Серия 1.400-11/91

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТИПОВЫХ ПЛИТ В ПОКРЫТИЯХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИпромзданий
Зам.директора института В.В.Гранев
Начальник отдела А.Я.Розенблюм

Совместно с НИИЖБ
Зам.директора института Т.И.Мамедов
Зав. лабораторией В.А.Клевцов

УТВЕРЖДЕНЫ
Главпроектом Госстроя СССР
Техническое задание
от 07.09.90
ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ
ЦНИИпромзданий с 01.10.91
приказ от 03.04.91 №33

gost.e-ecolog.ru

УДК 691 – 413/419-624.02.35

Составлены и подготовлены к утверждению ЦНИИпромзданий (А.Я.Розенблюм) совместно с НИИЖБ (В.А.Клевцов).

Утверждены Главпроектом Госстроя СССР (техническое задание от 07.09.90 г.).

Введены в действие ЦНИИпромзданий с 01.10.91 г. приказом от 03.04.91 г.№33.

Срок действия – 1995 год.

Обозначение документа	Наименование	Стр
1.400-11/91-1СМ	ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ	3
1.400-11/91-2СМ	КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ПОКРЫТИЙ	4
1.400-11/91-3СМ	НАГРУЗКИ	15
1.400-11/91-4СМ	РАСЧЕТ ПОКРЫТИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК	18
1.400-11/91-5СМ	ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОКРЫТИЯ	3

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящие Рекомендации предназначены для использования при проектировании покрытий одноэтажных зданий промышленных предприятий с железобетонным и смешанным каркасом при расположении стропильных конструкций через 6 или 12 м.

1.2. Рекомендации разработаны применительно к типовым железобетонным плитам размером 1,5х6 м по серии 1.465.1-7/84, 3х6 м по серии 1.465.1-17, 1,5х12 м по серии 1.465.1-16 и 3х12 м по серии 1.465.1-15 и могут быть использованы в качестве справочного материала при проектировании покрытий с другими типами железобетонных плит.

1.3. При применении плит в зданиях с расчетной сейсмичностью выше 6 баллов следует учитывать требования "Пособия по проектированию каркасных пром-зданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП П-7-81)" (М., Стройиздат, 1984).

1.4. Настоящие Рекомендации разработаны взамен серии 1.400-11 "Рекомендации по применению сборных железобетонных типовых плит в покрытиях зданий промышленных предприятий".

2. КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ПОКРЫТИЙ

2.1. Каркас одноэтажного производственного здания, применительно к которому разработаны настоящие Рекомендации, представляет собой пространственную систему, состоящую из жестко заделанных в фундаменты колонн, объединенных в пределах температурного блока покрытием из сборных железобетонных плит и стропильных конструкций, а при необходимости и стальными связями (рис.1). При шаге колонн 12 м и применении плит длиной 6 м предусматриваются подстропильные конструкции. В зданиях с мостовыми опорными кранами устанавливаются по продольным рядам колонн подкрановые балки. При значительных горизонтальных нагрузках на каркас, действующих вдоль продольных координационных осей, по продольным рядам колонн предусматриваются вертикальные стальные связи.

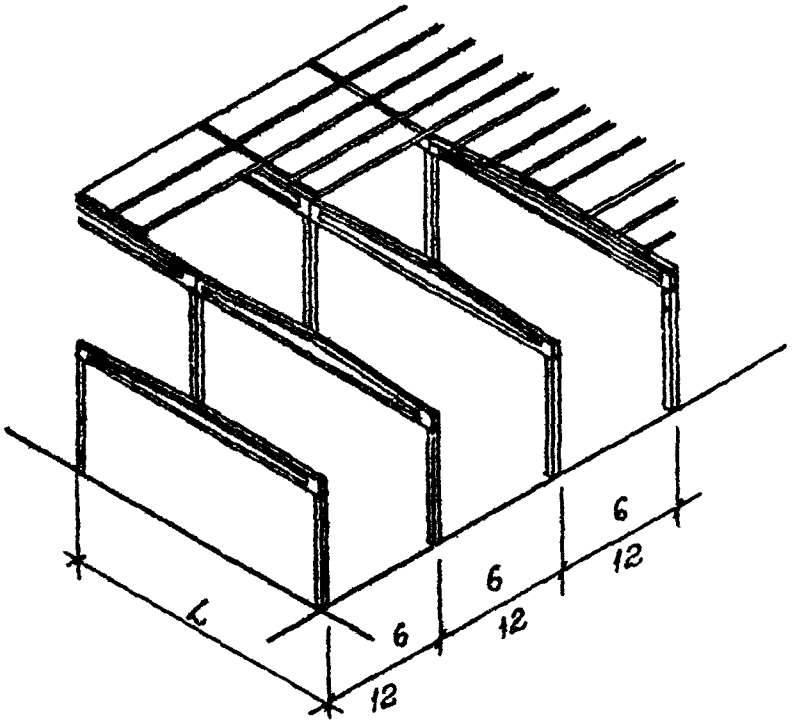


Рис. 1. Конструктивная схема каркаса одноэтажного производственного здания

L – пролет здания

				1.400-11/91-2СМ		
Разраб.	Назаблям		КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ПОКРЫТИЙ	Стадия	Лист	Листов
				Р	1	11
Исполнил	Максимова			ЦНИИпромзданий		
Н.контр.	Розенблям					

При высоте стропильных конструкций на опоре более 0,9 м по опорам стропильных конструкций, как правило, предусматриваются вертикальные связи и распорки. Роль этих связей могут выполнять подстропильные конструкции.

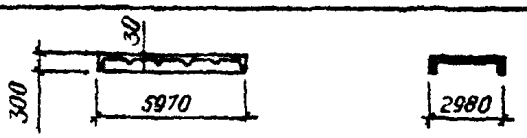
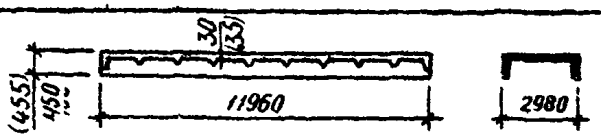
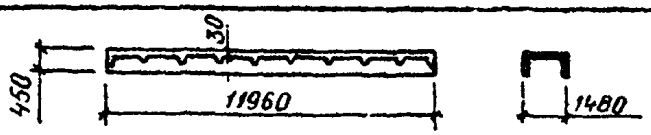
Конструктивные решения каркасов зданий для наиболее распространенных случаев следует принимать по серии 2.400-7 "Монтажные узлы сопряжений сборных железобетонных конструкций одноэтажных производственных зданий" и по серии 1.400.1-20с "Железобетонные и смешанные каркасы одноэтажных производственных зданий с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов."

2.2. В покрытиях производственных зданий устанавливаются продольные светоаэрационные фонарные надстройки и зенитные фонари, устраиваются водостоки, устанавливается вентиляционное оборудование (крышные вентиляторы, дефлектора, зонты). Для зданий с взрывоопасным производством предусматривается легкосбрасываемая кровля.

2.3. Температурные швы в покрытии совмещаются с температурными швами в каркасе здания.

2.4. Номенклатура типовых железобетонных плит покрытий одноэтажных зданий промышленных предприятий приведена в табл. 2.1. Плиты изготовляются предварительно напряженными. Предусмотрена возможность изготовления как из тяжелого, так и из легкого бетонов с применением различных видов и классов высокопрочной напрягаемой арматуры.

Таблица 2.1.

Размеры плит в плане	Эскиз конструкции плиты
3 х 6 м	
1,5 х 6 м	
3 х 12 м	
1,5 х 12 м	

2.5. Выбор конструктивной схемы каркаса определяется объемно-планировочным решением здания, характером подъемно-транспортного оборудования и конкретными условиями завода-изготовителя конструкций.

Выбор типов конструктивных элементов, вида бетона и класса напрягаемой арматуры производится в соответствии с условиями эксплуатации конструкций, на основе технико-экономического сопоставления с учетом возможностей завода-изготовителя конструкций.

Рекомендуется принимать для зданий без кранов и с мостовыми опорными

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

кранами при шаге колонн 12 м шаг стропильных конструкций также 12 м;

– применять стропильные конструкции, позволяющие проектировать покрытия с небольшим (до 5%) уклоном, создающим лучшие условия для повышения долговечности рулонной кровли;

– применять в агрессивных средах конструкций из тяжелых бетонов с напрягаемой арматурой классов А-1У, Ат-1Ук, А-Шв.

2.6. При проектировании покрытий следует применять в основном плиты шириной 3,0 м.

Плиты шириной 1,5 м применяются в качестве доборных элементов на участках покрытия, где действующая нагрузка превышает несущую способность плит шириной 3,0 м (например, в перепадах профиля покрытия, где могут действовать большие снеговые нагрузки), либо не могут быть применены плиты шириной 3,0 м из-за невозможности получения бетона необходимого для них класса (марки) и т.п.

2.7. Выбор марки плиты по несущей способности производится из сопоставления расчетных и нормативных значений равномерно распределенных вертикалных нагрузок на плиту, действующих в конкретном здании, с допускаемыми расчетными и нормативными значениями нагрузок, установленными в сериях плит. В результате сопоставления выбирается марка плиты с ближайшим большим допускаемым, соответственно, расчетным и нормативным значением нагрузок.

2.8. Допускаемые нагрузки на плиты, приведенные в сериях плит, установлены из условия равномерного их распределения по площади равной произведению номинальных размеров плиты в плане (3х6, 3х12 м и т.д.).

Если равномерно распределенная нагрузка передается на плиту с большей площади (например, в местах примыкания к продольным стенам при ненулевой привязке, у продольных температурных швов) или нагрузка распределена по площади плиты неравномерно (например, снеговая нагрузка в перепадах профиля покрытия, нагрузка от подвесок), то в полке плиты изгибающие моменты не должны превышать моментов от допускаемых равномерно распределенных нагрузок, а в поперечных ребрах – не должны превышать не только моменты от допускаемых равномерно распределенных нагрузок, но и поперечные силы от этих нагрузок.

В продольных ребрах плит ординаты эпюры моментов от действующей нагрузки не должны быть более ординат эпюры материалов по моменту, а поперечные силы от действующей нагрузки – не более значений поперечных сил от допускаемых нагрузок. При построении эпюры материалов для продольных ребер должно учитываться снижение сопротивления продольной рабочей арматуры на длине зоны передачи предварительного напряжения на бетон для напрягаемой арматуры и на длине зоны анкеровки для ненапрягаемой арматуры.

2.9. При действии на полку плиты местных сосредоточенных расчетных нагрузок более 1,5 кН (150 кгс) должен производиться расчет полки на продавливание.

2.10. Плиты для одного здания рекомендуется принимать по несущей способности не более двух марок одного типоразмера (в это число не входят марки плит с отверстиями для пропуска вентшахт). Например, для зданий с фонарными надстройками принимается одна марка для межфонарных участков и вторая – для покрытий фонарей. В местах перепада профиля покрытия может приниматься дополнительная марка плиты.

2.11. Типовые фонарные светоаэрационные надстройки (далее фонари) устраиваются, обычно, во всех пролетах здания кроме крайних. Для сохранения необходимой жесткости диска покрытия фонари не доводятся на один шаг стропильных конструкций до торцов здания и до поперечных температурных швов.

В покрытиях с фонарями шириной 12 м по коньку стропильных конструкций для обеспечения их устойчивости предусматриваются стальные распорки.

2.12. При необходимости устройства в покрытии водосточных воронок, зенитных фонарей и пропуска вентшахт в полках плит устраиваются отверстия.

При устройстве в плитах отверстий прочность, жесткость и трещиностойкость всех элементов плиты проверяется расчетом. Ослабление плит, вызванное устройством в полке плиты отверстий диаметром до 2000 мм для водосточных воронок, не учитывается.

2.13. При установке на плиты вентиляционных устройств (крышных вентиляторов, дефлекторов, зонтов) зона полки вокруг отверстий принимается увеличенной до 100 мм высотой с дополнительным армированием. В плитах шириной 3 м при необходимости устройства отверстий размером (диаметром) от 1,0 до 1,5 м возможно удаление поперечного ребра, но только не среднего и не торцевого.

2.14. Отверстия в полках плит устраиваются во время их изготовления. Возможно, как исключение, устройство отверстий в готовых плитах, при этом бетон по периметру отверстий разрезается при помощи рассверловки или другим способом, обеспечивающим сохранность остальных элементов плит, после чего вырезается арматура и при необходимости производится соответствующее усиление. Пробивка отверстий не допускается.

2.15. Легкосбрасываемые кровли устраиваются при взрывоопасных производствах и представляют собой рулонные кровли по асбестоцементным волнистым или стальным профилированным листам, перекрывающим вышибные отверстия в полках плит. Количество плит с отверстиями и их местоположение в покрытии определяется потребной площадью вышибных отверстий и расположением взрывоопасных производств в здании.

Плиты с отверстиями для легкосбрасываемой кровли укладываются в покрытии вплотную, как и обычные плиты без отверстий, с обязательной заделкой швов между плитами раствором или бетоном. Плиты шириной 1,5 м с отверстиями для легкосбрасываемой кровли могут укладываться с разрывом ~1,5 м при условии, что конструктивные элементы, перекрывающие отверстия между плитами, смогут воспринять действующую на них вертикальную нагрузку. При расположении плит с разрывом на участках покрытия с уклоном более $i = 1:12$ следует предусматривать распорки, обеспечивающие восприятие покрытием скатной составляющей вертикальной нагрузки.

По контуру температурного блока здания с легкосбрасываемой кровлей для обеспечения пространственной работы должны предусматриваться плиты без отверстий (рис.2). При этом вдоль крайних рядов колонн плиты без отверстий укладываются полосой шириной не менее 3 м, а вдоль средних рядов – не менее 6 м. Кроме того, плиты без отверстий должны предусматриваться у поперечных температурных швов; в зданиях со опорными кранами – с обоих сторон температурного шва, а в зданиях без опорных кранов – хотя бы с одной стороны температурного шва. При необходимости увеличения площади вышибных отверстий вместо плит без отверстий могут предусматриваться плиты с отверстиями в сочетании с системой горизонтальных стальных связей, аналогичных связям при прогонном решении покрытия.

2.16. Сопряжения плит с несущими конструкциями покрытий производятся с помощью сварки закладных изделий, в соответствии с чертежами узлов сопряжений, приведенными в сериях 2.400-7 и 1.400.1-2С.

2.17. Длина опирания продольных ребер плит, принимаемая при проектировании, должна быть не менее величин,, приведенных в табл. 2.2. Длина опирания уже смонтированных плит может быть меньше табличных значений на 15 мм, но не менее 60 мм.

При необходимости уменьшения длины опирания плит на каменные стены под опорами плит следует предусматривать железобетонные подушки, размеры которых устанавливаются расчетом согласно СНиП П-22-81 "Каменные и армокаменные конструкции".

Из условия обеспечения необходимой длины опирания плит наименьшая ширина верхних поясов стропильных конструкций в месте опирания плит должна быть не менее величин, приведенных в табл. 2.3.

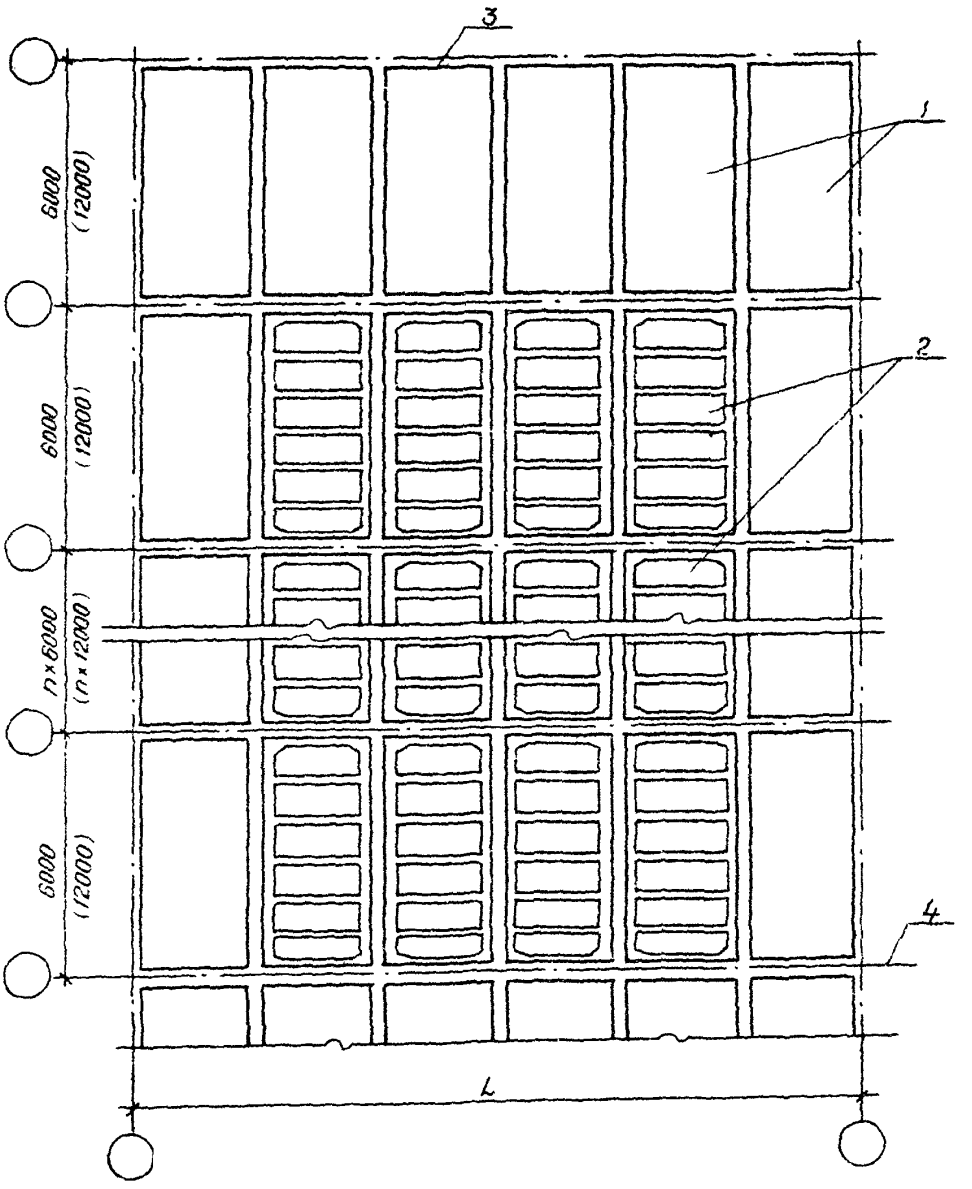


Рис.2. Схема покрытия под легкосбрасываемую кровлю

1 – плиты без отверстий;
2 – плиты с отверстиями;
3 – торец здания;
4 – поперечный температурный шов;
L – пролет здания

Таблица 2.2

Вид несущей конструкции	Наименьшая длина опирания в мм плит длиной	
	6 м	12 м
Стальные конструкции	70	90
Железобетонные конструкции	75	90
Каменные стены	120	150

Таблица 2.3

Пролет здания L, м	Длина плиты, м	Наименьшая ширина верхнего пояса стропильной конструкции, мм
6,9	6	200
12 - 24	6	220
	12	250

В месте опирания плит закладные изделия в верхнем поясе железобетонных стропильных конструкций должны предусматриваться на всю ширину пояса во избежание скола бетона в нем.

2.18. Размеры сварных швов принимаются на основании рассмотрения работы плит и несущих конструкций покрытия в качестве ригелей поперечных и продольных рам и диска покрытия (рис.3).

Плиты привариваются по ходу монтажа во всех опорных узлах, доступных для наложения швов, за исключением случаев, когда функции диска покрытия вместо плит выполняют специальные горизонтальные связи (см. п. 4.1.7). Ребра плит, примыкающие к крайним продольным рядам колонн или к рядам колонн продольного температурного шва, привариваются по обоим концам. Крепление плит, примыкающих к средним продольным рядам колонн, выполняется таким образом, чтобы не препятствовать свободному повороту опорных частей стропильных конструкций, запроектированных как однопролетные шарнирно опертые системы. Так, продольные ребра плит, опирающиеся на середину железобетонных подстропильных ферм, привариваются только с одной стороны во избежание наложения дополнительных связей в конструктивной схеме покрытия, вызывающих дополнительные усилия в торцовой части плит и в верхних поясах стропильных конструкций (рис.4).

Концы смежных продольных ребер плит, опирающиеся на несущие конструкции по торцам здания, а при наличии опорных кранов и по поперечным температурным швам со стороны начала монтажа, соединяются между собой при помощи сварки накладок (узел Б). Концы плит смежных пролетов здания не соединяются (узел В). При устройстве вертикальных связей по опорам стропильных конструкций в торцах здания или температурного блока ребра плит, опирающиеся в этих местах,

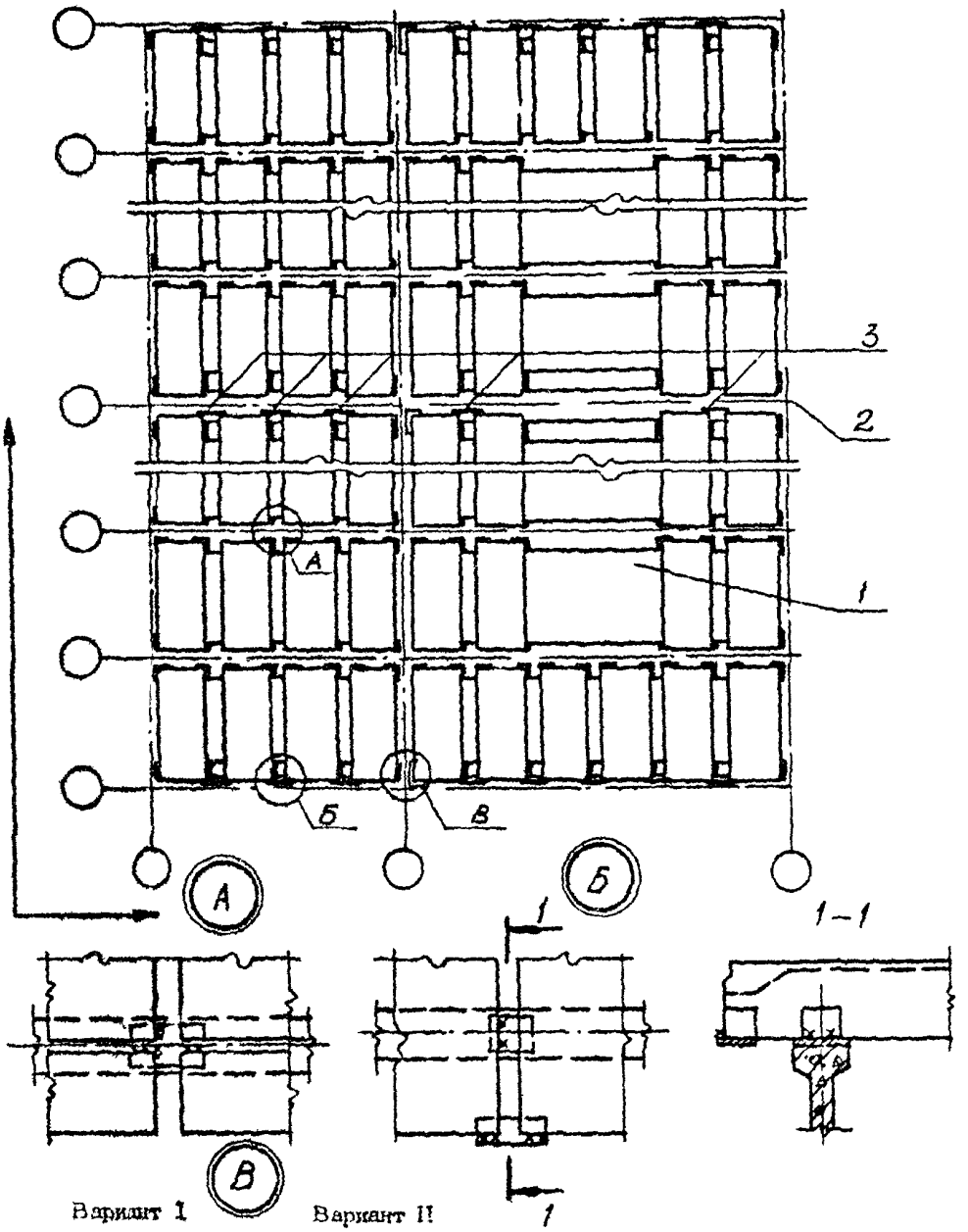


Рис.3. Схема приварки плит в покрытии без подстропильных конструкций

1 – местоположение фонарей;
2 – поперечный температурный шов;
3 – приварка только при мостовых опорных кранах.

Стрелками показано направление монтажа плит. Варианты I и II узла В предусматриваются соответственно при отсутствии и наличии вертикальных связей по опорам стропильных конструкций в торцах температурных блоков.

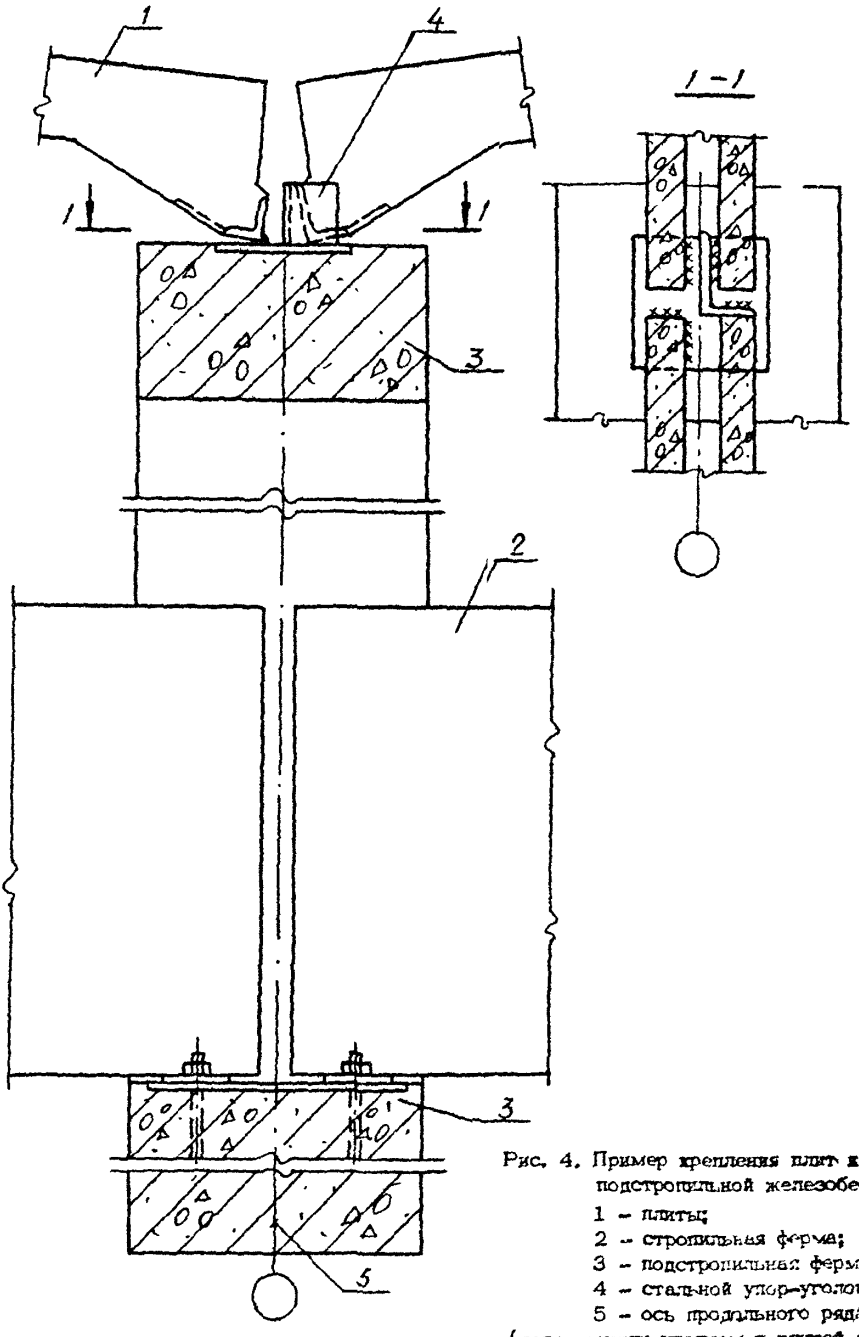


Рис. 4. Пример крепления плит к середине подстропильной железобетонной фермы

1 – плиты;
2 – стропильная ферма;
3 – подстропильная ферма;
4 – стальной упор-уголок;
5 – ось продольного ряда

(зазор между уголком и плитой должен быть зачеканен бетоном, а при монтаже в зимнее время – заложен стальными прокладками)

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

должны привариваться к несущим конструкциям (узел В). Исключение составляют ребра плит, примыкающие к поперечному температурному шву со стороны противоположной началу монтажа, для которых устройство такого крепления крайне затруднительно.

Порядок монтажа фонарных надстроек назначается с учетом обеспечения возможности приварки плит в необходимых местах.

2.19. Приварка плит в зависимости от доступности мест сварки производится по длине или ширине закладного изделия плиты либо и по длине и по ширине. Приварка осуществляется ручной сваркой угловыми швами по всей длине или ширине опирания. Толщина шва принимается равной 6 мм, но не более 8 мм.

Несущую способность сварных швов приварки плит к стропильным конструкциям, определенную с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,7$, допускается принимать по табл. 2.4.

Таблица 2.4

№№ пп	Схема приварки плиты	Катет углового шва, мм	Несущая способность сварного шва в кН для плит длиной	
			6 м	12 м
1		6	50	70
2		8	70	100
3		6	25	35
4		8	35	50
5		6	25	35
6		8	35	50

2.20. Зазоры между ребрами плит следует заделывать мелкозернистым бетоном класса не менее В 12,5. Для зданий без опорных краев заделку зазоров допускается производить бетоном класса не менее В5.

2.21. Крепление к плитам конструктивных элементов температурных швов, расчалок, вентиляционных систем, подвесок и т.п. производится по возможности не предусматривая специальные закладные изделия в плитах, а используя строповочные петли, закладывая детали креплений в швы между плитами или пристреливая при помощи строительно-монтажного пистолета. Места пристрелки назначаются таким образом, чтобы исключалась возможность повреждения арматуры.

В случаях передачи на плиты значительных местных нагрузок, например от фахверковых колонн, крепление выполняется используя специальные закладные изделия.

Во всех случаях прочность креплений следует проверять расчетом.

В местах сопряжения фахверковых торцевых колонн с верхними поясами стропильных конструкций (рис. 5а) крепления рассчитываются на суммарную горизонтальную реакцию верхних опор фахверковых колонн от всех нагрузок (ветровых, от веса навесных стен и т.д.).

Крепление верха фахверковых колонн продольного ряда к продольным ребрам плит размером 3х12 м производится в месте примыкания среднего поперечного

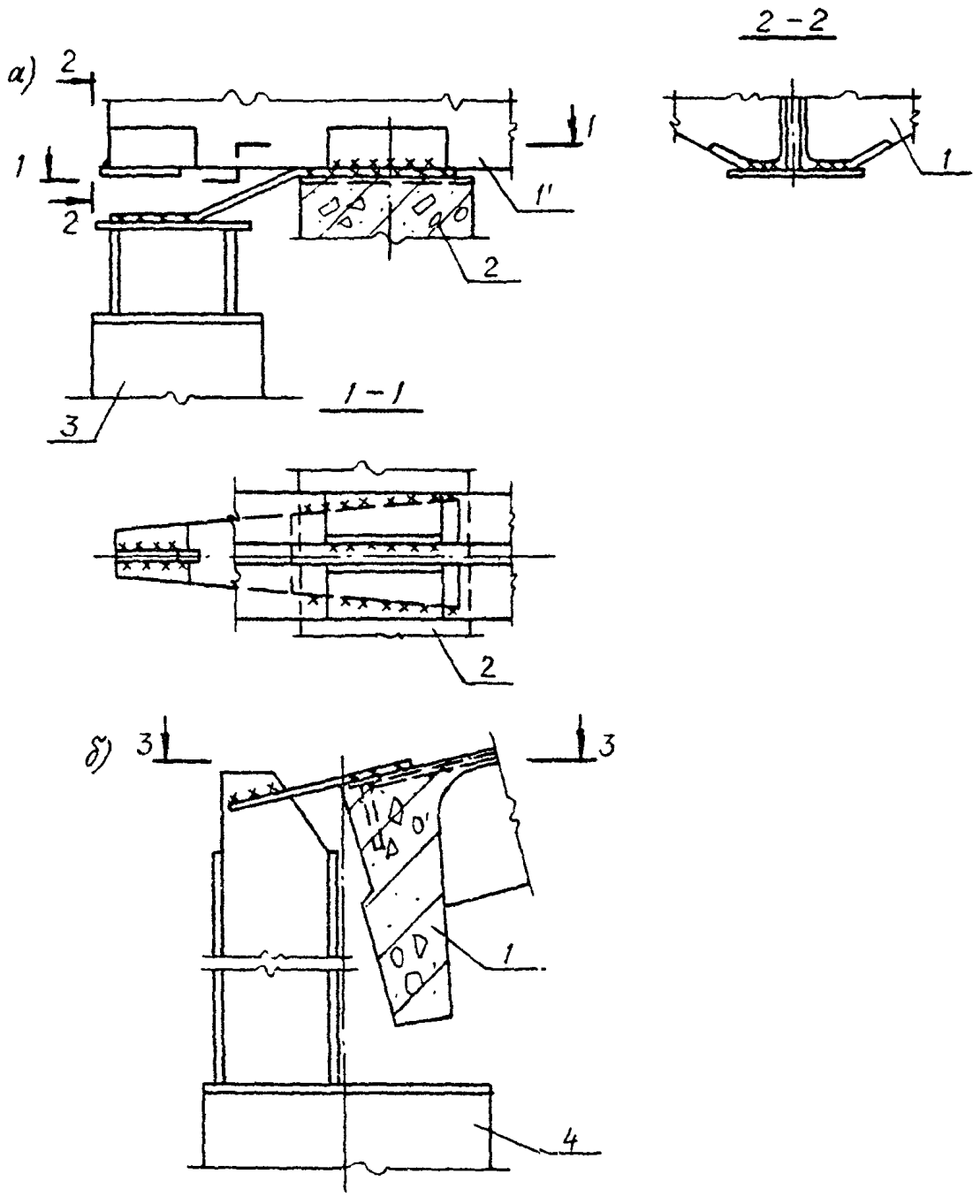


Рис. 5. Примеры крепления верхних опор фахверковых колонн по торцам (а) и по продольным рядам при нулевой привязке колонн (б)
1 – плита покрытия;
2 – стропильная конструкция;
3 – фахверковая колонна по торцу;
4 – фахверковая колонна по продольному ряду

ребра плиты к *продольному* (рис. 5б). При этом армирование этого поперечного ребра усиливается с целью восприятия горизонтальной реакции верхней опоры фахверковой колонны.

При конструировании узлов крепления верха фахверковых колонн предусматривается обеспечение податливости крепления колонн в вертикальной плоскости для обеспечения свободных деформаций конструкций покрытия.

3. НАГРУЗКИ

3.1. При проектировании покрытий зданий следует учитывать вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на конструктивные элементы покрытия, а также нагрузки и воздействия на каркас здания, вызывающие усилия в элементах покрытия, выполняющих функции ригелей поперечных и продольных рам и функции диска покрытия.

Непосредственно на конструктивные элементы покрытий действуют нагрузки от веса покрытия (кровли, стяжки, утеплители и т.п.), вентиляционных и светопрозрачных устройств (зонтов, дефлекторов, крышных вентиляторов и фонарей), подвесных коммуникаций и потолков, снега, от подвесного подъемно-транспортного оборудования и собственного веса конструкций. Для отдельных цехов металлургической, угольной, химической, строительных материалов и других отраслей промышленности учитываются нагрузки от веса отложений производственной пыли, если ее накопление не исключено соответствующими мероприятиями.

Непосредственно на конструкции покрытия передается также динамическая нагрузка от крышных вентиляторов и ветровая нагрузка, действующая на зонты, дефлекторы и другие надстройки, возвышающиеся над кровлей.

Усилия в конструктивных элементах покрытия, выполняющих функции ригелей поперечных и продольных рам и диска покрытия, обусловлены нагрузками от мостовых опорных кранов, ветровыми нагрузками и температурными климатическими воздействиями.

Расчет конструкций покрытий производится на сочетании постоянных, длительных временных и кратковременных, а в некоторых необходимых случаях и особых нагрузок. При составлении сочетаний нагрузок рассматриваются наиболее неблагоприятные их комбинации, устанавливаемые из сопоставления физически возможных вариантов одновременного действия различных нагрузок.

3.2. Нагрузки от веса покрытия ((стяжки, тепло и гидроизоляции и т.д.) определяется по проектным размерам в зависимости от конструкции покрытия и в соответствии с данными о плотности материалов, составляющих покрытие.

Нагрузки от веса фонарей, подвесных потолков, зонтов, дефлекторов и крышных вентиляторов определяются по их рабочим чертежам.

При применении невиброизолированных крышных вентиляторов кроме статической нагрузки учитывается динамическая составляющая нагрузки от вентиляторов, определяемая согласно "Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки" (М., Стройиздат, 1970).

Нагрузки от веса конструкций определяются по их объемам и плотности материала конструкций.

3.3. Снеговая нагрузка на горизонтальную проекцию покрытия определяется по СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

Для покрытия с перепадом профиля снеговая нагрузка на верхнее и нижнее покрытие определяется как для покрытия без перепада, а для нижнего покрытия в зоне перепада дополнительно рассматривается комбинация нагрузок по СНиП 2.01.07-85.

Снеговая нагрузка, действующая на фонарь, должна передаваться на конст-

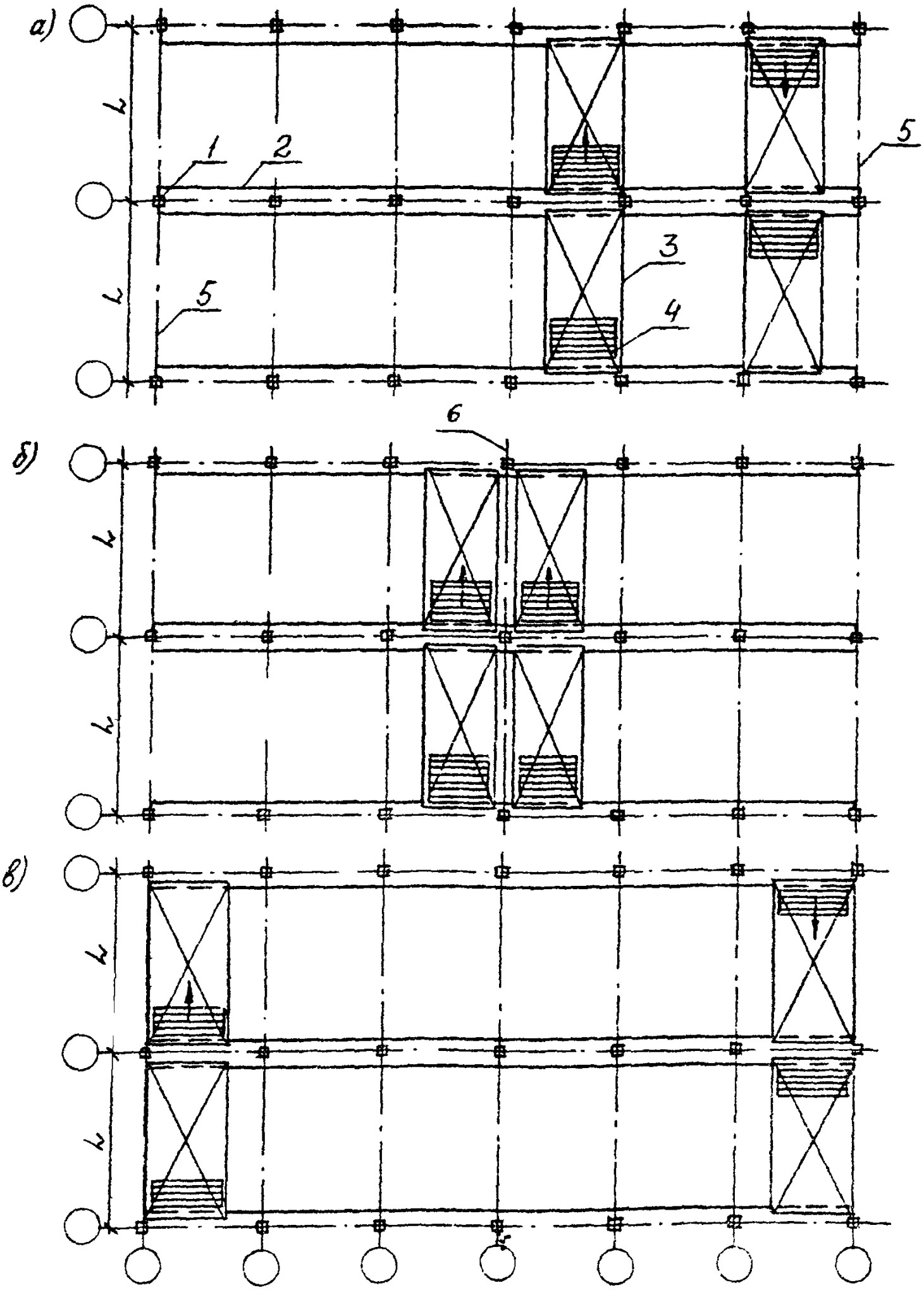


Рис.6. Схемы расположения кранов для определения усилий в диске покрытия
а) наибольшей поперечной силы;
б) наибольшего изгибающего момента;
в) наибольшей реакции продольных рам
1 – колонны; 2 – подкрановые балки; 3 – мост крана; 4 – крановая тележка с грузом; 5 – торец здания или поперечный температурный шов; 6 – середина блока. Стрелками показано направление торможения

рукции покрытия в местах действия опорных реакций фонарных конструкций.

3.4. Вертикальная нагрузка от опорных кранов принимается по стандартам или техническим условиям на краны.

Горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана, действующая в плоскости поперечной рамы, определяется по СНиП 2.01.07-85.

Нагрузка от опорных кранов определяется с учетом возможного совмещения в одном створе наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, работающих на разных путях. При расположении кранов на одном ярусе вертикальная нагрузка принимается не более, чем от двух наиболее неблагоприятно расположенных кранов в каждом пролете, но не более четырех кранов на каркас. Горизонтальная нагрузка от торможения крановых тележек учитывается не более, чем от двух кранов. Схемы расположения кранов, принимаемые при определении усилий в диске покрытия, приведены на рис.6.

3.5. Ветровая нагрузка принимается по СНиП 2.01.07-85.

На рис.7 приведены упрощенные схемы приложения ветровой нагрузки, принимаемые при расчете железобетонных покрытий, выполняющих функции ригелей поперечных и продольных рам и диска покрытия.

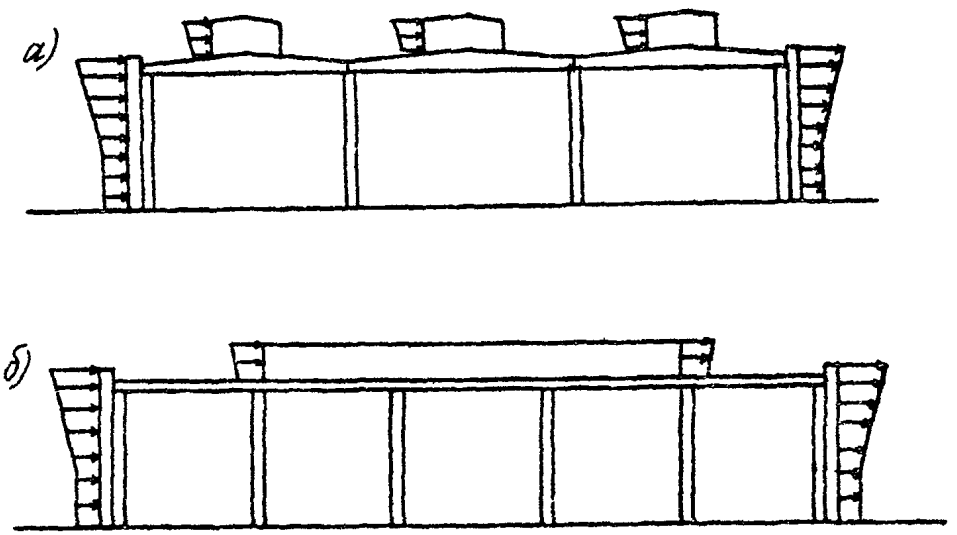


Рис.7. Упрощенные схемы приложения ветровой нагрузки
а) в плоскости поперечной рамы;
б) в плоскости продольной рамы

3.6. Температурные климатические воздействия определяются по СНиП 2.01.07-85.

3.7. Нагрузки от веса стационарного оборудования с заполнением определяются в соответствии с заданными условиями эксплуатации оборудования на основании ГОСТов, ТУ, каталогов или паспортных данных завода-изготовителя.

3.8. Нагрузки от пыли принимаются по проектным данным.

4. РАСЧЕТ ПОКРЫТИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

4.1. Конструктивные и расчетные схемы каркасов зданий.

4.1.1. Пространственная система каркаса одноэтажного производственного здания расчленяется при расчете на поперечные и продольные плоские рамы, взаимосвязанные диском покрытия. При этом конструкции покрытий кроме восприятия вертикальных нагрузок выполняют функции ригелей поперечных и продольных рам и диска покрытия.

Конструктивные схемы поперечных рам приведены на рис. 8, продольных рам – на рис. 9 и 10.

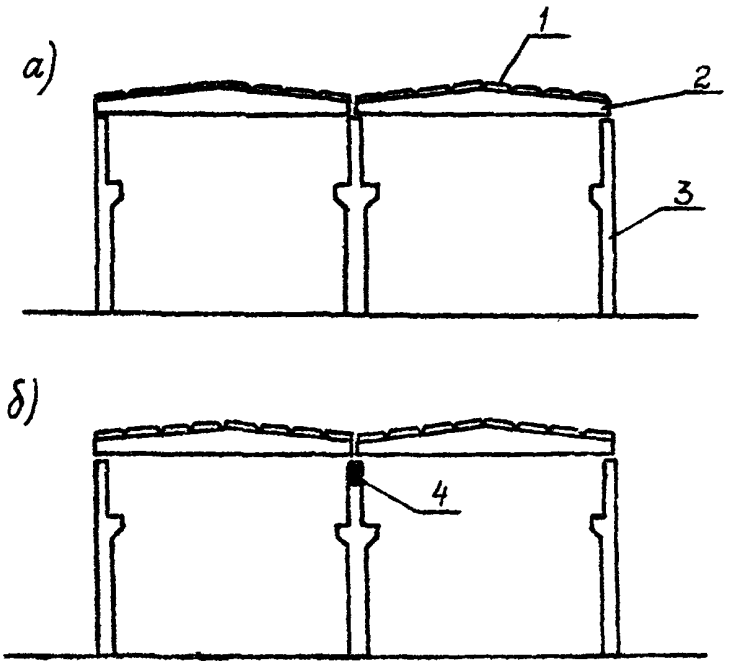


Рис. 8. Конструктивные схемы поперечных рам
а) без подстропильных конструкций;
б) с подстропильными конструкциями
1 – плита покрытия; 2 – стропильная конструкция;
3 – колонна; 4 – подстропильная конструкция

Расчетные схемы поперечных и продольных рам приведены на рис. 11. При наличии подстропильных конструкций расчетные схемы продольных рам зависят от конструктивного решения подстропильных конструкций.

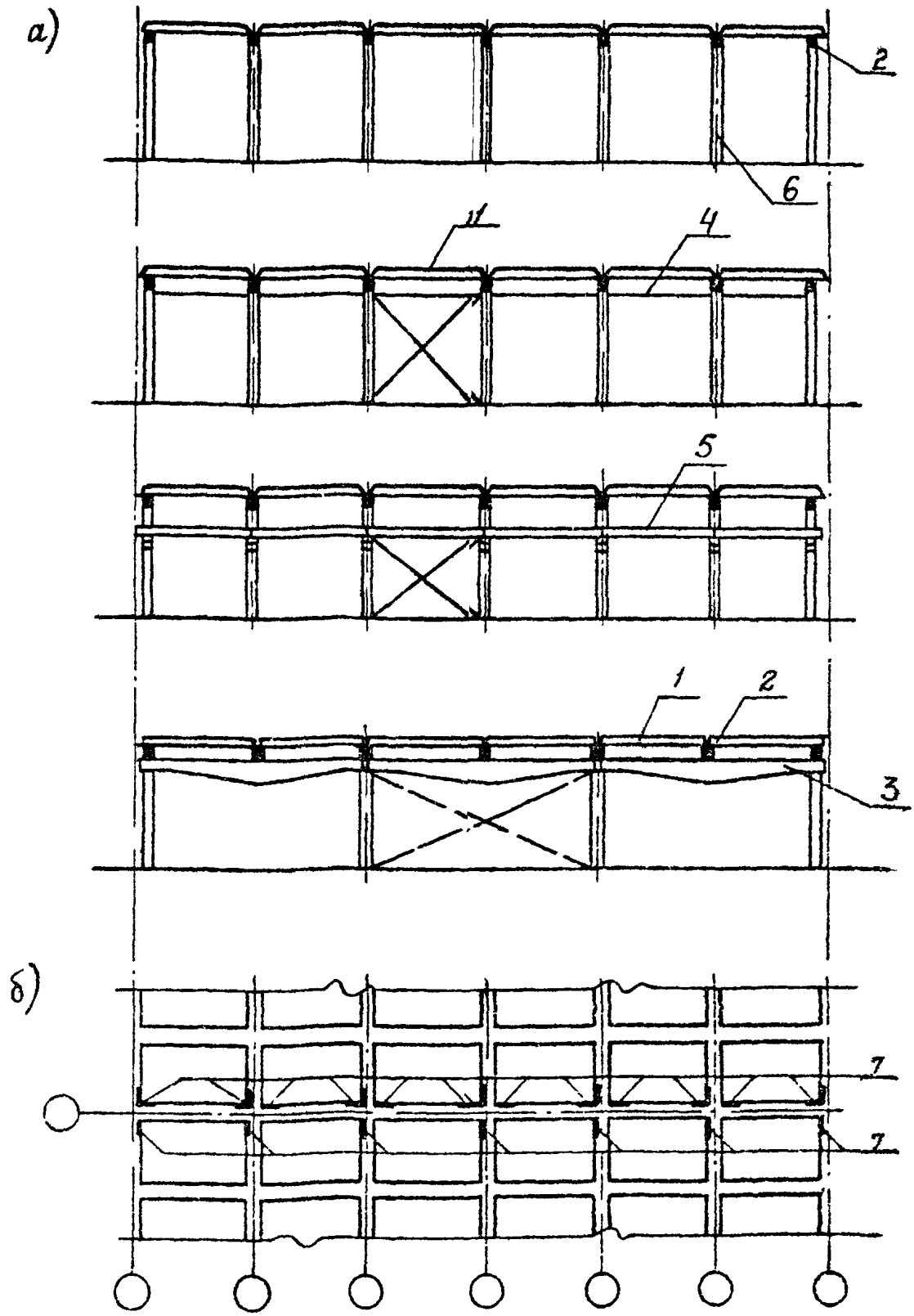


Рис. 9. Конструктивные схемы продольных рам (а) и план раскладки плит вдоль средних рядов колонн (б)

1 – плиты; 2 – стропильные конструкции; 3 – подстропильные конструкции с горизонтальным верхним поясом; 4 – распорки; 5 – подкрановые балки; 6 – колонны; 7 – расчетные сварные швы плит при действии продольных усилий

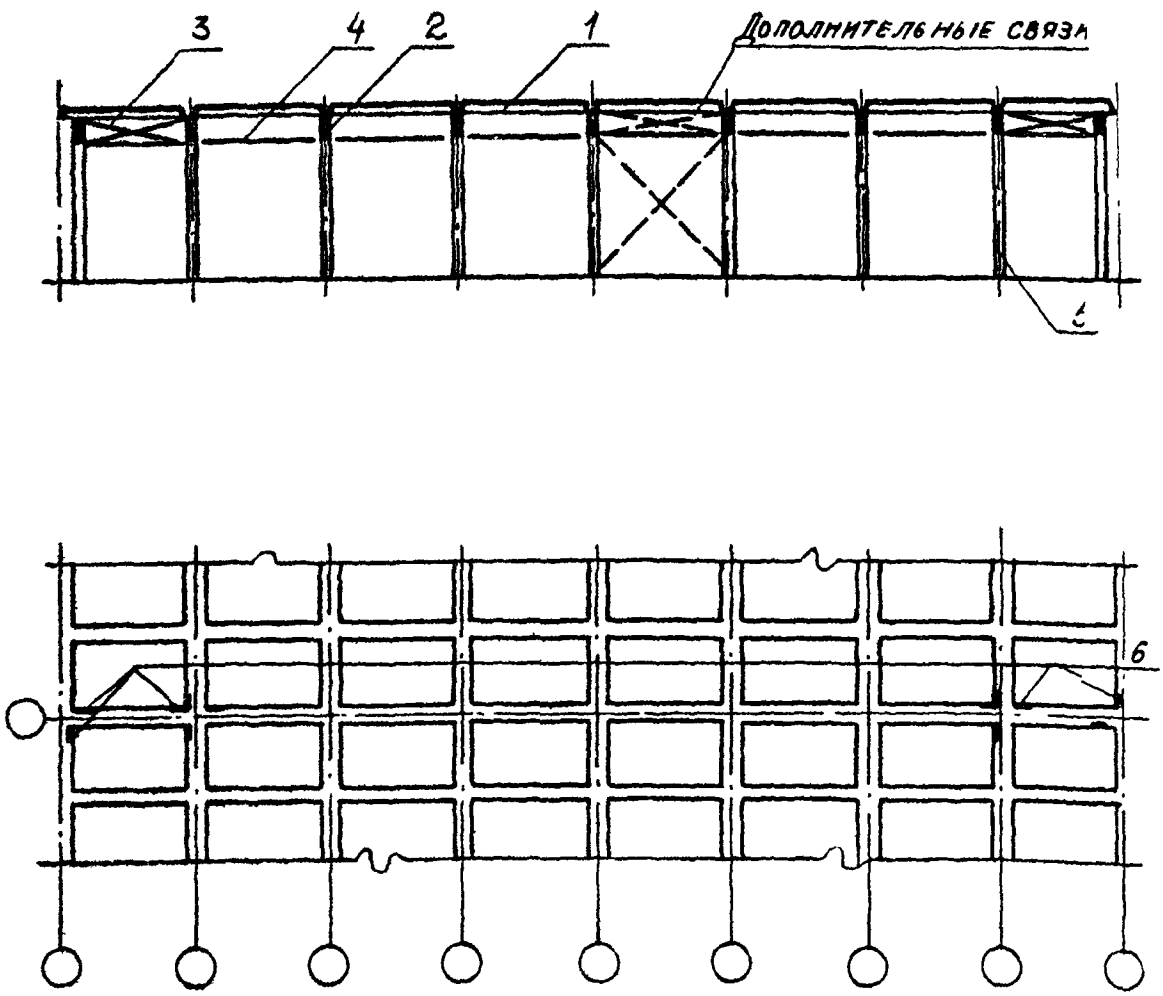


Рис. 10. Конструктивные схемы продольных рам с вертикальными связями по опорам стропильных конструкций (а) и план раскладки плит вдоль средних рядов колонн (б)
1 – плиты; 2 – стропильные конструкции; 3 – вертикальные связи по опорам стропильных конструкций; 4 – распорки; 5 – колонны; 6 – расчетные сварные швы при действии продольных усилий

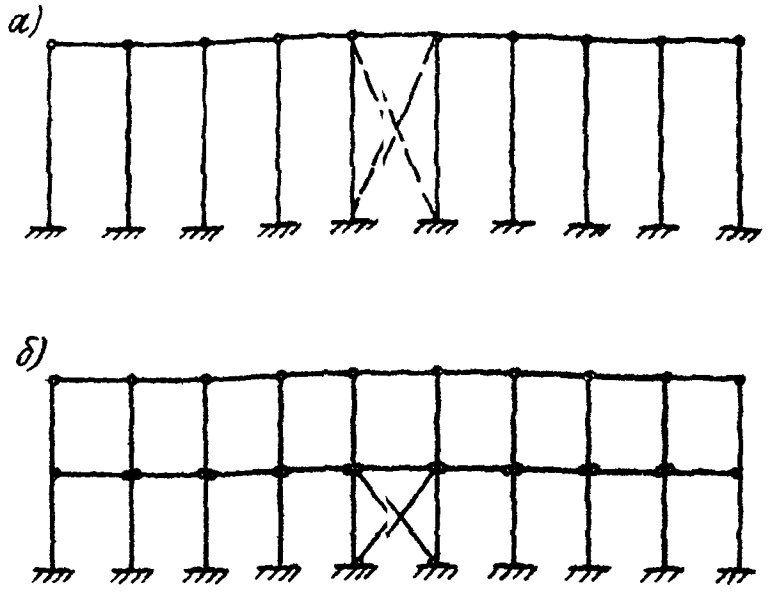


Рис. 11. Расчетные схемы рам
а) поперечных и продольных при отсутствии подкрановых балок (связи только для продольных рам);
б) продольных при наличии подкрановых балок

В расчетных схемах рам шарнирными принимаются сопряжения плит со стропильными конструкциями, стропильных конструкций с колоннами и подстропильными конструкциями (в поперечной раме), стальных связей, подкрановых балок с колоннами.

Ригели рам, образуемые стропильными и подстропильными конструкциями, ребрами плит и т.д., считаются примыкающими в уровне их опирания.

4.1.2. Плиты, образуя диск покрытия, обеспечивают совместную работу поперечных и продольных рам, предохраняют от потерь устойчивости верхние пояса несущих конструкций покрытия и рам фонарей, воспринимают ветровую нагрузку с торцовых стен здания, торцов фонарей и продольного фахверка и передают ее на нижележащие конструкции, выполняют функции ригелей продольных рам.

При определении необходимых мест приварки плит покрытие рассматривается как горизонтальная ферма с шарнирными узлами в местах крепления плит и стержнями, соединяющими эти узлы.

Для покрытия по рис.3 схема такой горизонтальной фермы приведена на рис.12, где пунктиром показаны стержни при сварке плит в температурном шве, предусматриваемой в зданиях с опорными кранами. Может принята и иная расчетная схема покрытия, например в виде пластин..

4.1.3. Для обеспечения восприятия плитами ветровой нагрузки с торцевых стен здания, торцов фонарей и продольного фахверка следует рассчитывать сварные швы в местах крепления колонн торцового и продольного фахверка и вертикальных связей продольных рам фонарей.

4.1.4. Совместная работа поперечных и продольных рам и выполнение функций ригелей продольных рам обеспечивается диском покрытия при соблюдении следующих условий:

первое условие – поперечные усилия, действующие в сопряжениях стропильных конструкций с приваренными опорами плит, не превышают 7 кН для каждой приваренной опоры плит размером 1,5х6 и 10 кН для стропильных плит;

второе условие – продольные усилия в продольных ребрах плит от совместного действия крановых и ветровых нагрузок и температурных воздействий не превышают несущей способности сварных швов крепления плит (см. табл. 2.4.) и прочности продольной арматуры опорных участков продольных ребер плит.

Продольные усилия от крановых нагрузок обусловлены действием изгибающего момента в диске покрытия либо поворотом диска от этих нагрузок. Продольные усилия от ветровых нагрузок обусловлены действием момента в диске покрытия от этих нагрузок в поперечном направлении либо действием ветровых нагрузок в продольном направлении.

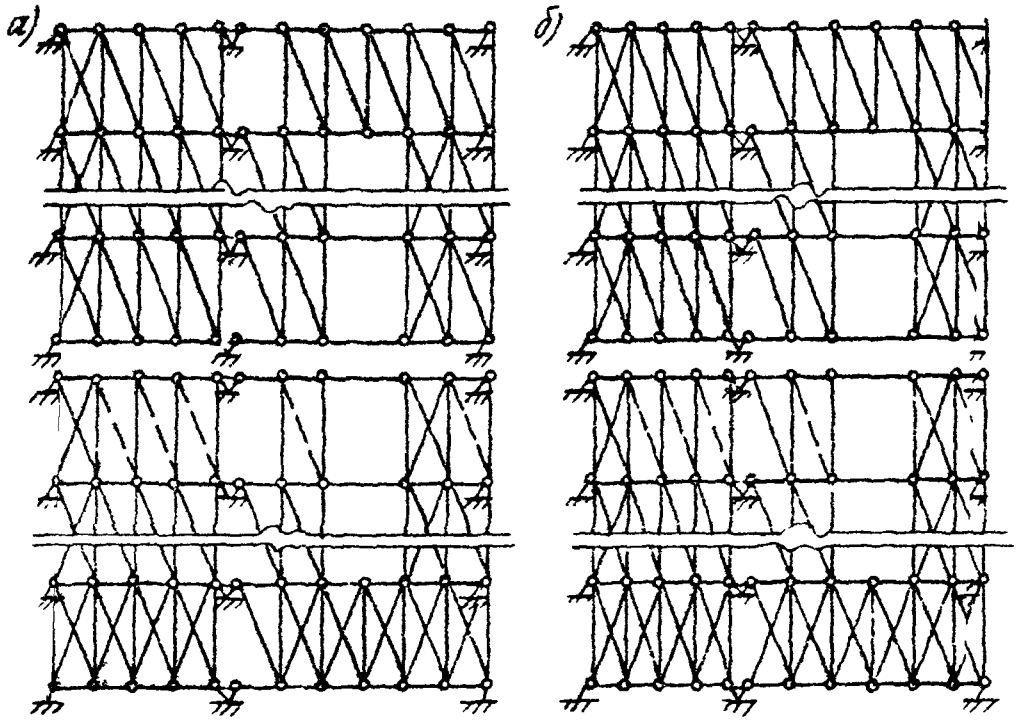


Рис. 12. Расчетная схема покрытия при определении мест приварки плит (применительно к рис. 3)

а) при креплении надколонных плит по варианту I узла В;

б) при креплении надколонных плит по варианту II узла В (здесь опоры горизонтальной фермы только в местах расположения вертикальных связей по торцам температурного блока, пунктиром показаны стержни при дополнительной приварке плит в т.ш.)

При невыполнении второго условия в надколонных продольных ребрах плит по крайним рядам эти ребра могут соединяться между собой при помощи сварки стальными полосами или стержнями (рис. 13), воспринимающими продольные усилия, обусловленные моментом в диске покрытия от крановых и ветровых нагрузок и температурными воздействиями. Продольные усилия от других воздействий (ветра в продольном направлении и от поворота диска покрытия из-за воздействия кранов) всегда должны передаваться через сварные соединения плит с несущими конструкциями покрытий.

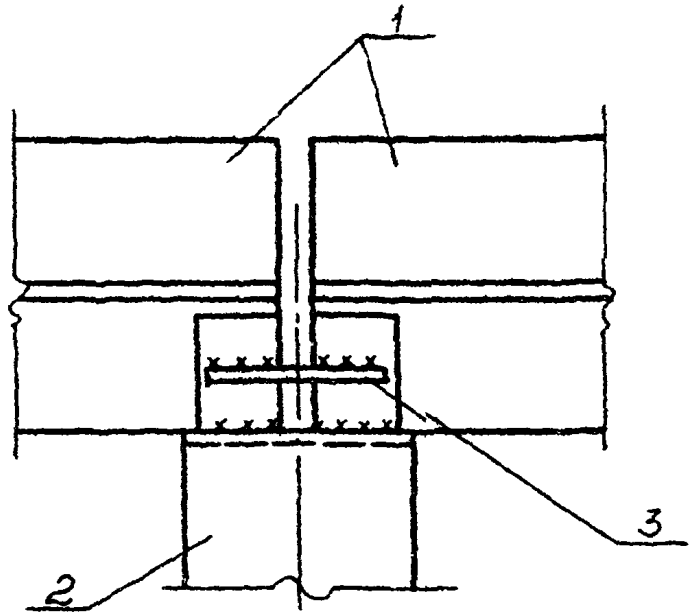


Рис. 13. Дополнительное соединение продольных ребер плит
1 – плиты покрытий;
2 – стропильная конструкция;
3 – соединительный стальной элемент

При проверке второго условия суммарные усилия при учете двух и более нагрузок из числа названных (ветровых, крановых, от температурных воздействий) умножаются на коэффициент условий работы $\sqrt{} = 0,75$, учитывающий возможность перераспределения этих усилий.

4.1.5. Условия передачи усилий в плоскости продольной рамы с диска покрытия из плит на нижележащие конструкции ((от ветровой нагрузки и при повороте диска покрытия от крановой нагрузки) зависят от конструктивной схемы каркаса здания.

Первый случай – жесткость всех опор, к которым приварены надколонные продольные ребра плит, одинакова и, следовательно, продольные усилия передаются по данному ряду колонн через все места приварки равномерно. Такой случай имеет место, когда колонны данного ряда одинакового сечения и отсутствуют вертикальные связи по опорам стропильных конструкций и по колоннам, или когда отсутствуют вертикальные связи по опорам стропильных конструкций, а по колоннам имеются связи и распорки в уровне верха этих связей (роль распорок могут выполнять подкрановые балки), или когда стропильные конструкции опираются на подстропильные конструкции с горизонтальным верхним поясом (рис. 9). В этом случае все сварные швы по данному ряду колонн являются расчетными, а опорные части стропильных конструкций и их крепления к колоннам должны быть рассчитаны на действие продольных усилий.

Второй случай – жесткости опор, к которым прикреплены надколонные продольные ребра плит, различны и, следовательно, продольные усилия передаются по данному ряду колонн через места приварки плит неравномерно. Такой случай имеет место при колоннах неодинакового сечения в ряду, при наличии вертикальных связей по опорам стропильных конструкций (рис.10) или при наличии вертикальных

связей по колоннам с одновременным отсутствием распорок на уровне верха этих связей. Если в этих случаях жесткости опор резко отличаются, то принимается, что передача продольных усилий происходит только в местах примыкания к элементам большой жесткости, где и располагаются расчетные сварные швы.

При подстропильных конструкциях с горизонтальным нижним и ломаным верхним поясом условия передачи продольных усилий с плит могут относиться как к первому, так и ко второму случаю. Так, если один конец ребра плиты опирается на опорную стойку подстропильной фермы, а другой конец на середину подстропильной фермы, то расчетные швы располагаются в местах опирания ребер плит на середину подстропильной фермы.

4.1.6. Устойчивость верхних поясов стропильных конструкций обеспечивается приваркой плит, а на подфонарных участках – стальными связями.

Устойчивость верхних поясов подстропильных конструкций также, как правило, обеспечивается приваркой плит. Места приварки в этом случае назначаются в зависимости от конструктивного решения узла примыкания стропильной и подстропильной конструкции.

4.1.7. Для зданий, в которых диск покрытия не обладает необходимой прочностью для восприятия поперечных сил, пространственная работа каркаса должн обеспечиваться системой горизонтальных связей либо расчет каркаса должен производиться без учета пространственной работы. При этом, в целях обеспечения устойчивости стропильных конструкций плиты должны привариваться к концам только одного продольного ребра и швы между плитами заделываться упругими прокладками.

4.1.8. В случаях, когда несущая способность расчетных сварных швов не достаточна для передачи продольных усилий, предусматриваются специальные горизонтальные связи, воспринимающие ветровую нагрузку от торцового фахверка.

4.1.9. При определении усилий в элементах покрытий расчет каркаса может производиться по недеформированной схеме как упругой линейно-деформируемой системы без учета влияния трещин на жесткость элементов при всех воздействиях кроме температурных, для которых учет этого влияния может производиться приближенными способами.

Диск покрытия при расчете на действие горизонтальных (крановой и ветровой) нагрузок рассматривается как горизонтальная бесконечно жесткая неразрезная балка на упругих опорах, каковыми являются поперечные и продольные плоские рамы (рис. 14). Высота горизонтальной балки принимается равной ширине здания в пределах температурного блока. (Расчет покрытия может производиться и иными методами, учитывающими податливость сопряжений конструктивных элементов).

Расчет системы, т.е. определение реакций поперечных и продольных опор диска покрытия, обычно производится методом перемещений. При расчете учитывается поступательное смещение каркаса и смещение, обусловленное поворотом диска покрытия в случае несовпадения местоположения равнодействующей горизонтальной смещающей силы от крановой нагрузки с центром жесткости каркас. Основная система (рис. 14) образуется путем закрепления диска покрытия в центре жесткости каркаса тремя фиктивными связями: опорными стержнями в плоскостях поперечной и продольной рамы и плавающей заделкой, препятствующей повороту диска. Расположение закреплений в центре жесткости обеспечивает независимость соответствующих реакций и перемещений.

Положение центра жесткости принимается:

– в плоскости продольной рамы при наличии вертикальных связей по колоннам – по оси связевой панели, а при отсутствии связей – по середине рамы;

– в плоскости поперечной рамы при симметричных (по моменту инерции бетонного сечения) колоннах относительно середины рамы – по середине рамы, при несимметричных колоннах – на расстоянии y_0 от оси крайней колонны, которое определяется по формуле

$$y_0 = \sum_1^n y_i r_i \Big/ \sum_1^n r_i, \qquad (4.1)$$

где y_i – расстояние от оси крайней колонны, относительно которой определяется расстояние y_0, до i-ой колонны;

r_i – реакция верха i-ой колонны от единичного смещения;

n – число колонн в поперечной раме.

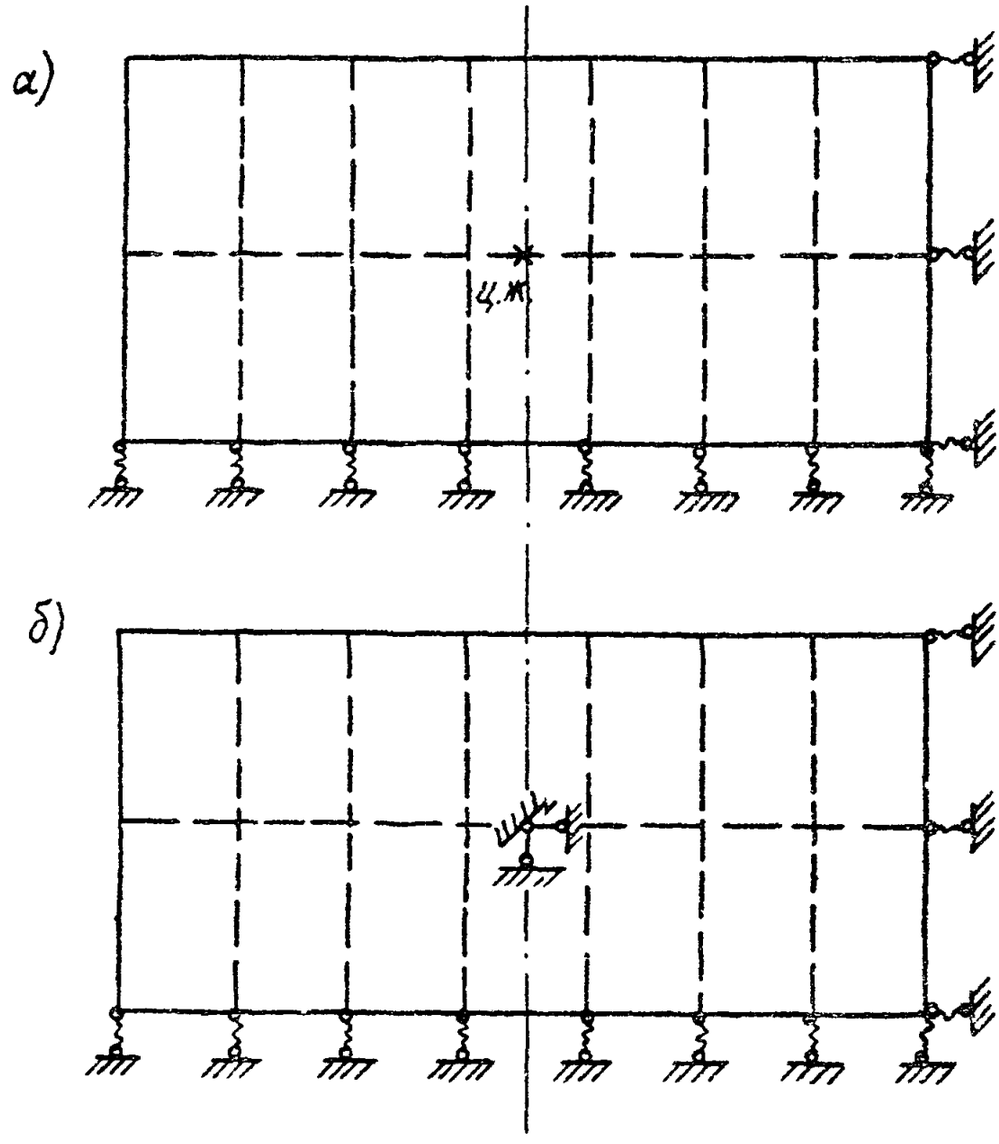


Рис. 14. Расчетная схема (а) и основная система (б) каркаса здания с покрытием в одном уровне
ц.ж. – центр жесткости каркаса

4.1.10. Для каркаса здания с перепадом высот и без устройства температурного шва между разновысокими частями здания расчетная схема устанавливается в зависимости от конструктивного решения каркаса и расположения вертикальных связей по колоннам.

При наличии покрытия в двух уровнях вертикальные связи предусматриваются обычно на всю высоту колонн. В этом случае поворот дисков и смещение каркаса в плоскости продольной рамы, т.е. в плоскости связей, не учитывается ввиду

большой жесткости связей. Пример конструктивной схемы поперечной рамы, основной системы метода перемещений и расчетной схемы для дисков покрытия здания с перепадом высот при вертикальных связях на всю высоту колонн приведен на рис. 15 (здесь и далее под термином "перепад высот" имеется ввиду перепад в пределах одного температурного блока, т.е. наличие в раме ригелей в разных уровнях).

4.1.11. Поперечные усилия, действующие в сопряжениях плит со стропильными конструкциями в рассматриваемом поперечном сечении диска покрытия, определяется (рис. 16):

– при смежных ординатах эпюры поперечных сил (в рассматриваемом сечении) одного знака – из условия равномерного распределения горизонтальной поперечной нагрузки на диск покрытия на все приваренные к верхним поясам стропильных конструкций опоры плит со стороны, соответствующей наибольшему (по абсолютной величине) значению поперечной силы в данном сечении диска покрытия;

– при смежных ординатах эпюры поперечных сил (в рассматриваемом сечении) разных знаков – из условия равномерного распределения поперечной силы в сечении на все приваренные к верхним поясам стропильных конструкций опоры плит со стороны, соответствующей принимаемому значению поперечной силы. В обоих случаях не учитываются нежесткие (в горизонтальной плоскости) плиты с отверстиями для легкосбрасываемой кровли, а также плиты, опирающиеся на высокие столбики ферм. Для примера, приведенного на рис. 16, расчетными являются семь опор плит с правой стороны среднего сечения диска покрытия.

Продольные усилия N в сварных соединениях плит, вызванные изгибающим моментом M в диске покрытия, определяются из условия линейного распределения этих усилий по высоте диска покрытия (рис.17). При симметричном расположении сварных соединений относительно продольной оси, проходящей через середину диска покрытия,

$$N = \frac{M\, a_k}{2\sum_i^n a_i^2} \qquad (4.2)$$

где a_k, a_i – расстояние соответственно от к-го и i-ого соединения до середины диска покрытия.

Эти усилия должны восприниматься сварными швами, расположенными с одной стороны сечения диска покрытия, при этом рассматривается сторона с меньшим количеством сварных швов (на рис. 17 правая сторона).

4.1.12. Приведенные в п.4.1 условия обеспечения пространственной рабоы каркаса зданий могут не проверяться для проектных ситуаций, предусмотренных серией 2.400–7 "Монтажные узлы сопряжений сборных железобетонных конструкций одноэтажных производственных зданий", при условии соблюдения требований этой серии.

4.2. Расчет на ветровую нагрузку

4.2.1. Ветровая нагрузка, действующая в плоскости поперечных и продольных рам, распределяется между ними пропорционально жесткостям рам за исключением продольных рам с вертикальными связями на всю высоту колонн, когда распределение производится пропорционально грузовым площадям действия ветровой нагрузки.

4.2.2. При распределении ветровой нагрузки пропорционально жесткостям рам производится статический расчет каркаса для определения опорных реакций диска покрытия. Расчетная схема каркаса без перепада высот и основная система приведены на рис. 14 . За неизвестные принимаются горизонтальные смещения ригелей. Учитывая, что расчет на ветровую нагрузку производится или в плоскости поперечной или в плоскости продольной рамы, для наиболее распространенного случая, когда местоположение равнодействующей ветровой нагрузки совпадает с центром жесткости каркаса, поступательное смещение рам Δ

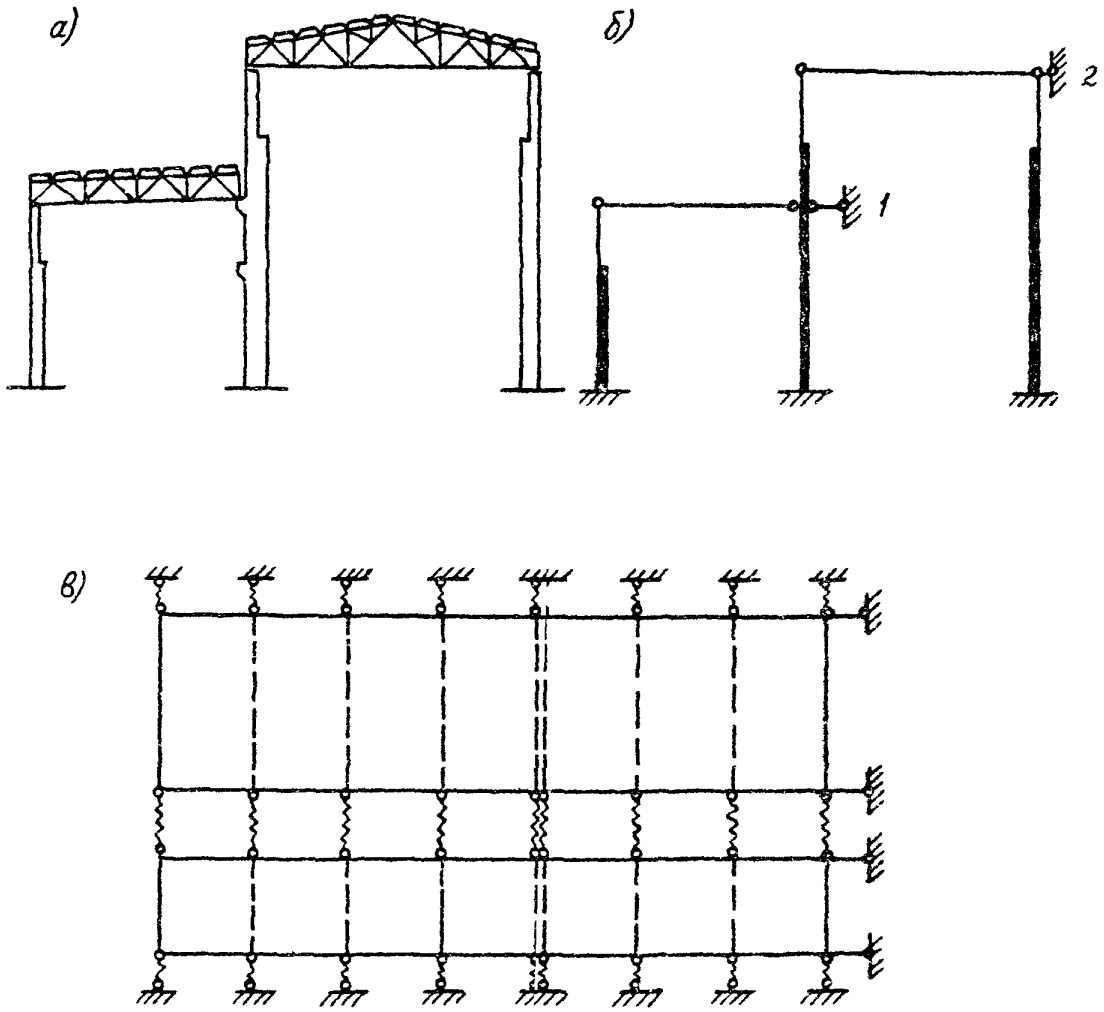
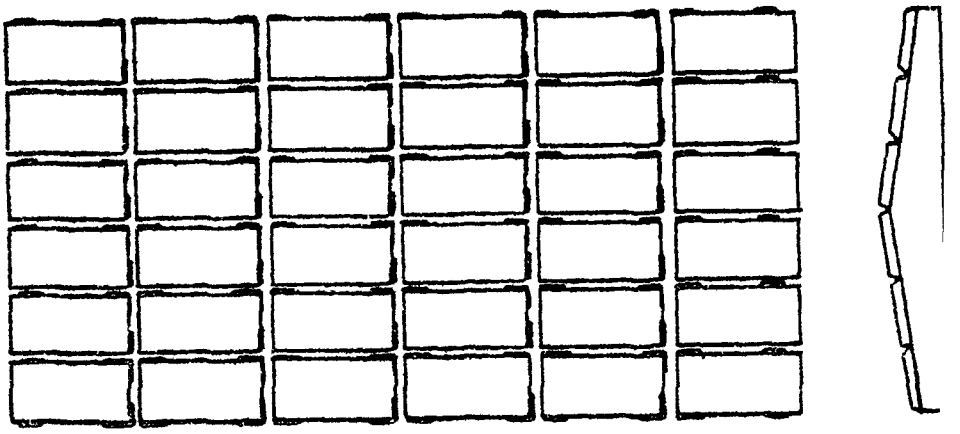


Рис. 15. Конструктивная схема поперечной рамы (а), основная система метода перемещений (б) и расчетная схема (в) для диска покрытия здания с перепадом профиля
1 и 2 – фиктивные связи

а)



б)

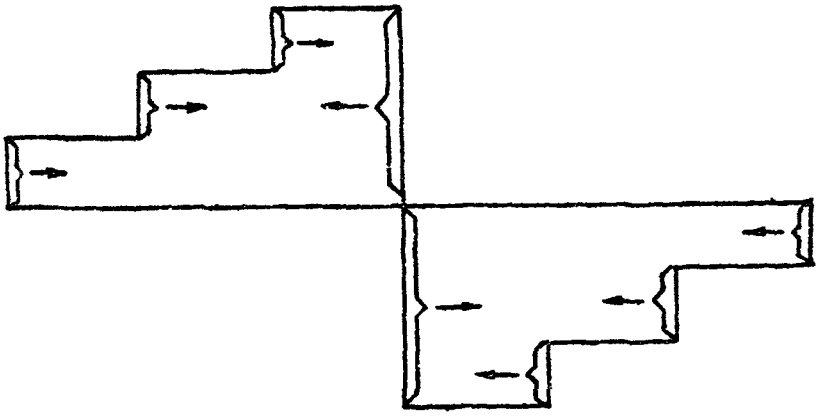


Рис. 16. К определению поперечных усилий в сопряжениях плит со стропильными конструкциями

а) план раскладки плит;

б) эпюра поперечных сил в диске покрытия. Фигурными скобкам и стрелками обозначены учитываемые значения поперечных сил и соответствующие стороны, в которых должны учитываться приваренные опоры плит

находится из решения канонического уравнения метода перемещений

$$R + \Delta \sum_1^m r_c = 0 . \qquad (4.3)$$

Здесь $R = \sum_1^m (R_{p\cdot}^c + R_{w\cdot})$ – суммарная горизонтальная реакция верха каркаса от ветровой нагрузки в основной системе, считая его шарнирно закрепленным. Эта реакция слагается из реакций R_p^v верхних фиктивных неподвижных опор плоских рам от местной ветровой нагрузки на них и реакции R_w от ветровой нагрузки на надколонную часть здания, приходящуюся на рассматриваемую плоскую раму (по грузовой площади действия ветровой нагрузки). Реакция r_p верха плоской рамы от единичного смещения в своей плоскости находится как сумма реакций r от единичного смещения верха колонн, составляющих эту раму. Суммирование производится по всем плоским рамам каркаса. Значения реакций R_p^v и r_p, а также правила знаков для них определяется с помощью формул табл. 4.1, принимая моменты инерции колонн по бетонному сечению. После определения смещения Δ реакции верха плоских рам находится из выражения

$$R_p = R_p^v + R_{ww} + \Delta r . \qquad (4.4)$$

В таблице 4.1 приняты следующие обозначения: $H_в$, H – соответственно длина верхнего участка и всей колонны; $J_в$, $J_н$ – соответственно моменты инерции сечений верхнего и нижнего участков колонны;

$$\lambda = H_в / H_н ; \quad n = J_в / J_н , \quad \delta_{111} = (1 - \lambda^3 + \lambda^3 / n) \frac{H^3}{3 E_b J_н} ;$$

на схемах показано расположение нагрузки N и направление нагрузок T и q, соответствующее их положительному значению.

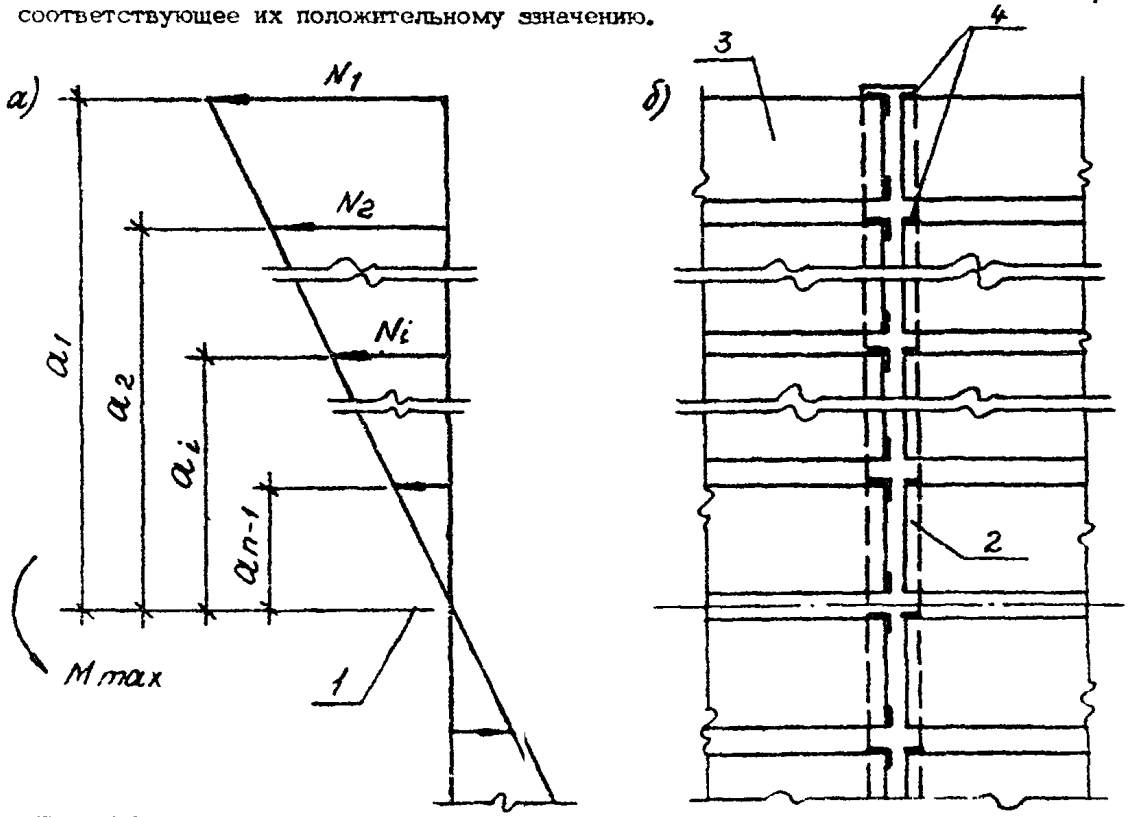
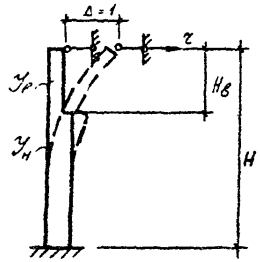
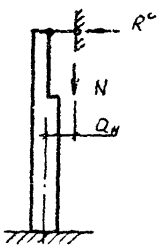
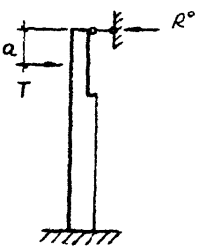
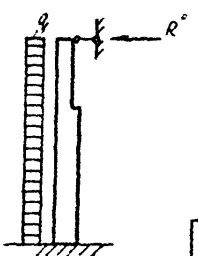


Рис. 17. Схема распределения продольных усилий в сварных соединениях плит от изгибающего момента в диске покрытия

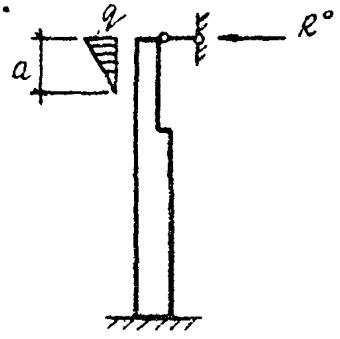
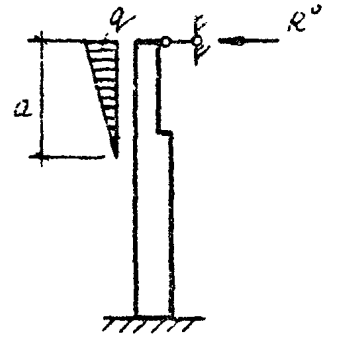
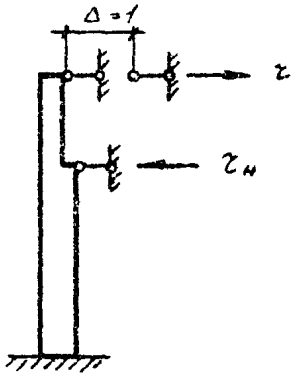
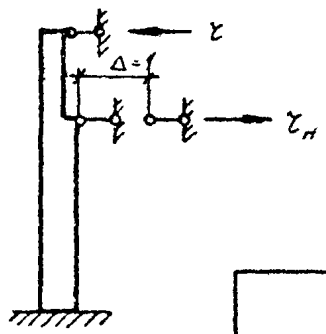
1 – продольная ось диска покрытия; 2 – стропильная конструкция; 3 – плита; 4 – расчетные сварные швы

Таблица 4.1

Схема приложения нагрузки	Формула для определения реакции верхней опоры
1. 	$r = \frac{1}{\delta_{11}}$
2. 	$R^\circ = -\frac{\delta_{1N}}{\delta_{11}}$; $\delta_{1N} = (1-\lambda^2)\frac{N \cdot Q_н H^2}{2E\delta J_н}$
3. 	$R^\circ = -\frac{\delta_{1T}}{\delta_{11}}$; $\xi = \frac{a}{H}$; $\delta_{1T} = \left[2(1-\lambda) + (1-\lambda^2)(2\lambda - 3\xi) + \frac{(\lambda-\xi)^2(2\lambda+\xi)}{n}\right]\frac{T H^3}{6E\delta J_н}$
4. 	$R^\circ = -\frac{\delta_{1q}}{\delta_{11}}$; $\delta_{1q} = (1-\lambda^4+\frac{\lambda^4}{n})\frac{q \cdot H^4}{8E\delta J_н}$

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Продолжение табл. 4.1

Схема приложения нагрузки	Формула для определения реакции верхней опоры
5. 	$R^{\circ} = -\frac{\delta_{1q}}{\delta_{11}}$; $\xi = \frac{a}{H}$; $\delta_{1q} = \left(\frac{\xi}{2} - \frac{\xi^2}{2} + \frac{\xi^4}{20} + \frac{\lambda^5}{5\xi} - \frac{\lambda^5}{5n\xi} - \frac{3\lambda^4}{4} + \frac{3\lambda^4}{4n}\right) \times \frac{q H^4}{22 E \delta J_н}$
6. 	$R^{\circ} = -\frac{\delta_{1q}}{\delta_{11}}$; $\xi = \frac{a}{H}$; $\delta_{1q} = \left(1 - \frac{\xi}{2} + \frac{\xi\lambda^2}{2} - \frac{\xi\lambda^2}{2n} - \lambda^3 + \frac{\lambda^3}{n} + \frac{\xi^3}{20n}\right) \frac{q \cdot \xi H^4}{6 E \delta J_н}$
7. 	$z = \frac{12 E \delta J_н}{H_e^3 \left(\frac{3}{\lambda} + \frac{4}{n} - 3\right)}$; $z_н = -z\left(1 + 1{,}5\frac{\lambda}{1-\lambda}\right)$
8. 	$z = -\frac{12 E \delta \cdot J_н}{H_e^3 \left(\frac{3}{\lambda} + \frac{4}{n} - 3\right)} \left(1 + 1{,}5\frac{\lambda}{1-\lambda}\right)$; $z_н = -z\left[\left(1 + \frac{\lambda}{1-\lambda}\right)^3 + \left(\frac{\lambda}{1-\lambda}\right)^3 \left(\frac{1}{n} - 1\right)\right] \cdot \frac{1-\lambda}{1+0{,}5\lambda}$

4.3. Расчет на нагрузки от мостовых опорных кранов

Расчет на действие нагрузок от мостовых опорных кранов производится в плоскости поперечной рамы. Крановые нагрузки, действующие в плоскости продольной рамы (торможение моста крана), передаются, как правило, на вертикальные связи по колоннам. Расположение кранов принимается по рис. 6

Перемещение верха поперечных рам Δ, обусловленное поступательным смещением каркаса, находится из выражения 4.3, где реакции R_p^c от крановой нагрузки определяются с помощью формул табл. 4.1. Перемещение, обусловленное поворотом диска покрытия, равно

$$\Delta_\varphi = y\varphi, \qquad (4.5)$$

где y – расстояние от рассматриваемой поперечной или продольной рамы до соответственно, поперечной или продольной оси каркаса; φ – угол поворота диска покрытия, который находится из решения канонического уравнения метода перемещений

$$M_\varphi + \varphi r_\varphi = 0, \qquad (4.6)$$

Реактивный момент M_φ, возникающий в фиктивной связи, равен

$$M_\varphi = \sum_1^m R_{pi}^o \ell_i, \qquad (4.7)$$

где R_{pi}^o – реакция верхней неподвижной опоры i-ой поперечной плоской рамы от крановой нагрузки; ℓ_i – расстояние от i-ой рамы до поперечной оси каркаса, проходящей через центр жесткости; m – число поперечных рам, на которые непосредственно передается крановая нагрузка.

Угловая жесткость каркаса, равная реактивному моменту r_φ в фиктивной связи от единичного угла поворота диска покрытия, равна

$$r_\varphi = \sum_1^n r_{pi} y_i^2, \qquad (4.8)$$

где r_{pi} – реакция верха i-ой поперечной или продольной рамы от единичного ее смещения в своей плоскости; n – число поперечных и продольных рам в каркасе.

Реакция r_{pi} верха рамы равна сумме реакций верха колонн, составляющих данную раму, от единичного их смещения в соответствующей плоскости.

Жесткость вертикальных связей может приниматься бесконечной, тогда при расположении связей до уровня подкрановых балок реакция верха продольной рамы от единичного смещения должна приниматься сниженной на 20% по сравнению реакцией верха рамы из колонн, несмещаемых в уровне подкрановых балок.

После определения смещений Δ и Δ_φ реакция верха поперечной рамы находится из выражения

$$R_p = R_p^o + (\Delta + \Delta_\varphi) \cdot r_p, \qquad (4.9)$$

а продольной рамы при связях до уровня подкрановых балок –

$$R_p = \Delta_\varphi \cdot r_p. \qquad (4.10)$$

4.4. Расчет на температурные климатические воздействия

4.4.1. В плитах покрытий усилия от температурных климатических воздействий определяются из расчета продольных рам зданий при расстояниях между поперечными температурными швами, превышающих предусмотренные СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции".

При наличии распорок по верху колонн усилия от температурных воздействий не учитываются.

4.4.2. Свободные температурные перемещения горизонтальных конструктивных элементов каркаса здания определяются по формуле

$$\Delta_t = \beta \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot y, \qquad (4.11)$$

где β =0,7 – коэффициент, учитывающий податливость сопряжений и благоприятные при данном виде воздействия условия работы колонн за счет пластических деформаций бетона и арматуры; α – коэффициент линейного расширения, принимаемый равным $1{,}0\ 10^{-5}$ 1/град; Δt – расчетное изменение температуры, определяемое по СНиП 2.01.07-85; y – расстояние от рассматриваемой колонны до соответствующей поперечной оси, проходящей через центр жесткости каркаса.

4.4.3. Статический расчет продольных рам на температурные воздействия, при числе шагов более шести, производится с учетом податливости ригелей рам, которая характеризуется величиной горизонтальной деформации опорной грани конструктивного элемента, образующего ригель, от действия горизонтальной единичной силы.

Значения величин относительной податливости ригелей допускается принимать по табл. 4.2, в которой значения податливости железобетонных ригелей определены с учетом увеличения деформаций вследствие ползучести бетона. Значения податливости для плит покрытия и подкрановых балок приведены для крайних рядов колонн. При расчете продольных рам по средним рядам колонн податливость ригелей из плит и подкрановых балок должна уменьшаться вдвое.

Таблица 4.2

Наименование и характеристика конструктивного элемента	Длина элемента, м	Относительная податливость ригеля 10^{-8} 1/Н
Железобетонные ребристые плиты покрытий	6	0,78
	12	0,35
Железобетонные подстропильные конструкции	12	0,04
Железобетонные подкрановые балки	6	0,09
	12	0,05
Стальные подстропильные конструкции	12	0,12
Стальные подкрановые балки	6	0,04
	12	0,02

4.4.4. При статическом расчете на температурные воздействия жесткость сечений колонн с учетом влияния ползучести при длительном действии усилий может приниматься при $N > 0{,}6\,B h_c R_{cc}$ равной

$$B^{pl} = 0{,}5\,E_s J_s, \qquad (4.12)$$

а при $N < 0{,}6\,B h_c R_b$ равной

$$B^{pl} = 0{,}4\,E_s J_s \qquad (4.13)$$

Здесь N – наибольшая продольная сила в сечении колонны (без учета крановых нагрузок); $J_б$ – момент инерции бетонного сечения колонны; b и h_o – ширина и рабочая высота сечения колонны в продольном направлении, для которого производится расчет.

Реакция верха колонны от температурных воздействий при отсутствии подкрановых балок равна

$$R = \Delta \cdot r^{вл} \cdot K_y , \qquad (4.14)$$

где Δ – свободное перемещение ригеля в месте сопряжения его с колонной от температурных воздействий, определяемое по формуле (4.11); $r^{вл}$ – реакция верха колонны от единичного смещения при жесткости $B^{вл}$; K_y – коэффициент, учитывающий (при числе пролетов рамы более шести) податливость ригеля и определяемый по формуле

$$K_y = \frac{ch[\lambda(y+0,5d)] - ch[\lambda(y-0,5d)]}{2r^{вл} \cdot y \cdot \eta \cdot ch[\lambda(y_0+0,5d)]} , \qquad (4.15)$$

где η – относительная податливость ригеля; y – расстояние от рассматриваемой колонны до поперечной оси каркаса, проходящей через его центр жесткости; d – пролет (шаг) рамы; $r^{вл}$ – реакция верха колонны от единичного смещения в продольном направлении при жесткости, соответствующей длительному действию нагрузки и принимаемой по формулам (4.12) и (4.13); y_o – расстояние от оси, проходящей через центр жесткости, до торцовой колонны рассматриваемой стороны; ch – гиперболическая функция; $\lambda = \sqrt{2r^{вл} \cdot \eta / d}$.

Реакция верха колонны от температурных воздействий в плоскости продольной рамы при наличии подкрановых балок и учете податливости ригелей находятся из расчета рам по общим методам строительной механики, при неучете податливости ригелей рамы – по формулам п.п. 7,8 табл. 4.1.

5. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОКРЫТИЯ НА ДЕЙСТВИЕ КРАНОВЫХ И ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК И ТЕМПЕРАТУРНЫХ КЛИМАТИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

5.1. ДАНО : Отапливаемое одноэтажное здание. Схема каркаса здания приведена на рис. 18. В каждом пролете по два мостовых опорных крана нормального (5К) режима работы грузоподъемностью 20/5 тонн. Покрытие из железобетонных плит размером 3х6 м по стропильным и подстропильным балкам. Высота на опоре стропильных балок 900 мм, подстропильных – 600 мм. Ширина светоаэрационных фонарей 6 м, высота 3 м. Железобетонные подкрановые балки высотой 800 мм при пролете 6 м и высотой 1200 мм при пролете 12 м. Стены самонесущие. Район строительства – г.Куйбышев. Район ветровых нагрузок – ША. Среднемесячная температура воздуха июля – $t_{уд}$ =20°С, января – t_{I} = –15°С. Размеры колонн и схема приложения крановых и ветровых нагрузок в поперечном направлении приведены на рис. 19. Класс бетона колонн В20. Сечение связей по крайним рядам 2 ∠ 100х100х7, по среднему ряду – 2 [12.

При расчете поперечные оси торцевых колонн условно совмещены с поперечными координационными осями.

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

– поперечные силы в диске покрытия от воздействия кранов;

– поперечные силы и изгибающие моменты в диске покрытия от действия ветра в поперечном направлении;

– изгибающие моменты в диске покрытия от воздействия кранов;

– продольные усилия в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками от действия ветра в продольном направлении;

– продольные усилия в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками при повороте диска покрытия от воздействия кранов;

– продольные усилия в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными конструкциями от температурных климатических воздействий;

– поперечные усилия в сопряжениях плит со стропильными балками от совместного действия кранов и ветра;

– продольные усилия в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками от совместного действия кранов, ветра и температурных перемещений.

5.2. Определение поперечных сил в диске покрытия от воздействия кранов

5.2.1. Определение крановых нагрузок на колонны

Расположение кранов принимается по рис. 20, расчетные схемы рам – по рис. 21, размеры в м. Наибольшая нормативная вертикальная нагрузка от колеса крана равна $D^{н}_{max}$ = 170 кН. Соответствующая нормативная нагрузка от колеса с противоположной стороны крана определяется по формуле

$$D^{н}_{min} = \frac{(Q + Q_{м}) \cdot K}{n_{0}} - D^{н}_{max} = \frac{(20 + 22) \cdot 10}{2} - 170 = 40 \text{ кН}$$

				1.400-11/91-5СМ			
				ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОКРЫТИЯ	Стадия	Лист	Листов
					Р	1	27
Разраб.	Розенблюм				ЦНИИпромзданий		
Исполнил	Максимова						
Н.контр.	Розенблюм						

Взам.инв.№ | Подпись и дата | Инв.№ подл.

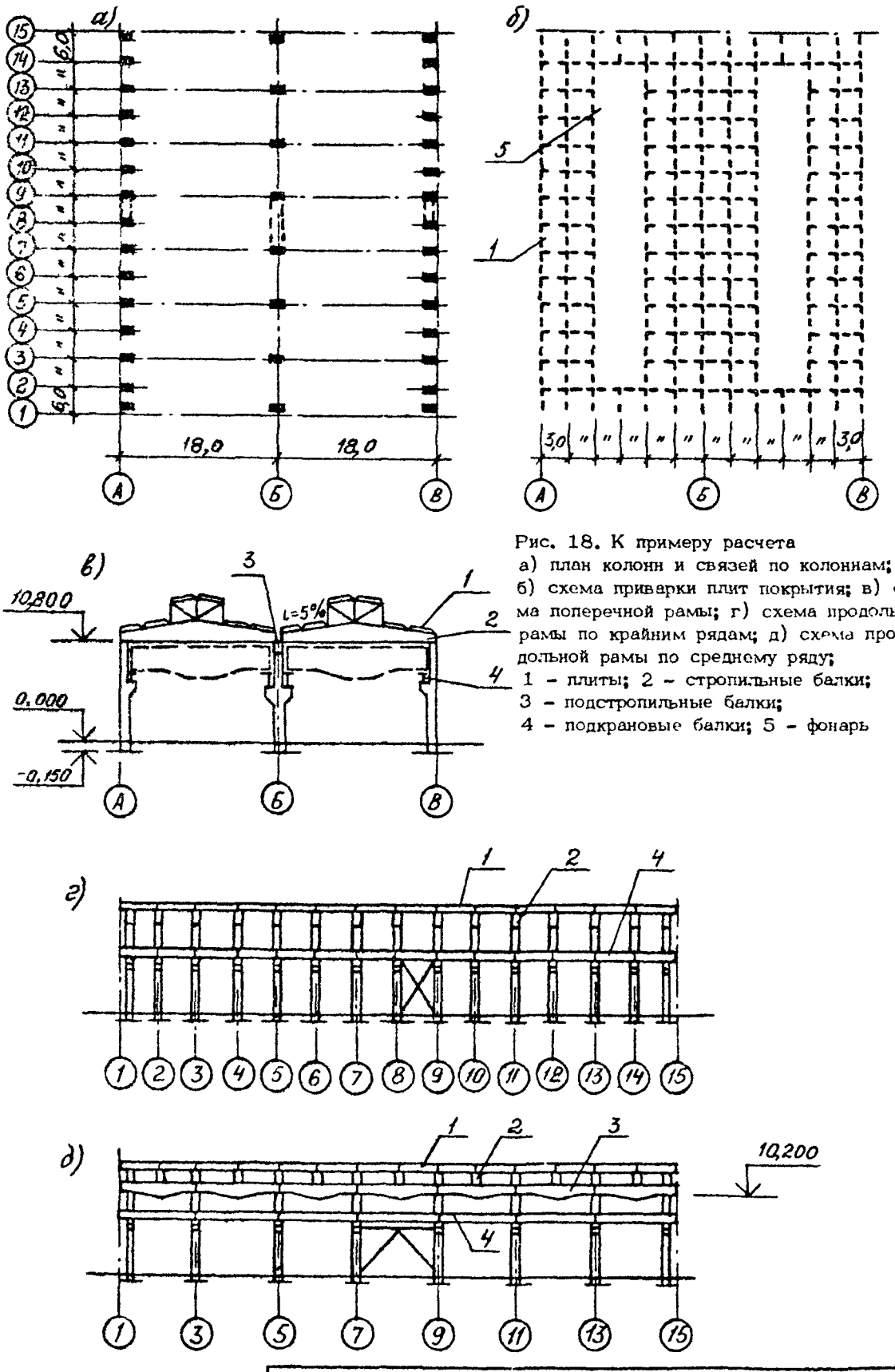


Рис. 18. К примеру расчета
а) план колонн и связей по колоннам;
б) схема приварки плит покрытия; в) схема поперечной рамы; г) схема продольной рамы по крайним рядам; д) схема продольной рамы по среднему ряду;
1 – плиты; 2 – стропильные балки;
3 – подстропильные балки;
4 – подкрановые балки; 5 – фонарь

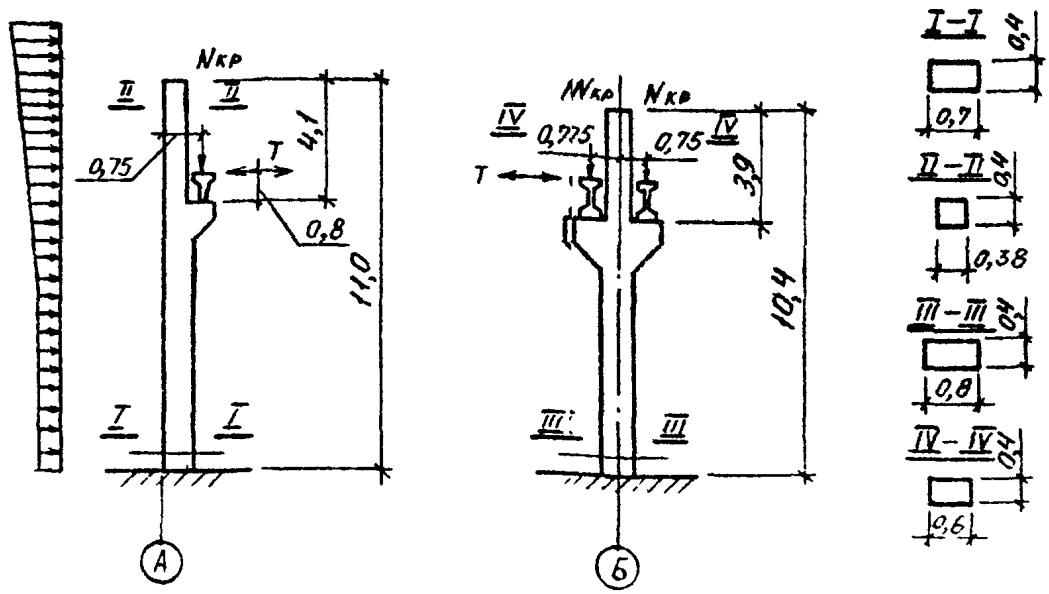


Рис. 19. К примеру расчета. Размеры колонн и схемы приложения крановых и ветровых нагрузок

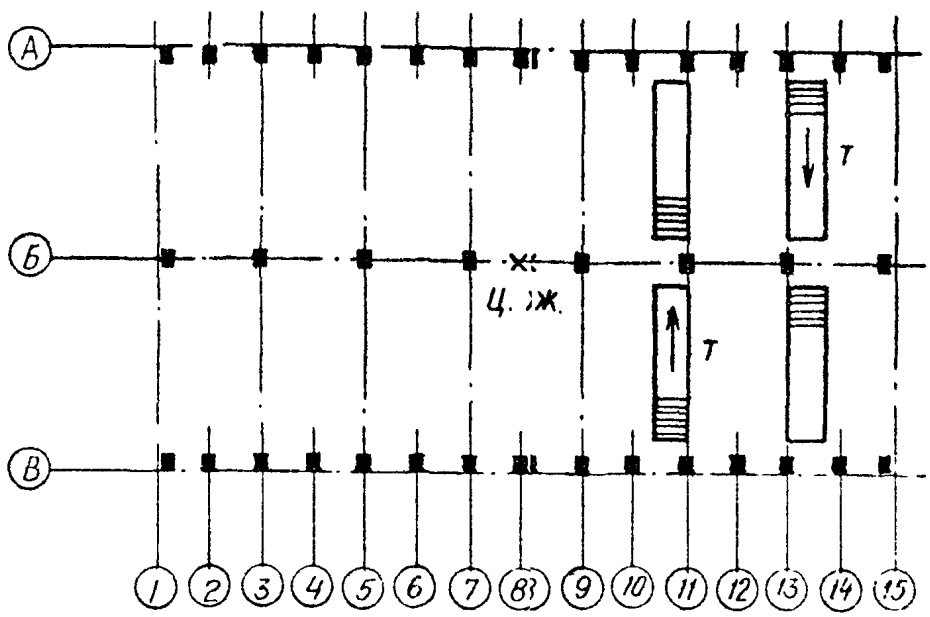


Рис. 20. К примеру расчета. Схема расположения кранов при определении поперечных усилий в сопряжениях плит со стропильными балками

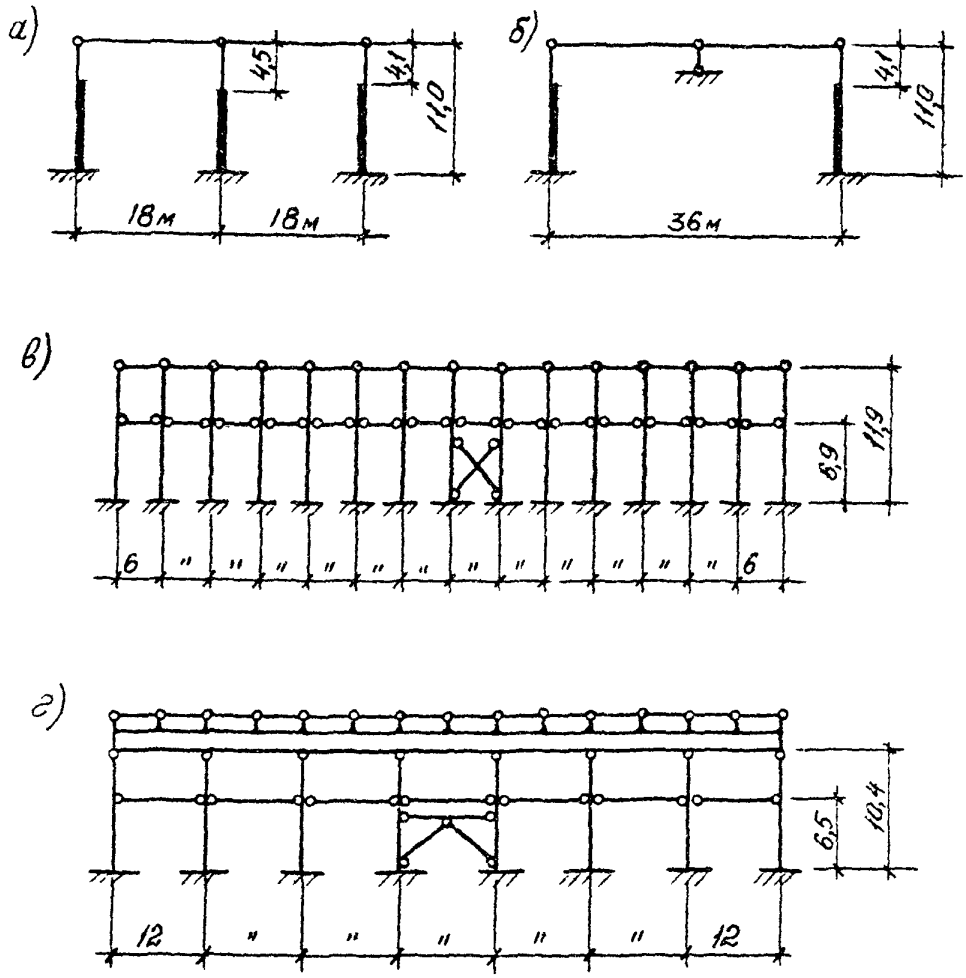


Рис. 21. К примеру расчета. Расчетные схемы рам
а) поперечных (основных) по осям 1,3,5,7,9,11,13 и 15;
б) поперечных (вспомогательных) по осям 2,4,6,8,10,12 и 14;
в) продольных по осям А и Г; г) продольной по оси Б

Наибольшая расчетная вертикальная нагрузка от колеса крана равна

$D^{p}_{max} = D^{н}_{max} \gamma_f = 170 \cdot 1{,}1 = 187$ кН, соответствующая нагрузка с противоположной стороны крана равна $D^{p}_{min} = D^{н}_{min} \cdot \gamma_f = 40 \cdot 1{,}1 = 44$ кН

Нормативная горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана, приходящаяся от каждого колеса с одной стороны крана (в данном случае со стороны крана, примыкающей к среднему ряду колонн, т.к. при этом усилие, передающееся на покрытие, больше, чем при передаче усилия торможения на колонны крайних рядов), определяется по СНиП 2.01.07-85

$$T^{н} = \frac{K_т (Q + G) K}{n_0} = \frac{0{,}05 (20 + 6{,}3)\ 10}{2} = 6{,}6 \text{ кН}.$$

G – масса тележки

Расчетная горизонтальная нагрузка от торможения, приходящаяся от каждого колеса крана, равна

$$T^{p} = T^{н} \cdot \gamma_f = 6{,}6 \cdot 1{,}1 = 7{,}3 \text{ кН}$$

Вертикальные N и горизонтальные T расчетные крановые нагрузки на колонны определяются как реакции опор разрезных подкрановых балок (рис. 22). Вычисление их значений приведено в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Координаты колонны	Сумма ординат линии влияния опорной реакции подкрановой балки, y	Крановая нагрузка на колонну, кН	
		вертикальная $N = D^{p} y$	горизонтальная $T = T^{p} y$
А-10, В-14	4,4/6,0=0,73	44·0,73=32	0
А-11; В-13	$1 + \frac{6{,}0-4{,}4}{6{,}0} = 1{,}27$	44·1,27=56	0
А-13; В-11	1,27	187·1,27=238	0
А-14; В-10	0,73	187·0,73=137	0
Б-9; Б-15	4,4/12=0,37	(187-44) 0,37= =53	7,3·0,37=2,7
Б-11; Б-13	$1 + \frac{12{,}0-4{,}4}{12{,}0} = 1{,}633$	(187-44) 1,63= =233	7,3·1,63=11,9

5.2.2. Определение реакций поперечных рам от единичного смещения

Горизонтальные реакции верхних опор колонн в поперечном направлении от единичного смещения определяются по п. 1 табл. 4.1.

$$r = 1/\delta_{11}, \quad \lambda = H_в/H; \quad n = J_в/J_н,$$

$$\delta_{11} = (1 - \lambda^3 + \lambda^3/n)\frac{H^3}{3E_б J_н}$$

Моменты инерции участков колонн по осям А и В равны

$$J_в = \frac{0{,}4 \cdot 0{,}38^3}{12} = 1{,}8\ 10^{-3}\ м^4; \quad J_н = \frac{0{,}4 \cdot 0{,}8^3}{12} = 11{,}5\ 10^{-3}\ м^4;$$

по оси Б –

$$J_в = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 7,2 \cdot 10^{-3}\ м^4; \quad J_н = \frac{0,4 \cdot 0,8^3}{12} = 17,1 \cdot 10^{-3}\ м^4$$

Вычисление значений λ, n, δ_{11} и z приведено в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Ось ряда	H, м	$H_в$, м	λ	$J_в \cdot 10^3$, $м^4$	$J_н \cdot 10^3$, $м^4$	n	$\delta_{11} E_б \cdot 10^3$, $м^{-1}$	$z \cdot 10^7 / E_б$, м
А, В	11,0	4,1	0,37	1,83	11,5	0,16	50,0	0,2
Б	11,0	4,5	0,41	7,2	17,1	0,42	28,4	0,5

Реакции $r_р$ верха плоских поперечных рам от единичного смещения в своей плоскости находятся как сумма реакций r колонн, составляющих эту раму.

Для основных рам по нечетным осям 1,3,5 и т.д.

$$r_р = 2 \cdot 0,2 \cdot 10^{-4} \cdot E_б + 0,35 \cdot 10^{-4} E_б = 0,75 \cdot 10^{-4}\ 24 \cdot 10^3 = 1,8\ МН/м.$$

Для вспомогательных рам по четным осям 2,4,6 и т.д.

$$r_р = 2\ 0,2 \cdot 10^{-4} \cdot E_б = 2 \cdot 0,2\ 10^{-4} \cdot 24 \cdot 10^3 = 0,96\ МН/м.$$

5.2.3. Определение реакции продольных рам по крайним рядам от едининого смещения

Расчетная схема и основная система метода сил продольных рам по крайним рядам, принимаемые при определении реакции верха рамы от единичного смещения, приведены на рис. 23.

Моменты инерции участков колонн в плоскости продольной рамы равны

$$J_в = \frac{0,3 \cdot 0,4^3}{12} = 2,0 \cdot 10^{-3}\ м^4; \quad J_н = \frac{0,7 \cdot 0,4^3}{12} = 3,7 \cdot 10^{-3}\ м^4.$$

Жесткости железобетонных колонн на изгиб и жесткость стальных подкосов на сжатие равны

$$E_б J_в = 24 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 10^3 = 48\ МПа\ м^4;$$
$$E_б J_н = 24 \cdot 10^3 \cdot 3,7 \cdot 10^{-3} = 89\ МПа\ м^4;$$
$$E_{ст} F_{св} = 206 \cdot 10^3 \cdot 27,6 \cdot 10^{-4} = 568\ МПа\ м^2.$$

В расчетной схеме продольных рам жесткость стойки равна сумме жесткостей всех пятнадцати колонн крайнего ряда, жесткость подкоса равна сумме жесткостей двух подкосов связей. Деформациями в стойке от нормальных сил пренебрегают.

Необходимые для расчета методом сил эпюры моментов от основного неизвестного z и от единичной силы $P = 1$ кН приведены на рис.23. Длина подкоса связей равна $l_{св} = \sqrt{5,6^2 + 6,9^2} = 8,9$ м

$$\delta_{11} = \int \frac{M_1^2}{15 \cdot E_б J_н} dx + \frac{N_{св}^2 \cdot l_{св}}{2 E_{ст} F_{св}} = \frac{4,34^2 \cdot 6,9}{3 \cdot 15 \cdot 89} + \frac{1^2\ 8,9}{2\ 568} = 40 \cdot 10^{-6}\ м/кН;$$

$$\delta_{1P} = \int \frac{M_1 M_2}{15 E_б J_н} dx = \frac{6,9 \cdot 4,34}{6\ 15 \cdot 89} (2 \cdot 11,9 + 5,0) = 108 \cdot 10^{-6}\ м/кН.$$

Реакция в колонне от $P = 1$ кН по направлению X равна

$$x = -\delta_{1p}/\delta_{11} = -108\cdot10^{-6}/410\cdot10^{-6} = -2{,}7\ кН$$

Изгибающие моменты в стойке от $P = 1$ кН в месте примыкания связей равны $M = 5{,}0$ кН м, в заделке – $M = 1\cdot1{,}1{,}9 - 2{,}7(5{,}6/8{,}9)\ 6{,}9 = 0{,}2$ кН м.

Перемещение верха продольных рам по крайним рядам от силы $P = 1$ кН определяется путем перемножения эпюр M_p и M_1

$$\delta = \frac{5{,}0^3}{3\cdot15E_б J_б} + \frac{6{,}6\cdot5{,}0(2\cdot5{,}0+11{,}6)-0{,}3\cdot0{,}2(11{,}6+2\cdot11{,}9)}{6\cdot15E_б J_н} =$$

$$= \frac{5{,}0^3}{3\cdot15\cdot48} + \frac{6{,}6\cdot5{,}0(2\cdot5{,}0+11{,}6)-0{,}3\cdot0{,}2(11{,}6+2\cdot11{,}9)}{6\cdot15\cdot89} = 0{,}147\ м/МН$$

Реакция верха плоских продольных рам по крайним рядам колонн от единичного смещения равна

$$r_p = 1/\delta = 1/0{,}1147 = 6{,}8\ МН/м.$$

5.2.4. Определение реакций поперечных рам от крановых нагрузок

Угловая жесткость каркаса r_φ определяется по формуле (4.8) с учетом того, что в рассматриваемом случае центр жесткости каркаса совпадает с пересечением осей, проходящих через середину каркаса.

$$r_\varphi = \Sigma r_{pi}\cdot y_i^2 = 1{,}8\cdot2\,(42^2+30^2+18^2+6^2) +$$

$$+0{,}96\cdot2\,(36^2+24^2+12^2)+6{,}8\cdot2\cdot18^2 = 19160\ МН\cdot м/рад.$$

Горизонтальные реакции верхних неподвижных опор колонн R_N^0 от вертикальных крановых нагрузок N определяются по табл. 4.1.

$$R_N^0 = -\frac{\delta_{1N}}{\delta_{11}};\quad \delta_{1N} = (1-\lambda^2)\frac{N\cdot a_н\cdot H^2}{2E_б J_н}.$$

Вычисление значений R_N^0 приведено в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Координаты колонны	H, м	$a_н$, м	$J_н\cdot10^3$, м^4	λ	$1-\lambda^2$	N, кН	$\delta_{1N}E_б10^3$, кН/м	$\delta_{11}E_б10^3$, м$^{-1}$	R_N^0, кН
А–10		0,4	11,5	0,,37	0,86	32	58	50	-1,2
В–14		-0,4	11,5	0,,37	0,86	32	-58	50	1,2
А–11		0,4	11,5	0),37	0,86	56	102	50	-2.1
В–13		-0,4	11,5	0,,37	0,86	56	-102	50	2,1
А–13	11,0	0,4	11,5	0,,37	0,86	238	430	50	-8,6
В–11		-0,4	11,5	0),37	0,86	238	-430	50	8,6
А–14		0,4	11,5	0,,37	0,86	137	248	50	-5,0
В–10		-0,4	11,5	0),37	0,86	137	-248	50	5,0
Б–9		-0,75	17,1	0),41	0,83	53	-117	28,4	4,1
Б–15		0,75	17,1	0),41	0,83	53	117	28,4	-4,1
Б–11		-0,75	17,1	0),41	0,83	233	-514	28,4	18,1
Б–13		0,75	17,1	0),41	0,83	233	514	28,4	-18,1

Горизонтальные реакции верхних неподвижных опор колонн R_T^0 от горизонтальных крановых нагрузок T определяются по формуле

$$R_T^0 = -\delta_{1T}/\delta_{11};\quad \xi = a/H;$$

$$\delta_{1T} = \left[2(1-\lambda)+(1-\lambda^2)(2\lambda-3\xi)+\frac{(\lambda-\xi)^2(2\lambda+\xi)}{n}\right]\frac{T\cdot H^3}{6E_б J_н}$$

Вычисление значений R_T^0 приведено в табл. 5.4.

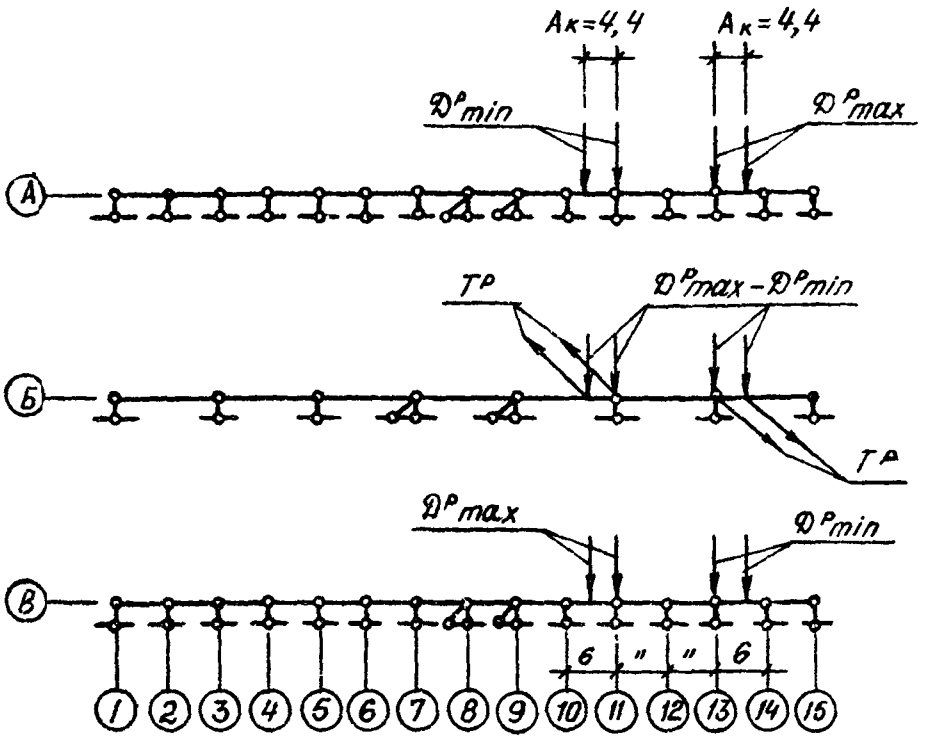


Рис. 22. К примеру расчета. Схема приложения вертикальных и горизонтальных нагрузок от колес кранов при определении поперечных усилий в сопряжениях плит со стропильными балками. Ак – база крана

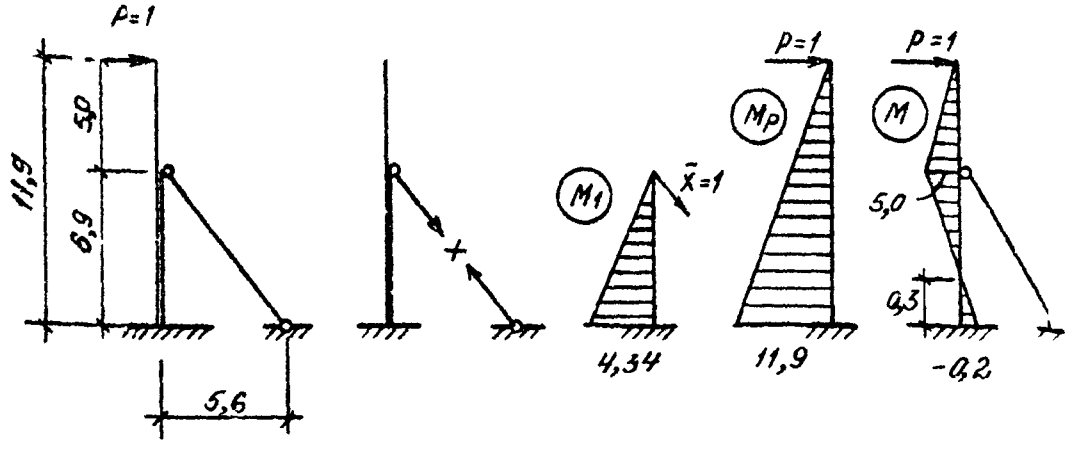


Рис. 23. К примеру расчета. Расчетная схема, основная система и эпюра моментов в стойках продольных рам по крайним рядам

Таблица 5.4

Координаты колонны	H, м	a, м	ξ	λ	n	$\gamma_n \cdot 10^3$, $м^{-1}$	T, кН	$\delta_{1T} E_б 10^3$, кН/м	$\delta_{11} E_б 10^3$, $м^{-1}$	R_T^0, кН
Б–9							–2,7	–40	28,4	1,4
Б–15							2,7	40		–1,4
Б–11	11,0	3,3	0,3	0,411	0 42	17,1	–11,9	–177		6,2
Б–13							11,9	177		–6,2

Горизонтальные реакции R_ρ^0 верхних неподвижных опор поперечных рам от крановых нагрузок определяются как суумма реакций составляющих раму колонн. Вычисление значений R_ρ^0 приведено в табл. 5.5.

кН

Таблица 5.5

Ось ряда	R_N^0 для колонны поперечной рамы по оси			R_T^0 для колонны поперечной рамы по оси			$R_\rho^0 = R_N^0 + R_T^0$
	А	Б	В	А	Б	В	
9	0	4,1	0	0	1,4	0	5,5
10	–1,2	–	5,0	0	–	0	3,8
11	–2.1	18,1	8,6	0	6,2	0	30,8
13	–8,6	–18,1	2,1	0	–6,2	0	–30,8
14	–5,0	–	1,2	0	–	0	–3,8
15	0	–4,1	0	0	–1,4	0	–5,5

Реактивный момент M_φ в фиктивной связи, расположенной в центре жесткости каркаса, от крановых нагрузок определяется по формуле (4.7)

$$M_\varphi = \Sigma R_{\rho i}^0 \cdot e_i = 5,5\ 6 + 3,8 \cdot 12 + 30,8 \cdot 18 - 30,8 \cdot 30 - 3,8 \cdot 36 - 5,5 \cdot 42 = -659\ кН \cdot м = -0,659\ МН \cdot м.$$

Угол поворота φ диска покрытия от крановых нагрузок определяется исходя из формулы (4.6)

$$\varphi = -M_\varphi / r_\varphi = 0,659/19160 = 3,44 \cdot 10^{-5}\ рад.$$

Реакции R_ρ поперечных плоских рам от поворота диска покрытия находятся по формулам (4.5) и (4.9).

$$R_\rho = \nu (R_\rho^c + \Delta\varphi \cdot r_\rho) = \nu (R_\rho^0 + y \cdot \varphi \cdot r_\rho)$$

Вычисление значений R_ρ приведено в табл. 5.6. Реакции рам от поступательного смещения каркаса равны нулю, т.к. крановые нагрузки на колонны приложены симметрично относительно продольной оси и потому поступательное смещение каркаса отсутствует.

При определении реакции R_ρ учтен коэффициент сочетаний для нагрузок от четырех кранов равный ν =0,7.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Таблица 5.6

Ось ряда	$\varphi \cdot 10^5$, рад	γ_p, кН/м	y, м	p_p^0, кН	$y\,\varphi\,\gamma_p$, кН	p_p, кН
1		1800	42	0	2,6	1,8
2		960	36	0	1,2	0,8
3		1800	30	0	1,9	1,3
4		960	24	0	0,8	0,6
5		1800	18	0	1,1	0,8
6		960	12	0	0,4	0,5
7	3,44	1800	6	0	0,4	0,3
8		960	0	0	0	0
9		1800	-6	5,5	-0,4	3,6
10		960	-12	3,8	-0,4	2,4
11		1800	-18	30,8	-1,1	20,8
12		960	-24	0	-0,8	-0,6
13		1800	-30	-30,8	-1,9	-22,9
14		960	-36	-3,8	-1,2	-3,5
15		1800	-42	-5,5	-2,6	-5,7

Схема горизонтальных поперечных нагрузок (а) и эпюра поперечных сил (б) в диске покрытия от воздействия кранов приведены на рис. 24.

5.3. Определение поперечных сил в диске покрытия от действия ветра в поперечном направлении

5.3.1. Определение ветровых нагрузок

Схема действия ветровых нагрузок на здание в поперечном направлении приведена на рис. 25. Для Ш ветрового района, в котором расположено здание, нормативное значение ветрового давления равно W_0 =0,38 кПа. Изменение ветрового давления по высоте для местности типа А учитывается на уровне 5 м над уровнем земли коэффициентом К=0,75, на уровне 10 м – коэффициентом К=1,0, на уровне 20 м – коэффициентом К=1,25 . Принимая, что уровень пола возвышается над уровнем земли на 0,2 м, т.е. уровень земли совпадает с условным уровнем защемления колонн (см. рис.21), определяются по линейной интерполяции значения ветрового давления для соответствующих уровней.

Аэродинамические коэффициенты С для наветренной стены (ось А) равны: C_1=0,8, для подветренной стены (ось В) C_2=0,5, для наветренной стенки первого фонаря C_3=1,3, для наветренной стенки второго фонаря C_2 0,5.

Вычисление расчетных значений распределенных по поверхности стен ветровых нагрузок приведено в табл. 5.7. Для надколонной части стены и фонаря коэффициенты К определены на среднем уровне соответственно этой части стены и фонаря. Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f =1,4.

Таблица 5.7

Часть здания	Уровень над поверхностью земли, м	W_0, кПа	Коэффициент К	ΣC	W
Стена в пределах высоты колонн	5,0 10,8+0,2=11,0	0,38	0,75 [(1,25-1)(11,0-10)/(20-10)] +1=1,03	0,8+0,5=1,3	0,52 0,71

Продолжение табл. 5.7

Часть здания	Уровень над поверхностью земли, м	W_0, кПа	Коэффициент K	ΣC	W $1,4\times(3)\times(4)\times\times(5)$, кПа
стена над колоннами	0,5(10,8+0,2+12,6+ +0,2)=11,9	0,38	[(1,25-1)(11,9-10)/ (20-10)] +1=1,05	0,8+0,5= =1,3	0,73
фонари	0,5(12,5+0,2+15,5+ +0,2)=14,2	0,38	[(1,25-1)(14,1-10)/ (20-10)]+1=1,1	1,3+0,5 =1,8	1,05

5.3.2. Определение реакций поперечных рам от ветровых нагрузок

Реакции верхних фиктивных неподвижных опор плоских поперечных рам в основной системе метода перемещений определяются с использованием формул табл. 4.1. Значения λ =0,37, n =0,16 и $\delta_{11}=550\cdot10^3/E_b$ для колонн крайних рядов определены ранее (табл.5.4).

Реакция от распределения нагрузки на колонны равна $R_b^v=-\delta_{1q}^v/\delta_{11}$, где перемещение от равномерно распределенной погонной нагрузки на колонны $q_1=6W=6\cdot0,52=3,12$ кН/м (здесь 6 м – шаг колонн по крайним рядам) равно

$$\delta_{1q1}=\left(1-\lambda^4+\frac{\lambda^4}{n}\right)\frac{q_1H^4}{8E_bJ_u}=\left(1-0,37^4+\frac{0,37^4}{0,16}\right)\frac{3,12\cdot11^4}{8E_b11,5\cdot10^{-3}}=\frac{545\cdot10^3}{E_b}\ \frac{кН}{м},$$

а перемещение от треугольной распределенной погонной нагрузки на колонны $q_2=6(0,71-0,52)=1,14$ кН/м равно при $\xi=a/H=(11-5)/11=0,545$

$$\delta_{1q2}=\left(1-\frac{\xi}{2}+\frac{\xi\lambda^2}{2}-\frac{\xi^2}{2n}-\lambda^3+\frac{\lambda^3}{n}+\frac{\xi^3}{2n}\right)\frac{4\cdot2\cdot\xi\cdot H^4}{6E_bJ_u}=$$

$$=\left(1-\frac{0,545}{2}+\frac{0,545\cdot0,37^2}{2}-\frac{0,545\cdot0,37^2}{2\cdot0,16}-0,37^3+\frac{0,37^3}{0,16}+\frac{0,545^3}{20\cdot0,16}\right)\times$$

$$\times\frac{1,14\cdot0,545\cdot11^4}{6E_b11,5\cdot10^{-3}}=\frac{112\cdot10^3}{E_b}\ \frac{кН}{м};\quad\delta_{1q}^v=\delta_{1q1}^v+\delta_{1q2}^v=\frac{545\cdot10^3}{E_b}+$$

$$+\frac{112\cdot10^3}{E_b}=\frac{657\cdot10^3}{E_b}\ \frac{кН}{м};\quad R_b^v=-\frac{657\cdot10^3E_b}{E_b50\cdot10^3}=-13,1\ кН$$

Реакция R_u от ветровой нагрузки на надколонную часть здания определяется как величина обратная по знаку ветровой нагрузке на надколонную часть здания в пределах грузовых площадей, приходящихся на рассматриваемые плоские рамы.

Вычисление реакции R_u и суммарной реакции для плоской рамы $R_b^v+R_u$ приведено в табл. 5.8.

Таблица 5.8

Ось	Высота надколонной части стены, м	Длина стены, м	Высота фонаря, м	Длина фонаря, м	Ветровая нагрузка, кПа: на надколонную часть стены	Ветровая нагрузка, кПа: на фонарь	Реакция R_w, кН $-(2)\times(3)\times\times(6)-(4)\times\times(5)\times(7)$	Реакция R_b^v, кН	$R_w+R_b^v$, кН
1,15		3		0			-3,9	-0,5x13,1	-10,5
2,14	1,8	6	3	3	0,73	1,05	-16,7	-13,1	-29,8
3=13		6		6			-25,5	-13,1	-38,6

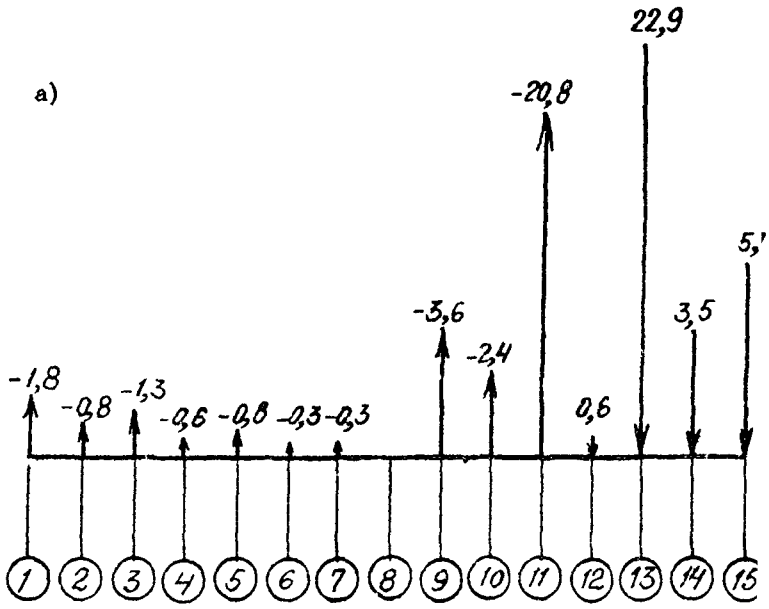


Рис. 24. К примеру расчета. Схема горизонтальных поперечных нагрузок (а) и эпюра поперечных сил (б) в диске покрытия от воздействия кранов. Нагрузки и поперечные силы в кН



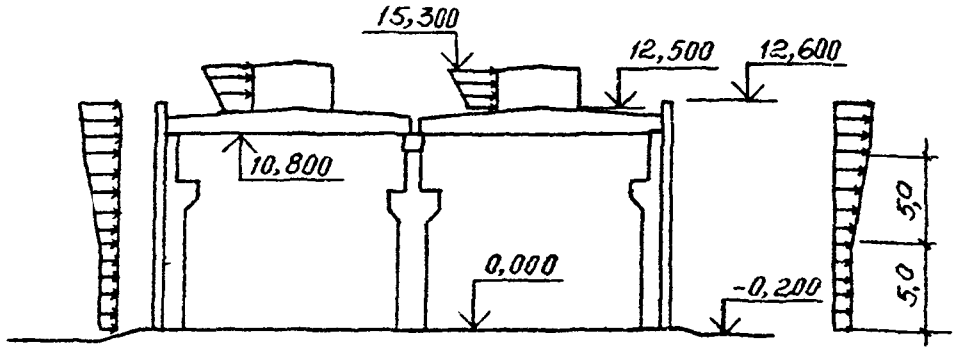


Рис.25. К примеру расчета. Схема действия ветровых нагрузок на здание в поперечном направлении

Суммарная реакция R в фиктивной опоре для всего каркаса равна

$$R = \sum_1^m (R^0_{pi} + R_{wi}) = -(2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 29,8 + 11 \cdot 38,6) = -505 \text{ кН}.$$

Смещение каркаса Δ от ветровой нагрузки находится из выражения (4.3)

$$\Delta = -R / \sum_1^m r_{pi} = \frac{505}{(8 \cdot 1,8 + 7 \cdot 0,96) \cdot 1000} = 0,024 \text{ м}$$

(реакции r_p для основных и вспомогательных поперечных рам определены ранее). Реакции верха поперечных рам R_p определяются по формуле (4.4). Вычисление этих реакций приведено в табл. 5.9.

Таблица 5.9

Ось	Смещение каркаса Δ, м	Суммарная реакция рамы $R^0_p + R_w$, кН	Единичная реакция рамы r_p, кН/м	Реакция рамы R_p, кН (3)×(4)
1,15	0,024	-10,5	1800	32,6
2,14		-29,8	960	-6,8
3, 5, 7, 9, 11, 13		-38,6	1800	4,4
4, 6, 8, 10, 12		-38,6	960	-15,6

Схема горизонтальных поперечных нагрузок, эпюры поперечных сил и моментов в диске покрытия от воздействия ветра приведены на рис. 26.

5.4. Определение изгибающих моментов в диске покрытия от воздействия кранов

5.4.1. Определение крановых нагрузок на колонны

Расположение кранов принимается по рис. 27.

Вертикальные нагрузки от колес кранов (D_{max} и D_{min}) и горизонтальные нагрузки от торможения тележек кранов (T^0) определены ранее.

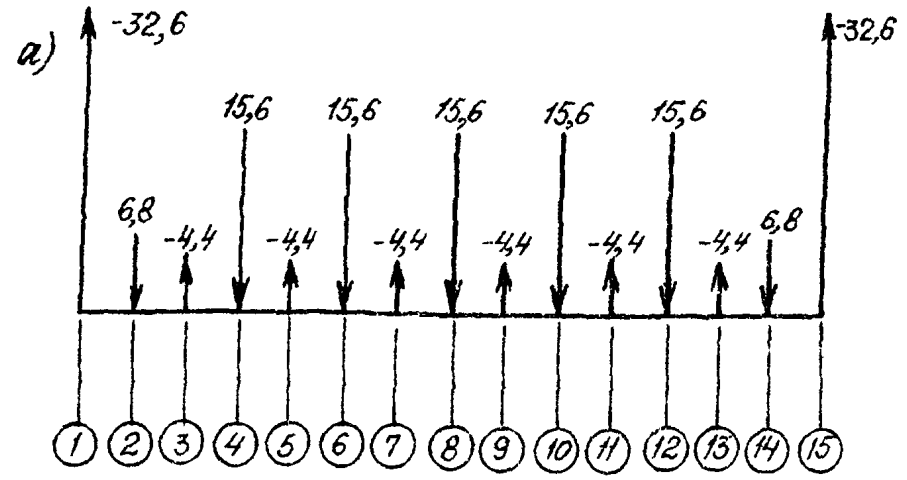
Вертикальные N и горизонтальные T расчетные крановые нагрузки на колонны определяются как реакции опор разрезных подкрановых балок (рис.28). Вычисление их значений приведено в табл. 5.10.

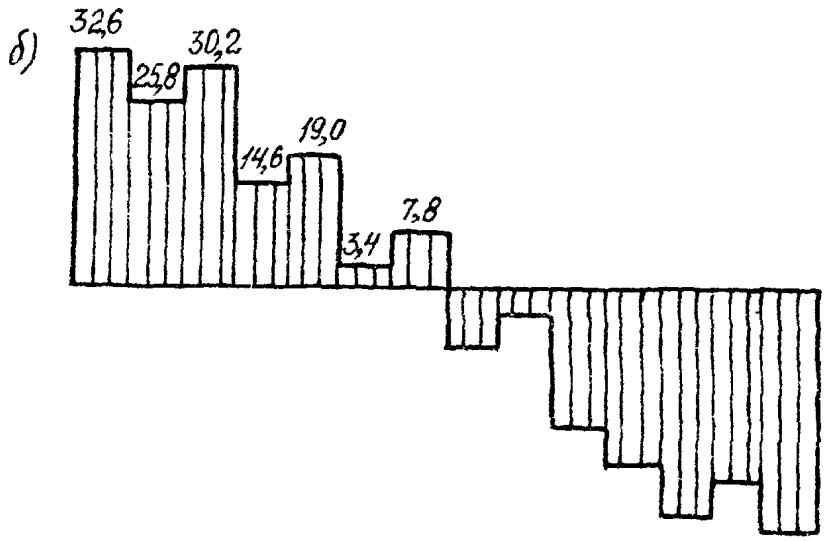
Таблица 5.10

Координаты колонны	Сумма ординат линий влияния опорной реакции подкрановой балки, y	Нагрузка от колеса крана, кН		Крановая нагрузка на колонну, кН	
		вертикальная D	горизонтальная T^0	вертикальная N (2)×(3)	горизонтальная T (2)×(4)
А-7; А-9	1+(6-4,4)/6=1,27	44	0	56	0
А-8	2·4,4/6=1,46	44	0	64	0
Б-7; Б-9	2,0	143	-7,3	286	-14,6
В-7; В-9	1,27	187	0	238	0
В-8	1,46	187	0	273	0

5.4.2. Определение реакций поперечных рам от крановых нагрузок

Горизонтальные реакции верхних неподвижных опор колонн $\bar{r}$ от вертикальных N и горизонтальных T крановых нагрузок определяются по формулам табл. 1.1.





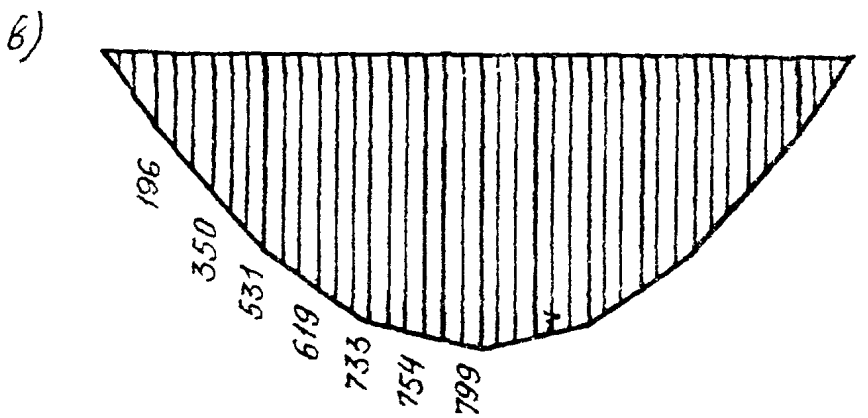


Рис. 26. К примеру расчета. Схема горизонтальных поперечных нагрузок (а), эпюры поперечных сил (б) и моментов в в диске покрытия от воздействия ветра. Нагрузки и поперечные силы в кН, моменты – в кН·м

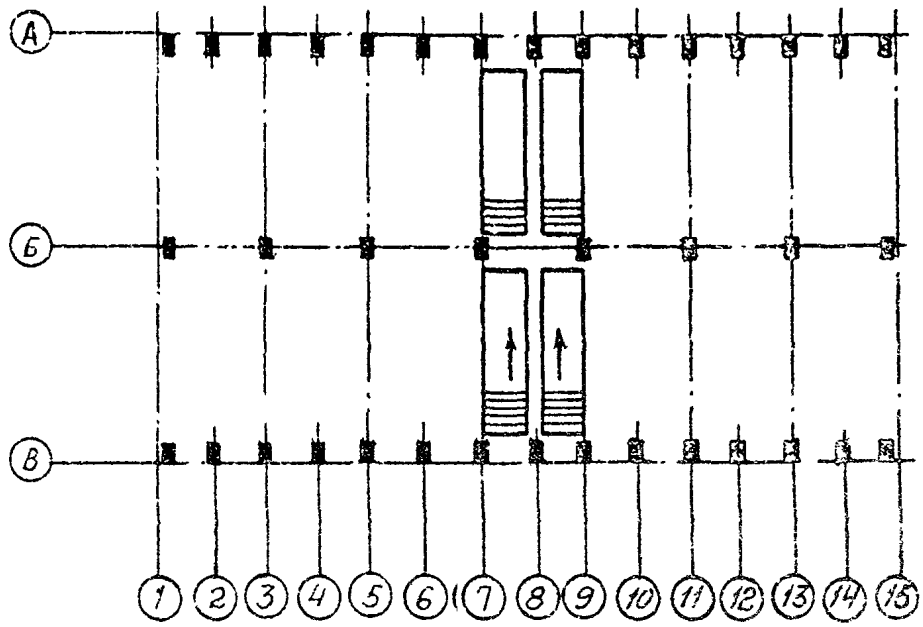


Рис. 27. К примеру расчета. Схемаа расположения кранов при определении изгибающих моментов в диске покрытия

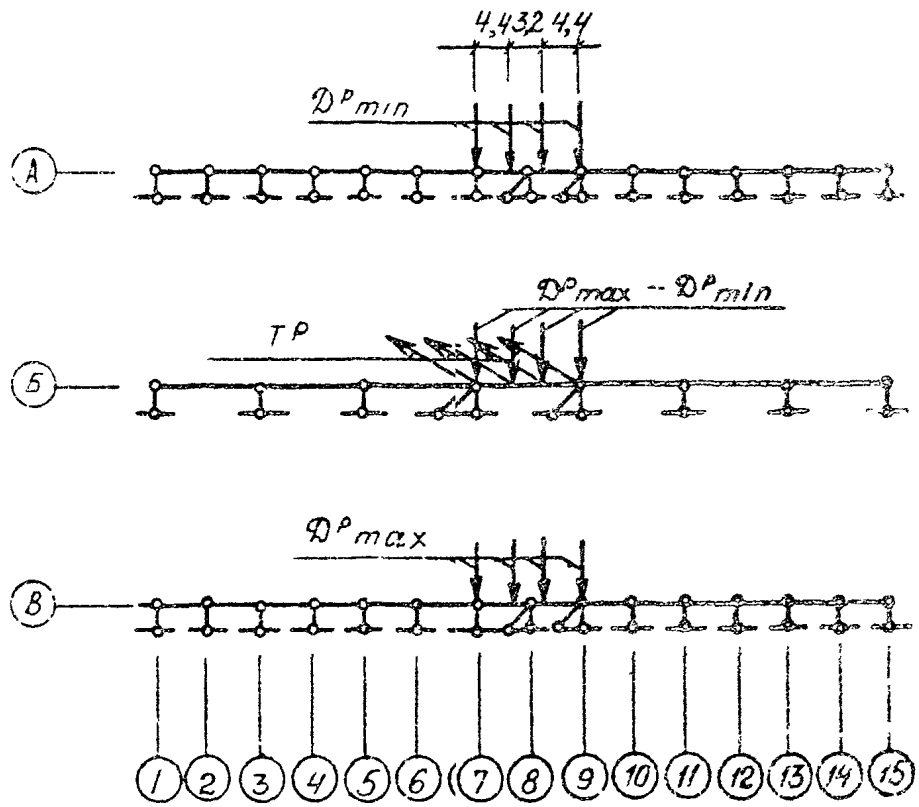


Рис. 28. К примеру расчета. Схемаз приложения нагрузок от колес кранов при определении изгибающих моментов в диске покрытия

Значения λ и δ_{11} определены ранее в табл. 5.2. Вычисление значений R^{o}_{N} приведено в табл. 5.11.

Таблица 5.11

Координаты колонны	H, м	Q_H, м	$\gamma_H \cdot 10^3$, $м^4$	λ	N, кН	$\delta_{1N} E_б 10^3$, кН/м	$\delta_{11} E_б \cdot 10^3$, $м^{-1}$	R^{o}_{N}, кН
А–7, А–9		0,4	11,5	0,37	56	102	50	–2,0
А–8		0,4	11,5	0,37	64	116	50	–2,3
В–7, В–9	11,0	–0,4	11,5	0,37	238	–430	50	8,6
В–8		–0,4	11,5	0,37	273	–495	50	9,9
Б–7, Б–9		–0,75	17,1	0,41	286	–631	28,4	22,2

Для колонн с координатами Б–7 и Б–9 значение $\xi = a/H = 3,3/11 = 0,3$ значение $n = 0,42$

$$\delta_{1T} = \left[2(1-\lambda)+(1-\lambda^2)(2\lambda-3\xi)+\frac{(\lambda-\xi)^2(2\lambda+\xi)}{n}\right]\frac{TH^3}{6E_б\gamma_H} =$$

$$\left[2(1-0,41)+(1-0,41^2)(2\cdot0,41-3\cdot0,3)+\frac{(0,41-0,3)^2(2\cdot0,41+0,3)}{0,42}\right]\times$$

$$\times\frac{-14,6\cdot11^3}{6\cdot E_б\cdot17,1\cdot10^{-3}} = -\frac{217\cdot10^3}{E_б}\ \frac{кН}{м}$$

Реакция $R^{o}_{T} = -\delta_{1T}/\delta_{11} = 217\cdot10^3/28,4\cdot10^3 = 7,6$ кН.

Горизонтальные реакции R^{o}_{p} верхних неподвижных опор поперечных рам от крановых нагрузок определяются как сумма реакций составляющих раму колонн. Вычисление значений R^{o}_{p} приведено в табл. 5.12.

Таблица 5.12

кН

Ось ряда	R^{o}_{N} для колонны поперечной рамы по оси			R^{o}_{T}	$R^{o}_{p} = R^{o}_{N} + R^{o}_{T}$
	А	Б	В	Б	
7,9	–2,0	22,2	8,6	7,6	36,4
8	–2,3	–	9,9	–	7,6

Суммарная реакция R в верхней неподвижной фиктивной опоре для всего каркаса равна

$$R = \Sigma R^{o}_{p} = 2\cdot36,4 + 7,6 = 80,4\ кН$$

Смещение каркаса Δ от крановых нагрузок находится из выражения

$$\Delta = -R \Big/ \sum_{1}^{m} r_{pi} = \frac{-80,4}{(8\cdot1,8+7\cdot0,96)\ 1000} = -0,0038\ м$$

(реакции r_p определены ранее).

Реакции верха поперечных рам R_p определяются по формуле (4.9). Вычисление этих реакций приведено в табл. 5.13 с учетом коэффициента сочетаний для нагрузок от четырех кранов равного $\psi = 0,7$.

Таблица 5.13

Ось	Смещение каркаса Δ, м	Суммарная реакция рамы R°_{ρ}, кН	Единичная реакция рамы r_{ρ}, кН/м	Реакция рамы R_{ρ}, кН $[(3)+(2)\times(4)]\times 0,7$
1,3,5,11,13,15		0	1800	-4,8
2,4,6,10,12,14		0	960	-2,6
7,9	-0,0038	36,4	1800	20,7
8		7,6	960	2,8

Схема горизонтальных поперечных нагрузок на диск покрытия от воздействия кранов и эпюра моментов приведены на рис. 29.

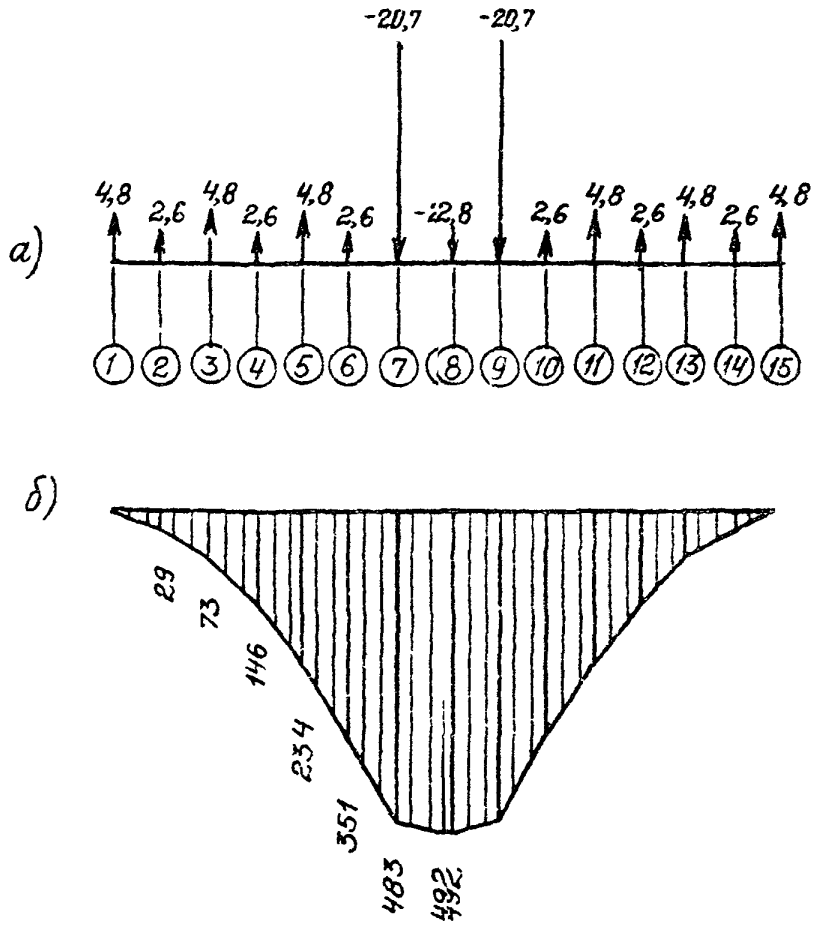


Рис.29. К примеру расчета. Схема горизонтальных поперечных нагрузок (а) и эпюра моментов (б) в диске покрытия от воздействия кранов. Нагрузки – в кН, моменты – в кН м

5.5. Определение продольных усилий в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками от действия ветра в продольном направлении

5.5.1. Определение ветровых нагрузок

Схема действия ветровых нагрузок на здание в продольном направлении приведена на рис. 30. Ветровая нагрузка с торцов фонарей передается на диск покрытия полностью, а с торцов здания – как сумма опорных реакций основных и фахверковых колонн, опирающихся на диск покрытия (фахверковые колонны шарнирно спираются в уровне верха фундаментов и в уровне верха стропильных балок). Высота фонарей – 3,0 м. Нормативное значение ветрового давления равно W_0 =0,38 кПа. Аэродинамический коэффициент равен для наветренной стены и наветренной стенки фонаря C_1 =0,8, для подветренной стены и подветренной стенки фонаря C_2 =–0,5.

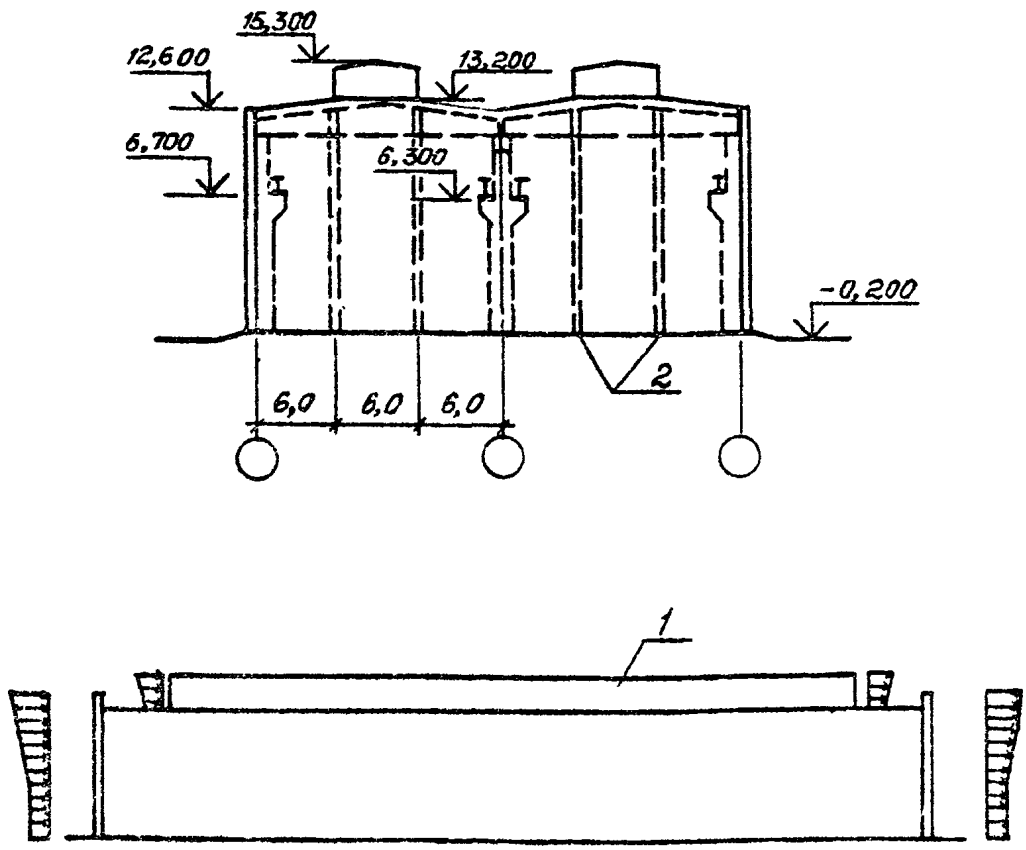


Рис. 30. К примеру расчета. Схема действия ветровых нагрузок на здание в продольном направлении.
1 – фонарь; 2 – колонны торцового фахверка

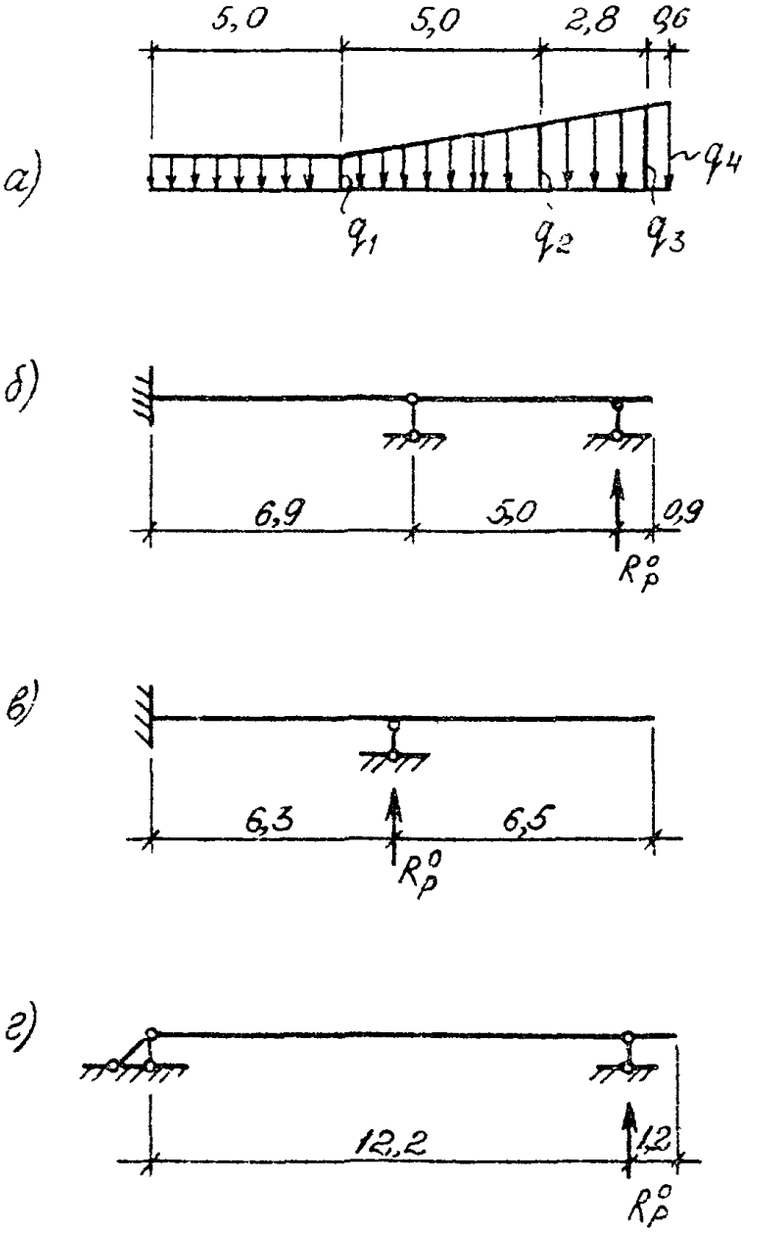


Рис. 31. К примеру расчета. Схема загружения основных и фахверковых торцовых колонн ветровой нагрузкой (а) и расчетные схемы колонн по оси А и В (б), по оси Б (в) и торцовых колонн (г)

Вычисление расчетных значений распределенных по поверхности стен ветровых нагрузок W приведено в табл. 5.14. Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f =1,4.

Таблица 5.14

Часть здания	Уровень над поверхностью земли, м	W_0, кПа	Коэффициент К	Σc	W, кПа 1,4×3××(4) 15)
Стена	5,0		0,75	0,8+0,5= =1,3	0,5:
	10,0		1,0	1,3	0,6:
	12,6+0,2=12,8	0,38	[(1,25-1)(12,8-10)/ (20-10)] +1=1,07	1,3	0,7:
	13,2+0,2=13,4		[(1,25-1)(13,4-10)/ (20-10)] +1=1,09	1,3	0,7:
Фонарь	0,5(13,2+15,3)= =14,3	0,38	[(1,25-1)(14,3-10)/ (20-10)] +1=1,11	1,3	0,7

Расчетные схемы основных и фахверковых колонн для определения опорных реакций R_p^o и схемы их загружения ветровой нагрузкой в продольном направлении приведены на рис. 31 (учитывая условности принятой методики определения ветровых нагрузок на диск покрытия расчетная схема колонн по осям А и В принята упрощенной - над средней опорой вместо примыкающего предусмотрен врезаный шарнир). Вычисление распределенных по длине колонн ветровых нагрузок приведено в табл. 5.15 (для уровня 12,8 м ширина грузовой площади несколько увеличена для компенсации неучета увеличения высоты торцовой стены).

Таблица 5.15

Местоположение колонны	Уровень над поверхностью земли, м	W, кПа	Ширина грузовой площади, м	q_1, кН/м (3) x (4)	q_2, кН/м (3) x (4)	q_3, кН/м (3) x (4)	q, кН/м (3)x (4)
По осям А,В	5,0	0,52	3,0	1,56	-	-	-
	10,0	0,69	3,0	-	2,07	-	-
	12,8	0,74	3,5	-	-	2,59	-
По оси Б	5,0	0,52	6,0	3,12	-	-	-
	10,0	0,69	6,0	-	4,14	-	-
	12,8	0,74	7,0	-	-	5,18	-
Фахверк	5,0	0,52	6,0	3,12	-	-	-
	10,0	0,69	6,0	-	4,14	-	-
	13,4	0,76	6,0	-	-	-	456

Опорная реакция R_p^o колонн по каждой из осей А и В равна R_p^o = -,8 кН, по оси Б - R_p^o = -56,9 кН, всех фахверковых - R_p^o = -115 кН.

Ветровая нагрузка, приходящаяся с фонарей, равна

$$Q_\phi = 2 \cdot h_\phi \cdot b_\phi \cdot W = 2 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 0,77 = 27,7 \text{ кН}.$$

Суммарная реакция R в фиктивной опоре основной системы метода перемещений для всего каркаса равна $R = -Q_\phi + \Sigma R_p^o = -27,7 - 2 \cdot 7,8 - 56,9 \cdot 115 =$ $= -215,2$ кН.

Взам.инв.№ | Подпись и дата | Инв.№ подл.

5.3.2. Определение реакции продольной рамы по среднему ряду от единичного смещения

Реакция верха продольных рам по крайним рядам от единичного смещения определены ранее и равны r_p =6,8 МН//м.

Расчетная схема и основная система метода сил продольной рамы по среднему ряду приведены на рис. 32.

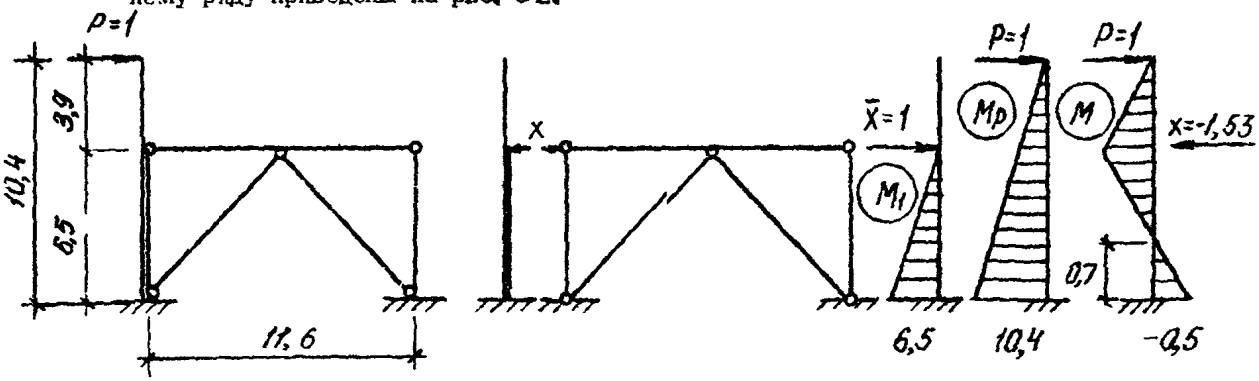


Рис. 32. К примеру расчета. Расчетная схема, основная система и эпюры моментов в стойках продольной рамы по среднему ряду

Моменты инерции участков колонн в продольном направлении равны

$$J_в = \frac{0,6 \cdot 0,4^3}{12} = 3,2 \cdot 10^{-3}\ м^4; \qquad J_н = \frac{0,8 \cdot 0,4^3}{12} = 4,3 \cdot 10^{-3}\ м^4$$

Жесткость железобетонных колонн на изгиб и жесткость стальных элементов связей на сжатие равны

$$E_б J_в = 24 \cdot 10^3 \cdot 3,2 \cdot 10^{-3} = 77\ МПа\ м^4;$$

$$E_б J_н = 24 \cdot 10^3 \cdot 4,3 \cdot 10^{-3} = 103\ МПа\ м^4;$$

$$E_{ст} F_{св} = 206 \cdot 10^3 \cdot 26,6 \cdot 10^{-4} = 5448\ МПа\ м^2.$$

В расчетной схеме продольной рамы жесткость стойки равна сумме жесткостей всех восьми колонн среднего ряда. Необходимые для расчета методом сил эпюры моментов от основного неизвестного X и от единичной силы P=1 кН, приведены на рис. 32. Длина подкоса связи равна $l_{св} = \sqrt{(0,5 \cdot 11,6)^2 + 6,5^2} = 8,7$ м.

$$\delta_{11} = \int \frac{M^2}{8 \cdot E_б J_н} dx + \sum \frac{N^2 l_i}{E_{ст} F_{св}} = \frac{6,5^3}{3 \cdot 8 \cdot 103} + \frac{12 \cdot 5,8}{5448} +$$

$$+ 2\left(\frac{1 \cdot 8,7}{2 \cdot 0,5 \cdot 11,8}\right)^2 \cdot \frac{8,7}{5448} = 1338 \cdot 10^{-6}\ \frac{м}{кН}.$$

$$\delta_{1p} = \int \frac{M_1 M_p}{8 E_б J_н} dx = \frac{6,5^2 (2 \cdot 10,4 + 3,9)}{6 \cdot 8 \cdot 103} = 211 \cdot 10^{-6}\ \frac{м}{кН}$$

При определении перемещения δ_{1p} следовало бы учитывать также перемещение опорных частей стропильных балок, так как сила P приложена в месте опирания плит, т.е. по верху балок, однако в связи с относительной малостью этих перемещений ими можно пренебречь.

Реакция в стойке от силы P =1 кН по направлению X равна

$$x = -\delta_{1p} / \delta_{11} = -211 \cdot 10^{-6} / 1338 \cdot 10^{-6} = 1,53\ кН$$

Изгибающие моменты в стойке от P =1 кН в месте примыкания связей равны M =3,9 кН м, в заделке M =1·10,4–1,53·6,5=–0,5 кН м.

Перемещение верха продольной рамы по среднему ряду от силы $P = 1$ кН определяется путем перемножения эпюр M_p и M

$$\delta = \frac{3,9^3}{3\cdot 8,77} + \frac{5,8\cdot 3,9(2\cdot 3,9 + 9,7) - 0,7\cdot 0,5(9,7 + 2\cdot 10,4)}{6\cdot 8\cdot 10^3} = 0,1\ \frac{м}{мн}$$

Реакция верха плоской продольной рамы по среднему ряду колонн от единичного смещения равна

$$r_p = 1/\delta = 1/0,11 = 9,1\ мн/м.$$

5.5.3. Определение продольных усилий в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками

Смещение каркаса Δ от ветровой нагрузки в продольном направлении находится из выражения (4.3)

$$\Delta = -R/\sum_1^m r_{pi} = \frac{215,2}{(2\cdot 6,8 + 9,1)\cdot 1000} = 0,0094\ м$$

Реакция верха продольных рам по крайним рядам равна

$$R_p = \Delta\cdot r_p = 0,0094\cdot 6,8 = 63,9\ кН,$$

по среднему ряду

$$R_p = 0,0094\cdot 9,1 = 85,5\ кН$$

Продольное усилие от ветровой нагрузки в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками для неторцевых рам равно

– по крайним рядам $\rho_w = R_p/n = 63,9/15 = 4,3\ кН,$

– по среднему ряду $\rho_w = 85,5/28 = 3,1\ кН,$

(здесь n – число мест крепления плит к стропильным балкам, см. рис. 186)

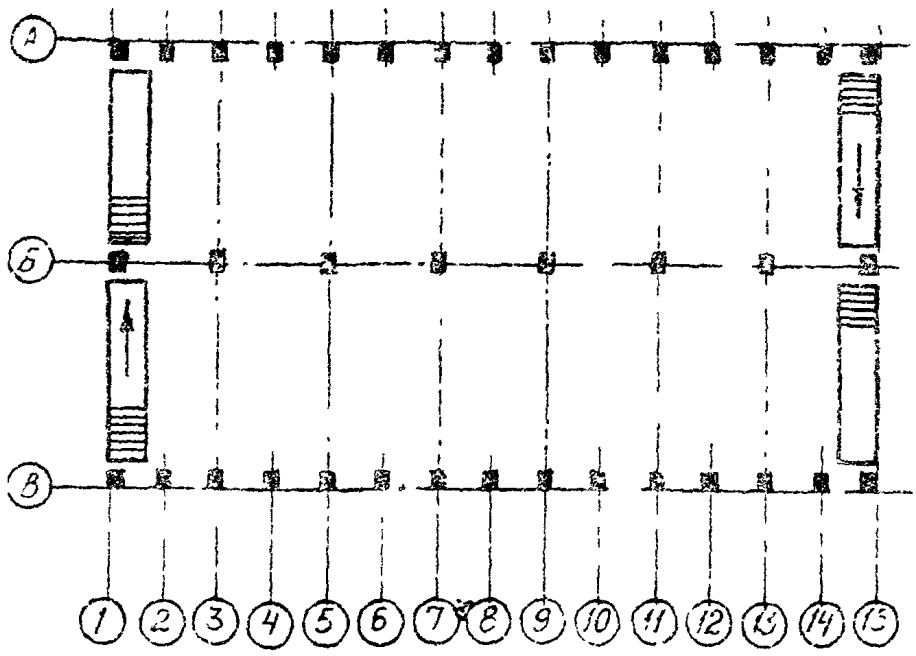


Рис. 33. К примеру расчета. Схема расположения кранов при определении продольных усилий в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками

5.6. Определение продольных усилий в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками при повороте диска покрытия от воздействия кранов

Расположение кранов принимается по рис. 33.

Вертикальные и горизонтальные крановые нагрузки на колонны, горизонтальные реакции поперечных и продольных рам от единичного смещения, угловая жесткость каркаса и горизонтальные реакции от крановых нагрузок верхних (фиктивных) неподвижных опор поперечных рам в основной системе метода перемещений определены ранее при определении поперечных сил в диске покрытия от воздействия кранов. Учитывая, что в данном расчете краны располагаются по другому, значения реакций R_p^c верхних неподвижных опор рам от крановых нагрузок остаются теми же, что и в табл. 5.5, однако действуют они в других поперечных рамах (см. табл. 5.16).

Таблица 5.16

Ось ряда	Реакция R_p^c, кН
1	30,8
2	3,8
3	5,5
13	-5,5
14	-3,8
15	-30,8

Реактивный момент M_φ в фиктивной связи, расположенной в центре жесткости каркаса, от крановых нагрузок определяется по формуле (4.7)

$$M_\varphi = \Sigma R_{p_i} \cdot l_i = -2(30,8 \cdot 42 + 3,8 \cdot 36 + 5\,5 \cdot 30) = -31,91\ кН \cdot м = -3,191\ МН \cdot м.$$

Угол поворота φ диска покрытия от крановых нагрузок определяется исходя из формулы (4.6) $\varphi = -M_\varphi / r_\varphi = 3,191 / 19160 = 16,7 \cdot 10^{-5}$ рад.

Реакция R_p продольных плоских рам по крайним рядам колонн от поворота диска покрытия находится по формуле (4.10) с учетом коэффициента сочетаний для нагрузок от четырех кранов, равного $\psi = 0,7$

$$R_p = \psi \cdot \Delta\varphi\ r_p = \psi \cdot \varphi \cdot y \cdot r_p = 0,7 \cdot 16,7 \cdot 10^{-5} \cdot 18 \cdot 6,8 \cdot 10^3 = 14\ кН.$$

Продольное усилие в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными балками по крайним рядам при повороте диска покрытия от крановых нагрузок равно $S_\varnothing = R_p / n = 14 / 15 = 0,9\ кН.$

5.7. Определение продольных усилий в сопряжениях надколонных ребер плит со стропильными конструкциями от температурных климатических воздействий

Нормативное значение изменения средней температуры плит покрытия и подкрановых балок находится по СНиП 2.01.07-85

$$\Delta t^н = t_w - t_{oc} = t_{v.ш} - (0,2 t_{v.ш} + 0,8 t_1) = 0,8 \cdot 20 + 0,8 \cdot 15 = 28°C.$$

Расчетное значение изменения средней температуры равно

$$\Delta t^р = \Delta t^н \cdot \gamma_f = 28 \cdot 1,1 = 30,8°C.$$

Свободные температурные перемещения плит и подкрановых балок определяются по формуле (4.1)

$$\Delta_t = \beta \cdot \alpha \cdot \Delta t^p \cdot y = 0{,}7 \cdot 10^{-5} \cdot 30{,}8 \cdot y = 21{,}6 \cdot 10^{-5} y,$$

где y – расстояние от рассматриваемой колонны до середины продольной рамы.

Жесткость колонн определяется по приближенным формулам (4.12) или (4.1.). Для выбора формулы определения жесткостей необходимо знать соотношение продольной силы N в сечении колонны и произведения $0{,}6 \cdot b \cdot h_0 \cdot R_b$, вычисление которых приведено в табл. 5.17.

Таблица 5.17

Ряд колонн	Положение сечения колонны	R_b, МПа	b, м	h, м	h_2, м	N, МН	$\frac{N}{b h_0 R_b}$
крайний	верх	11,5	0,4	0,38	0,33	0,3	0,2 < 0,6
	низ			0,7	0,65	0,35	0,12 < 0,6
средний	верх			0,6	0,55	1,3	0,52 < 0,6
	низ			0,8	0,75	1,43	0,42 < 0,6

Жесткость сечений колонн определяется по формуле (4.13), вычисление жесткостей приведено в табл. 5.18.

Таблица 5.18

Ряд колонн	Положение сечения колонны	$E_б \cdot 10^{-3}$, МПа	$Y_б \cdot 10^3$, м^4	$B^{дл} = 0{,}4 E_б Y_б$, МН м^2
крайний	верх	24	2,0	19,2
	низ		3,7	35,5
средний	верх		3,2	30,7
	низ		4,3	41,3

Реакции R_t верха колонн от температурных перемещений плит и подкрановых балок определяются по формулам табл. 4.1.

С целью упрощения расчета не учитываются податливости плит и подкрановых балок (это упрощение увеличивает реакции для данного случая на 30–50%).

$$R_t = \Delta_t \cdot r^{дл} = 21{,}6 \cdot 10^{-5} \cdot y \cdot r^{дл}.$$

Реакция верхней опоры колонны $r^{дл}$ от единичного смещения этой опоры и опоры в уровне подкрановых балок находится как сумма реакций r по п.п. 7 и 8 табл. 4.1 при жесткости сечений по табл. 5.18

$$r^{дл} = \frac{12 B_н^{дл}}{H_в^3\left(\frac{3}{\lambda} + \frac{4}{n} - 3\right)} - \frac{12 B_н^{дл}}{H_в^3\left(\frac{3}{\lambda} + \frac{4}{n} - 3\right)}\left(1 + 1{,}5\frac{\lambda}{1-\lambda}\right) =$$

$$= -\frac{18 B_н^{дл} \cdot \lambda}{H_в^3\left(\frac{3}{\lambda} + \frac{4}{n} - 3\right)(1-\lambda)}.$$

Вычисления реакций R_t приведено в табл. 5.19.

Таблица 5.19

Координаты колонны	$B_н^{дл}$, МН м^2	$B_в^{дл}$, МН м^2	$n=\frac{B_в^{дл}}{B_н^{дл}}$,	H_1, м	H_e м	$\lambda=\frac{H_e}{H}$	$\tau^{дл}$, МН/м	y, м	R_t, кН
А-1,В-1								-4,2	2,9
А-2,В-2								-3,6	2,5
А-3,В-3								-30	2,1
А-4,В-4	35,5	19,2	0,54	11,[illegible]9	5,0	0,42	-0,32	-24	1,7
А-5,В-5								-18	1,2
А-6,В-6								-12	0,8
А-7,В-7								-6	0,4
А-8,В-8								0	0
Б-1								-42	6,5
Б-3								-30	4,7
Б-5								-18	2,8
Б-7	41,3	30,7	0,74	10,[illegible]4	3,9	0,375	-0,72	-6	0,9

Для колонн по осям 9 ... 15 значения реакций R_t равны по величине и обратны по направлению реакциям колонн по осям 1 ... 7 . Схема растягивающих продольных усилий в надколонных ребрах плит от температурных воздействий приведена на рис. 34.

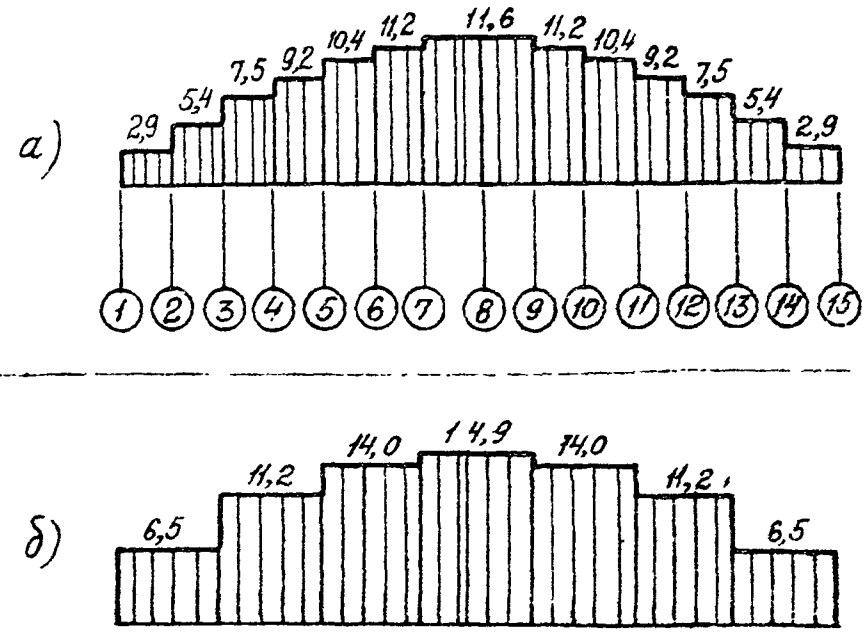


Рис. 34. К примеру расчета. Схема усилий от температурных воздействий в надколонных ребрах плит по крайним (а) и по средним (б) рядами колонн

5.8. Определение поперечных и продольных усилий в сопряжениях плит со стропильными балками от совместного действия кранов, ветра и температурных перемещений

Вычисление поперечных усилий в сопряжениях плит со стропильными конструкциями приведено в табл. 5.20, при этом учтен коэффициент сочетаний крановых и ветровых нагрузок равный $\Psi_1 = 0{,}9$, а ветровые нагрузки приняты противоположного знака с целью получения наибольшей по абсолютному значению нагрузки на диск покрытия. Эпюра поперечных сил в диске покрытия от совместного действия кранов и ветра приведена на рис. 35.

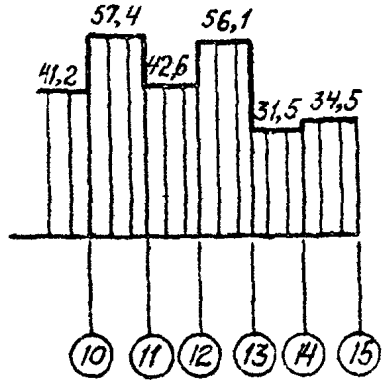


Рис. 35. К примеру расчета. Эпюра поперечных сил в диске покрытия от совместного действия кранов и ветра

Таблица 5.20

Ось ряда	Поперечные нагрузки на диск покрытия, кН			Число приваренных опор плит	Усилие на одну плиту, кН |(4) : (5)|
	от кранов	от ветра	суммарные		
10	-2,4	-15,6	-16,2	11	1,5 < 10
11	-20,8	4,4	14,8	16	0,9 < 10
12	0,6	-15,6	-13,5	11	1,2 < 10
13	22,9	4,4	24,6	16	1,5 < 10
14	3,5	-6,8	-3,0	17	0,2 < 10
15	5,7	32,6	34,5	13	2,7 < 10

Приваренные опоры плит для рассматриваемой оси учитываются со стороны, соответствующей наибольшему значению поперечной силы в данном сечении диска покрытия (см. рис. 18б). Как видно из табл. 5.20 усилия на одну плиту менее 10 кН, следовательно первое условие обеспечения прочности диска покрытия удовлетворено, т.е. прочность диска по поперечной силе обеспечена.

Для проверки второго условия обеспечения прочности диска покрытия определяются продольные усилия в сварных соединениях ребер плит с балками, обусловленные действием крановой и ветровой нагрузок, в сочетании с усилием от температурных воздействий.

Продольные усилия в сварных соединениях плит с балками, обусловленные действием момента, определяются по формуле (4.2).

Продольное усилие N в соединении с координатами В-8 надколонных ребер плит равно

- при действии момента в диске покрытия от крановых нагрузок

$$N = \frac{M \cdot a_K}{2\sum_1^8 a_i^2} = \frac{492 \cdot 18}{2(18^2 + 15^2 + 12^2 + 6^2 + 3^2)} = 6{,}0 \text{ кН},$$

– при повороте диска покрытия от крановых нагрузок N =0,9 кН,

– при действии момента в диске покрытия от ветровых нагрузок в поперечном направлении

$$N = \frac{79 \cdot 18}{2(15^2 + 15^2 + 12^2 + 6^2 + 3^2)} = 9,7 \text{ кН},$$

–при действии ветровых нагрузокк в продольном направлении N =4,3 кН,

– от температурных воздействий N =11,6 кН.

Расчетными являются усилия N ,, обусловленные действием момента в диске покрытия от крановых и ветровых нагрузок, в сочетании с усилиями N от температурных воздействий. При определении продольных усилий от совместного действия всех нагрузок и воздействий учитывается коэффициент сочетаний нагрузок Ψ =0,9 и коэффициент условий работ V =0,75

$$\Sigma N = 0,9 \cdot 0,75 (65,0 + 9,7 + 11,6) = 18,4 \text{ кН}.$$

При принятой расчетной схеме рамы по среднему ряду продольные усилия в соединениях надколонных ребер плит с балками по оси Б возникают только при действии ветровых нагрузок в продольном направлении. Это усилие равно N =3,1 кН.

Продольные усилия в соединениях надколонных ребер плит по крайним и средним рядам меньше несущей способности сварного соединения плит с балкой, равной 25 кН (см. табл.2.4, п.3), следовательно удовлетворено и второе условие обеспечения прочности диска покрытия и тем самым можно считать, что пространственная работа каркаса здания обеспечена.

gost.e-ecolog.ru