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$). Ненапрягаемую арматуру принимаем конструктивно по вышеприведенному расчету.

Панель II категории трещиностойкости. Обжатие бетона производим при прочности $R_0 = 0,7R = 0,7 \cdot 400 = 280 \text{ кгс/см}^2$.

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{560\,200}{210 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,0637.$$

При $A_0 = 0,0637$ $\gamma = 0,967$ (табл. 4.8 [1]).

Тогда:

$$N_a = \frac{560\,200}{0,967 \cdot 19} = 30\,500 \text{ кгс;}$$

$$F_a = \frac{30\,500}{10\,200} = 3 \text{ см}^2.$$

Принимаем из условия равномерного расположения арматуры по сечению армирование панели четырьмя прядями $4 \varnothing 12$ П7, $F_a = F_n = 3,63 > 3 \text{ см}^2$.

Назначаем начальное контролируемое предварительное напряжение арматуры согласно п. 3.2 [1].

$$\sigma_0 = 0,65 R_a^H = 0,65 \cdot 16\,000 = 10\,400 \text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери $\sigma_{п1}$ (до окончания обжатия бетона): от релаксации напряжений стали (табл. 1 приложения 1)

$$\sigma_3 = \left(0,27 \frac{\sigma_0}{R_a^H} - 0,1 \right) \sigma_0 = \left(0,27 \cdot \frac{10\,400}{16\,000} - 0,1 \right) \cdot 10\,400 = 785 \text{ кгс/см}^2,$$

от деформации анкерных устройств при длине пряди $l = 585 \text{ см}$

$$\sigma_4 = (\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0,1 \cdot \frac{1,8 \cdot 10^6}{585} = 615 \text{ кгс/см}^2;$$

от деформации формы, принимая одновременное натяжение арматуры домкратами опертыми на ее упоры, потери равны нулю.

Первые потери

$$\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 = 785 + 615 = 1400 \text{ кгс/см}^2.$$

Вторые потери $\sigma_{п2}$ (после обжатия бетона).

Потери от усадки бетона $\sigma_1 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Для определения потерь от ползучести бетона вычисляем усилие обжатия бетона с учетом первых потерь и коэффициента точности напряжения арматуры $m_T = 0,9$ (табл. п. 3,4 [1])

$$N_{01} = F_H m_T (\sigma_0 - \sigma_{п1}) = 3,63 \cdot 0,9 \cdot (10\,400 - 1400) = 29\,400 \text{ кгс.}$$

Находим напряжение в бетоне σ_6 на уровне центра тяжести приведенного сечения при $y = 11 \text{ см}$, $a_H = 2,7 \text{ см}$ и $e_0 = y - a_H = 11 - 2,7 = 8,3 \text{ см}$

$$\begin{aligned} \sigma_6 &= \frac{N_{01}}{F_H} + \frac{N_{01} \cdot e_0^2}{J_H} - \frac{M_{с.в.}}{J_H} e_0 = \\ &= \frac{29\,400}{1202} + \frac{29\,400 \cdot 8,3^2}{76\,079} - \frac{124\,200}{76\,079} \cdot 8,3 = 34,75 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Так как $\sigma_6 = 34,75 < 0,5 R_0 = 0,5 \cdot 280 = 140 \text{ кгс/см}^2$, потери от ползучести бетона вычисляем по сокращенной формуле

$$\sigma_2 = \frac{k E_a R}{E_6 R_0} \sigma_6 = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 10^6 \cdot 400}{3,5 \cdot 10^6 \cdot 280} \cdot 34,75 = 256 \text{ кгс/см}^2,$$

где $k = 1$ при высокопрочной арматурной проволоке.

Вторые потери

$$\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 256 = 656 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_{п} = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 1400 + 656 = 2056 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем усилие в напрягаемой арматуре с учетом суммарных потерь

$$N_{02} = F_H m_T (\sigma_0 - \sigma_{п}) = 3,63 \cdot 0,9 \cdot (10\,400 - 2056) = 27\,300 \text{ кгс.}$$

Для определения момента образования трещин в нормальных сечениях используем вычисленные ранее значения W_T ; $r_{я}^B$.

Тогда

$$\begin{aligned} M_T &= R_T W_T + M_{06}^B = R_T W_T + N_{02} (e_0 + r_{я}^B) = \\ &= 17,5 \cdot 10\,365 + 27\,300 \cdot (8,3 + 5,75) = 565\,250 \text{ кгс} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Проверяем условие трещинообразования

$$M^B = 4740 < M_T = 5652,5 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

т. е. трещиностойкость сечения в стадии эксплуатации обеспечена.

Расчеты прочности элемента армированного прядями в наклонных сечениях и в стадии изготовления и монтажа выполняют аналогично расчету панели армированной стержнями. Прогиб панели определяют в соответствии с методикой расчета конструкций II категории трещиностойкости.

§ 37. РАСЧЕТ СБОРНОГО РИГЕЛЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

В проектируемом перекрытии ригель (см. рис. 102) рассчитываем как неразрезную равнопролетную балку на шарнирных опорах, так как средними опорами являются колонны, жесткость которых намного меньше жесткости перекрытия, состоящего из панелей и ригелей, а крайними опорами являются наружные несущие стены.

При расчете ригеля учтены пластические деформации арматуры и бетона, обуславливающие перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Данные для проектирования

Бетон марки 300 ($R_b = 160 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 10,5 \text{ кгс/см}^2$, $R_n = = 260 \text{ кгс/см}^2$, $R_p^n = 21 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 3,15 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$).

Армируем ригель сварными каркасами из стержней стали класса А-III ($R_a = R_{a.c} = 3400 \text{ кгс/см}^2$, $R_{a.x} = 2700 \text{ кгс/см}^2$; $E_a = 2 \times 10^6 \text{ кгс/см}^2$).

Расчетные пролеты и назначение размеров сечения

Расчетные пролеты ригеля принимаем равными расстояниям между осями опор:

в крайних пролетах, при заделке ригеля в стену на 30 см,

$$l_{01} = l_{04} = 6 - 0,2 + \frac{0,3}{2} = 5,95 \text{ м},$$

где 0,2 м — привязка оси стены;

в средних пролетах $l_{02} = l_{03} = 6 \text{ м}$.

Сечение ригеля принимается тавровым с полкой внизу.

Для определения нагрузки от веса ригеля задаемся размерами сечения:

высота

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) l = 60 \div 40 \text{ см};$$

ширина

$$b = (0,3 \div 0,4) h = 12 \div 24 \text{ см}.$$

Принимаем $h = 45 \text{ см}$; $b = 20 \text{ см}$; $b_n = 45 \text{ см}$ (рис. 105).

Нагрузки

Нагрузка на ригель при многопустотных панелях является равномерно распределенной, а при ребристых панелях — сосредоточенной в местах опирания ребер панелей. Однако при количестве ребер в пролете ригеля более четырех, сосредоточенную нагрузку приводят к равномерно распределенной.

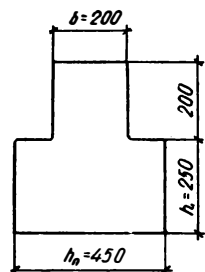


Рис. 105. Поперечное сечение ригеля.

Постоянную (вес панелей, пола, перегородок) и временную нагрузки на 1 м ригеля определяем умножением соответствующих нагрузок (табл. 33) на ширину грузовой полосы перекрытия, равной расстоянию между осями ригелей — 6 м (см. рис. 102).

Определяем нормативные нагрузки.

Постоянная нагрузка:

от веса пола, панелей и перегородок

$$g_1^H l = 630 \cdot 6 = 3780 \text{ кгс/м};$$

от ригеля

$$g_2^H = [0,45 \cdot 0,20 + 0,25 \cdot (0,45 - 0,2)] \cdot 2500 = 380 \text{ кгс/м}.$$

Итого $g^H = 3780 + 380 = 4160 \text{ кгс/м}.$

Временная

$$p^H = 360 \cdot 6 = 2160 \text{ кгс/м}.$$

Следовательно, полная нормативная нагрузка

$$q^H = g^H + p^H = 4160 + 2160 = 6320 \text{ кгс/м}.$$

Полная нормативная нагрузка состоит из кратковременно действующей нормативной нагрузки $p_k^H = 150 \cdot 6 = 900 \text{ кгс/м}$ и длительно действующей нормативной нагрузки (постоянная и часть временной за вычетом $p_k^H = 900 \text{ кгс/м}$)

$$q_{дл}^H = 4160 + (2160 - 900) = 4160 + 1260 = 5420 \text{ кгс/м}.$$

Вычисляем расчетные нагрузки.

Постоянная:

от веса пола, панелей и перегородок

$$g_1 = g_1^H l n = 630 \cdot 6 \cdot 1,1 = 4158 \text{ кгс/м};$$

от веса ригеля

$$g_2 = g_2^H n = 380 \cdot 1,1 = 420 \text{ кгс/м}.$$

$$\text{Итого } g = g_1 + g_2 = 4158 + 420 = 4578 \text{ кгс/м}.$$

Временная

$$p = p^H n = 360 \cdot 6 \cdot 1,3 = 2808 \text{ кгс/м}.$$

Полная расчетная нагрузка

$$q = g + p = 4578 + 2808 = 7386 \text{ кгс/м}.$$

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Ординаты изгибающих моментов и поперечных сил в неразрезных балках при пролетах, отличающихся друг от друга не более, чем на 20%, вычисляем по формулам:

$$M = (\alpha G + \beta P) l_0^2; \quad Q = (\gamma G + \delta P) l_0,$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ — коэффициенты для вычисления изгибающих моментов и перерезывающих сил при различных видах нагрузки и комбинаций загрузки, числовые значения которых приведены в табл. 17 приложения 5.

Изгибающие моменты и поперечные силы определяем отдельно от действия постоянной и различных комбинаций временной нагрузки и результаты сводим в табл. 35, 36, 37.

Для четырехпролетного ригеля могут быть комбинации нагрузок, не приведенные в табл. 35, 36, 37, если временная нагрузка находится

Схема 1+2

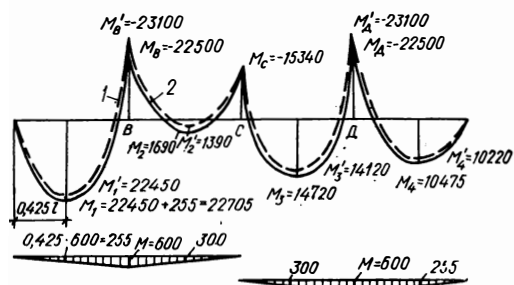


Схема 1+3

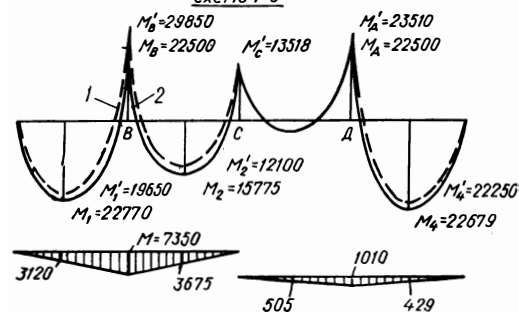


Схема 1+4

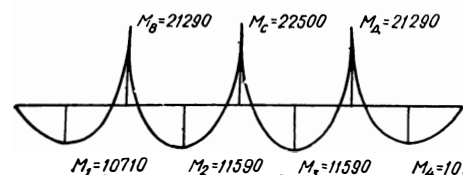


Рис. 106. Эпюры изгибающих моментов ригеля от различных схем загрузки:

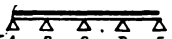
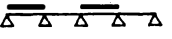
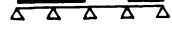
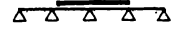
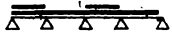
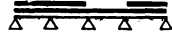

1 — до их перераспределения; 2 — после их перераспределения.


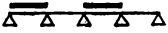

Пролетный момент $M_1' = 19650 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ этого же загрузки суммируем с моментом $M = 0,425 \cdot 7350 = 3120 \text{ кгс} \cdot \text{м}$, соответствующим наибольшему моменту в первом пролете на расстоянии 0,425 от опоры А, следовательно, $M_1 = 19650 + 3120 = 22770 > 22450 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ (схема 1 + 2), а $M_2 = 12100 + 0,5 \cdot 7350 = 15775 > 12100 \text{ кгс} \cdot \text{м}$. Аналогично выравниваем моменты M_B и M_C (схемы 1 + 2 и 1 + 3) до величины $22500 \text{ кгс} \cdot \text{м}$.

ся во втором и четвертом пролетах или в первом и во втором пролетах. Вышеуказанные загрузки могут быть учтены схемой 2 в зеркальном изображении, но в этом случае усилия заведомо меньше и поэтому не учитываются.

Суммируем ординаты эпюр M от действия постоянной и временной нагрузок по каждой схеме загрузки и получаем эпюры изгибающих моментов от их совместного действия при расчете по упругой схеме (рис. 106). Учитывая пластические деформации в бетоне и арматуре, производим перераспределение моментов на первой промежуточной опоре В (схема 1 + 3). Значение $M_B = 29850 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ уменьшаем до величины изгибающего момента на опоре С $M_C = 22500 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ (схема 1 + 4), т. е. на разницу $M_B - M_C = 9850 - 22500 = 7350 \text{ кгс} \cdot \text{м}$, что составляет $24,6\% < 30\%$.

Эпюру моментов (схема 1 + 3) выравниваем наложением добавочной эпюры моментов с наибольшей ординатой $7350 \text{ кгс} \cdot \text{м}$. Пролетный момент

Номера схем	Схема нагрузки	Пролетные изгибающие моменты				Опорные изгибающие моменты		
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D
1		$0,077 \cdot 4578 \times 5,95^2 = 12\,500 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,036 \cdot 4578 \times 6^2 = 5940 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,036 \cdot 4578 \times 6^2 = 5940 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,077 \cdot 4578 \times 5,95^2 = 12\,500 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,107 \times 4578 \times 6^2 = -17\,650 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,071 \cdot 4578 \times 6^2 = -11\,700 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,107 \times 4578 \times 6^2 = -17\,650 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
2		$0,100 \cdot 2808 \times 5,95^2 = 9950 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,045 \times 2808 \cdot 6^2 = -4550 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,08 \cdot 2808 \times 6^2 = 8180 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,023 \times 2808 \times 5,95^2 = -2280 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,054 \times 2808 \times 6^2 = -5450 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,036 \times 2808 \times 6^2 = -3640 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,054 \times 2808 \times 6^2 = -5450 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
3		$0,072 \cdot 2808 \times 5,95^2 = 7150 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,061 \cdot 2808 \times 6^2 = 6160 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,038 \times 2808 \cdot 6^2 = -3840 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,098 \cdot 2808 \times 5,95^2 = 9750 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,121 \times 2808 \cdot 6^2 = -12\,200 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,018 \times 2808 \cdot 6^2 = -1818 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,058 \times 2808 \cdot 6^2 = -5860 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
4		$-0,018 \times 2808 \times 5,95^2 = -1790 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,056 \cdot 2808 \times 6^2 = 5650 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,056 \cdot 2808 \times 6^2 = 5650 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,018 \times 2808 \times 5,95^2 = -1790 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,036 \cdot 2808 \times 6^2 = -3640 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,107 \times 2808 \cdot 6^2 = -10\,800 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,036 \times 2808 \cdot 6^2 = -3640 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
1+2		$12\,500 + 9950 = 22\,450 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$5940 - 4550 = 1390 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$5940 + 8180 = 14\,120 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$12\,500 - 2280 = 10\,220 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-17\,650 - 5450 = -23\,100 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-11\,700 - 3640 = -15\,340 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-17\,650 - 5450 = -23\,100 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
1+3		$1250 + 7150 = 19\,650 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$5940 + 6160 = 12\,100 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$5940 - 3840 = 2100 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$12\,500 + 9750 = 22\,250 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-17\,650 - 12\,200 = -29\,850 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-11\,700 - 1818 = -13\,518 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-1750 - 5860 = -23\,510 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
1+4		$12\,500 - 1790 = 10\,710 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$5940 + 5650 = 11\,590 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$5940 + 5650 = 11\,590 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$12\,500 - 1790 = 10\,710 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-17\,650 - 3640 = -21\,290 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-11\,700 - 10\,800 = -22\,500 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-17\,650 - 3640 = -21\,290 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
Невыгоднейшая		22 450 кгс · м	13 410 кгс · м	14 120 кгс · м	22 250 кгс · м	-29 850 кгс · м	-22 500 кгс · м	-23 510 кгс · м

Номера схем	Схема нагрузки	Изгибающие моменты		Поперечные силы	
		M_1	M_B	$Q_B^Л$	$Q_B^П$
От постоянной нагрузки					
1		$0,077 \cdot 4160 \cdot 5,95^2 =$ $= 11\,320 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,107 \cdot 4160 \cdot 6^2 =$ $= -16\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,607 \cdot 4160 \cdot 6 =$ $= -15\,000 \text{ кгс}$	$0,536 \cdot 4160 \cdot 6 = 13\,370 \text{ кгс}$
От временной нагрузки					
		$0,1 \cdot 2160 \cdot 5,95^2 =$ $= 7670 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,054 \cdot 2160 \cdot 6^2 =$ $= -4190 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,554 \cdot 2160 \cdot 6 =$ $= -7190 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,018 \cdot 2160 \cdot 60 = 234 \text{ кгс}$
От длительно действующей части временной нагрузки					
2		$0,1 \cdot 1260 \cdot 5,95^2 =$ $= 4470 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,054 \cdot 1260 \cdot 6^2 =$ $= -2450 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,554 \cdot 1260 \cdot 6 =$ $= -4180 \text{ кгс}$	$0,018 \cdot 1260 \cdot 6 = 136 \text{ кгс}$
От полной нормативной					
		$11\,320 + 7670 =$ $= 18\,990 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-16\,000 - 4190 =$ $= -20\,190 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-15\,000 - 7190 =$ $= -22\,190 \text{ кгс}$	$13\,370 + 234 = 13\,604 \text{ кгс}$
От длительно действующей части полной нагрузки					
1+2		$11\,320 + 4470 =$ $= 15\,790 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-16\,000 - 2450 =$ $= -18\,450 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-15\,000 - 4180 =$ $= -19\,180 \text{ кгс}$	$13\,370 + 136 = 13\,506 \text{ кгс}$

Номера схем	Схема нагрузки	Q_A	$Q_B^{\text{лев}}$	$Q_B^{\text{пр}}$	$Q_C^{\text{лев}}$	$Q_C^{\text{пр}}$	$Q_D^{\text{лев}}$	$Q_D^{\text{пр}}$	Q_E
1		$0,393 \cdot 4578 \times$ $\times 5,95 =$ $= 10\,700 \text{ кгс}$	$-0,607 \cdot 4578 \times$ $\times 5,95 =$ $= -16550 \text{ кгс}$	$0,536 \cdot 4578 \times$ $\times 6 = 14720$ кгс	$-0,464 \cdot 4578 \times$ $\times 6 = -12\,750$ кгс	$0,464 \cdot 4578 \cdot 6 =$ $= 12\,750 \text{ кгс}$	$-0,536 \cdot 4578 \times$ $\times 6 = -14\,720$ кгс	$0,607 \cdot 4578 \times$ $\times 5,95 = 16\,550$ кгс	$0,393 \cdot 4578 \times$ $\times 5,95 = 10\,700$ кгс
2		$0,446 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 =$ $= 7440 \text{ кгс}$	$-0,554 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 =$ $= -9250 \text{ кгс}$	$0,018 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = 302 \text{ кгс}$	$0,018 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = 302 \text{ кгс}$	$0,482 \cdot 2808 \cdot 6 =$ $= 8100 \text{ кгс}$	$-0,578 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = -8720$ кгс	$0,054 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 = 900$ кгс	$-0,054 \cdot 808 \times$ $\times 5,95 = -900$ кгс
3		$0,38 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 =$ $= 6350 \text{ кгс}$	$-0,62 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 =$ $= -10\,350 \text{ кгс}$	$0,603 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = 10\,150$ кгс	$-0,397 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = -6670$ кгс	$-0,04 \cdot 2808 \cdot 6 =$ $= -673 \text{ кгс}$	$-0,04 \cdot 2808 \cdot 6 =$ $= -673 \text{ кгс}$	$0,558 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 = 9310$ кгс	$0,442 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 = 7370$ кгс
4		$-0,036 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 =$ $= -601 \text{ кгс}$	$-0,036 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 =$ $= -601 \text{ кгс}$	$0,429 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = 7210 \text{ кгс}$	$-0,571 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = -9600$ кгс	$0,57 \cdot 2808 \cdot 6 =$ $= 9600 \text{ кгс}$	$-0,429 \cdot 2808 \times$ $\times 6 = -7210$ кгс	$0,036 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 = 601$ кгс	$-0,036 \cdot 2808 \times$ $\times 5,95 = -601$ кгс
1+2		$10\,700 + 7440 =$ $= 18\,140 \text{ кгс}$	$-16\,550 - 9250 =$ $= -25\,800 \text{ кгс}$	$14\,720 + 302 =$ $= 15\,022 \text{ кгс}$	$-12\,750 + 302 =$ $= -12\,448 \text{ кгс}$	$12\,750 + 8100 =$ $= 20\,850 \text{ кгс}$	$14\,720 - 8720 =$ $= -23\,440 \text{ кгс}$	$16\,550 + 900 =$ $= 17\,450 \text{ кгс}$	$10\,700 - 900 =$ $= 9800 \text{ кгс}$
1+3		$10\,700 + 6350 =$ $= 17\,050 \text{ кгс}$	$-16\,550 -$ $-10\,350 =$ $= -26\,900 \text{ кгс}$	$14\,720 + 10\,150 =$ $= 24\,870 \text{ кгс}$	$-12\,750 - 6670 =$ $= -19\,420 \text{ кгс}$	$12\,750 - 673 =$ $= 12\,077 \text{ кгс}$	$-14\,720 - 673 =$ $= -153\,93 \text{ кгс}$	$16\,550 + 9310 =$ $= 25\,860 \text{ кгс}$	$10\,700 + 7370 =$ $= 18\,070 \text{ кгс}$
1+4		$10\,700 - 601 =$ $= 10\,099 \text{ кгс}$	$-16550 - 601 =$ $= -17\,151 \text{ кгс}$	$14\,720 + 7210 =$ $= 21\,930 \text{ кгс}$	$-12\,750 - 9600 =$ $= -22\,350 \text{ кгс}$	$12\,750 + 9600 =$ $= 22\,350 \text{ кгс}$	$-14\,720 - 7210 =$ $= -21\,930 \text{ кгс}$	$16\,550 + 601 =$ $= 17\,151 \text{ кгс}$	$10\,700 - 601 =$ $= 10\,099 \text{ кгс}$
Невыгоднейшая		18 140 кгс	-26 900 кгс	24 870 кгс	-22 350 кгс	22 350 кгс	-23 440 кгс	25 860 кгс	18 070 кгс

Выравнивание опорных изгибающих моментов позволяет унифицировать средние пролеты ригеля. Изгибающие моменты в крайних пролетах, как правило, значительно превосходят соответствующие моменты в средних пролетах и поэтому их не выравниваем.

Перераспределение опорных моментов можно выполнить иначе. Например, момент на первой промежуточной опоре уменьшить на 30%. Затем описанным выше способом выравнивать момент на опоре С до той же величины. Но в нашем примере при значительной постоянной нагрузке этот прием вызовет существенное увеличение пролетных

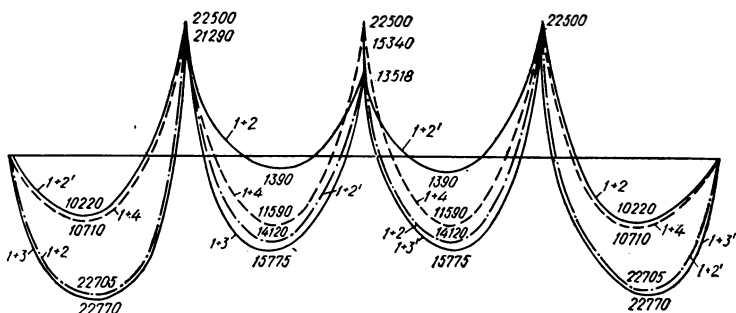


Рис. 107. Огибающая эпюра M после выравнивания моментов.

моментов, что приведет к увеличению высоты ригеля.

На рис. 107 приведена огибающая эпюра моментов с учетом выравнивания моментов по схемам $1 + 2$, $1 + 3$ и $1 + 4$ и зеркально $1 + 2$, $1 + 3$ (схемы $1 + 2'$, $1 + 3'$).

Определяем согласно табл. 36 изгибающие моменты у грани опоры B : от полной нормативной нагрузки (для расчета прогибов)

$$M_{B.гр}^н = - \left(M_B^н - Q_B^{пр} \frac{h_k}{2} \right) = - \left(20\,190 - 13\,604 \cdot \frac{0,3}{2} \right) = - 18\,145 \text{ кгс} \cdot \text{м} = - 18,14 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

от длительно действующей нагрузки

$$M_{B.гр}^н = - \left(M_B^н - Q_B^{пр} \frac{h_k}{2} \right) = - \left(18\,450 - 13\,506 \cdot \frac{0,3}{2} \right) = - 16\,420 \text{ кгс} \cdot \text{м} = - 16,42 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где h_k — размер стороны колонны предварительно принятого сечения $30 \times 30 \text{ см}$.

Находим изгибающие моменты от полной расчетной нагрузки у граней опор B и C :

$$M_{B.гр} = - \left(M_B - Q_B^{пр} \frac{h_k}{2} \right) = - \left(22\,500 - 24\,870 \cdot \frac{0,3}{2} \right) = - 18\,770 \text{ кгс} \cdot \text{м} = - 18,77 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{c.гр} = - \left(M_c - Q_c^{пр} \frac{h_k}{2} \right) =$$

$$= - \left(22\,500 - 22\,350 \cdot \frac{0,3}{2} \right) = -19\,150 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 19,15 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

В схеме загрузки 1 + 2 (рис. 106) при действии во втором пролете только постоянной нагрузки по грани опоры возникает наибольший изгибающий момент

$$M_{B.гр} = - \left(22\,500 - 15\,022 \cdot \frac{0,3}{2} \right) = -20\,240 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 20,24 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

который и принимаем в качестве расчетного.

Расчет прочности нормальных сечений

Проверяем при максимальной перерезывающей силе принятую высоту ригеля $45 \text{ см} \left(\frac{1}{13} l \right)$ по условию

$$Q_B^{лев} = 27\,070 < 0,25 R_b b h_0 = 0,25 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 39 = 31\,200 \text{ кгс},$$

где $h_0 = h - a = 45 - 6 = 39 \text{ см}$,

a — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до грани растянутой зоны, принимаем конструктивно $a = 6 \text{ см}$.

Условие удовлетворяется, т. е. принятые размеры сечения ригеля достаточны.

В первом пролете.

$$M_1 = 22,77 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad h_0 = 45 - 6 = 39 \text{ см}.$$

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{2\,277\,000}{160 \cdot 20 \cdot 39^2} = 0,467.$$

Так как $0,5 > A_0 > 0,4$ принимаем сечение с двойной рабочей арматурой (п. 4.22 [1]).

Площадь сжатой арматуры определяем по формуле

$$F'_a = \frac{M_1 - A_0 \text{ макс} R_b b h_0^2}{R_{a.c} (h_0 - a')} = \frac{2\,277\,000 - 0,4 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 39^2}{3400 \cdot (39 - 4)} = 2,75 \text{ см}^2,$$

где a' — расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до грани сжатой зоны, принимаем $a' = 4 \text{ см}$.

Принимаем 2 Ø 14 АIII, $F'_a = 3,08 > 2,75 \text{ см}^2$.

Определяем величину A_0 с учетом сжатой арматуры

$$A_0 = \frac{M_1 - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} = \frac{2\,277\,000 - 3400 \cdot 3,08 \cdot (39 - 4)}{160 \cdot 20 \cdot 39^2} = 0,394.$$

По табл. 4.8 [1] при $A_0 = 0,394$ находим $\alpha = 0,54$.

Так как $\alpha = 0,54 > \frac{2\alpha'}{h_0} = \frac{2 \cdot 4}{39} = 0,205$, то площадь растянутой арматуры определяем по формулам:

$$N_a = \alpha R_n b h_0 + R_a F'_a = 0,54 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 39 + 3400 \cdot 3,08 = 77\,780 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{77\,780}{3400} = 22,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2 \varnothing 25 \text{ A III} + 2 \varnothing 28 \text{ A III}$, $F_a = 9,82 + 12,32 = 22,14 < 22,9 \text{ см}^2$.

Следовательно, перенапряжение 3,4%, что допустимо.

Во втором пролете.

$$M_2 = 15\,775 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Вычисляем:

$$A_0 = \frac{M_2}{R_n b h_0^2} = \frac{1\,577\,500}{160 \cdot 20 \cdot 39^2} = 0,324 < 0,4; \quad \alpha = 0,406,$$

$$\alpha = 0,406 > \frac{2\alpha'}{h_0} = \frac{2 \cdot 4}{39} = 0,205.$$

Тогда:

$$N_a = \alpha R_n b h_0 = 0,406 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 39 = 50\,700 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{50\,700}{3400} = 14,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4 \varnothing 22 \text{ A III}$ с $F_a = 15,2 > 14,9 \text{ см}^2$.

Растянутую верхнюю арматуру во втором пролете определяем расчетом на действие отрицательного момента. При данной комбинации нагрузок отрицательный момент во втором пролете не возникает, поэтому верхнюю арматуру принимаем аналогично первому пролету, то есть $2 \varnothing 14 \text{ A III}$, $F_a = 3,08 \text{ см}^2$.

На опорах В и С.

$$M_{B, \text{гр}} = 20,24 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Расчетная ширина сечения $b_n = 45 \text{ см}$.

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M_{B, \text{гр}}}{R_n b_n h_0^2} = \frac{2\,024\,000}{160 \cdot 45 \cdot 39^2} = 0,185.$$

При $A_0 = 0,185$ $\alpha = 0,205$ и $x = \alpha h_0 = 0,205 \cdot 39 = 8 < h_n = 25 \text{ см}$.

Следовательно:

$$N_a = \alpha R_n b_n h_0 = 0,205 \cdot 160 \cdot 45 \cdot 39 = 57\,600 \text{ кгс};$$

$$F_a = \frac{N_a}{R_a} = \frac{57\,600}{3400} = 17 \text{ см}^2.$$

Принимаем $3 \varnothing 25 \text{ A III}$ и $2 \varnothing 14 \text{ A III}$ (верхние стержни пролетных каркасов), тогда $F_a = 14,73 + 3,08 = 17,81 > 17 \text{ см}^2$.

На крайней опоре.

$Q = 18\,140$ кгс. Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры по условию $Q < R_p b h_0$.

$$Q = 18\,140 > 10,5 \times 20 \cdot 39 = 8200 \text{ кгс.}$$

Так как условие не выполняется, поперечные стержни рассчитываем.

Принимаем на приопорном участке поперечные стержни диаметром 10 мм, $f_x = 0,785 \text{ см}^2$ из условия сварки их с продольными стержнями диаметром 28 мм при одностороннем расположении (табл. 9. 5 [1]).

Определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины ригеля при двух каркасах ($n = 2$)

$$q_x = \frac{(Q_A + R_{a,x} n f_x)^2}{0,6 R_{п} b h_0^2} = \frac{(18\,140 + 2700 \cdot 2 \cdot 0,785)^2}{0,6 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 39^2} = 170 \text{ кгс/см.}$$

Определяем расстояния между поперечными стержнями: максимально допустимый шаг

$$u = \frac{0,1 R_{п} b h_0^2}{Q_A} = \frac{0,1 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 39^2}{18\,140} = 26,8 \text{ см;}$$

требуемый шаг

$$u = \frac{R_{a,x} f_x n}{q_x} = \frac{2700 \cdot 0,785 \cdot 2}{170} = 25 \text{ см.}$$

При высоте ригеля $h < 45 \text{ см}$ согласно п. 9.16 [1] шаг поперечных стержней не должен превышать 15 см и $\frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ см.}$

Принимаем на приопорном участке длиной $\frac{l_{01}}{4} = \frac{5,95}{4} = 1,5 \text{ м}$ $u = 15 \text{ см}$, а в средней части каркасов шаг поперечных стержней увеличивается до $25 \text{ см} < \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} \cdot 45 = 33,8 \text{ см.}$

На крайней опоре для обеспечения анкеровки продольных стержней (2 \varnothing 28AIII), доведенных до опоры, длина заделки за грань опоры при арматуре из стали класса А-III согласно п. 9.52 [1] должна быть не менее $l_a = 10 d = 10 \cdot 28 = 28 \text{ см.}$

При длине опоры ригеля на стену 30 см, анкеровка рабочих стержней $29 > 28 \text{ см.}$

На первой промежуточной опоре В — слева. $Q_B^{\text{лев}} = 26\,900 \text{ кгс.}$

Так как $Q_B^{\text{лев}} = 26\,900 > 8200 \text{ кгс}$, то поперечные стержни подлежат расчету, который выполняется аналогично приведенному выше.

На промежуточных опорах (колоннах) ригель подрезан, консоль колонны находится в пределах высоты ригеля (рис. 108).

В зоне подрезки принимаем поперечные стержни $\varnothing 10 \text{ AIII.}$

Полная высота ослабленной части ригеля в месте подрезки принята $h_1 = 30 \text{ см.}$

Тогда рабочая высота сечения ригеля при толщине стенки швеллера $N20^6 \delta = 9 \text{ мм}$ и предполагаемых продольных стержнях $\varnothing 20 \text{ мм}$

$$h_{01} = h_1 - \delta - \frac{d}{2} = 30 - 0,9 - \frac{2}{2} = 28,1 \text{ см}$$

Определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины ригеля в месте подрезки при трех каркасах ($n = 3$).

$$q_{x1} = \frac{(Q_B^{\text{лев}} + R_{a,x} f_x n)^2}{0,6 R_{н} b h_{01}^2} = \frac{(26\,900 + 2700 \cdot 0,785 \cdot 3)^2}{0,6 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 28,1^2} = 710 \text{ кгс/см.}$$

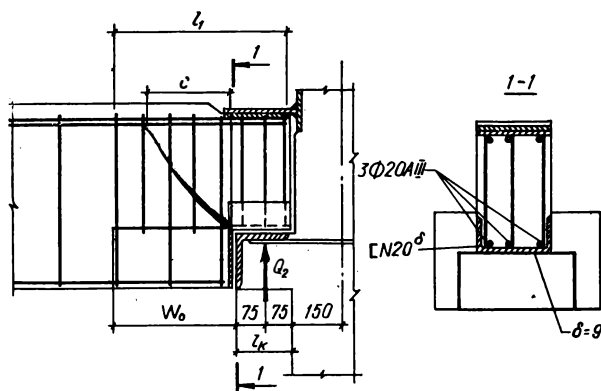


Рис. 108. Схема опирания ригеля на консоль колонны.

Вычисляем шаг поперечных стержней по трем условиям: максимально допустимый шаг поперечных стержней

$$u = \frac{0,1 R_{н} b h_0^2}{Q_B^{\text{лев}}} = \frac{0,1 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 28,1^2}{26\,900} = 9,67 \text{ см;}$$

требуемый шаг

$$u = \frac{R_{a,x} f_x n}{q_{x1}} = \frac{2700 \cdot 0,785 \cdot 3}{710} = 8,97 \text{ см;}$$

по конструктивным требованиям при высоте ригеля $h \leq 45 \text{ см}$ шаг должен быть не более 150 мм и не более $\frac{h_1}{2}$

$$u \leq \frac{h_1}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ см.}$$

Принимаем, округленно, наименьший из полученных шаг поперечных стержней $u = 8 \text{ см}$.

Определяем длину участка за подрезкой, на которой должен быть сохранен этот шаг

$$l_1 = \frac{Q_B^{\text{лев}}}{q_{x2}} + u = \frac{26\,900}{795} + 8 = 41,8 \text{ см,}$$

где

$$q_{x2} = \frac{R_{a.x} f_x n}{u} = \frac{2700 \cdot 0,785 \cdot 3}{8} = 795 \text{ кгс/см.}$$

Длина подрезки ригеля

$$l = \frac{Q_B^{\text{лев}}}{b R_{\text{пр}}} = \frac{26\,900}{20 \cdot 130} = 10,35 \text{ см.}$$

Принимаем $l = 15 \text{ см.}$

Таким образом на длине $41,8 + 15 = 56,8 \approx 56 \text{ см}$ от торца ригеля со стороны опоры B слева поперечные стержни размещаем с шагом 8 см.

Затем определяем шаг поперечных стержней на приопорном участке за пределами подрезки при $h = 45 \text{ см.}$

Для этого находим усилие в поперечных стержнях при трех каркасах в месте подрезки ($n = 3$) и двух каркасах в пролете ($n = 2$)

$$q_{x3} = \frac{(Q_B^{\text{лев}} + R_{a.x} f_x n)^2}{0,6 R_{\text{н}} b h_0^2} = \frac{(26\,900 + 2700 \cdot 0,785 \cdot 3 + 2700 \cdot 0,785 \cdot 2)^2}{0,6 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 42^2} = 421 \text{ кгс/см.}$$

Тогда шаг поперечных стержней в каждом из трех опорных каркасов должен быть принят наименьшим из вычисленных по трем условиям:

$$u_{\text{макс}} = \frac{0,1 R_{\text{н}} b h_0^2}{Q_B^{\text{лев}}} = \frac{0,1 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 42^2}{26\,900} = 18,3 \text{ см;}$$

$$u = \frac{R_{a.x} f_x n}{q_x} = \frac{2700 (0,785 \cdot 3 + 0,785 \cdot 2)}{421} = 19,3 \text{ см;}$$

$$u = \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 > 15 \text{ см.}$$

Поперечные стержни на участке длиной $\frac{l_0}{4} = \frac{5,95}{4} = 1,48 \text{ м}$, начинающимся от оси колонны и $1,35 \text{ м}$ от конца каркаса К-3 следует располагать через 15 см. Но так как на участке 56 см поперечные стержни размещены через 8 см , то только на длине $135 - 56 + 2 \cdot 2 = 75 \text{ см}$ размещаем их через 15 см.

Проверяем прочность наклонного сечения ослабленной части ригеля (рис. 108) по поперечной силе.

Для этого определяем расстояние x от нулевой точки эпюры Q до опоры A (схема 1 + 3, табл. 36)

$$x = \frac{Q_A l}{Q_B^{\text{лев}} + Q_A} = \frac{17\,050 \cdot 5,95}{26\,900 + 17\,050} = 2,31 \text{ м.}$$

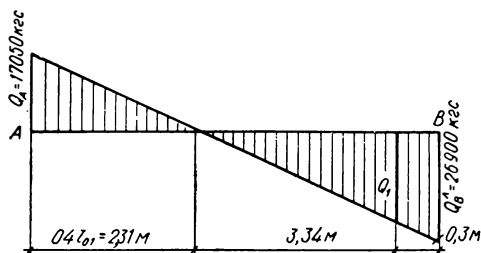


Рис. 109. Эпюра поперечных сил в первом пролете ригеля.

Поперечную силу в пределах наклонного сечения, т. е. на длине 0,3 м от оси опоры В (рис. 109) определяем при схеме нагрузки 1 + 3 (табл. 36) по формуле

$$Q_1 = \frac{Q_B^{\text{лев}}(l_{01} - x - l_k - 0,5h_k)}{l_{01} - x} = \\ = \frac{26\,900 \cdot (5,95 - 2,31 - 0,15 - 0,5 \cdot 30)}{5,95 - 2,31} = 24\,700 \text{ кгс},$$

где l_k — длина консоли колонны (рис. 108).

Далее определяем предельную поперечную силу, воспринимаемую бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями

$$Q_{x.6} = \sqrt{0,6R_n b h_0^2 q_{x2}} - q_{x1} u = \sqrt{0,6 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 28,1^2 \cdot 795} - 795 = \\ = 28\,350 \text{ кгс}.$$

Проверяем условие $Q_1 = 24\,700 < Q_{x.6} = 28\,350 \text{ кгс}$.

Следовательно, прочность сечения обеспечена и высота ригеля в зоне подрезки достаточна.

Находим необходимую площадь продольной арматуры подрезки, а также длину ее заделки за пределами подрезки из условия обеспечения прочности наклонного сечения по изгибающему моменту согласно п. 4.65 [1].

Усилие $q_{x.w}$ в поперечных стержнях при шаге 8 см и трех каркасах ($n = 3$)

$$q_{x.w} = \frac{R_{af} n}{u} = \frac{3400 \cdot 0,785 \cdot 3}{8} = 1000 \text{ кгс/см}.$$

Согласно рис. 108 вычисляем поперечную силу

$$Q_2 = \frac{Q_B^{\text{лев}}[l_{01} - x - (0,15 + 0,075)]}{l_{01} - x} = \\ = \frac{26\,900 \cdot [5,95 - 2,31 - (0,15 + 0,075)]}{5,95 - 2,31} = 25\,200 \text{ кгс}.$$

Тогда длину проекции c (рис. 108) наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось ригеля вычисляем по формуле

$$c = \frac{Q_2 + 0,5q_{x.w}u}{q_{x.w}} = \frac{25\,200 + 0,5 \cdot 1000 \cdot 8}{1000} = 29,2 \text{ см}.$$

Определяем изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через центр тяжести сжатой зоны наклонного сечения

$$M = Q_2(c + a_0) = 25\,200 \cdot (29,2 + 7,5) = 925\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 9,25 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $a_0 = \frac{l_k}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ см}$.

Затем согласно п.4.25 [1] находим площадь растянутой арматуры F_a в нормальном сечении по изгибающему моменту $M = 9,25 \text{ тс} \cdot \text{м}$ при $h_0 = 28,1 \text{ см}$.

Для этого вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{925\,000}{160 \cdot 20 \cdot 28,1^2} = 0,366, \gamma = 0,76 \text{ (табл. 4.8 [1])}.$$

Тогда плечо внутренней пары сил

$$z = \gamma h_0 = 0,76 \cdot 28,1 = 21,3 \text{ см.}$$

По условию 4.108 [1]

$$F_a = \frac{M - q_{x.w} \frac{c(c-u)}{2}}{zR_a} = \frac{925\,000 - 1000 \cdot \frac{29,2(29,2-8)}{2}}{21,3 \cdot 3400} = 8,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3 $\varnothing 20$ АIII, $F_a = 9,42 > 8,5 \text{ см}^2$.

Определяем длину анкеровки продольной арматуры за гранью подрезки

$$W_0 = \frac{2Q_2 + q_{x.w}a_0}{q_{x.w}} + 10d = \frac{2 \cdot 25\,200 + 1000 \cdot 7,5}{1000} + 10 \cdot 2,0 = 77,9 \text{ см.}$$

Следовательно, требуемая длина опорных каркасов

$$l = W_0 + l_k = 77,9 + 15 = 92,9 < 135 \text{ см.}$$

На опорах В справа и С слева и справа участки подрезки ригеля армируем аналогично, так как усилия $Q_B^{\text{пр}}$, $Q_C^{\text{лев}}$, $Q_C^{\text{пр}}$ меньше величины $Q_B^{\text{лев}}$.

Расчет полки ригеля

Полная расчетная нагрузка на одну полку ригеля

$$\frac{q}{2} = \frac{7386}{2} = 3693 \text{ кгс/м.}$$

Эксцентриситет приложения этой нагрузки (рис. 110)

$$e = 2 + (12,5 - 2) \cdot \frac{2}{3} = 9 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в полке

$$M = qe = 3693 \cdot 0,09 = 332 \text{ кгс} \cdot \text{м/м.}$$

Вычисляем величину

$$A_0 = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{33\,200}{160 \cdot 100 \cdot 22^2} = 0,004,$$

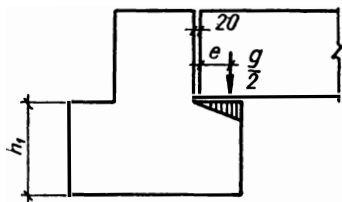


Рис. 110. Схема приложения нагрузки на полку ригеля.

где $h_0 = h_1 - a = 25 - 3 = 22 \text{ см}$ (рис. 110),

a принимаем 3 см.

По табл. 4.8 [1] $\gamma = 0,995$.

Площадь сечения арматуры находим по формуле

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{33\,200}{3150 \cdot 0,995 \cdot 22} = 0,48 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\varnothing 4$ ВI через 250 мм, $F_a = 0,5 > 0,48 \text{ см}^2$.

Построение эпюры материалов

При построении эпюры материалов определяем несущую способность сечений в зависимости от принятой арматуры. Так как ординаты изгибающих моментов положительного знака уменьшаются, приближаясь

к опорам, а отрицательного знака уменьшаются при удалении от опор, то часть продольных рабочих стержней, вычисленных по максимальному изгибающему моменту, не доводим до опор. Точки теоретического обрыва стержней можно определять аналитически или графически в местах пересечения ступенчатой эпюры материалов с огибающей эпюрой моментов. Обрываемые стержни заводим за место теоретического обрыва на длину заделки W .

В первом пролете.

Рабочая арматура $2 \varnothing 25\text{AIII} + 2 \varnothing 28\text{AIII}$ (рис. 111), $F_a = 9,82 + 12,32 = 22,14 \text{ см}^2$. Сжатая арматура — $2 \varnothing 14\text{AIII}$, $F_a = 3,08 \text{ см}^2$.

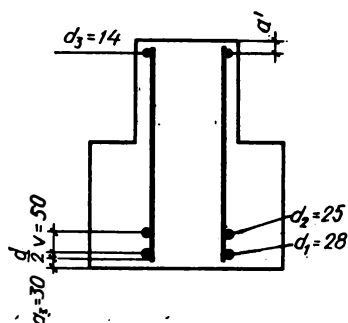


Рис. 111. Схема армирования сечения ригеля в первом пролете.

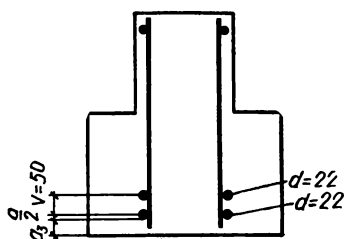


Рис. 112. Схема армирования сечения ригеля во втором пролете.

Уточняем рабочую высоту сечения, исходя из принятой арматуры (рис. 111)

$$h_0 = h - a = 45 - 7 = 38 \text{ см},$$

$$\text{где } a = a_3 + \frac{d_1}{2} + \frac{v_1}{2} = 3 + \frac{2,8}{2} + \frac{5}{2} = 6,9 \approx 7 \text{ см}.$$

Величину v_1 определяем по табл. 9.9 [1].

Так как в первом пролете сечение с двойной рабочей арматурой, то относительную высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$\alpha = \frac{R_a F_a - R_{a.c} F'_a}{R_n b h_0} = \frac{22,14 \cdot 3400 - 3400 \cdot 3,08}{160 \cdot 20 \cdot 38} = 0,532.$$

$$\text{При } \alpha = 0,532 < \alpha_{\text{макс}} = 0,55 \text{ и } \alpha > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,7}{38} = 0,195,$$

$$\text{где } a' = a_3 + \frac{d_3}{2} = 3 + \frac{1,4}{2} = 3,7 \text{ см}.$$

По табл. 4.8 [1], согласно п. 4.22 [1], интерполируя, определяем $A_0 = 0,391$.

Проверяем прочность сечения ригеля при подобранной арматуре

$$\begin{aligned} [M]_1 &= A_0 R_n b h_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a') = 0,391 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 38^2 + \\ &+ 3400 \cdot 3,08 \cdot (38 - 4) = 2\,171\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 21,71 \text{ тс} \cdot \text{м} < M_1 = \\ &= 2\,277\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 22,77 \text{ тс} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Перенапряжение $4 < 5\%$. Обрываем $2 \varnothing 25\text{AIII}$, до опоры доводим $2 \varnothing 28\text{AIII}$, $F_a = 12,32 \text{ см}^2$, тогда при $h_0 = h - a_3 - \frac{d_1}{2} = 45 - 3 - \frac{28}{2} = 40,6 \text{ см}$,

$$\alpha = \frac{R_a F_a - R_{a.c} F'_a}{R_{нb} h_0} = \frac{3400 \cdot 12 \cdot 32 - 3400 \cdot 3,08}{60 \cdot 20 \cdot 40,6} = 0,241.$$

При $\alpha = 0,241 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,7}{40,6} = 0,182$ $A_0 = 0,217$.

Тогда

$$[M]_2 = A_0 R_{нb} h_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a') = 0,217 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 40,6^2 + 3400 \cdot 3,08 \cdot (40,6 - 3,7) = 1\,527\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 15,27 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Во втором пролете.

Рабочая арматура $4 \varnothing 22\text{AIII}$ (рис. 112), $F_a = 15,2 \text{ см}^2$.

Уточняем рабочую высоту сечения ригеля

$$h_0 = h - a = 45 - 6 = 39 \text{ см},$$

где $a = a_3 + \frac{d}{2} + \frac{v_1}{2} = 2,5 + \frac{2,2}{2} + \frac{5}{2} = 6,1 \approx 6 \text{ м}$.

Тогда

$$\alpha = \frac{R_a F_a - R_{a.c} F'_a}{R_{нb} h_0} = \frac{3400 \cdot 15,2 - 3400 \cdot 3,08}{160 \cdot 20 \cdot 39} = 0,331.$$

При $\alpha = 0,331 < \alpha_{\text{макс}} = 0,55$ и $\alpha > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,7}{39} = 0,19$ находим $A_0 = 0,275$.

Проверяем прочность сечения

$$[M]_3 = A_0 R_{нb} h_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a') = 0,275 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 39^2 + 3400 \cdot 3,08 \cdot (39 - 3,7) = 1\,707\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 17,07 \text{ тс} \cdot \text{м} > M_2 = 1\,577\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 15,775 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Во втором пролете обрываем $2 \varnothing 22\text{AIII}$, до опоры доводим $2 \varnothing 22\text{AIII}$, $F_a = 7,6 \text{ см}^2$.

Вычисляем рабочую высоту при оставшихся стержнях $2 \varnothing 22\text{AIII}$

$$h_0 = h - a_3 - \frac{d}{2} = 45 - 2,5 - \frac{2,2}{2} = 41,4 \text{ см}.$$

Откуда

$$\alpha = \frac{R_a F_a - R_{a.c} F'_a}{R_{нb} h_0} = \frac{3400 \cdot 7,6 - 3400 \cdot 3,08}{160 \cdot 20 \cdot 41,4} = 0,116.$$

Так как $\alpha = 0,116 < \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,7}{41,4} = 0,183$, то определяем значение α' без учета сжатой арматуры по формуле:

$$\alpha' = \frac{R_a F_a}{R_{нb} h_0} = \frac{3400 \cdot 7,6}{160 \cdot 20 \cdot 41,4} = 0,195.$$

При $\alpha' = 0,195 < \alpha_{\text{макс}} = 0,55$ и $\alpha' > \alpha = 0,183$ находим $A_0 = 0,176$.

Тогда

$$[M]_4 = A_0 R_n b h_0^2 = 0,176 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 41,4^2 = 963\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 9,63 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

На опорах В и С.

Рабочая арматура 3 \varnothing 25AIII + 2 \varnothing 14AIII (рис. 113), $F_a = 14,73 + 3,08 = 17,81 \text{ см}^2$.

Вычисляем

$$h_0 = h - a = 45 - 4,25 = 40,75 \text{ см},$$

где

$$a = a_3 + \frac{d}{2} = 3 + \frac{2,5}{2} = 4,25 \text{ см}.$$

Проверяем положение нейтральной оси

$$\begin{aligned} R_n b_n h_n (h_0 - 0,5 h_n) &= \\ &= 160 \cdot 45 \cdot 25 \cdot (40,75 - 0,5 \cdot 25) = \\ &= 5\,080\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 50,8 \text{ тс} \cdot \text{м} > M_{B, \text{гр}} = \\ &= 2\,024\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 20,24 \text{ тс} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Рис. 113. Схема армирования сечения ригеля на опорах В и С.

т. е. нейтральная ось расположена в полке и поэтому рассчитываем прямоугольное сечение шириной $b_n = 45 \text{ см}$ (рис. 105). Арматуру F'_a не учитываем, так как при $\frac{b_n}{b} = \frac{45}{20} = 2,25$ и $\frac{h_n}{h_0} = \frac{25}{40,75} = 0,62$ характеристики $A_{св}$ и $\alpha_{св}$ в табл. 4.10 [1] не приведены.

Относительную высоту сжатой зоны вычисляем по формуле

$$\alpha' = \frac{R_a F_a - R_{a,с} \dot{F}'_a}{R_n b h_0} = \frac{3400 \cdot 17,81 - 3400 \cdot 12,32}{160 \cdot 45 \cdot 40,75} = 0,064,$$

где сжатая арматура состоит из 2 \varnothing 28AII, $F'_a = 12,32 \text{ см}^2$.

При $\alpha < \frac{2a'}{h_0} = 0,183$, согласно 4.22 [1] проверяем прочность сечения

$$\begin{aligned} [M]_5 &= R_a F_a z_a = 3400 \cdot 17,81 \cdot 36,35 = 2\,216\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 22,16 \text{ тс} \cdot \text{м} > \\ &> M_{B, \text{гр}} = 20,24 \text{ тс} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

где

$$z_a = h_0 - a' = 40,75 - 4,4 = 36,35 \text{ см};$$

$$a' = a_3 + \frac{d_1}{2} = 3 + \frac{2,8}{2} = 4,4 \text{ см}.$$

При 1 \varnothing 25AIII и 2 \varnothing 14AIII, $F_a = 4,909 + 3,08 = 7,989 \text{ см}^2$:

$$h_0 = 40,75 \text{ см};$$

$$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_n b h_0} = \frac{3400 \cdot 7,989}{160 \cdot 45 \cdot 40,75} = 0,0929; \quad \gamma = 0,953;$$

$$\begin{aligned} [M]_6 &= R_a F_a \gamma h_0 = 3400 \cdot 7,989 \cdot 0,953 \cdot 40,75 = 1\,050\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\ &= 10,50 \text{ тс} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Обрываем 1 Ø 25AIII.

При 2 Ø 14 AIII, $F_a = 3,08 \text{ см}^2$:

$$h_0 = h - a = 45 - 3,7 = 41,3 \text{ см},$$

где

$$a = a_3 + \frac{d_3}{2} = 3 + \frac{1,4}{2} = 3,7 \text{ см};$$

$$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_n b h_0} = \frac{3400 \cdot 3 \cdot 0,8}{160 \cdot 45 \cdot 41,3} = 0,035;$$

$$\gamma = 0,983;$$

$$[M]_7 = R_a F_a \gamma h_0 = 3400 \cdot 0,8 \cdot 0,983 \cdot 41,3 = 425 \text{ 000 кгс} \cdot \text{см} = 4,25 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Эпюра материалов и конструирование ригеля приведены на рис. 114, 115.

Определяем длину анкеровки обрывааемых стержней.

В первом пролете обрываем 2 Ø 25AIII. Нулевая точка эпюры Q находится на расстоянии $\sim 0,4l_0$ от опоры A .

Величина поперечной силы в точке теоретического обрыва (рис. 114) — на 0,9 м от опоры A

$$Q_1 = \frac{Q_A (0,4l_{01} - 0,9)}{0,4l_{01}} = \frac{18 \text{ 140} \cdot (0,4 \cdot 5,95 - 0,9)}{0,4 \cdot 5,95} = 11 \text{ 130 кгс}.$$

Погонное усилие

$$q_{x.w_1} = \frac{R_a f_x n}{u} = \frac{3400 \cdot 0,785 \cdot 2}{15} = 356 \text{ кгс/см}.$$

Следовательно, длина анкеровки обрывааемых стержней

$$w_1 = \frac{Q_1}{2q_{x.w_1}} + 5d = \frac{11 \text{ 130}}{2 \cdot 356} + 5 \cdot 2,5 = 28,1 < 20d = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ см}.$$

Принимаем $w_1 = 50 \text{ см}$.

Расстояние от опоры A до места обрыва стержней

$$l = 0,9 - 0,5 = 0,4 \text{ м}.$$

Определяем расстояние от места обрыва стержней до вертикального сечения, в котором их прочность полностью используется (т. е. до середины пролета) и которое согласно примечанию 1 п.9.50 [1] должно быть не менее $l_a = 35d = 35 \cdot 2,5 = 88 \text{ см}$ (табл. 9.1 [1]).

Максимальный изгибающий момент находится на расстоянии $0,4l_0 = 0,4 \cdot 5,95 \approx 2,38 \text{ м}$ от опоры A . Таким образом, стержни Ø 25AIII могут быть оборваны на удалении $2,38 - 0,88 = 1,5 \text{ м}$ от опоры A , что больше, чем принятое нами — 0,4 м.

Затем определяем w_2 при условии, что нулевая точка эпюры Q (рис. 109) находится на расстоянии 0,6 l_{01} от опоры B .

Для этого вычисляем поперечную силу, действующую в точке теоретического обрыва, на удалении 2 м от опоры B (рис. 114)

$$Q_2 = \frac{Q_B^{\text{лев}} (0,6l_{01} - 2)}{0,6l_{01}} = \frac{26 \text{ 900} \cdot (0,6 \cdot 5,95 - 2)}{0,6 \cdot 5,95} = 11 \text{ 800 кгс}.$$

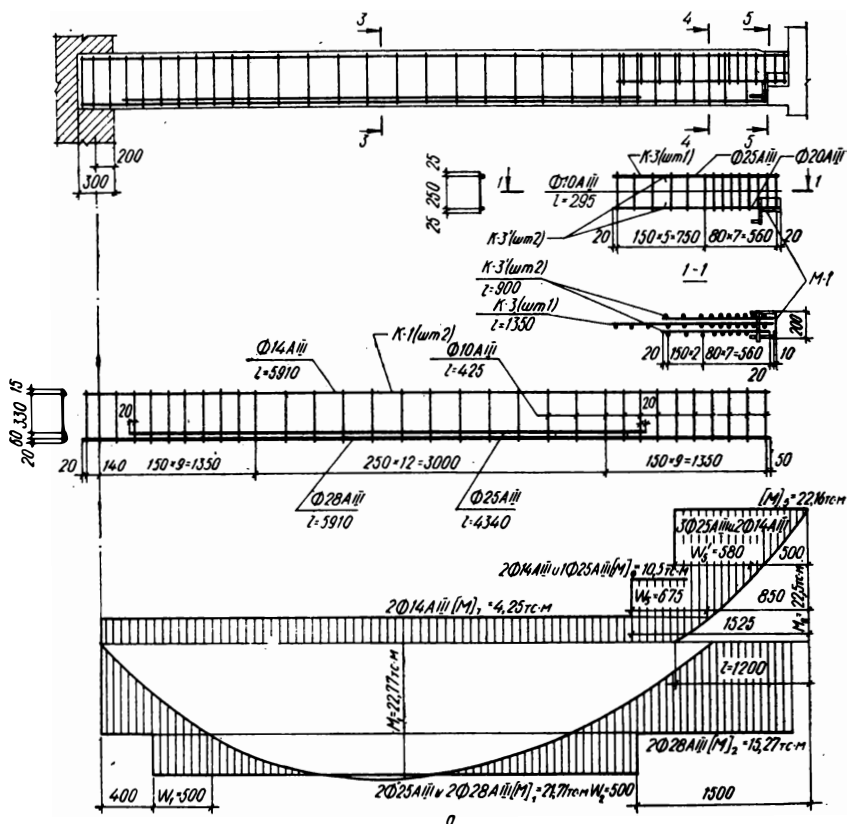


Рис. 114. Армирование ригеля и эпюра материалов:

а — в первом пролете; б — во втором пролете.

Погонное усилие

$$q_{x.w_2} = \frac{3400 \cdot 0,785 \cdot 2}{15} = 356 \text{ кгс/см.}$$

Тогда

$$w_2 = \frac{Q_2}{2q_{x.w_2}} + 5d = \frac{11800}{2 \cdot 356} + 5 \cdot 2,5 = 29,1 < 20d = 50 \text{ см.}$$

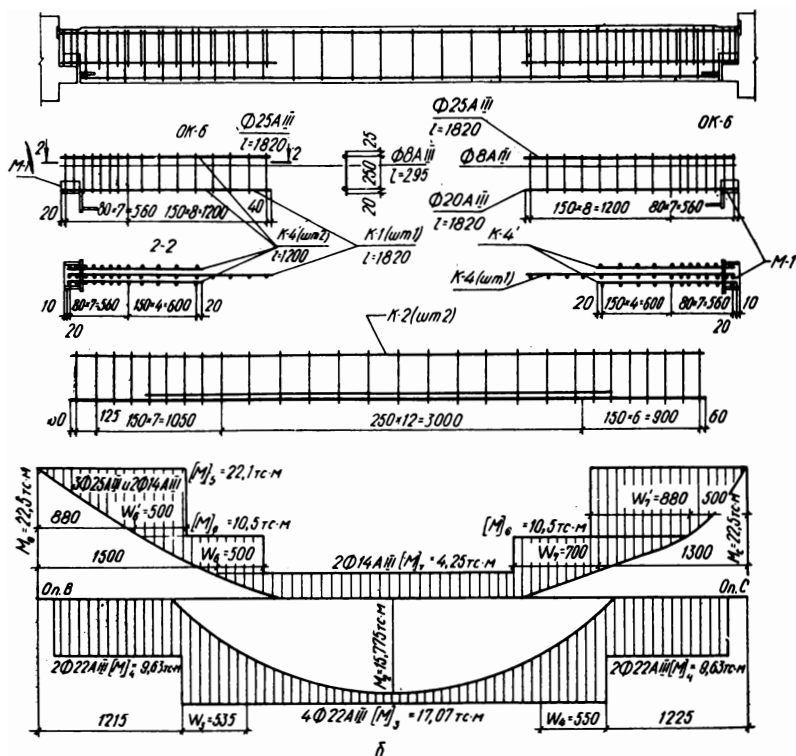
Принимаем $w_2 = 50 \text{ см.}$

Место обрыва стержней удалено от опоры В на $2-0,5 = 1,5 \text{ м.}$

От сечения с максимальным изгибающим моментом, находящимся на расстоянии $l_{01} - 0,4 l_{01} = 5,95 - 0,4 \cdot 5,95 = 3,57 \text{ м}$ от опоры В, обрыв стержней можно осуществить уже на расстоянии $3,57 - 0,88 = 2,69 > 1,5 \text{ м}$ от опоры.

Во втором пролете обрываем $2 \text{ } \varnothing 22\text{AIII.}$

Определяем w_3 при условии, что точка теоретического обрыва на рас-



стоянии 1,75 м от опоры В справа, а нулевая точка эпюры Q (рис. 115) удалена от нее на 0,5 $l_{02} = 0,5 \cdot 6 = 3$ м.

Тогда:

$$Q_3 = \frac{Q_B^{np}(0,5l_{02} - 1,75)}{0,5l_{02}} = \frac{24870 \cdot (0,5 \cdot 6 - 1,75)}{0,5 \cdot 6} = 10380 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w_3} = \frac{R_a f_{x_1} n_1}{u_1} + \frac{R_a f_{x_2} n_2}{u_2} = \frac{3400 \cdot 0,503 \cdot 2}{25} + \frac{3400 \cdot 0,503 \cdot 1}{15} = 250,8 \text{ кгс/см};$$

$$w_3 = \frac{Q_3}{2q_{x.w_3}} + 5d = \frac{10380}{2 \cdot 250,8} + 5 \cdot 2,2 = 32,5 \text{ см.}$$

Исходя из допустимого шага поперечных стержней, конструктивно принимаем $w_3 = 53,5 \text{ см} > 20d = 20 \cdot 22 = 44 > 32,5 \text{ см}$.

Стержни обрываем на расстоянии $1,75 - 0,535 = 1,22$ м от опоры В, так как $1,22 < 3 - 35d = 3 - 35 \cdot 0,022 = 2,23$ м — расстояния до сечения, в котором могут быть оборваны стержни.

Определяем w_4 при точке теоретического обрыва на расстоянии 1,775 м от опоры С.

Для этого вычисляем:

$$Q_4 = \frac{Q_C^{\text{лев}}(0,5l_{02} - 1,775)}{0,5l_{02}} = \frac{22\,350 \cdot (0,5 \cdot 6 - 1,775)}{0,5 \cdot 6} = 9130 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w_4} = q_{x.w_3} = 250,8 \text{ кгс/см};$$

$$w_4 = \frac{Q_4}{2q_{x.w_4}} + 5d = \frac{9130}{2 \cdot 250,8} + 5 \cdot 2,2 = 29,2 \text{ см.}$$

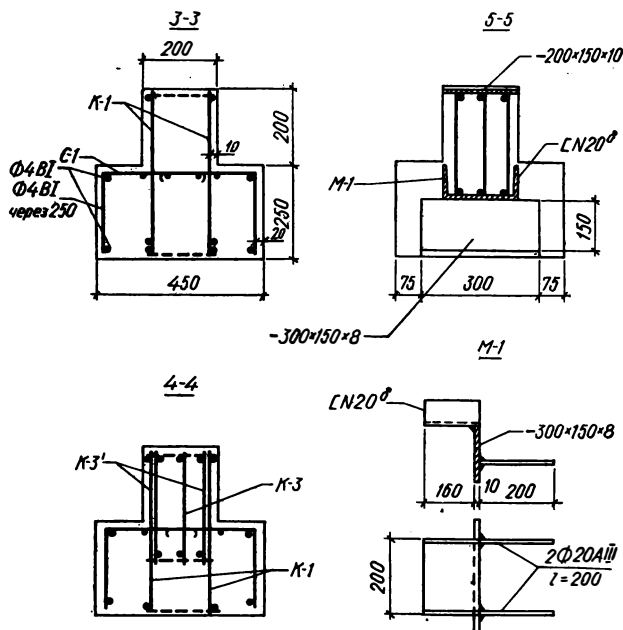


Рис.115. Сечения ригеля к армированию в первом пролете.

Конструктивно обрывая продольный стержень сразу за поперечным, принимаем $w_4 = 55 > 20d = 44 \text{ см.}$

Принятое расстояние от опоры С до точки обрыва стержней $1,775 - 0,55 = 1,225 \text{ м} < 2,23 \text{ м.}$

Определяем w_5 при расстоянии от оси опоры В влево до точки теоретического обрыва опорного каркаса К-3 $0,85 \text{ м.}$

Тогда:

$$Q_5 = \frac{Q_B^{\text{лев}}(0,6l_{01} - 0,85)}{0,6l_{01}} = \frac{26\,900 \cdot (0,6 \cdot 5,95 - 0,85)}{0,6 \cdot 5,95} = 20\,600 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w_5} = \frac{R_a(f_{x_1}n_1 + f_{x_2}n_2)}{u} = \frac{3400 \cdot (0,785 \cdot 2 + 0,785 \cdot 3)}{15} = 890 \text{ кгс/см};$$

$$w_5 = \frac{Q_5}{2q_{x.w_5}} + 5d = \frac{20\,600}{2 \cdot 890} + 5 \cdot 2,5 = 21,1 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем $w_5 = 67,5 > 50 \text{ см.}$

Расстояние от опоры B влево до места обрыва стержней может быть принято $0,85 + 0,675 = 1,53$ м.

Проверяем условие

$$35d = 35 \cdot 2,5 = 88 < 158 \text{ см.}$$

При точке теоретического обрыва каркасов $K-3$ на расстоянии 50 см влево от оси опоры B (рис. 114) для определения w'_5 вычисляем:

$$Q'_5 = \frac{Q_B^{\text{лев}}(0,6l_{01} - 0,5)}{0,6l_{01}} = \frac{26900 \cdot (0,6 \cdot 5,95 - 0,5)}{0,6 \cdot 5,95} = 23200 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w'_5} = \frac{Raf_{x_1}n_1}{u_1} + \frac{Raf_{x_2}n_2}{u_2} =$$

$$= \frac{3400 \cdot 0,785 \cdot 2}{15} + \frac{3400 \cdot 0,785 \cdot 3}{8} = 1355 \text{ кгс/см};$$

$$w'_5 = \frac{Q'_5}{2q_{x.w'_5}} + 5d = \frac{23200}{2 \cdot 1355} + 5 \cdot 2,5 = 21,1 \text{ см.}$$

Принимаем $w'_5 = 58 > 20 \cdot d = 50$ см; из условия длины анкеровки продольной арматуры за гранью подрезки, равной 78 см.

Расстояние от опоры B вправо до точки теоретического обрыва 150 см.

Определяем w_6 по формулам:

$$Q_6 = \frac{Q_B^{\text{пр}}(0,5l_{02} - 1,5)}{0,5l_{02}} = \frac{24870 \cdot (0,5 \cdot 6 - 1,5)}{0,5 \cdot 6} = 12435 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w_6} = \frac{Ra(f_x n_1 + f_x n_2)}{u} = \frac{3400 \cdot (0,503 \cdot 2 + 0,503 \cdot 1)}{15} = 344 \text{ кгс/см};$$

$$w_6 = \frac{12435}{2 \cdot 344} + 5 \cdot 2,5 = 31,1 \text{ см.}$$

Принимаем $w_6 = 50 = 20d = 50$ см.

Стержни обрываем через $150 + 50 = 200$ см $> l_a = 35d = 88$ см.

Точка теоретического обрыва каркаса $K-4'$ на расстоянии 88 см вправо от опоры B (рис. 115).

Для определения w'_6 вычисляем:

$$Q'_6 = \frac{Q_B^{\text{пр}}(0,5l_{02} - 0,88)}{0,5l_{02}} = \frac{24870 \cdot (0,5 \cdot 6 - 0,88)}{0,5 \cdot 6} = 18000 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w'_6} = \frac{3400 \cdot (0,503 \cdot 2 + 0,503 \cdot 3)}{15} = 573 \text{ кгс/см};$$

$$w'_6 = \frac{18000}{2 \cdot 573} + 5 \cdot 2,5 = 28,1 \text{ см.}$$

Принимаем $w'_6 = 50$ см $= 20d = 50$ см.

Определяем w_7 при расстоянии от опоры влево и вправо до точки теоретического обрыва каркасов $K-4$ 1,3 м (рис. 115).

Тогда:

$$Q_7 = \frac{22\,350 (0,5 \cdot 6 - 1,3)}{0,5 \cdot 6} = 12\,680 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w_7} = q_{x.w_6} = 344 \text{ кгс/см};$$

$$w_7 = \frac{12\,680}{2 \cdot 344} + 5 \cdot 2,5 = 30,9 \text{ см.}$$

Конструктивно, из условия унификации опорных каркасов у опор В справа и С слева и справа, принимаем $w_7 = 70 > 20d = 50 \text{ см.}$

Точка теоретического обрыва каркаса К-4' на расстоянии 0,5 м от оси опоры С (рис. 115).

Для определения w_7' вычисляем

$$Q_7' = \frac{22\,350 \cdot (0,5 \cdot 6 - 0,5)}{0,5 \cdot 6} = 18\,600 \text{ кгс};$$

$$q_{x.w_7'} = \frac{3400 \cdot 0,503 \cdot 2}{15} + \frac{3400 \cdot 0,503 \cdot 3}{8} = 885 \text{ кгс/см};$$

$$w_7' = \frac{18\,600}{2 \cdot 885} + 5 \cdot 2,5 = 23 < 20d = 50 \text{ см.}$$

Принимаем конструктивно $w_7' = 88 \text{ см.}$

Расстояние от опоры до обрыва опорных каркасов К-4'

$$l = 0,5 + 0,88 = 1,38 > 35d = 0,88 \text{ м.}$$

Проверка прочности ригеля при монтаже панелей

После сварки арматуры и замоноличивания стыков ригеля при укладке панелей в крайних и средних пролетах (в нашем случае в первом и втором пролетах) возникают изгибающие моменты, вызванные монтажными нагрузками.

Определяем нагрузку на 1 м ригеля.

Постоянная:

от веса ригеля

$$g^n n = 380 \cdot 1,1 = 420 \text{ кгс/м};$$

то же с учетом дополнительного сочетания нагрузок ($n_2 = 0,9$)

$$g^n n_2 = 380 \cdot 0,9 = 342 \text{ кгс/м};$$

от веса панелей

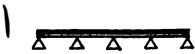
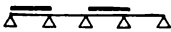
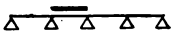
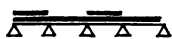
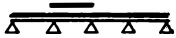
$$g_{с.в} L n = 260 \cdot 6 \cdot 1,1 = 1716 \text{ кгс/м.}$$

Временная — при монтаже принята равной 100 кгс/м^2 с учетом коэффициента перегрузки $n = 1,3$ и коэффициента $n_2 = 0,9$

$$P = P^n n n_2 L = 100 \cdot 1,3 \cdot 0,9 \cdot 6 = 700 \text{ кгс/м.}$$

Определяем значения изгибающих моментов в первом и втором пролетах по формуле

$$M = (\alpha g + \beta P) l^2.$$

Номер схем	Схема нагрузки	M_1	M_2
1		$0,077 \cdot 420 \cdot 5,95^2 =$ $= 1125 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ $0,077 \cdot 342 \cdot 5,95^2 =$ $= 928 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,036 \cdot 420 \cdot 6,00^2 =$ $= 535 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ $0,036 \cdot 342 \cdot 6^2 =$ $= 438 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
2		$0,1 \cdot 2416 \cdot 5,95^2 =$ $= 8550 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$-0,045 \cdot 2416 \cdot 6^2 =$ $= -3910 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
3		$-0,033 \cdot 2416 \times$ $\times 5,95^2 = -2820 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$0,074 \cdot 2416 \cdot 6^2 =$ $= 6410 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
1+2		$1125 + 8550 =$ $= 9675 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$438 - 3910 =$ $= -3472 \text{ кгс} \cdot \text{м}$
1+3		$928 - 2820 =$ $= -1897 \text{ кгс} \cdot \text{м}$	$535 + 6410 =$ $= 6945 \text{ кгс} \cdot \text{м}$

Проверяем прочность ригеля.

В первом пролете несущая способность сечения, армированного 2 Ø 14AIII после обрыва опорной арматуры

$$[M]_7 = 4,25 > M_1 = 1,897 \text{ тс} \cdot \text{м} \text{ (рис. 114, а и табл. 38).}$$

Во втором пролете максимальный отрицательный момент $M_2 = -3,472 \text{ тс} \cdot \text{м} < [M]_7 = 4,25 \text{ тс} \cdot \text{м}$ (табл. 38 и рис. 114, б).

Таким образом, прочность сечений ригеля при монтаже панелей обеспечена.

Расчет прогибов

В первом пролете.

Вычисляем характеристики таврового сечения ригеля с полкой в растянутой зоне в первом пролете, где прогиб имеет наибольшее значение (п. 6.7 [1]).

При $F_a = 22,14 \text{ см}^2$; $F'_a = 3,08 \text{ см}^2$; $h_0 = 38 \text{ см}$ (рис. 111) вычисляем:

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^6}{3,15 \cdot 10^6} = 6,35;$$

$$\mu n = \frac{F_a n}{b h_0} = \frac{22 \cdot 14 \cdot 6,35}{20 \cdot 38} = 0,184;$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_n - b) h_n}{b h_0} = \frac{(45 - 20) \cdot 25}{20 \cdot 38} = 0,82;$$

$$T = \gamma_1 \left(1 - \frac{2a'}{2h_0} \right) = 0,82 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 3,7}{2 \cdot 38} \right) = 0,735.$$

При кратковременном действии полной нормативной нагрузки $M^H = 18,99 \text{ тс} \cdot \text{м}$ (табл. 36).

Вычисляем величину

$$L = \frac{M^H}{R_H^H b h_0^2} = \frac{1\,899\,000}{260 \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,25.$$

Относительную высоту сжатой зоны сечения ригеля определяем по формуле

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu_l}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,25 + 0,735)}{10 \cdot 0,184}} = 0,199.$$

Плечо внутренней пары согласно п. 6.7 [1]

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a'}{h_0} \gamma_1 + \xi^2}{2(\gamma_1 + \xi)} \right] = 38 \cdot \left[1 - \frac{\frac{2 \cdot 3,7}{38} \cdot 0,82 + 0,199^2}{2 \cdot (0,82 + 0,199)} \right] = 34,2 \text{ см.}$$

Определяем упруго-пластический момент сопротивления бетонного сечения $W_{6,т}$ образованию трещин

$$\begin{aligned} W_{6,т} &= b h^2 \left[\left(1 - \xi_{6,т} \right) \left(\frac{1}{2} + \frac{\xi_{6,т}}{6} \right) + \gamma_1 \left(1 - \delta_1 - \frac{\xi_{6,т}}{3} \right) \right] = \\ &= 20 \cdot 45^2 \cdot (1 - 0,646) \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{0,646}{6} \right) + \\ &+ 0,82 \cdot \left(1 - 0,278 \cdot \frac{0,646}{3} \right) = 25\,500 \text{ см}^3, \end{aligned}$$

где

$$\xi_{6,т} = \frac{1 + \gamma_1}{2 + \gamma_1} = \frac{1 + 0,82}{2 + 0,82} = 0,646.$$

Отношение высоты полки к высоте сечения ригеля

$$\delta_1 = \frac{h_n}{2h} = \frac{25}{2 \cdot 45} = 0,278.$$

Вычисляем изгибающий момент бетонного сечения

$$M_{6,т} = 0,8 R_p^H W_{6,т} = 0,8 \cdot 21 \cdot 25\,500 = 428\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 4,28 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot \frac{M_{6,т}}{M} = 1,3 - 1,1 \cdot \frac{4,28}{18,99} = 1,08 > 1.$$

Принимаем $\psi_a = 1$.

При $L = 0,25 > 0,2$ жесткость сечения определяем по формуле

$$\begin{aligned} B_{\text{лпр}} &= \frac{h_0 z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_6}{(\gamma_1 + \xi) b h_0 E_6 \nu}} = \\ &= \frac{38 \cdot 34,2}{\frac{1}{20 \cdot 10^5 \cdot 22,14} + \frac{0,9}{(0,82 + 0,199) \cdot 20 \cdot 38 \cdot 3,15 \cdot 10^5 \cdot 0,5}} = \\ &= 4,35 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2, \end{aligned}$$

где $\psi_6 = 0,9$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего волокна сжатой грани сечения на участках между трещинами при кратковременном и длительном действии нагрузки (п. 6.6 [1]);

ν — отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к полной деформации, в изгибаемых элементах без предварительного напряжения $\nu = 0,5$.

При кратковременном действии длительно действующей части нагрузки $M^H = 15,79 \text{ тс} \cdot \text{м}$ (табл. 36).

Тогда:

$$L = \frac{M^H}{R_n^H b h_0^2} = \frac{1\,579\,000}{260 \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,209;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,209 + 0,735)}{10 \cdot 0,184}} = 0,204;$$

$$z_1 = 38 \cdot \left[1 - \frac{\frac{2 \cdot 3,7}{38} \cdot 0,82 + 0,204^2}{2 \cdot (0,82 + 0,204)} \right] = 34,1 \text{ см};$$

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot \frac{428\,000}{1\,579\,000} = 1,01 > 1, \text{ принимаем } \psi_a = 1;$$

$$B_{2\text{пр}} = \frac{38 \cdot 34,1}{\frac{1}{20 \cdot 10^6 \cdot 22,14} + \frac{0,9}{(0,82 + 0,204) \cdot 20 \cdot 38 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,5}} = 4,36 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

При длительном действии длительно действующей части нагрузки все значения параметров для определения жесткости сечения принимаем ранее вычисленные для $M^H = 15,79 \text{ тс} \cdot \text{м}$. При этом $\psi_6 = 0,9$ и $\nu = 0,15$.

Вычисляем:

$$\psi_a = 1,3 - 0,8 \cdot \frac{428\,000}{1\,579\,000} = 1,8 > 1, \text{ принимаем } \psi_a = 1;$$

$$B_{3\text{пр}} = \frac{38 \cdot 34,1}{\frac{1}{20 \cdot 10^6 \cdot 22,14} + \frac{0,9}{(0,82 + 0,204) \cdot 20 \cdot 38 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,15}} = 2,78 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

На опоре В.

Вычисляем характеристики таврового сечения с полкой в сжатой зоне при $F_a = 17,81 \text{ см}^2$ и $h_0 = 40,75 \text{ см}^2$ (рис. 113):

$$\gamma_1 = \frac{(b_n - b) h_n'}{b h_0} = \frac{(45 - 20) \cdot 25}{20 \cdot 40,75} = 0,774;$$

$$\mu n = \frac{F_a n}{b h_0} = \frac{17,81 \cdot 6,35}{20 \cdot 40,75} = 0,14;$$

$$\delta'_1 = \frac{h_{\pi}}{2h} = \frac{25}{2 \cdot 45} = 0,278;$$

$$T = \gamma'_1 \left(1 - \frac{h'_{\pi}}{2h_0} \right) = 0,774 \cdot \left(1 - \frac{25}{2 \cdot 40,75} \right) = 0,534,$$

$$\xi_{6.7} = \frac{1 + 2\gamma'_1\delta'_1}{2 + 2\gamma'_1} = \frac{1 + 2 \cdot 0,774 \cdot 0,278}{2 + 2 \cdot 0,774} = 0,403;$$

$$\begin{aligned} W_{6.7} &= bh^2 \left[\left(1 - \xi_{6.7} \right) \left(\frac{1}{2} + \frac{\xi_{6.7}}{6} \right) + 2\gamma'_1 \frac{\xi_{6.7} - \delta'_1}{1 - \xi_{6.7}} \left(\frac{\xi_{6.7}}{3} - \delta'_1 \right) \right] = \\ &= 20 \cdot 45^2 \cdot \left[(1 - 0,403) \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{0,403}{6} \right) + \right. \\ &\quad \left. + 2 \cdot 0,774 \cdot \frac{0,403 - 0,278}{1 - 0,403} \cdot \left(\frac{0,403}{3} - 0,278 \right) \right] = 11\,800 \text{ см}^3; \end{aligned}$$

$$M_{6.7} = 0,8R_p W_{6.7} = 0,8 \cdot 21 \cdot 11\,800 = 198\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 1,98 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

При кратковременном действии полной нормативной нагрузки

$$M_{B.гр}^H = -18,145 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Тогда:

$$L = \frac{M^H}{R_H b h_0^2} = \frac{1\,814\,500}{460 \cdot 20 \cdot 40,75^2} = 0,214;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,214 + 0,534)}{10 \cdot 0,914}} = 0,193;$$

$$z_1 = 40,75 \cdot \left[1 - \frac{\frac{25}{40,75} \cdot 0,774 + 0,193^2}{2 \cdot (0,774 + 0,193)} \right] = 29,6 \text{ см};$$

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot \frac{198\,000}{1\,814\,500} = 1,18 > 1,$$

принимаем $\psi_a = 1$;

$$\begin{aligned} B_{\text{лон}} &= \frac{40,75 \cdot 29,6}{\frac{1}{20 \cdot 10^6 \cdot 17,81} + \frac{0,9}{(0,774 + 0,193) \cdot 20 \cdot 40,75 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,5}} = \\ &= 3,38 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{м}^2, \end{aligned}$$

где $\psi_6 = 0,9$ и $\nu = 0,5$.

При кратковременном действии длительно действующей части нагрузки $M_{B.гр}^H = -16,42 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Вычисляем:

$$L = \frac{164\,200}{260 \cdot 20 \cdot 40,75^2} = 0,194;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,194 + 0,534)}{10 \cdot 0,14}} = 0,196;$$

$$|z_1 = 40,75 \cdot \left[1 - \frac{\frac{25}{40,75} \cdot 0,774 + 0,196^2}{2 \cdot (0,774 + 0,196)} \right] = 29,7 \text{ см};$$

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 \cdot \frac{198\,000}{1\,642\,000} = 1,168 > 1, \text{ принимаем } \psi_a = 1,0;$$

$$B_{2\text{оп}} = \frac{40,75 \cdot 29,7}{\frac{1}{20 \cdot 10^6 \cdot 17,81} + \frac{0,9}{(0,774 + 0,196) \cdot 20 \cdot 40,75 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,5}} = 3,40 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{м}^2.$$

При длительном действии длительно действующей части нагрузки $M_{B.\text{гр}}^H = -16,42 \text{ тс} \cdot \text{м}.$

Для определения жесткости сечения используем ранее вычисленные значения параметров для $M_{B.\text{гр}}^H = -16,42 \text{ тс} \cdot \text{м}:$

$$\psi_a = 1; \quad \psi_b = 0,9; \quad \nu = 0,15.$$

$$B_{3\text{оп}} = \frac{40,75 \cdot 29,7}{\frac{1,0}{20 \cdot 10^6 \cdot 17,81} + \frac{0,9}{(0,774 + 0,196) \cdot 20 \cdot 40,75 \cdot 3,15 \cdot 10^6 \cdot 0,15}} = 2,29 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{м}^2.$$

Определяем отношение жесткостей пролетного и опорного сечений: при кратковременном действии полной нормативной нагрузки

$$\beta_1 = \frac{B_{1.\text{пр}}}{B_{1.\text{оп}}} = \frac{4,35 \cdot 10^{10}}{3,38 \cdot 10^{10}} = 1,29;$$

при кратковременном действии длительно действующей части нагрузки

$$\beta_2 = \frac{B_{2\text{пр}}}{B_{2\text{оп}}} = \frac{4,36 \cdot 10^{10}}{3,40 \cdot 10^{10}} = 1,28;$$

при длительном действии длительно действующей части нагрузки

$$\beta_3 = \frac{B_{3\text{пр}}}{B_{3\text{оп}}} = \frac{2,78 \cdot 10^{10}}{2,29 \cdot 10^{10}} = 1,22.$$

По отношениям жесткостей ригеля в пролете и на опоре вычисляем значения поправочного коэффициента χ . Эти значения могут быть определены для первых опор многопролетных неразрезных балок. Принимаем среднее значение коэффициента χ из двух величин, вычисленных по зависимостям:

$$\chi = \frac{3}{2 + \beta}; \quad \chi = \frac{1,5}{0,5 + \beta}.$$

При кратковременном действии полной нормативной нагрузки:

$$\chi = \frac{3}{2 + \beta_1} = \frac{3}{2 + 1,29} = 0,91;$$

$$\chi = \frac{1,5}{0,5 + \beta_1} = \frac{1,5}{0,5 + 1,29} = 0,835;$$

$$\chi_1 = \frac{0,91 + 0,835}{2} = 0,872.$$

При кратковременном действии длительно действующей части нагрузки:

$$\chi = \frac{3}{2 + \beta_2} = \frac{3}{2 + 1,28} = 0,915;$$

$$\chi = \frac{1,5}{0,5 + \beta_2} = \frac{1,5}{0,5 + 1,28} = 0,844;$$

$$\chi_2 = \frac{0,915 + 0,844}{2} = 0,879.$$

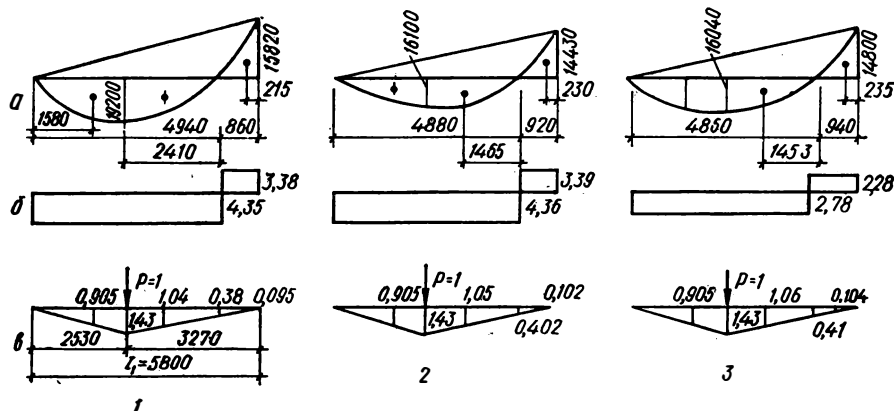


Рис. 116. Расчетные эпюры:

a — моментов; *б* — жесткостей; *в* — от единичной силы $P = 1$;

1 — при кратковременном действии полной нормативной нагрузки; *2* — при кратковременном действии длительно действующей части нагрузки; *3* — при длительно действии длительно действующей нагрузки.

При длительно действии длительно действующей части нагрузки

$$\chi = \frac{3}{2 + \beta_3} = \frac{3}{2 + 1,22} = 0,932;$$

$$\chi = \frac{1,5}{0,5 + \beta_3} = \frac{1,5}{0,5 + 1,22} = 0,872;$$

$$\chi_3 = \frac{0,932 + 0,872}{2} = 0,902.$$

Корректируем величины моментов у грани опоры *B*.

$$M_{Bp1} = M_{B,гp}^H \chi_1 = -18\,145 \cdot 0,872 = -15\,820 \text{ кгс} \cdot \text{м} = -15,82 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{Bp2} = M_{B,гp}^H \chi_2 = -16\,420 \cdot 0,879 = -14\,430 \text{ кгс} \cdot \text{м} = -14,43 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{Bp3} = M_{B,гp}^H \chi_3 = -16\,420 \cdot 0,902 = -14\,800 \text{ кгс} \cdot \text{м} = -14,8 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

На рис. 116 приведены расчетные эпюры моментов (*a*), жесткостей (*б*), и эпюры моментов от силы $P = 1$ (*в*), приложенной на расстоянии $0,425l_{01} = 0,425 \cdot 5,95 = 2,53 \text{ м}$ от свободной опоры ригеля, где имеет место максимальный прогиб в первом пролете.

Вычисляем места нулевых моментных точек из выражения

$$\frac{qx_1(l_1 - x_1)}{2} - \frac{M_{гp}x_1}{l_1} = 0.$$

где $\overline{x_1}$ — расстояние от свободной опоры до нулевой моментной точки;
 l_1 — пролет в свету,

$$l_1 = l_{01} - \frac{l_k}{2} = 5,95 - \frac{0,3}{2} = 5,8 \text{ м.}$$

Решая квадратное уравнение, получаем:

$$x_1 = l_1 - \frac{2M_{B.гp1}^H}{q^H l_1} = 580 - \frac{2 \cdot 1\,582\,000}{(4160 + 2160) \cdot 5,80} = 494 \text{ см};$$

$$x_1 = l_1 - \frac{2M_{B.гp2}^H}{q^H l_1} = 580 - \frac{2 \cdot 1\,443\,000}{6320 \cdot 580} = 488 \text{ см};$$

$$x_1 = l_1 - \frac{2M_{B.гp3}^H}{q^H l_1} = 580 - \frac{2 \cdot 1\,480\,000}{6320 \cdot 580} = 486 \text{ см},$$

где $q^H = 6320 \text{ кгс/м}$ — полная нормативная нагрузка на 1 м ригеля,

$$q^H = g^H + p^H = 4160 + 2160 = 6320 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Прогиб f может быть вычислен в результате перемножения скорректированных эпюр изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки (рис. 116, а) и от силы $P = 1$ (рис. 116, в), приложенной на расстоянии $x_2 = 0,425$ $l_{01} = 0,425 \cdot 5,95 = 2,53 \text{ м}$ от свободной опоры (в месте максимального прогиба) с учетом переменной по длине жесткости.

Для построения эпюры M от силы $P = 1$ (рис. 116, в) определяем максимальный изгибающий момент

$$M_{\text{макс}} = \frac{Px_2(l_1 - x_2)}{l_1} = \frac{1 \cdot 2,53 \cdot 3,27}{5,8} = 1,43 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Для определения перемещения достаточно площадь одной эпюры (рис. 116, а) умножить на ординату другой эпюры (рис. 116, в), расположенную под центром тяжести первой эпюры.

Прогибы определяем по формуле

$$f = \frac{1}{B} \int_0^s M_i M_k ds,$$

где s, i, h — параметры перемножаемых эпюр (табл. 8.3.20 [9]).

Для этого вычисляем максимальные положительные моменты от нагрузки в точке приложения силы $P = 1$:

$$M_1 = \frac{q^H x_2 (l_1 - x_2)}{2} - \frac{M_{B.гp1}^H x_2}{l_1} = \frac{6320 \cdot 2,58 \cdot (5,8 - 2,53)}{2} - \frac{15,82 \cdot 2,53}{5,8} = 19,2 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = \frac{5420 \cdot 2,53 \cdot (5,8 - 2,53)}{2} - \frac{14,43 \cdot 2,53}{5,8} = 16,1 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = \frac{5420 \cdot 2,53 \cdot (5,8 - 2,58)}{2} - \frac{14,80 \cdot 2,53}{5,8} = 16,04 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где 5420 — длительно действующая нормативная нагрузка $q_{дл}^H$.

Вычисляем прогиб:

от кратковременного действия полной нормативной нагрузки

$$f_1 = \frac{5}{12} s_1 i_1 k_1 \frac{1}{B_{\text{лп}}} + \frac{1}{12} s_2 i_1 (5k_2 + 3k_1) \frac{1}{B_{\text{лп}}} - \frac{1}{12} s_3 i_2 k_1 \frac{1}{B_{\text{лон}}} =$$

$$= \frac{5}{12} \cdot 253 \cdot 1\,920\,000 \cdot 143 \cdot \frac{1}{4,35 \cdot 10^{10}} + \frac{1}{12} \cdot 241 \cdot 1\,920\,000 \times$$

$$\times (5 \cdot 38 + 3 \cdot 143) \cdot \frac{1}{4,35 \cdot 10^{10}} - \frac{1}{12} \cdot 86 \cdot 1\,582\,000 \cdot 38 \times$$

$$\times \frac{1}{3,38 \cdot 10^{10}} = 0,665 + 0,55 - 0,013 = 1,202 \text{ см};$$

от кратковременного действия длительно действующей части нагрузки

$$f_2 = \frac{5}{12} \cdot 253 \cdot 1\,610\,000 \cdot 143 \cdot \frac{1}{4,36 \cdot 10^{10}} + \frac{1}{12} \cdot 235 \cdot 1\,610\,000 \times$$

$$\times (5 \cdot 40,2 + 3 \cdot 143) \cdot \frac{1}{4,36 \cdot 10^{10}} - \frac{1}{12} \cdot 92 \cdot 1\,443\,000 \cdot 40,2 \times$$

$$\times \frac{1}{3,40 \cdot 10^{10}} = 0,557 + 0,468 - 0,013 = 1,012 \text{ см};$$

от длительного действия длительно действующей части нагрузки

$$f_3 = \frac{5}{12} \cdot 253 \cdot 1\,604\,000 \cdot 143 \cdot \frac{1}{2,78 \cdot 10^{10}} + \frac{1}{12} \cdot 233 \cdot 1\,604\,000 (5 \cdot 41 +$$

$$+ 3 \cdot 143) \cdot \frac{1}{2,78 \cdot 10^{10}} - \frac{1}{12} \cdot 94 \cdot 148\,000 \cdot 41 \times$$

$$\times \frac{1}{2,29 \cdot 10^{10}} = 0,87 + 0,734 - 0,021 = 1,643 \text{ см}.$$

Полный прогиб

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 1,202 - 1,012 + 1,643 = 1,833 \text{ см}.$$

Тогда относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{1,833}{600} = \frac{1}{327} < \frac{1}{300},$$

т. е. прогиб ригеля в пределах допустимого.

Расчет по раскрытию трещин выполняют согласно требованиям [1] в соответствии с § 36 данной главы.

Расчет необетонированного стыка колонны с ригелем

Изгибающий момент в стыке колонны с ригелем воспринимается планкой, приваренной к колонне и ригелю, а также сварным соединением закладных деталей ригеля и консоли в сжатой зоне ригеля. Плечо внутренней пары z принимаем в этом случае равным расстоя-

нию между центрами тяжести стыковой планки и швеллера №20^б, приваренного к нижней арматуре ригеля (рис. 108, 115).

$$M_{B.гp} = 20,24 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad z = 30 - 2 = 28 \text{ см.}$$

Определяем усилие в стыке при

$$N = \frac{M_{B.гp}}{z} = \frac{2024000}{28} = 72400 \text{ кгс.}$$

Тогда площадь пластинки, приваренной к колонне и ригелю

$$F = \frac{N}{R_a} = \frac{72400}{2100} = 34,5 \text{ см}^2.$$

Толщина пластинки δ при ее ширине $b = 20 \text{ см}$

$$\delta = \frac{F}{b} = \frac{34,5}{20} = 1,72 \text{ см.}$$

Принимаем площадь пластинки

$$F = 1,8 \cdot 20 = 36 > 34,5 \text{ см}^2.$$

Затем находим длину углового шва для приварки пластинки к закладным деталям колонны при $R_{св}^{yr} = 2000 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$ и высоте шва $h_{ш} = 1,5 \text{ см}$

$$\Sigma l_{ш} = \frac{1,3N}{0,85h_{ш}R_{св}^{yr}} = \frac{1,3 \cdot 72400}{0,85 \cdot 1,5 \cdot 2000} = 36,8 \text{ см.}$$

Принимаем двусторонний шов

$$l_{ш} = 2 \cdot 20 = 40 > 37 \text{ см.}$$

Длина закладной детали (пластинки), привариваемой к трем опорным стержням ригеля при двухсторонних швах с учетом непровара:

$$l = \frac{36,8}{6} + 1 = 7,2 \text{ см.}$$

Принимаем $l = 10 > 7,2 \text{ см.}$

В опорной части ригеля внизу приварена закладная деталь — швеллер № 20^б (рис. 115).

Определяем суммарную длину сварных швов для крепления швеллера к стальной пластинке консоли

$$\Sigma l_{ш} = \frac{1,3(N - T)}{0,7h_{ш}R_{св}} = \frac{1,3 \cdot (72400 - 4040)}{0,7 \cdot 1,5 \cdot 1600} = 56,2 \text{ см,}$$

где T — сила трения,

$$T = Q_B^{\text{лев}} f = 26900 \cdot 0,15 = 4040 \text{ кгс,}$$

f — коэффициент трения стали о сталь, равный 0,15.

При длине опирания ригеля на консоль 15 см длина двухсторонних фланговых швов $l_{1ш} = 15 \cdot 2 = 30 \text{ см}$, а длина сварных швов по периметру подрезки составляет $l_{2ш} = 15 \cdot 2 + 30 = 60 \text{ см}$.

Таким образом принимаем:

$$\Sigma l_{ш} = l_{1ш} + l_{2ш} = 30 + 60 = 90 > 56,2 \text{ см.}$$

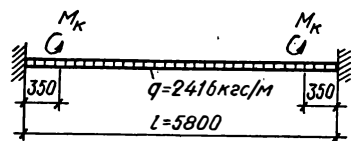
При обетонированном стыке усилия от изгибающего момента воспринимают стыковые планки и бетон замоноличивания. Соединение ригеля с консолью понизу в этом случае выполняют конструктивно на сварке.

Расчет прочности нормальных сечений ригеля на кручение при монтаже панелей

Расчетная схема приведена на рис. 117, где $q = 2416 \text{ кгс/м}$ — полная расчетная нагрузка без веса ригеля.

Вычисляем распределенные крутящие моменты от нагрузки q при эксцентриситете $e = (0,07 + 0,02) = 0,09 \text{ м}$

$$M_{к1} = qe = 2416 \cdot 0,09 = 0,234 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$



Сосредоточенные крутящие моменты в местах крепления связевых панелей на расстоянии $0,35 \text{ м}$ от опоры B при эксцентриситете $e = (0,07 + 0,02 + 0,1) = 0,19 \text{ м}$ вычисляем по формуле

$$M_{к} = qeb_{п} = 2416 \cdot 0,19 \cdot 1,2 = 0,55 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $b_{п}$ — ширина панели.

Проверяем условие

$$M_{к} = 0,55 < 0,07 R_{н} b^2 h = 0,07 \cdot 160 \times \times 20^2 \cdot 45 = 2,02 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Условие удовлетворяется, размеры ригеля достаточны.

Прочность пространственного сечения проверяем из условия

$$M_{к} < M_{к.пр},$$

где $M_{к}$ — расчетный крутящий момент, действующий по одну сторону рассматриваемого сечения, отнесенный к середине нейтральной линии;

$M_{к.пр}$ — меньшее из 2-х значений предельного крутящего момента, которое способно воспринимать невыгоднейшее сечение.

Расчет производим по схемам I и II.

С х е м а I.

Для пространственных сечений, начинающихся у поперечного сечения с максимальными значениями $M_{к}$ и $M_{оп}$ (у опоры B) при $h_0 = 40,75 \text{ см}$, $F_a = 17,81 \text{ см}^2$, $f_x = 0,785 \text{ см}^2$ и $u = 8 \text{ см}$ вычисляем величину

$$\gamma_1 = \frac{R_{a,x} f_x b}{R_a F_a u} = \frac{2700 \cdot 0,785 \cdot 20}{3400 \cdot 17,81 \cdot 8} = 0,09.$$

Проверяем прочность сечения при длине участка ригеля $l = 0,35 \text{ м}$ — от опоры до сосредоточенного крутящего момента.

Для этого вычисляем:

$$\beta_1 \leq \frac{l}{b} = \frac{35}{20} = 1,75.$$

Тогда проекция пространственного сечения

$$c_1 = \beta_1 \cdot b = 1,75 \cdot 20 = 35 \text{ см.}$$

Определяем изгибающий момент в проекции пространственного сечения на расстоянии $\frac{c_1}{2} = 17,5 \text{ см}$ от грани опоры

$$M_{\text{оп}} = \frac{M_{B.гp} \left(l_1 - \frac{c}{2} \right)}{l_1} = \frac{20,24 \cdot \left(5,8 - \frac{0,35}{2} \right)}{5,8} = 19,6 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

При этом проекция пространственного сечения c_1 не должна превышать длину участка ригеля с однозначной эпюрой M , т. е. $c_1 = 35 < l_1 = 120 \text{ см}$ (рис. 114, а).

Находим отношение крутящего момента к изгибающему.

$$\chi = \frac{M_k}{M} = \frac{0,55}{19,6} = 0,028 \approx 0,03.$$

Для определения высоты сжатой зоны вычисляем параметры:

$$\gamma_{1 \text{ мин}} = \frac{0,5}{1 + \frac{2}{\chi} \sqrt{\frac{1}{\delta}}} = \frac{0,5}{1 + \frac{2}{0,03} \sqrt{\frac{1}{5,5}}} = 0,017;$$

$$\gamma_{1 \text{ макс}} = \frac{1,5}{1 + \frac{2}{\chi} \sqrt{\frac{1}{\delta}}} = \frac{1,5}{1 + \frac{2}{0,03} \sqrt{\frac{1}{5,5}}} = 0,051,$$

$$\text{где } \delta = \frac{2h + b}{b} = \frac{2 \cdot 45 + 20}{20} = 5,5.$$

Так как $\gamma_{1 \text{ мин}} = 0,017 < \gamma_1 = 0,09 < \gamma_{1 \text{ макс}} = 0,051$, принимаем $\gamma_1 = \gamma_{1 \text{ макс}} = 0,051$.

Тогда высота сжатой зоны

$$x_1 = \frac{R_a F_a}{R_n b} \cdot \frac{1 + \frac{\gamma_1}{\delta_1} \beta_1^2}{1 + \beta_1^2} = \frac{3400 \cdot 17,81}{160 \cdot 20} \cdot \frac{1 + \frac{0,051}{5,5} \cdot 1,75^2}{1 + 1,75^2} = 4,78 > 0,1 h_0 = 4,07 \text{ см.}$$

Определяем предельный крутящий момент $M_{k.пр}$ по формуле

$$M_{k.пр} = R_a F_a \left(h_0 - \frac{x_1}{2} \right) \frac{1 + \frac{\gamma_1}{\delta_1} \beta_1^2}{\beta_1 + \frac{1}{\chi}} =$$

$$= 3400 \cdot 17,81 \cdot \left(40,75 - \frac{4,78}{2} \right) \cdot 1 + \frac{1 + \frac{0,05}{5,5} \cdot 1,75^2}{1,75 + \frac{1}{0,03}} = 69\,600 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 0,69 > 0,55 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Таким образом, прочность ригеля из расчета по схеме I обеспечена.

С х е м а II.

Проверяем условие

$$\lambda = \frac{2M_k}{Qb} = \frac{2 \cdot 0,55}{26,90 \cdot 0,2} = 0,209 < 1 - \frac{2a_2}{b} = 1 - \frac{2 \cdot 3,75}{20} = 0,63,$$

где a_2 — расстояние от боковой грани ригеля (шириной h) до оси продольных стержней, расположенных у грани (рис. 111).

Так как условие удовлетворяется, то расчет ригеля по схеме II на совместное действие крутящего момента и поперечной силы не производится. Его можно заменить согласно пп. 4.61—4.68 [1] расчетом на изгиб по наклонным сечениям, который в нашем случае, т. е. для балок постоянной высоты, разрешается не выполнять при соблюдении требований надлежащей анкеровки продольных стержней.

Расчет прочности наклонных сечений ригеля на кручение при монтаже панелей

У опоры В (слева).

$$Q_B^{\text{лев}} = 26\,900 \text{ кгс (табл. 35).}$$

Площадь сечения поперечных стержней при их диаметре 10 мм ($f_x = 0,785 \text{ см}^2$)

$$F_x = f_x n = 0,785 \cdot 3 = 2,35 \text{ см}^2,$$

где n — количество опорных каркасов ($n = 3$).

Определяем погонное усилие

$$q_x = \frac{R_{a,x} F_x}{u} = \frac{2700 \cdot 2,35}{8} = 795 \text{ кгс/см.}$$

Тогда

$$Q_{x,6} = \sqrt{0,6 R_b b h_0^2 q_x} - q_x u = \sqrt{0,6 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 40,75^2 \cdot 795} - 795 \cdot 8 = 44\,040 \text{ кгс.}$$

Проверяем условие

$$Q_B^{\text{лев}} = 26\,900 < \frac{Q_{x,6}}{1 + 1,5\lambda} = \frac{44\,040}{1 + 1,5 \cdot 0,209} = 33\,700 \text{ кгс,}$$

т. е. прочность косых сечений обеспечена.

Во втором пролете (у опоры В, справа).

Поперечная сила $Q_6^{\text{пр}} = 24870 \text{ кгс.}$

При трех опорных каркасах ($n = 3$) с поперечными стержнями диаметром 8 мм и их шаге 8 см вычисляем;

$$F_x = f_x n = 0,503 \cdot 3 = 1,51 \text{ см}^2;$$

$$q_x = \frac{R_{a,x} F_x}{u} = \frac{2700 \cdot 1,51}{8} = 509 \text{ кгс/см;}$$

$$Q_{x,6} = \sqrt{0,6 R_b b h_0^2 q_x} - q_x u = \sqrt{0,6 \cdot 160 \cdot 20 \cdot 40,75^2 \cdot 509} - 509 \cdot 8 = 36\,525 \text{ кгс.}$$

Так как

$$Q_B^{\text{пр}} = 24\,870 < \frac{Q_{\text{х.б}}}{1 + 1,5\lambda} = \frac{36\,525}{1 + 1,5 \cdot 0,209} = 27\,900 \text{ кгс},$$

то прочность наклонных сечений обеспечена.

§ 38. РАСЧЕТ КОЛОННЫ I ЭТАЖА

Трехэтажное здание с неполным каркасом имеет жесткую конструктивную схему.

Так как ветровую нагрузку воспринимают стены, изгибающие моменты для средних колонн от временных нагрузок невелики. Поэтому колонну I этажа рассчитываем как центрально сжатый элемент.

Данные для проектирования

Бетон марки 300 ($R_{\text{пр}} = 130 \text{ кгс/см}^2$). Арматура: продольные стержни каркасов из стали класса А-III ($R_s = 3400 \text{ кгс/см}^2$); поперечные стержни из обыкновенной арматурной проволоки $\varnothing 5 \text{ мм}$ класса В-I.

Расчетная длина, нагрузки и усилия

Расчет ведем для колонны I этажа с одной зашечленной и второй шарнирно-неподвижной опорой.

Расчетная высота колонны определяется расстоянием между низом перекрытия первого этажа и верхним обрезом фундамента, расположенным на 0,5 м от пола

$$l_{01} = (3,3 + 0,5) \cdot 0,7 = 2,66 \text{ м.}$$

Расчетные нагрузки на колонну собираем с грузовой площади

$$F = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2 \text{ (рис. 102).}$$

Нагрузки от перекрытия.

Постоянная:

от веса пола, панелей и перегородок

$$g_1^{\text{п}} nF = 630 \cdot 1,1 \cdot 36 = 25\,000 \text{ кгс},$$

от веса ригеля

$$g_2 = g_{\text{с.в}}^{\text{п}} n l = 380 \cdot 1,1 \cdot 6 = 2520 \text{ кгс}.$$

$$\text{Итого } G_1 = 27\,520 \text{ кгс}.$$

Временная:

длительно действующая

$$p_{\text{дл}} = (p_{\text{дл}}^{\text{н}} - p_{\text{кр}}^{\text{н}}) nF = (360 - 150) \cdot 1,3 \cdot 36 = 9830 \text{ кгс},$$

кратковременно действующая

$$p_{\text{кр}} = p_{\text{кр}}^{\text{н}} nF = 150 \cdot 1,3 \cdot 36 = 7030 \text{ кгс}.$$

Нагрузка от покрытия.

Постоянная:

от веса кровли и панелей

$$g_1 = (140 + 286) \cdot 36 = 15\,300 \text{ кгс};$$

от веса ригеля

$$g_2 = 2520 \text{ кгс}.$$

$$\text{Итого } G_2 = 17\,820 \text{ кгс}.$$

Временная — кратковременно действующая (снег, III район)

$$p_{\text{сн}} = p_{\text{сн}}^{\text{н}} n F = 100 \cdot 1,4 \cdot 36 = 5040 \text{ кгс}.$$

Вес колонны первого этажа

$$G_3 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot (3,3 + 0,5) \cdot 2500 \cdot 1,1 = 940 \text{ кгс}.$$

Вес колонны среднего этажа (II или III)

$$G_4 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 3,3 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 820 \text{ кгс}.$$

Усилия от расчетных нагрузок

Вычисляем усилия:

от полной постоянной нагрузки

$$N = (n - 1) G_1 + G_2 + G_3 + (n - 1) G_4 = 2 \cdot 27,52 + 17,82 + 0,94 + 2 \cdot 0,82 = 75,44 \text{ тс},$$

где n — количество этажей;

от длительно действующей временной нагрузки

$$N_1 = (n - 1) p_{\text{дл}} = 2 \cdot 9,83 = 19,66 \text{ тс};$$

от кратковременно действующей временной нагрузки от перекрытия

$$N_2 = (n - 1) p_{\text{кр}} = 2 \cdot 7,03 = 14,06 \text{ тс};$$

от сочетаний нагрузок:

основного

$$N + N_1 + N_2 = 75,44 + 19,66 + 14,06 = 109,16 \text{ тс},$$

$$N + N_1 + p_{\text{сн}} = 75,44 + 19,66 + 5,04 = 100,14 \text{ тс};$$

дополнительного с учетом коэффициента 0,9

$$N + (N_1 + N_2 + p_{\text{сн}}) 0,9 = 75,44 + (19,66 + 14,06 + 5,04) \cdot 0,9 = 110,32 \text{ тс}.$$

Расчетным является дополнительное сечение нагрузок.

Определяем продольные силы:

от длительно действующих нагрузок

$$N_{\text{дл}} = N + N_1 \cdot 0,9 = 75,44 + 19,66 \cdot 0,9 = 93,12 \text{ тс};$$

от кратковременно действующих нагрузок

$$N_{\text{кр}} = 0,9 (N_2 + p_{\text{сн}}) = 0,9 (14,06 + 5,04) = 17,2 \text{ тс}.$$

Тогда приведенная продольная сила при гибкости колонны

$$\lambda = \frac{l_{01}}{b} = \frac{2,66}{0,3} = 8,6 < 10; \quad m_{дл} = 1 \text{ и } \varphi = 0,995 \text{ (табл. 4.3 [1])}$$

$$N_{п} = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{кр} = \frac{93,12}{1} + 17,2 = 110,32 \text{ тс.}$$

Расчет прочности сечения

Находим требуемую площадь продольной арматуры для колонн с размером сторон 30 см.

$$F_a = \frac{\frac{N_{п}}{\varphi} - R_{пр} F_b}{R_{a.c}} = \frac{\frac{110\,320}{0,995} - 130 \cdot 30 \cdot 30}{3400} = < 0.$$

Принимаем конструктивно $\mu = 0,4\%$.

Тогда $F_a = \mu b h = 0,004 \cdot 30 \cdot 30 = 3,6 \text{ см}^2$.

Принимаем 4 $\varnothing 12AIII$, $F_a = 4 \cdot 1,13 = 4,52 > 3,6 \text{ см}^2$.

При армировании колонны сварными каркасами диаметр поперечных стержней определяем в зависимости от условий сварки с продольной арматурой (табл. 9.5 [1]). Принимаем поперечные стержни $\varnothing 5 \text{ мм}$ с шагом, согласно п. 9.7 [1], не более 500 мм, не более меньшего размера стороны колонны и не более $20d$ продольных стержней

$$u = 20d = 20 \cdot 12 = 240 \text{ мм.}$$

Принимаем $u = 200 \text{ мм}$.

Армирование колонны приведено на рис. 118.

Расчет стыка колонны

Стык колонны предусматриваем с торцовыми стальными листами и центрирующей прокладкой (рис. 118).

На колонну второго этажа действуют усилия:
от полной постоянной нагрузки:

$$N' = G_1 + G_2 + (n - 1) G_4 = 27,52 + 17,82 + 2 \cdot 0,82 = 46,98 \text{ тс.}$$

от длительно действующей временной $N'_1 = 9,83 \text{ тс}$.

от кратковременно действующей временной $N'_2 = 7,03 \text{ тс}$.

Усилия от расчетных сочетаний нагрузок:
основных

$$N' + N'_1 + N'_2 = 46,98 + 9,83 + 7,03 = 63,84 \text{ тс,}$$

$$N' + N'_1 + p_{сн} = 46,88 + 9,83 + 5,04 = 61,85 \text{ тс;}$$

дополнительного

$$N' + (N'_1 + N'_2 + p_{сн}) \cdot 0,9 = 46,98 + (9,83 + 7,03 + 5,04) \cdot 0,9 = 66,69 \text{ тс.}$$

Расчетным является дополнительное сочетание.

Тогда:

$$N'_{дл} = N' + N'_1 0,9 = 46,98 + 9,83 \cdot 0,9 = 55 \text{ тс};$$

$$N_{кр} = (N'_2 + p_{сн}) 0,9 = (7,03 + 5,04) \cdot 0,9 = 10,85 \text{ тс};$$

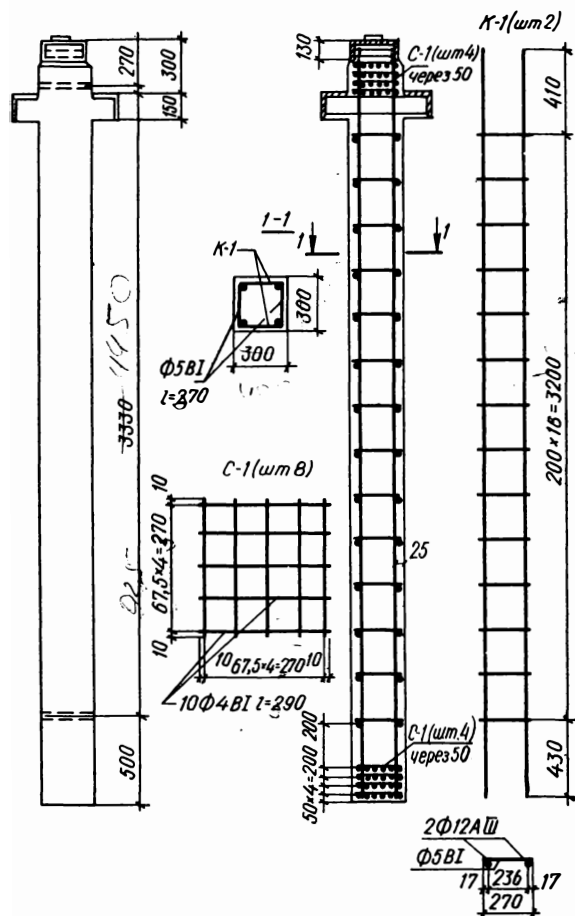


Рис. 118. Конструкция сборной колонны.

Приведенная продольная сила

$$N'_п = \frac{N'_{дл}}{m_{дл}} + N'_{кр} = \frac{55}{0,97} + 10,85 = 67,05 \text{ тс},$$

где при $\lambda = \frac{l_{02}}{b} = \frac{3,3}{0,3} = 11$ $m_{дл} = 0,97$.

Расчетное усилие в стыке колонны второго этажа вводим с коэффициентом 1,5 (п. 12.57 [1])

$$N_{ст} = 1,5 \cdot 67,05 = 100,2 \text{ тс}.$$

Принимаем размеры торцовых листов в плане: $h_1 = 30 - 2 = 28$ см, $b_1 = 30 - 6 = 24$ см и $\delta = 0,8$ см.

При толщине $\delta = 0,3$ см размеры центрирующей прокладки в плане

$$c = d = \frac{1}{3} \cdot 30 = 10 \text{ см},$$

где c и d — стороны центрирующей прокладки.

Вычисляем общую площадь контакта в стыке

$$F_k = F_{\text{ш}} + F_{\text{п}} = 279 + 118,8 = 397,8 \text{ см}^2,$$

где $F_{\text{ш}}$ — площадь контакта по периметру сварного шва торцовых листов

$$F_{\text{ш}} = 5\delta(h_1 + b - 5\delta) = 5 \cdot 0,8 \cdot (28,0 + 24,0 - 5 \cdot 0,8) = 279 \text{ см}^2,$$

$F_{\text{п}}$ — площадь контакта под центрирующей прокладкой

$$F_{\text{п}} = (d + 3\delta)(c + 3\delta) = (10 + 3 \cdot 0,3) \cdot (10 + 3 \cdot 0,3) = 118,8 \text{ см}^2.$$

Определяем коэффициент ξ , учитывающий влияние бетонной обоймы по 4.293 [1] и проверяем условие $\xi > 2$

$$\xi = 4 - 3 \sqrt{\frac{F_k}{F}} = 4 - 3 \sqrt{\frac{397,8}{30,30}} = 2,05 > 2.$$

Условие соблюдается, следовательно, продолжаем расчет.

Вычисляем усилия, передаваемые через сварные швы и центрирующую прокладку [12]:

$$N_{\text{ш}} = N_{\text{ст}} \frac{F_{\text{ш}}}{F_k} = 100,2 \cdot \frac{279}{397,8} = 70,2 \text{ тс};$$

$$N_{\text{п}} = N_{\text{ст}} \frac{F_{\text{п}}}{F_k} = 100,2 \cdot \frac{118,8}{397,8} = 30 \text{ тс}.$$

Высоту сварного шва определяем по формуле

$$h_{\text{ш}} = \frac{N_{\text{ш}}}{0,7 R_{\text{св}} l_{\text{ш}}} = \frac{70 \cdot 200}{0,7 \cdot 1500 \cdot 102} = 0,7 \text{ см},$$

где $l_{\text{ш}}$ — длина шва по периметру торцовых листов с учетом непрямоугольника

$$l_{\text{ш}} = 2 \cdot (28 - 1) + 2 \cdot (24 - 1) = 102,0 \text{ см}.$$

Принимаем $h_{\text{ш}} = 7$ мм.

Задаемся косвенным армированием — сварными сетками из обыкновенной арматурной проволоки $\varnothing 4$ класса В-1 ($R_a = 3150$ кгс/см²) с ячейкой 7 см, шагом $s = 5$ см, тогда количество стержней в каждом направлении $n_1 = n_2 = 5$; $f_{a_1} = f_{a_2} = 0,126$ см² и $l_1 = l_2 = 27$ см.

Вычисляем объемный коэффициент косвенного армирования

$$\mu_k = \frac{n_1 f_{a_1} l_1 + n_2 f_{a_2} l_2}{l_1 l_2 s} = \frac{5 \cdot 0,126 \cdot 27 + 5 \cdot 0,126 \cdot 27}{27 \cdot 27 \cdot 5} = 0,0093.$$

Проверяем условие прочности железобетонных элементов с косвенным армированием на местное сжатие (п. 4.131 [1]).

$$N_{\text{ст}} = 100,2 < \xi R_{\text{пр}} F_{\text{см}} + k \mu_k R_a F_a = 1,8 \cdot 130 \cdot 397,8 + 1,11 \cdot 0,0093 \cdot 3150 \cdot 730 = 116,6 \text{ тс},$$

где

$$\xi = 4 - 3 \sqrt{\frac{F_{\text{см}}}{F_{\text{я}}}} = 4 - 3 \sqrt{\frac{397,8}{730}} = 1,8;$$

$$F_{\text{см}} = F_{\kappa} = 397,8 \text{ см}^2;$$

$$k = \frac{2}{\xi} = \frac{2}{1,8} = 1,11.$$

$F_{\text{я}}$ — площадь сечения колонны, заключенная внутри контура сеток,

$$F_{\text{я}} = l_1 l_2 = 27 \cdot 27 = 730 \text{ см}^2.$$

Принимаем у торцов колонн косвенное армирование сварными сетками в количестве $n = 4$, расположенными через 5 см. Тогда длина участка косвенного армирования $S (n - 1) = 5 (4 - 1) = 15 > 10d = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ см}$, (где 1,2 см — диаметр продольных стержней) в соответствии с требованием СН 313—65. Первую сетку из удобства установки закладных деталей помещаем на расстоянии 14,5 см от торца колонны (рис. 118).

Таблица 1. Потери предварительного напряжения арматуры

Наименование факторов, вызывающих потери предварительного напряжения	Величина потерь, кгс/см ² , при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
Усадка тяжелого бетона (см. примечание 1)	400	300
Ползучесть тяжелого бетона (см. примечание 1)	$\frac{kE_a R}{E_6 R_0} \left[\sigma_6 + 3R_0 \left(\frac{\sigma_6}{R_0} - 0,5 \right) \right]$	$\frac{0,75kE_a R}{E_6 R_0} \left[\sigma_6 + 3R_0 \left(\frac{\sigma_6}{R_0} - 0,5 \right) \right]$
	(см. примечание 2)	
Релаксация напряжений: а) для высокопрочной арматурной проволоки и прядей	$\left(0,27 \frac{\sigma_0}{R_a^H} - 0,1 \right) \sigma_0$	$\left(0,27 \frac{\sigma'_0}{R_a^H} - 0,1 \right) \sigma'_0$
	(см. примечание 3)	
б) для стержневой напрягаемой арматуры	$0,1\sigma_0 - 200$	$0,1\sigma'_0 - 200$
	(см. примечания 3 и 4)	
Деформация анкеров (обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента), равная $\lambda_1 = 1$ мм на каждый анкер, и деформация анкеров стаканного типа или колодок с пробками для пучковой арматуры или анкерных гаек и захватов для стержневой арматуры, равная $\lambda_2 = 1$ мм на каждый анкер или захват	$(\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_a}{l},$ <p>где l — длина натягиваемого пучка или стержня в мм (см. примечание 5)</p>	
Трение пучков, прядей или стержней арматуры о стенки каналов на прямых и криволинейных участках	—	$\sigma_H \left(1 - \frac{1}{e^{kx + \mu\theta}} \right)$ <p>(см. п. 5.15 СНиП II-В. 1-62*)</p>
Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры при диаметре конструкции до 3 м	—	300
Изменение разности температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения (например, при пропаривании или подогреве бетона и т. п.)	20 Δt , где Δt в град. — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения	—

Наименование факторов, вызывающих потери предварительного напряжения	Величина потерь, кгс/см ² , при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
Воздействие многократно повторяющейся нагрузки (учитывается только при расчете на выносливость)		$600 \frac{\sigma_6}{R'_6}$ (см. примечание б)

Примечания:

1. Величину потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести легкого бетона следует принимать по опытным данным.

2. Величину напряжений σ_6 определяют согласно СНиП II-V.1-62* до проявления потерь, происходящих после обжатия бетона; если при этом в процессе обжатия элемента его вес оказывает влияние на распределение напряжений в сечении, то его следует учитывать наряду с другими нагрузками, которые действуют при обжатии бетона и остаются при эксплуатации конструкции.

При $\sigma_6 \leq 0,5 R_0$ величины, стоящие в круглых скобках, принимаются равными нулю.

Коэффициент k принимается: при применении арматуры из высокопрочной арматурной проволоки и изделий из нее (пряди, пучки, канаты) $k = 1$; при применении других видов арматуры $k = 0,8$;

R_0 — кубиковая прочность бетона при его предварительном напряжении;

E_6 — модуль упругости бетона, соответствующий его проектной марке.

Напряжения в бетоне σ_6 , входящие в формулы п. 2 табл. 1, определяются на уровне центров тяжести продольной арматуры

$$A_n (F_n) \text{ и } A'_n (F'_n).$$

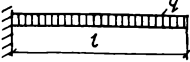
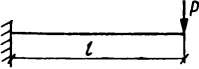
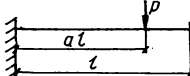
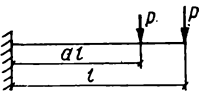
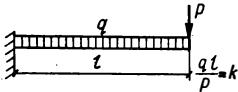
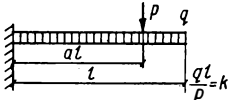
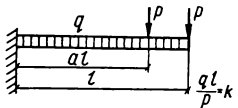
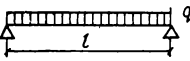
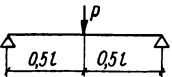
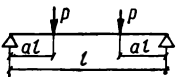
3. При определении потерь от релаксации напряжений по формулам п. 3 табл. 1 значения σ_0 и σ'_0 принимаются по указаниям СНиП II-V.1-62*; если вычисленные значения этих потерь оказываются отрицательными, то следует принимать их равными нулю. Потери от релаксации напряжений в конструкциях, работающих при температуре свыше 40°, принимаются по опытным данным.

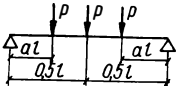
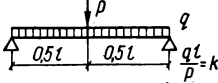
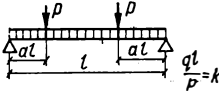
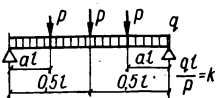
4. Для горячекатаной арматурной стали классов А-III, А-II и А-I, а также для арматурной стали классов А-IIIв и А-IIв, упрочненной вытяжкой до натяжения арматуры, потери от релаксации напряжений не учитываются (принимаются равными нулю). При электротермическом способе натяжения стержневой арматуры классов А-IV, А-V, Ат-IV, Ат-V и Ат-VI потери напряжения арматуры от релаксации напряжений можно не учитывать при напряжениях $\sigma_0 \leq 0,7 R_a^n$, а при $\sigma_0 > 0,7 R_a^n$ потери напряжений следует принимать равными $0,03 \sigma_0$.

5. При применении анкеров в виде плотно завинчиваемых гаек или клиновых шайб, устанавливаемых между анкерами и элементом, либо между захватом и опорным устройством, потери за счет обжатия гаек и шайб могут не учитываться, т. е. $\lambda_1 = 0$ и $\lambda_2 = 0$.

6. В формуле п. 8 табл. 1 σ_6 — установившееся напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры растягиваемой зоны, определяемое согласно СНиП II-V. 1-62.* до проявления потерь от многократно повторяющейся нагрузки; R'_6 — расчетное сопротивление бетона на выносливость, принимаемое в соответствии с указаниями СНиП II-V.1-62* в зависимости от вида напряженного состояния.

Таблица 2. Значение коэффициента S_a для определения прогиба железобетонных элементов постоянного сечения через кривизну $1/\rho$

№ пп.	Схемы нагружения	S_a
1		$\frac{1}{4}$
2		$\frac{1}{3}$
3		$a \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{6} \right)$
4		$\frac{a^2 (3 - a) + 2}{6 (1 + a)}$
5		$\frac{8 + 3k}{12 (2 + k)}$
6		$\frac{4a^2 (3 - a) + 3k}{12 (2a + k)}$
7		$\frac{8 + 4a^2 (3 - a) + 3k}{12 (2 + 2a + k)}$
8		$\frac{5}{48}$
9		$\frac{1}{12}$
10		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6}$

№ пп.	Схема загрузки	S_a
11		$\frac{1 + 2a(3 - 4a^2)}{12(1 + 4a)}$
12		$\frac{8 + 5k}{(2 + k)48}$
13		$\frac{16a(3 - 4a^2) + 5k}{(8a + k)48}$
14		$\frac{8 + 16a(3 - 4a^2) + 5k}{(2 + 8a + k)48}$

Приложение 2

Огибающие эпюры M и Q для однопролетной подкрановой балки при загрузении двумя кранами.

Опорная реакция с учетом загрузки соседних пролетов

$$R = gl_0 + k_R P.$$

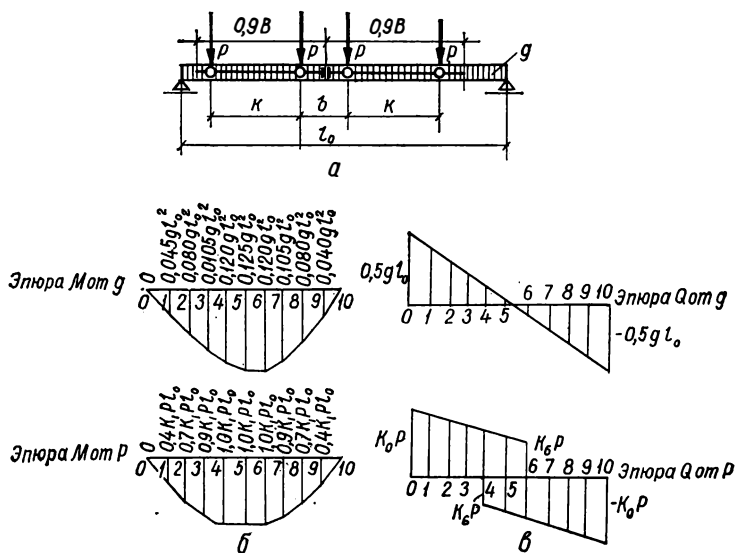


Рис. 1.

Т а б л и ц а 3. Значения коэффициентов k_1 , k_0 , k_8 , k_R

$\alpha = \frac{K}{l_0}$	Коэффициенты	$\beta = \frac{b}{l_0} = \frac{0,9B - K}{l_0}$								
		0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0,10	k_1	0,88								
	k_0	3,60								
	k_8	1,10								
	k_R	3,70								
0,15	k_1	0,80	0,75							
	k_0	3,30	3,20							
	k_8	0,90	0,80							
	k_R	3,60	3,50							
0,20	k_1	0,75	0,70							
	k_0	3,10	3,00							
	k_8	0,75	0,70							
	k_R	3,50	3,30							
0,30	k_1		0,60	0,55						
	k_0		2,60	2,50						
	k_8		0,50	0,50						
	k_R		3,20	3,10						
0,40	k_1		0,50	0,48	0,45					
	k_0		2,40	2,30	2,20					
	k_8		0,50	0,45	0,40					
	k_R		3,0	2,90	2,80					
0,50	k_1			0,43	0,40	0,38				
	k_0			2,20	2,10	2,00				
	k_8			0,55	0,50	0,45				
	k_R			2,70	2,60	2,50				
0,60	k_1				0,40	0,38	0,36			
	k_0				2,00	1,90	1,80			
	k_8				0,60	0,55	0,50			
	k_R				2,40	2,30	2,20			
0,70	k_1				0,40	0,38	0,36	0,34		
	k_0				1,90	1,80	1,70	1,66		
	k_8				0,60	0,55	0,50	0,45		
	k_R				2,20	2,10	2,00	1,95		
0,80	k_1					0,38	0,36	0,34	0,32	
	k_0					1,75	1,70	1,65	1,60	
	k_8					0,55	0,50	0,45	0,40	
	k_R					1,95	1,90	1,85	1,80	
0,90	k_1					0,38	0,36	0,34	0,32	0,30
	k_0					1,75	1,70	1,65	1,60	1,55
	k_8					0,55	0,50	0,45	0,40	0,40
	k_R					1,85	1,80	1,75	1,70	1,55

Т а б л и ц а 4. Значение коэффициентов k_1 , k_0 и k_6

Коэффици- енты	$\alpha = K : l_0$									
	0,0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	1,00
k_1	0,50	0,45	0,40	0,36	0,32	0,28	0,25	0,25	0,25	0,25
$k_0 = k_R$	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
k_6	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40

Огибающие эпюры M и Q для однопролетной подкрановой балки при нагружении одним краном.

Опорная реакция с учетом нагружения соседних пролетов

$$R = gl_0 + k_R P.$$

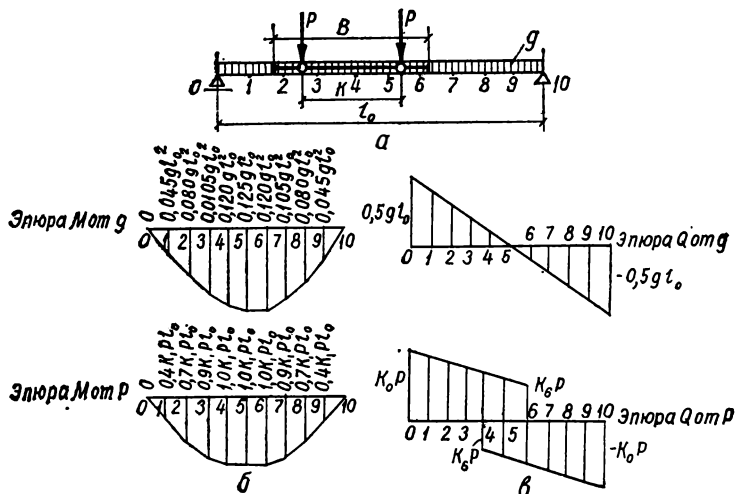


Рис. II.

Приложение 3

Т а б л и ц а 5. Значения упругой характеристики α

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора				при нулевой прочности раствора
	200— 25	10	4	2	
Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и тяжелого природного камня $\gamma_{об} \geq 1800 \text{ кг/м}^3$	1500	1000	750	750	500
Из тяжелых природных и цементных бетонных камней и бута	1500	1000	750	500	350
Из крупных блоков, изготовленных из легкого бетона, силикатного бетона, из автоклавного ячеистого бетона, крупнопористого бетона на легких заполнителях, легкого природного камня	750	750	500	500	350
Из керамических камней и кирпича глиняного пластического прессования обыкновенного и пустотелого, легкобетонных камней и легких природных камней	1000	750	500	350	200

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора				при нулевой прочности раствора
	200—25	10	4	2	
Из кирпича силикатного	750	500	350	350	200
Из кирпича глиняного полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания:

1. При определении коэффициентов продольного изгиба для гибкости $\frac{l_0}{h} \leq 8$ или $\frac{l_0}{r} = 28$, где l_0 — расчетная высота элемента;

h — меньший размер прямоугольного сечения;

r — меньший радиус инерции сечения, разрешается принимать величины упругой характеристики α для кладки из кирпича всех видов, как для кладки из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в табл. 5 значения упругой характеристики α для кладки из глиняного и силикатного кирпича распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 1500$.

4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α принимают по табл. 5 с коэффициентом 0,7.

Таблица 6. Коэффициенты γ_1

Вид кладки	γ_1 для нагрузок типа			
	1, 2, 3, (рис. 9а, б, в) СН и П II—В.2—62 *		4, 5 (рис. 9г, д) СН и П II—В. 2—62 *	
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
Из вибрированных кирпичных панелей и блоков, керамических камней и крупных бетонных блоков (кроме блоков из ячеистого и крупнопористого бетона), из бутобетона и бута	1,5	2	1,2	1,5
Из блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетонов, из природных камней	1,2	1,5	1	1,2
Из кирпича и обыкновенных бетонных камней	2	2	1,2	1,5

Примечания: 1. В случае, если нагрузка приложена к кладке из кирпича или керамических камней у края или у угла элемента на узкой площадке, имеющей длину менее длины одного кирпича, разрешается принимать величину γ_1 , равной при длине площади смятия 25 см — по табл. 6, а при длине площади смятия 12 см и менее $\gamma_1 = 1,5$ для одной местной нагрузки и $\gamma_1 = 2$ для суммы местной и основной нагрузок. При промежуточных длинах площади смятия значение γ_1 принимается по интерполяции.

2. При приложении нагрузки к кладке на свежем или на замороженном растворе в момент его оттаивания для всех видов кладок коэффициенты γ_1 принимаются как для кладки из блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетонов по п. 2 табл. 6.

Таблица 7. Формулы для определения распределения давления в кладке от действия местных нагрузок

Тип нагрузки	Схема загрузки	Расчетные формулы для определения напряжений
Сосредоточенная		$\sigma_{\text{макс}} = \frac{P}{y}; \quad H = 2y.$
		$\sigma_{\text{макс}} = \frac{2P}{y}; \quad H = y$
Сосредоточенная		$\sigma_{1\text{макс}} = \frac{P}{y_1};$ $H_1 = 2y_1 \text{ при } y_1 \leq T$ $\sigma_{2\text{макс}} = \frac{P}{y_2};$ $\sigma_1 = \frac{P(y_2 - T)}{y_2 + T};$ $H_2 = y_2 + T$ <p>при $T < y_2 < 2,41T$</p> $\sigma_{3\text{макс}} = \frac{2P}{y_3 + T};$ $H_3 = y_3 + T \text{ при } y_3 \geq 2,41T$
Распределенная		$\sigma_{1\text{макс}} = g; \quad H_1 = y_1 + T;$ $H' = T - 2y_1 \text{ при } y_1 \leq \frac{T}{2}$ $\sigma_{2\text{макс}} = \frac{2gT}{2y + T};$ $H_2 = 2y_2 + T \text{ при } y_2 > \frac{T}{2}$

Тип нагрузки	Схема нагружения	Расчетные формулы для определения напряжений
Распределенная		$\sigma_{1\max} = g; \quad H_1 = T + Y_1;$ $H' = T - Y_1 \text{ при } Y_1 < T$ $\sigma_{2\max} = \frac{2gT}{Y_2 + T};$ $H_2 = T + Y_2 \text{ при } Y_2 \geq T$

Таблица 8. Значения коэффициента P для расчета по деформациям изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений с полкой в сжатой зоне

γ'	L	μn								
		0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0	0,04	0,037	0,056	0,071	0,091	0,106				
		0,018	0,026	0,032	0,038	0,043				
	0,06	0,029	0,046	0,054	0,078	0,092				
		0,016	0,024	0,030	0,036	0,041				
	0,08	0,027	0,042	0,054	0,072	0,086				
		0,015	0,023	0,029	0,035	0,040				
	0,10	0,026	0,041	0,053	0,070	0,084				
		0,015	0,023	0,028	0,035	0,040				
	0,15		0,040	0,052	0,067	0,083				
			0,022	0,027	0,034	0,031				
	0,20		0,039	0,052	0,068	0,086				
			0,021	0,026	0,033	0,038				
0,2	0,06	0,046	0,069	0,087	0,111	0,131	0,148	0,162		
		0,026	0,035	0,043	0,051	0,057	0,062	0,066		
	0,08	0,036	0,058	0,075	0,097	0,116	0,132	0,146		
		0,023	0,032	0,040	0,048	0,054	0,059	0,063		
	0,10	0,034	0,053	0,068	0,090	0,108	0,124	0,138		
		0,022	0,032	0,039	0,047	0,053	0,058	0,062		
	0,15		0,044	0,063	0,085	0,102	0,117	0,131		
			0,031	0,038	0,046	0,052	0,057	0,061		
	0,20		0,049	0,063	0,084	0,101	0,116	0,130		
			0,030	0,037	0,045	0,051	0,056	0,060		
	0,30			0,063	0,084	0,101	0,115	0,130		
				0,036	0,044	0,050	0,054	0,058		
	0,06	0,059	0,089	0,112	0,143	0,166	0,188	0,206		
		0,032	0,045	0,054	0,065	0,072	0,073	0,083		
	0,08	0,044	0,070	0,090	0,119	0,140	0,161	0,178		
		0,028	0,041	0,049	0,060	0,067	0,074	0,079		

γ'	L	μ								
		0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,4	0,10	0,039 0,026	0,062 0,038	0,081 0,077	0,112 0,052	0,129 0,066	0,148 0,072	0,169 0,074		
	0,15		0,054 0,037	0,072 0,076	0,096 0,057	0,118 0,065	0,135 0,070	0,152 0,075		
	0,20		0,053 0,037	0,071 0,075	0,096 0,056	0,117 0,065	0,195 0,070	0,150 0,075		
	0,40				0,095 0,055	0,116 0,063	0,134 0,068	0,150 0,073		
0,6	0,06	0,067 0,037	0,102 0,052	0,129 0,069	0,162 0,076	0,189 0,084	0,218 0,093	0,241 0,099	0,276 0,109	
	0,08	0,049 0,032	0,077 0,047	0,101 0,057	0,130 0,069	0,156 0,078	0,182 0,087	0,203 0,094	0,237 0,104	
	0,10	0,042 0,029	0,067 0,044	0,084 0,054	0,117 0,065	0,141 0,075	0,166 0,084	0,186 0,091	0,220 0,101	
	0,15		0,058 0,042	0,078 0,053	0,103 0,064	0,127 0,073	0,157 0,083	0,169 0,088	0,204 0,099	
	0,20		0,056 0,042	0,076 0,052	0,101 0,063	0,124 0,073	0,148 0,083	0,186 0,088	0,198 0,098	
	0,40				0,101 0,063	0,124 0,072	0,142 0,082	0,166 0,088	0,197 0,098	
	0,06	0,074 0,040	0,114 0,058	0,147 0,071	0,190 0,087	0,222 0,098	0,247 0,106	0,273 0,114	0,316 0,125	0,348 0,139
	0,08	0,052 0,034	0,083 0,052	0,110 0,064	0,148 0,080	0,178 0,092	0,207 0,100	0,225 0,107	0,266 0,119	0,298 0,123
0,8	0,10	0,044 0,031	0,072 0,048	0,096 0,060	0,131 0,075	0,159 0,087	0,183 0,096	0,204 0,103	0,243 0,115	0,275 0,124
	0,15		0,061 0,045	0,082 0,058	0,113 0,073	0,140 0,084	0,163 0,093	0,184 0,104	0,219 0,112	0,251 0,122
	0,20		0,058 0,045	0,079 0,058	0,109 0,073	0,136 0,084	0,159 0,093	0,178 0,100	0,215 0,111	0,246 0,121
	0,40				0,109 0,072	0,136 0,083	0,159 0,091	0,179 0,099	0,215 0,111	0,246 0,120
	0,08	0,054 0,036	0,087 0,055	0,116 0,069	0,167 0,087	0,192 0,101	0,219 0,112	0,246 0,120	0,288 0,130	0,326 0,144
	0,10	0,046 0,033	0,071 0,057	0,100 0,065	0,188 0,082	0,170 0,076	0,197 0,107	0,221 0,175	0,262 0,128	0,299 0,199
1,0	0,15		0,062 0,048	0,085 0,062	0,117 0,039	0,147 0,092	0,172 0,103	0,195 0,112	0,234 0,125	0,270 0,136
	0,20		0,060 0,048	0,082 0,062	0,114 0,079	0,143 0,092	0,168 0,102	0,190 0,112	0,229 0,125	0,263 0,135

γ	L	μn								
		0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
	0,40				$\frac{0,114}{0,079}$	$\frac{0,143}{0,092}$	$\frac{0,168}{0,102}$	$\frac{0,190}{0,111}$	$\frac{0,229}{0,124}$	$\frac{0,262}{0,135}$
	0,60							$\frac{0,189}{0,111}$	$\frac{0,229}{0,124}$	$\frac{0,262}{0,134}$

Примечания:

1. Величины L , μn и γ' определяются по формулам:

$$L = \frac{M}{R_n b h_0^2}; \quad \mu n = \frac{E_a F_a}{E_s b h_0}; \quad \gamma' = \frac{(b'_n - b) h'_n + \frac{h}{v} F'_a}{b h_0}.$$

2. В числителе приведены значения коэффициента p для расчета при кратковременном действии нагрузки, в знаменателе — при длительном.

Таблица 9. Значения коэффициента D для расчета элементов прямоугольного и таврового сечений

Арматура	Марка бетона	
	200	300
Обыкновенная арматурная проволока	5,76	5,89
Горячекатаная сталь класса А-I	5,38	5,50
То же, класса А-II	2,76	3,85
» А-III	3,58	3,66

Приложение 4

Таблица 10. Коэффициенты k_1 для определения опорной реакции R_B от момента $P \cdot a_B$

$$n = \frac{j_B}{j_H}; \quad \lambda = \frac{H_B}{H}; \quad R_B = \frac{P}{H} (k_1 \cdot a_B - k_1 \cdot e),$$

где k_1 — коэффициент k_1 при значении $y = 1,0 \cdot H_B$

μ	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,0 · H _B	0,101	1,752	1,620	1,554	1,531	1,520	1,513	1,509	1,506	1,503	1,502	1,500
	0,15	2,012	1,741	1,613	1,566	1,543	1,529	1,519	1,512	1,507	1,503	1,500
	0,20	2,292	1,903	1,686	1,610	1,571	1,548	1,532	1,521	1,512	1,505	1,500

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0,0 \cdot H_B$	0,25	2,530	2,055	1,765	1,658	1,603	1,569	1,546	1,530	1,520	1,508	1,500
	0,30	2,687	2,184	1,841	1,707	1,636	1,592	1,562	1,539	1,523	1,510	1,500
	0,40	2,735	2,323	1,959	1,775	1,697	1,635	1,592	1,570	1,535	1,516	1,500
	0,50	2,556	2,294	2,00	1,839	1,337	1,667	1,615	1,576	1,545	1,521	1,500
$1,0 \cdot H_B$	0,10	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,485	1,485
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,464	1,465	1,466	1,466
	0,20	1,250	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,440
	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406
	0,30	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,365
	0,40	0,569	0,799	1,003	1,096	1,150	1,184	1,208	1,226	1,241	1,251	1,260
	0,50	0,333	0,529	0,750	0,871	0,947	1,00	1,038	1,068	1,091	1,110	1,125

Таблица 11. Коэффициенты k_2 для определения опорной реакции R_B от действия момента $M = P \cdot a_H$

$$n = \frac{J_B}{J_H}; \quad \lambda = \frac{H_B}{H}; \quad R_B = k_2 \frac{P \cdot a_H}{H};$$

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$1,0 \cdot H_H$	0,10	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,485	1,485
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,463	1,465	1,466	1,466
	0,20	1,250	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,440
	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406
	0,30	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,365
	0,40	0,569	0,799	1,003	1,096	1,150	1,184	1,209	1,226	1,240	1,251	1,260
	0,50	0,333	0,529	0,750	0,871	0,947	1,00	1,038	1,068	1,091	1,110	1,125

Таблица 12. Коэффициенты k_3 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной силы T

$$n = \frac{J_B}{J_H}; \quad \lambda = \frac{H_H}{H}; \quad R_B = k_3 T$$

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0,6 \cdot H_H$	0,10	0,897	0,904	0,907	0,909	0,909	0,909	0,910	0,910	0,910	0,910	0,910
	0,15	0,826	0,846	0,857	0,860	0,862	0,864	0,864	0,864	0,865	0,865	0,865
	0,20	0,740	0,780	0,802	0,810	0,814	0,816	0,818	0,819	0,820	0,820	0,821
	0,25	0,647	0,707	0,743	0,754	0,764	0,768	0,768	0,771	0,773	0,776	0,777
	0,30	0,556	0,631	0,682	0,702	0,713	0,719	0,724	0,726	0,729	0,731	0,733
	0,40	0,407	0,483	0,558	0,590	0,609	0,621	0,629	0,635	0,640	0,644	0,647
	0,50	0,315	0,376	0,446	0,484	0,508	0,525	0,536	0,545	0,553	0,559	0,564

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,8 · H _в	0,10	0,865	0,873	0,877	0,878	0,879	0,879	0,880	0,880	0,880	0,880	0,880
	0,15	0,775	0,801	0,811	0,815	0,817	0,818	0,988	0,820	0,820	0,821	0,821
	0,20	0,669	0,785	0,740	0,749	0,754	0,757	0,758	0,760	0,761	0,761	0,762
	0,25	0,557	0,625	0,666	0,682	0,689	0,694	0,697	0,700	0,702	0,703	0,704
	0,30	0,448	0,533	0,590	0,613	0,624	0,632	0,637	0,640	0,643	0,645	0,647
	0,40	0,275	0,362	0,439	0,476	0,495	0,508	0,517	0,524	0,529	0,533	0,536
	0,50	0,170	0,235	0,308	0,351	0,373	0,391	0,403	0,413	0,421	0,427	0,432

Таблица 13. Коэффициенты ε

v	Число стоек <i>m</i>								
	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,25	0,500	0,167	0,100	0,071	0,056	0,049	0,039	0,035	0,029
0,50	0,500	0,250	0,167	0,126	0,100	0,089	0,071	0,065	0,056
0,75	0,500	0,300	0,215	0,167	0,136	0,125	0,100	0,090	0,079
1,00	0,500	0,333	0,250	0,200	0,167	0,150	0,125	0,113	0,100
1,50	0,500	0,374	0,300	0,250	0,214	0,195	0,167	0,153	0,136
2,00	0,500	0,400	0,333	0,286	0,250	0,230	0,200	0,183	0,167

Таблица 14. Коэффициенты k_0

λ	n										
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	2,944	2,978	2,988	2,993	2,996	2,997	2,998	2,999	2,999	3,00	3,00
0,15	2,819	2,912	2,960	2,977	2,985	2,990	2,993	2,996	2,997	2,999	3,00
0,20	2,604	2,799	2,907	2,945	2,964	2,976	2,984	2,990	2,994	2,997	3,00
0,25	2,313	2,630	2,824	2,894	2,931	2,954	2,969	2,980	2,988	2,995	3,00
0,30	1,983	2,414	2,708	2,823	2,883	2,921	2,947	2,963	2,980	2,994	3,00
0,40	1,354	1,904	2,389	2,610	2,731	2,820	2,878	2,920	2,953	2,979	3,00
0,50	0,889	1,412	2,00	2,329	2,526	2,667	2,769	2,847	2,909	2,959	3,00

Таблица 15. Коэффициенты k_1 для определения R_v от ветровой нагрузки p по всей высоте стойки

λ	n									
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	0,3721	0,3736	0,3741	0,3744	0,3746	0,3747	0,3749	0,3749	0,3749	0,3750
0,20	0,3548	0,3657	0,3694	0,3714	0,3726	0,3734	0,3740	0,3744	0,3748	0,3750
0,30	0,3281	0,3418	0,3546	0,3649	0,3681	0,3704	0,3724	0,3733	0,3742	0,3750
0,40	0,3045	0,3291	0,3458	0,3553	0,3614	0,3657	0,3690	0,3714	0,3733	0,3750
0,50	0,2757	0,3125	0,3326	0,3454	0,3542	0,3604	0,3655	0,3693	0,3722	0,3750

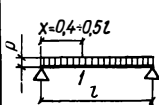
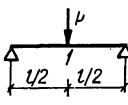
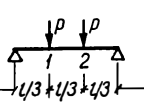
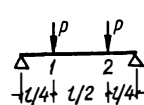
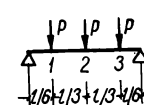
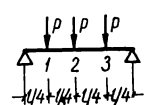
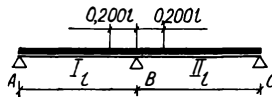
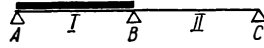
Таблица 16. Расчетные площади сечения стержней и теоретический вес 1 м сварных сеток

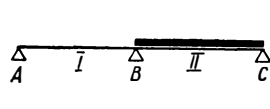
Марка сетки	Ширина сетки, мм											Расчетная площадь сечения поперечных стержней, см ² на 1 м	Расчетное сопротивление рабочей арматуры R _{ар} , кгс/см ²
	900	1100	1300	1400	1500	1700	2300	2500	2700	2900	3500		
Продольное направление рабочей арматуры													
200/250/3/3	0,43	0,50	—	0,57	0,64	0,71	0,92	0,99	1,07	1,14	—	0,68	3150
150/250/3/3	0,54	0,64	—	0,76	0,84	0,94	1,24	1,33	1,44	1,54	—	0,28	
	0,50	0,57	—	0,71	0,78	0,85	1,14	1,28	1,35	1,42	—		
200/250/4/3	0,60	0,70	—	0,87	0,95	1,05	1,41	1,56	1,66	1,76	0,28		
	0,76	0,88	—	1,01	1,13	1,26	1,64	1,76	1,89	2,02		—	
150/250/4/3	0,80	0,94	—	1,11	1,22	1,37	1,81	1,94	2,09	2,23	0,28		
	0,88	1,01	—	1,26	1,39	1,51	2,02	2,27	2,39	2,52		—	
200/250/5/4	0,89	1,04	—	1,30	1,43	1,57	2,10	2,34	2,48	2,62	0,50		
	1,18	1,37	—	1,57	1,76	1,96	2,55	2,74	2,94	3,14		—	
150/250/6/4	1,30	1,52	—	1,80	1,99	2,22	2,92	3,15	3,38	3,62	0,50		
	1,98	2,26	—	—	3,11	—	4,53	5,09	5,38	5,66		—	
100/250/6/4	1,92	2,22	—	—	3,05	—	4,47	4,99	5,30	5,60	0,50		
	2,83	3,40	—	—	4,53	—	6,79	7,36	7,92	8,49		—	
150/250/9/5	2,59	3,12	—	—	4,16	—	6,25	6,77	7,29	7,82	0,78		
	4,45	5,09	—	—	7,00	—	10,18	11,45	12,08	12,72		—	
100/250/9/5	4,07	4,69	—	—	6,44	—	9,43	10,54	11,16	11,78	0,78		
	6,36	7,63	—	—	10,18	—	15,26	16,54	17,81	19,08			
	5,57	6,69	—	—	8,93	—	13,42	14,54	15,66	16,78			
Поперечное направление рабочей арматуры													
250/200/3/4	0,36	0,43	0,43	—	—	0,57	0,78	—	—	0,99	1,14	0,63	3150
250/150/3/4	0,75	0,90	1,00	—	—	1,31	1,77	—	—	2,23	2,65	0,84	
	0,36	0,43	0,43	—	—	0,57	0,78	—	—	0,99	1,14		
250/150/4/5	0,90	1,09	1,22	—	—	1,59	2,16	—	—	2,72	3,23	1,31	
	0,63	0,76	0,76	—	—	1,01	1,39	—	—	1,76	2,02		
250/200/4/8	1,46	1,77	1,98	—	—	2,58	3,50	—	—	4,40	5,23	2,52	
	0,63	0,76	0,76	—	—	1,01	1,39	—	—	1,76	2,02		
250/150/5/9	2,36	2,85	3,25	—	—	4,23	5,72	—	—	7,20	8,59	4,24	
	0,98	1,18	1,18	—	—	1,57	2,16	—	—	2,74	3,14		
	3,90	4,72	5,39	—	—	7,03	9,48	—	—	11,94	14,25		

Марка сетки	Ширина сетки, мм											Расчетная площадь сечения поперечных стержней, см² на 1 м	Расчетное сопротивление рабочей арматуры R _a , кгс/см²
	900	1100	1300	1400	1500	1700	2300	2500	2700	2900	3500		
Рабочая арматура, одинаковая в обоих направлениях													
200/200/3/3	—	0,50	0,57	0,57	0,64	0,71	0,92	0,99	1,07	1,14	1,35	0,36	3150
		0,71	0,82	0,86	0,93	1,05	1,38	1,49	1,62	1,73	2,06		
150/150/3/3	—	0,57	0,71	0,71	0,78	0,85	1,14	1,28	1,35	1,42	1,70	0,47	
		0,87	1,05	1,09	1,18	1,31	1,76	1,94	2,07	2,20	2,64		
100/100/3/3	—	0,85	0,99	1,07	1,14	1,28	1,70	1,85	1,99	2,13	2,50	0,71	
		1,30	1,52	1,64	1,75	1,98	2,64	2,87	3,09	3,31	3,98		
200/200/5/5	—	1,37	1,57	1,57	1,76	1,96	2,55	2,74	2,94	3,14	3,72	0,98	
		1,95	2,26	2,34	2,57	2,88	3,80	4,11	4,42	4,73	5,64		
100/100/5/5	—	2,35	2,74	2,94	3,14	3,53	4,70	5,10	5,49	5,88	7,06	1,96	
		3,60	4,22	4,52	4,84	5,45	7,29	7,91	8,53	9,14	10,99		
150/150/7/7	—	3,08	3,85	3,85	4,24	4,62	6,16	6,93	7,32	7,70	9,24	2,57	
		4,72	5,72	5,93	6,44	7,14	9,55	10,57	11,27	11,98	14,40		
100/100/7/7	—	4,62	5,39	5,78	6,16	6,93	9,24	10,01	10,78	11,55	13,86	3,85	
		7,07	8,28	8,89	9,49	10,70	14,33	15,54	16,74	17,95	21,58		
200/200/8/8	—	—	—	—	—	—	6,54	7,04	—	—	—	2,52	
		—	—	—	—	—	9,77	10,55	—	—	—		
200/200/9/9	—	—	—	—	—	—	8,27	8,90	—	—	—	3,18	
		—	—	—	—	—	12,33	13,33	—	—	—		
150/150/9/9	—	—	—	—	—	—	10,18	11,45	—	—	—	4,24	
		—	—	—	—	—	15,78	17,44	—	—	—		
100/100/8/8	—	—	—	—	—	—	12,07	13,08	—	—	—	5,03	
		—	—	—	—	—	18,71	20,30	—	—	—		
100/100/9/9	—	—	—	—	—	—	15,26	16,54	—	—	—	6,36	
		—	—	—	—	—	23,66	25,66	—	—	—		

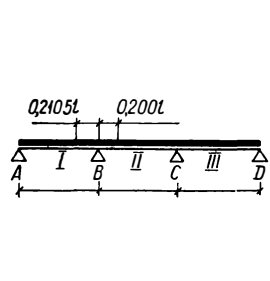
Примечание. В числителе дроби приведена расчетная площадь сечения всех продольных стержней в см², в знаменателе — теоретический вес 1 м сетки в кгс.

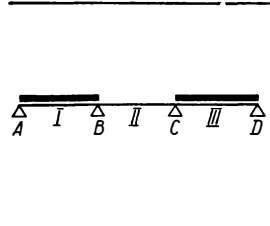
Таблица 17. Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ загрузки нагруженных пролетов					
							
Двухпролетная балка							
	M_{I1}	$0,070 \, pl^2$	$0,156 \, Pl$	$0,222 \, Pl$	$0,180 \, Pl$	$0,258 \, Pl$	$0,184 \, Pl$
	M_{I2}	—	—	$0,111 \, Pl$	$0,039 \, Pl$	$0,266 \, Pl$	$0,219 \, Pl$
	M_{I3}	—	—	—	—	$0,023 \, Pl$	$-0,080 \, Pl$
	M_B (мин)	$-0,125 \, pl^2$	$-0,188 \, Pl$	$-0,333 \, Pl$	$-0,281 \, Pl$	$-0,469 \, Pl$	$-0,396 \, Pl$
	$A = Q_{IA}$	$0,375 \, pl$	$0,313 \, P$	$0,667 \, P$	$0,719 \, P$	$1,031 \, P$	$1,104 \, P$
	B (макс)	$1,250 \, pl$	$1,375 \, P$	$2,667 \, P$	$2,563 \, P$	$3,938 \, P$	$3,792 \, P$
	Q_{IB} (мин)	$-0,625 \, pl$	$-0,688 \, P$	$-1,333 \, P$	$-1,281 \, P$	$-1,969 \, P$	$-1,896 \, P$
	$M_{II1}(\text{макс})$	$0,096 \, pl^2$	$0,203 \, Pl$	$0,278 \, Pl$	$0,215 \, Pl$	$0,316 \, Pl$	$0,217 \, Pl$
	$M_{II2}(\text{макс})$	—	—	$0,222 \, Pl$	$0,145 \, Pl$	$0,383 \, Pl$	$0,318 \, Pl$
	$M_{II3}(\text{макс})$	—	—	—	—	$0,200 \, Pl$	$0,085 \, Pl$
	M_B	$-0,063 \, pl^2$	$-0,094 \, Pl$	$-0,167 \, Pl$	$-0,141 \, Pl$	$-0,234 \, Pl$	$-0,198 \, Pl$
	$A = Q_{IA}$ (макс)	$0,438 \, pl$	$0,406 \, P$	$0,833 \, P$	$0,859 \, P$	$1,266 \, P$	$1,302 \, P$

	M_{II} (мин)	—	$-0,047 Pl$	$-0,056 Pl$	$-0,035 Pl$	$-0,059 Pl$	$-0,033 Pl$
	M_{I2} (мин)	—	—	$-0,111 Pl$	$-0,106 Pl$	$-0,117 Pl$	$-0,099 Pl$
	M_{I3} (мин)	—	—	—	—	$-0,176 Pl$	$-0,165 Pl$
	$A = Q_{IA}$ (мин)	$-0,063 pl$	$-0,094 P$	$-0,167 P$	$-0,141 P$	$-0,234 P$	$-0,198 P$

Трехпролетная балка

	M_{II}	$0,080 pl^2$	$0,175 Pl$	$0,244 Pl$	$0,194 Pl$	$0,281 Pl$	$0,197 Pl$
	M_{I2}	—	—	$0,156 Pl$	$0,081 Pl$	$0,313 Pl$	$0,258 Pl$
	M_{I3}	—	—	—	—	$0,094 Pl$	$-0,014 Pl$
	M_{III}	$0,025 pl^2$	$0,100 Pl$	$0,067 Pl$	$0,025 Pl$	—	$-0,067 Pl$
	M_{II2}	—	—	$0,067 Pl$	$0,025 Pl$	$0,125 Pl$	$0,100 Pl$
	M_B	$-0,100 pl^2$	$-0,150 Pl$	$-0,267 Pl$	$-0,225 Pl$	$-0,375 Pl$	$-0,317 Pl$
	$A = Q_{IA}$	$0,400 pl$	$0,350 P$	$0,733 P$	$0,775 P$	$1,125 P$	$1,183 P$
	B	$1,100 pl$	$1,150 P$	$2,267 P$	$2,225 P$	$3,375 P$	$3,317 P$
	Q_{IB}	$-0,600 pl$	$-0,650 P$	$-1,267 P$	$-1,225 P$	$-1,875 P$	$-1,817 P$
	$Q_{IIB} = -Q_{IIC}$	$0,500 pl$	$0,500 P$	$1,000 P$	$1,000 P$	$1,500 P$	$1,500 P$

	M_{II} (макс)	$0,101 pl^2$	$0,213 Pl$	$0,289 Pl$	$0,222 Pl$	$0,328 Pl$	$0,224 Pl$
	M_{I2} (макс)	—	—	$0,244 Pl$	$0,166 Pl$	$0,406 Pl$	$0,338 Pl$
	M_{I3} (макс)	—	—	—	—	$0,234 Pl$	$0,118 Pl$
	M_{III} (мин)	$-0,050 pl^2$	$-0,075 Pl$	$-0,133 Pl$	$-0,113 Pl$	$-0,188 Pl$	$-0,158 Pl^*$ ($-0,167 Pl$)
	M_{II2} (мин)	—	—	$-0,133 Pl$	$-0,113 Pl$	$-0,188 Pl$	$-0,158 Pl$
	M_B	$-0,050 pl^2$	$-0,075 Pl$	$-0,133 Pl$	$-0,113 Pl$	$-0,188 Pl$	$-0,158 Pl$
	$A = Q_{IA}$ (макс)	$0,450 pl$	$0,425 P$	$0,867 P$	$0,888 P$	$1,313 P$	$1,342 P$

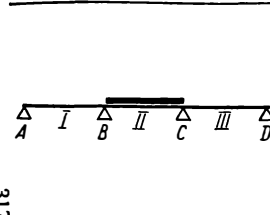
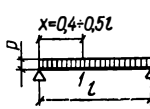
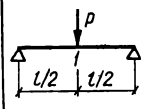
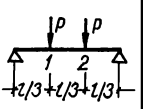
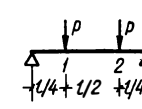
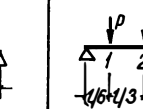
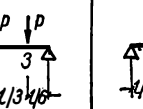
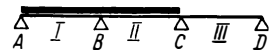
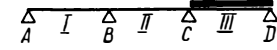
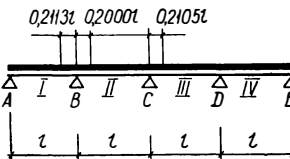
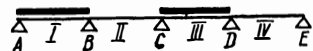
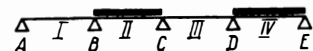
	M_{II} (мин)	—	$-0,038 Pl$	$-0,044 Pl$	$-0,028 Pl$	$-0,047 Pl$	$-0,026 Pl$
	M_{I2} (мин)	—	—	$-0,089 Pl$	$-0,084 Pl$	$-0,094 Pl$	$-0,079 Pl$
	M_{I3} (мин)	—	—	—	—	$-0,141 Pl$	$-0,132 Pl$
	M_{III} (макс)	$0,075 pl^2$	$0,175 Pl$	$0,200 Pl$	$0,138 Pl$	$0,188 Pl$	$0,092 Pl$ ($0,100 Pl$) [*]
	M_{II2} (макс)	—	—	$0,200 Pl$	$0,138 Pl$	$0,313 Pl$	$0,258 Pl$
	M_B	$-0,050 pl^2$	$-0,075 Pl$	$-0,133 Pl$	$-0,113 Pl$	$-0,183 Pl$	$-0,158 Pl$
	$A = Q_{IA}$ (мин)	$-0,050 pl$	$-0,075 P$	$-0,133 Pl$	$-0,113 P$	$-0,188 P$	$-0,158 p$

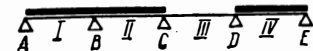
Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, переверывающие силы, опорные реакции	Способ загрузки нагруженных пролетов					
							
	M_B (мин)	$0,117 \, pl^2$	$-0,175 \, Pl$	$-0,311 \, Pl$	$-0,263 \, Pl$	$-0,438 \, Pl$	$-0,369 \, Pl$
	M_C	$-0,033 \, pl^2$	$-0,050 \, Pl$	$-0,089 \, Pl$	$-0,075 \, P$	$-0,126 \, Pl$	$-0,106 \, Pl$
	B (макс)	$1,200 \, pl$	$1,300 \, P$	$2,533 \, P$	$2,450 \, P$	$3,750 \, P$	$3,633 \, P$
	Q_{IB} (мин)	$-0,617 \, pl$	$-0,675 \, P$	$-1,311 \, P$	$-1,263 \, P$	$-1,937 \, P$	$-1,869 \, P$
	Q_{IIB} (макс)	$0,583 \, pl$	$0,625 \, P$	$1,222 \, P$	$1,188 \, P$	$1,813 \, P$	$1,764 \, P$
	M_B (макс)	$0,017 \, pl^2$	$0,025 \, Pl$	$0,044 \, Pl$	$0,038 \, Pl$	$0,063 \, Pl$	$0,053 \, Pl$
	M_C	$-0,067 \, pl^2$	$-0,100 \, Pl$	$-0,178 \, Pl$	$-0,150 \, Pl$	$-0,250 \, Pl$	$-0,211 \, Pl$
	Q_{IB} (макс)	$0,017 \, pl$	$0,025 \, P$	$0,044 \, P$	$0,038 \, P$	$0,063 \, P$	$0,053 \, P$
	Q_{IIB} (мин)	$-0,083 \, pl$	$-0,125 \, P$	$-0,222 \, P$	$-0,188 \, P$	$-0,313 \, P$	$-0,264 \, P$
Четырехпролетная балка							
	M_{I1}	$0,077pl^2$	$0,170 \, Pl$	$0,238 \, Pl$	$0,190 \, Pl$	$0,275 \, Pl$	$0,193 \, Pl$
	M_{I2}	—	—	$0,143 \, Pl$	$0,069 \, Pl$	$0,239 \, Pl$	$0,247 \, Pl$
	M_{I3}	—	—	—	—	$0,074 \, Pl$	$-0,033 \, Pl$
	M_{II1}	$0,037 \, pl^2$	$0,116 \, Pl$	$-0,079 \, Pl$	$0,029 \, Pl$	$0,007 \, Pl$	$-0,070 \, Pl$
	M_{II2}	—	—	$0,111 \, Pl$	$0,069 \, Pl$	$0,165 \, Pl$	$0,134 \, Pl$
	M_{II3}	—	—	—	—	$0,074 \, Pl$	$0,005 \, Pl$
	M_B	$-0,107 \, pl^2$	$-0,161 \, Pl$	$-0,286 \, Pl$	$-0,241 \, Pl$	$-0,402 \, Pl$	$-0,339 \, Pl$
	M_C	$-0,071 \, pl^2$	$-0,107 \, Pl$	$-0,190 \, Pl$	$-0,161 \, Pl$	$-0,268 \, Pl$	$-0,226 \, Pl$
	$A = Q_{IA}$	$0,393 \, pl$	$0,339 \, P$	$0,714 \, P$	$0,759 \, P$	$1,098 \, P$	$1,161 \, P$
	B	$1,143 \, pl$	$1,214 \, P$	$2,381 \, P$	$2,321 \, P$	$3,536 \, P$	$3,452 \, P$
	C	$0,929 \, pl$	$0,892 \, P$	$1,810 \, P$	$1,839 \, P$	$2,732 \, P$	$2,774 \, P$
	Q_{IB}	$-0,607 \, pl$	$-0,661 \, P$	$-1,286 \, P$	$-1,241 \, P$	$-1,902 \, P$	$-1,839 \, P$
	Q_{IIB}	$0,536 \, pl$	$0,554 \, P$	$1,095 \, P$	$1,080 \, P$	$1,613 \, P$	$1,613 \, P$
	Q_{IIC}	$-0,446 \, pl$	$-0,446 \, P$	$-0,905 \, P$	$-0,920 \, P$	$-1,366 \, P$	$-1,387 \, P$



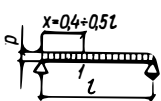
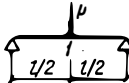
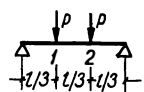
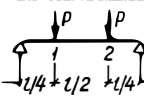
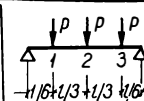
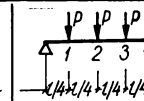
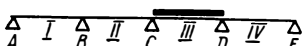
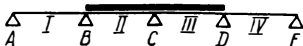
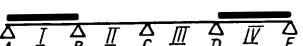
M_{I1} (макс)	0,100 pl^2	0,210 Pl	0,286 Pl	0,220 Pl	0,325 Pl	0,222 Pl
M_{I2} (макс)	—	—	0,238 Pl	0,160 Pl	0,400 Pl	0,332 Pl
M_{I3} (макс)	—	—	—	—	0,224 Pl	0,109 Pl
M_{III} (мин)	—	-0,067 Pl	-0,127 Pl	-0,110 Pl	-0,184 Pl	-0,160 Pl (-170 Pl)*
M_{II2} (мин)	—	—	-0,111 Pl	-0,090 Pl	-0,167 Pl	-0,141 Pl
M_{II3} (мин)	—	—	—	—	-0,151 Pl	-0,123 Pl (0,134 Pl)*
M_B	-0,054 pl^2	-0,080 Pl	-0,143 Pl	-0,121 Pl	-0,201 Pl	-0,170 Pl
M_C	-0,036 pl^2	-0,054 Pl	-0,095 Pl	-0,080 Pl	-0,134 Pl	-0,113 Pl
$A = Q_{IA}$ (макс)	0,446 pl	0,420 P	0,857 P	0,879 P	1,299 P	1,330 P



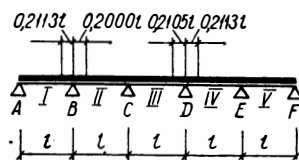
M_{I1} (мин)	—	-0,040 Pl	-0,048 Pl	-0,030 Pl	-0,050 Pl	-0,028 Pl
M_{I2} (мин)	—	—	-0,095 Pl	-0,090 Pl	-0,110 Pl	-0,085 Pl
M_{I3} (мин)	—	—	—	—	-0,151 Pl	-0,141 Pl
M_{III} (макс)	0,080 pl^2	-0,183 Pl	0,206 Pl	0,140 Pl	0,191 Pl	0,090 Pl , (0,099 Pl)
M_{II2} (макс)	—	—	0,222 Pl	0,160 Pl	0,333 Pl	0,275 Pl
M_{II3} (макс)	—	—	—	—	0,224 Pl	0,127 Pl , (0,139 Pl)*
M_B	-0,054 pl^2	-0,080 Pl	-0,143 Pl	-0,121 Pl	-0,201 Pl	-0,170 Pl
M_C	-0,036 pl^2	-0,054 Pl	-0,095 Pl	-0,080 Pl	-0,134 Pl	-0,113 Pl
$A = Q_{IC}$ (мин)	-0,054 pl	-0,080 P	-0,143 P	-0,121 P	-0,201 P	-0,170 P



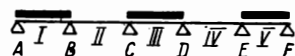
M_B (мин)	-0,121 pl^2	-0,181 Pl	-0,321 Pl	-0,271 Pl	-0,452 Pl	-0,382 Pl
M_C	-0,018 pl^2	-0,027 Pl	-0,048 Pl	-0,040 Pl	-0,067 Pl	-0,057 Pl
M_D	-0,058 pl^2	-0,087 Pl	-0,155 Pl	-0,131 Pl	-0,218 Pl	-0,184 Pl
B (макс)	1,223 pl	1,335 P	2,595 P	2,502 P	3,837 P	3,707 P
Q_{IB} (мин)	-0,621 pl	-0,681 P	-1,321 P	-1,271 P	-1,952 P	-1,882 P
Q_{IIB} (макс)	0,603 pl	0,653 P	1,274 P	1,231 P	1,885 P	1,825 P

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ нагружения нагруженных пролетов					
							
	M_B (макс)	$0,013 \, pl^2$	$0,020 \, Pl$	$0,036 \, Pl$	$0,030 \, Pl$	$0,050 \, Pl$	$0,042 \, Pl$
	M_C	$-0,054 \, pl^2$	$-0,080 \, Pl$	$-0,143 \, Pl$	$-0,120 \, Pl$	$-0,201 \, Pl$	$-0,170 \, Pl$
	M_D	$-0,049 \, pl^2$	$-0,074 \, Pl$	$-0,131 \, Pl$	$-0,110 \, Pl$	$-0,184 \, Pl$	$-0,156 \, Pl$
	V (мин)	$-0,080 \, pl$	$-0,121 \, P$	$-0,214 \, P$	$-0,181 \, P$	$-0,301 \, P$	$-0,254 \, P$
	Q_{IB} (макс)	$0,013 \, pl$	$0,020 \, P$	$0,036 \, P$	$0,030 \, P$	$0,050 \, P$	$0,042 \, P$
	Q_{IIB} (мин)	$-0,067 \, pl$	$-0,100 \, P$	$-0,178 \, P$	$-0,151 \, P$	$-0,251 \, P$	$-0,212 \, P$
	M_B	$-0,036 \, pl^2$	$-0,054 \, Pl$	$-0,095 \, Pl$	$-0,080 \, Pl$	$-0,134 \, Pl$	$-0,113 \, Pl$
	M_C (мин)	$-0,107 \, pl^2$	$-0,161 \, Pl$	$-0,286 \, Pl$	$-0,241 \, Pl$	$-0,402 \, Pl$	$-0,339 \, Pl$
	C (макс)	$1,143 \, pl$	$1,214 \, P$	$2,381 \, P$	$2,321 \, P$	$3,536 \, P$	$3,452 \, P$
	Q_{IIC} (мин)	$-0,571 \, pl$	$-0,607 \, P$	$-1,191 \, P$	$-1,160 \, P$	$-1,768 \, P$	$-1,726 \, P$
	M_B	$-0,071 \, pl^2$	$-0,107 \, Pl$	$-0,190 \, Pl$	$-0,161 \, Pl$	$-0,268 \, Pl$	$-0,226 \, Pl$
	M_C (макс)	$0,036 \, pl^2$	$0,054 \, Pl$	$0,095 \, P$	$0,080 \, Pl$	$0,134 \, Pl$	$0,113 \, Pl$
	C (мин)	$-0,214 \, pl$	$-0,321 \, P$	$-0,571 \, P$	$-0,482 \, P$	$-0,804 \, P$	$-0,679 \, P$
	Q_{IIC} (макс)	$0,107 \, pl$	$0,161 \, P$	$0,286 \, P$	$0,241 \, P$	$0,402 \, P$	$0,339 \, P$

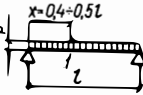
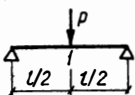
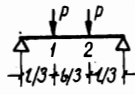
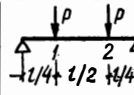
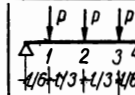
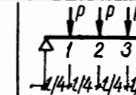
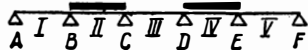
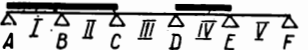
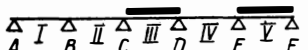
Пятипролетная балка

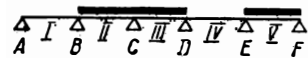
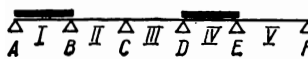


M_{I1}	0,078 pl^2	0,171 Pl	0,240 Pl	0,191 Pl	0,276 Pl	0,194 Pl
M_{I2}	—	—	0,146 Pl	0,072 Pl	0,303 Pl	0,250 Pl
M_{I3}	—	—	—	—	0,079 Pl	—0,028 Pl
M_{III1}	0,033 pl^2	0,112 Pl	0,076 Pl	0,028 Pl	0,005 Pl	—0,069 Pl
M_{II2}	—	—	0,099 Pl	0,058 Pl	0,155 Pl	0,125 Pl
M_{II3}	—	—	—	—	0,054 Pl	—0,014 Pl
M_{III11}	0,046 pl^2	0,132 Pl	0,123 Pl	0,072 Pl	0,079 Pl	0
M_{III2}	—	—	0,123 Pl	0,072 Pl	0,204 Pl	0,167 Pl
M_B	—0,105 pl^2	—0,158 Pl	—0,281 Pl	—0,237 Pl	—0,395 Pl	—0,333 Pl
M_C	—0,079 pl^2	—0,118 Pl	—0,211 Pl	—0,178 Pl	—0,296 Pl	—0,250 Pl
$A = Q_{IA}$	0,395 pl	0,342 P	0,719 P	0,763 P	1,105 P	1,167 P
B	1,132 pl	1,197 P	2,351 P	2,296 P	3,494 P	3,417 P
C	0,974 pl	0,960 P	1,930 P	1,941 P	2,901 P	2,917 P
Q_{IB}	—0,605 pl	—0,658 P	—1,281 P	—1,237 P	—1,895 P	—1,833 P
Q_{IIB}	0,526 pl	0,540 P	1,070 P	1,059 P	1,599 P	1,583 P
Q_{IIC}	—0,474 pl	—0,460 P	—0,930 P	—0,941 P	—1,401 P	—1,471 P
Q_{IIIC}	0,500 pl	0,500 P	1,000 P	1,000 P	1,500 P	1,500 P



M_{I1} (макс)	0,100 pl^2	0,211 Pl	0,287 Pl	0,220 Pl	0,236 Pl	0,222 Pl
M_{I2} (макс)	—	—	0,240 Pl	0,161 Pl	0,401 Pl	0,333 Pl
M_{I3} (макс)	—	—	—	—	0,227 Pl	0,111 Pl
M_{III1} (мин)	—	—0,069 Pl	—0,129 Pl	—0,111 Pl	—0,185 Pl	—0,160 Pl
M_{II2} (мин)	—	—	—0,117 Pl	—0,096 Pl	—0,173 Pl	—0,146 Pl
M_{II3} (мин)	—	—	—	—	—0,160 Pl	—0,132 Pl
M_{III11} (макс)	0,086 pl^2	0,191 Pl	0,228 Pl	0,161 Pl	0,227 Pl	—0,125 Pl
M_{III2} (макс)	—	—	0,228 Pl	0,161 Pl	0,352 Pl	—0,138 Pl
M_B	—0,053 pl^2	—0,079 Pl	—0,140 Pl	—0,118 Pl	—0,197 Pl	—0,167 Pl
M_C	—0,039 pl^2	—0,059 Pl	—0,105 Pl	—0,089 Pl	—0,148 Pl	—0,125 Pl
$A = Q_{IA}$ (макс)	0,447 pl	0,421 P	0,860 P	0,882 P	—1,303 P	1,333 P

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ загрузки нагруженных пролетов					
							
	M_{II} (мин)	—	$-0,039 Pl$	$-0,047 Pl$	$-0,030 Pl$	$-0,049 Pl$	$-0,028 Pl$
	M_{I2} (мин)	—	—	$-0,094 Pl$	$-0,089 Pl$	$-0,099 Pl$	$-0,083 Pl$
	M_{I3} (мин)	—	—	—	—	$-0,148 Pl$	$-0,139 Pl$
	M_{III} (макс)	$0,079 pl^2$	$0,181 Pl$	$0,205 Pl$	$0,139 Pl$	$0,190 Pl$	$0,090 Pl$ ($0,100 Pl$)*
	M_{II2} (макс)	—	—	$0,216 Pl$	$0,154 Pl$	$0,237 Pl$	$0,271 Pl$
	M_{II3} (макс)	—	—	—	—	$0,215 Pl$	$0,118 Pl$ ($0,130 Pl$)*
	M_{III} (мин)	—	$-0,059 Pl$	$-0,105 Pl$	$-0,089 Pl$	$-0,148 Pl$	$-0,125 Pl$ ($-0,138 Pl$)*
	M_{III2} (мин)	—	—	$-0,105 Pl$	$-0,089 Pl$	$-0,148 Pl$	$-0,125 Pl$
	M_B	$-0,053 pl^2$	$-0,079 Pl$	$-0,140 Pl$	$-0,118 Pl$	$-0,197 Pl$	$-0,167 Pl$
	M_C	$-0,039 pl^2$	$-0,059 Pl$	$-0,105 Pl$	$-0,089 Pl$	$-0,148 Pl$	$-0,125 Pl$
	$A = Q_{IA}$ (мин)	$-0,053 pl$	$-0,079 P$	$-0,140 P$	$-0,118 P$	$-0,197 P$	$-0,167 P$
	M_B (мин)	$-0,120 pl^2$	$-0,179 Pl$	$-0,319 Pl$	$-0,269 Pl$	$-0,449 Pl$	$-0,373 Pl$
	M_C	$-0,022 pl^2$	$-0,032 Pl$	$-0,057 Pl$	$-0,048 Pl$	$-0,081 Pl$	$-0,068 Pl$
	M_D	$-0,044 pl^2$	$-0,066 Pl$	$-0,118 P$	$-0,100 Pl$	$-0,166 Pl$	$-0,140 Pl$
	M_E	$-0,051 pl^2$	$-0,077 Pl$	$-0,137 Pl$	$-0,116 Pl$	$-0,193 Pl$	$-0,163 Pl$
	B (макс)	$1,218 pl$	$1,327 P$	$2,581 P$	$2,490 P$	$3,817 P$	$3,689 P$
	Q_{IB} (мин)	$-0,620 pl$	$-0,679 P$	$-1,319 P$	$-1,269 P$	$-1,949 P$	$-1,879 P$
	Q_{IIB} (макс)	$1,598 pl$	$0,647 P$	$1,262 P$	$1,221 P$	$1,868 P$	$1,811 P$
	M_B (макс)	$0,014 pl^2$	$0,022 Pl$	$0,038 Pl$	$0,032 Pl$	$0,054 Pl$	$0,045 Pl$
	M_C	$-0,057 pl^2$	$-0,086 Pl$	$-0,153 Pl$	$-0,129 Pl$	$-0,215 Pl$	$-0,182 Pl$
	M_D	$-0,035 pl^2$	$-0,052 Pl$	$-0,093 Pl$	$-0,078 Pl$	$-0,130 Pl$	$-0,110 Pl$
	M_E	$-0,054 pl^2$	$-0,081 Pl$	$-0,144 Pl$	$-0,121 Pl$	$-0,202 Pl$	$-0,170 Pl$
	B (мин)	$-0,086 pl$	$-0,129 P$	$-0,230 P$	$-0,194 P$	$-0,323 P$	$-0,273 P$
	Q_{IB} (макс)	$0,014 pl$	$0,022 P$	$0,038 P$	$0,032 P$	$0,054 P$	$-0,045 P$
	Q_{IIB} (мин)	$-0,072 pl$	$-0,108 P$	$-0,191 P$	$-0,161 P$	$-0,269 P$	$-0,227 P$

	M_B	$-0,035 \text{ pl}^2$	$-0,052 \text{ Pl}$	$-0,093 \text{ Pl}$	$-0,078 \text{ Pl}$	$-0,130 \text{ Pl}$	$-0,110 \text{ Pl}$
	M_C (мин)	$-0,111 \text{ pl}^2$	$-0,167 \text{ Pl}$	$-0,297 \text{ Pl}$	$-0,250 \text{ Pl}$	$-0,417 \text{ Pl}$	$-0,352 \text{ Pl}$
	M_D	$-0,020 \text{ pl}^2$	$-0,031 \text{ Pl}$	$-0,054 \text{ Pl}$	$-0,046 \text{ Pl}$	$-0,076 \text{ Pl}$	$-0,064 \text{ Pl}$
	M_E	$-0,057 \text{ pl}^2$	$-0,086 \text{ Pl}$	$-0,153 \text{ Pl}$	$-0,129 \text{ Pl}$	$-0,215 \text{ Pl}$	$-0,182 \text{ Pl}$
	C (макс)	$1,167 \text{ pl}$	$1,251 \text{ P}$	$2,447 \text{ P}$	$2,377 \text{ P}$	$3,628 \text{ P}$	$3,530 \text{ P}$
	Q_{IIC} (мин)	$-0,576 \text{ pl}$	$-0,615 \text{ P}$	$-1,204 \text{ P}$	$-1,172 \text{ P}$	$-1,787 \text{ P}$	$-1,742 \text{ P}$
	Q_{IIIC} (макс)	$0,591 \text{ pl}$	$0,636 \text{ P}$	$1,242 \text{ P}$	$1,205 \text{ P}$	$1,841 \text{ P}$	$1,788 \text{ P}$
	M_B	$-0,071 \text{ pl}^2$	$-0,106 \text{ Pl}$	$-0,188 \text{ Pl}$	$-0,159 \text{ Pl}$	$-0,265 \text{ Pl}$	$-0,223 \text{ Pl}$
	M_C (макс)	$0,032 \text{ pl}^2$	$0,048 \text{ Pl}$	$0,086 \text{ Pl}$	$0,073 \text{ Pl}$	$0,121 \text{ Pl}$	$0,102 \text{ Pl}$
	M_D	$-0,059 \text{ pl}^2$	$-0,088 \text{ Pl}$	$-1,156 \text{ Pl}$	$-0,132 \text{ Pl}$	$-0,220 \text{ Pl}$	$-0,186 \text{ Pl}$
	M_E	$-0,048 \text{ pl}^2$	$-0,072 \text{ Pl}$	$-0,128 \text{ Pl}$	$-0,108 \text{ Pl}$	$-0,179 \text{ Pl}$	$-0,152 \text{ Pl}$
	C (мин)	$-0,194 \text{ pl}$	$-0,291 \text{ P}$	$-0,517 \text{ P}$	$-0,436 \text{ P}$	$-0,727 \text{ P}$	$-0,614 \text{ P}$
	Q_{IIC} (макс)	$0,103 \text{ pl}$	$0,154 \text{ P}$	$0,274 \text{ P}$	$0,232 \text{ P}$	$0,386 \text{ P}$	$0,326 \text{ P}$
	Q_{IIIC} (мин)	$-0,091 \text{ pl}$	$-0,136 \text{ P}$	$-0,242 \text{ P}$	$-0,205 \text{ P}$	$-0,341 \text{ P}$	$0,288 \text{ P}$

* При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной). Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения и даны в скобках.

1. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.
2. СНиП II-B. 1-62 *. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1971.
3. СНиП II-B. 1-62 *. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1964.
4. СНиП II-A. 11-62. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. М., Госстройиздат, 1962.
5. СН 390—69. Указания по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры. М., Стройиздат, 1969.
6. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. М., Госстройиздат, 1960.
7. СНиП II-B. 2-62 *. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1969.
8. Справочник проектировщика промышленных зданий. Киев, «Будівельник», 1968.
9. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический том. М., Госстройиздат, 1960.
10. Архитектурное проектирование промышленных зданий и сооружений. Под редакцией Фисенко А. С., Николаева И. С. М., Стройиздат, 1964.
11. СНиП II-M. 2-62. Производственные здания промышленных предприятий. Нормы проектирования. М., Госстройиздат, 1963.
12. Мурашев В. И., Сигалов Э. С., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. М., Госстройиздат, 1962.
13. Леванов Н. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные конструкции. М., «Высшая школа», 1965.
14. Антонов К. К., Артемьев В. П., Байков В. Н., Клевцов В. А., Сигалов Э. С., Трифонов И. А., Шилов Е. В. Проектирование железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1966.
15. Дмитриев С. А., Калатуров Б. А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. М., Госстройиздат, 1963.
16. Вопросы прочности опорного узла железобетонных ферм. Киев, «Будівельник», 1967.
17. Гервазюк Б. В., Глазер С. И., Розенберг Е. М., Шендеров А. Р., Артемьев Ю. Г. Расчет фундаментных балок. Киев, «Будівельник», 1967.

Введение	3
Раздел первый. ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ . .	5
<i>Глава I. Компоновка конструктивной схемы промышленного здания и исходные данные для проектирования</i>	<i>5</i>
§ 1. Общие положения	5
§ 2. Конструктивные решения	6
§ 3. Вертикальные и горизонтальные связи в каркасных промышленных зданиях	7
<i>Глава II. Примеры расчета конструкций трехпролетного здания с шагом колонн по крайнему ряду — 6 м, по среднему — 12 м</i>	<i>10</i>
§ 4. Панели покрытий	10
§ 5. Расчет предварительно напряженной панели покрытия $1,5 \times 6$ м	10
§ 6. Балки покрытий	23
§ 7. Расчет предварительно напряженной двускатной балки покрытия пролетом 18 м	24
§ 8. Подстропильные конструкции	47
§ 9. Расчет предварительно напряженной подстропильной балки пролетом 12 м	48
§ 10. Подкрановые балки	64
§ 11. Расчет предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м	65
§ 12. Стеновые панели	86
§ 13. Расчет стеновой панели $1,2 \times 6$ м	87
§ 14. Фундаментные балки	92
§ 15. Расчет фундаментной балки пролетом 6 м	92
§ 16. Рамы одноэтажных промышленных зданий	100
§ 17. Статический расчет поперечной рамы	102
§ 18. Колонны	122
§ 19. Расчет колонны крайнего ряда	123
§ 20. Фундаменты под колонны	132
§ 21. Расчет внецентренно загруженного фундамента с повышенным сопротивлением под колонну крайнего ряда	135
<i>Глава III. Здание с шагом рам 12 м</i>	<i>143</i>
§ 22. Покрытие при шаге стропильных конструкций 12 м	143
§ 23. Расчет предварительно напряженной панели покрытия 3×12 м	144
§ 24. Фермы	161
§ 25. Расчет предварительно напряженной железобетонной сегментной фермы пролетом 18 м	162
<i>Глава IV. Здание пролетом 36 м</i>	<i>172</i>
§ 26. Конструкции здания пролетом 36 м	172
§ 27. Расчет сборной предварительно напряженной арки пролетом 36 м	174
§ 28. Расчет двухветвевой колонны среднего ряда	190

Раздел второй. Многоэтажные здания	200
Глава V. Междуетажное монолитное перекрытие	201
§ 29. Конструктивная схема перекрытия	201
§ 30. Расчет плиты	203
§ 31. Расчет второстепенной балки	207
§ 32. Расчет главной балки	214
§ 33. Расчет колонны I этажа	237
§ 34. Расчет фундамента	240
Глава VI. Сборное балочное перекрытие	242
§ 35. Конструктивная схема перекрытия	242
§ 36. Расчет панели перекрытия с вертикальными пустотами	244
§ 37. Расчет сборного ригеля перекрытия	260
§ 38. Расчет колонны I этажа	295
Приложение 1	301
Приложение 2	304
Приложение 3	306
Приложение 4	311
Приложение 5	314
Литература	324

*Лысенко Евгений Федорович,
Гусеница Анатолий Петрович,
Мурашко Леонид Андреевич,
Кузнецов Леонид Васильевич,
Барашков Арнольд Яковлевич,
Тимошенко Викентий Васильевич,
Бажан Алла Платоновна,
Федосеева Надежда Михайловна,
Будникова Лариса Михайловна*

Железобетонные конструкции. Примеры расчета.

*Учебное пособие для студентов инженерно-строительных
вузов и факультетов.*

Издательское объединение «Вища школа»
Головное издательство

Редактор *А. И. Черкасенко*
Обложка художника *Г. А. Сергеева*
Художественный редактор *Ю. В. Рудюк*
Технический редактор *А. Д. Новик*
Корректор *О. В. Королева*

Сдано в набор 17.04. 1974 г. Подписано к печати 9.01. 1975 г.
Формат бумаги 60×90^{1/16}. Бумага тип. № 2. Печ. л. 20,5. Уч.-изд.
л. 20,05. Тираж 30 000. Изд. № 1717. БФ 08452. Цена 69 коп.
Зак. № 4—1072.

Головное издательство издательского объединения «Вища шко-
ла» 252054, Киев-54, Гоголевская, 7.

Напечатано с матриц Головного предприятия республиканского
производственного объединения «Полиграфкнига» Госкомиздата
УССР, г. Киев, ул. Довженко, 3 на Харьковской книжной фаб-
рике «Коммунист», республиканского производственного объеди-
нения «Полиграфкнига» Госкомиздата УССР, Харьков, ул. Эн-
гельса, 11. Зак. № 5-822.