ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
/ГОССТРОЙ СССР/

Серия 1.400 – 11

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

12793
ЦЕНА 1-19

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
/ГОССТРОЙ СССР/ 12793

Серия 1.400 – 11

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

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
и НИИЖБ

ОДОБРЕНЫ
ГОССТРОЕМ СССР
8 августа 1973г
/Протокол от 16 июля 1973г./

12793

С О Д Е Р Ж А Н И Е

		Стр.
	Предисловие	3
I.	Общие указания	4
II.	Работа плит в качестве диска покрытия	18
III.	Устройство отверстий в плитах и креплений к плитам подвесок, фахверковых колонн и т.д.	28
IУ.	Применение плит для легкосбрасываемой кровли . .	30
У.	Приложение I. Определение усилий в диске покрытия	34
УI.	Приложение II. Примеры определения несущей способности диска покрытия	42
	Пример определения горизонтальной поперечной силы в диске покрытия от крановой нагрузки . .	42
	Пример определения горизонтальной поперечной силы в диске покрытия от ветровой нагрузки	59
	Пример определения усилий в сварных соединениях плит с несущими конструкциями, обусловленных наличием изгибающего момента в диске покрытия	67

13793

ПРЕДИСЛОВИЕ

Работа содержит указания по области применения сборных железобетонных типовых плит покрытия; рекомендации по определению нагрузок на плиты, а также по подбору марок плит с учетом требований унификаций; данные по длине опирания плит и по минимальным размерам несущих конструкций покрытия; указания о выборе конструктивной схемы покрытия, о приварке плит и заделке швов между плитами, о проверке работы плит в качестве диска покрытия, обеспечивающего пространственную работу каркаса здания; указания по проектированию покрытий при легкосбрасываемой кровле и в условиях агрессивной среды; рекомендации по устройству отверстий в плитах и креплений к плитам.

Рекомендации одобрены Госстроем СССР для использования при проектировании покрытий одноэтажных зданий промышленных предприятий взамен "Указаний по применению крупноразмерных плит в покрытиях промышленных зданий" (серия I-237).

При составлении "Рекомендаций" были рассмотрены и учтены замечания проектных и научно-исследовательских институтов.

Работа выполнена институтом ЦНИИпромзданий Главпромстройпроекта Госстроя СССР (инженеры Б.Ф.Васильев, И.А.Петров, А.Я.Розенблюм, Л.В.Шелапутина, Р.Р.Спивак, А.Р.Зарецкая, Т.Г.Кузнецова) совместно с НИИЖБ Госстроя СССР (д.т.н.Г.И.Бердичевский, к.т.н.А.А.Светов).

Редакторы-инженеры Б.Ф.Васильев, А.Я.Розенблюм (ЦНИИпромзданий) и Г.Н.Демьянков (Госстрой СССР).

I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

I. Настоящие „Рекомендации по применению сборных железобетонных типовых плит в покрытиях зданий промышленных предприятий" предназначены для использования при проектировании покрытий одноэтажных зданий промышленных предприятий. „Рекомендации" распространяются на типовые сборные железобетонные ребристые плиты П-образного сечения размером 3х6 м, 3х12 м, 1,5х6 м и 1,5х12 м, предназначенные для применения в покрытиях зданий промышленных предприятий при расположении стропильных конструкций или несущих стен через 6 или 12 м.

Примечание. При применении плит в зданиях с расчетной сейсмичностью выше 6 баллов следует учитывать требования "Руководства по проектированию производственных зданий с каркасом из железобетонных конструкций для сейсмических районов". (М.,Стройиздат, 1972) и серии 1.465-5с "Сборные железобетонные предварительно напряженные плиты покрытий длиной 6 и 12 м для одноэтажных промышленных зданий с расчетной сейсмичностью 7,8 и 9 баллов. Материалы для проектирования".

2. Плиты покрытий предназначаются для восприятия вертикальной нагрузки от веса кровли, снега, пыли, вентиляционных устройств и т.д. и передачи ее на железобетонные несущие конструкции. При надлежащем креплении плиты выполняют функции горизонтальных связей (диска покрытия) обеспечивая пространственную работу каркаса здания.

3. Рекомендуется применять плиты шириной 3 м.

Длина плит (6 или 12 м) определяется конструктивной схемой каркаса здания.

Плиты шириной 1,5 м следует применять только в качестве доборных элементов на участках покрытия, где действующая

нагрузка превышает наибольшую допустимую нагрузку на плиты шириной 3,0 м (например, в зоне перепадов высот здания, где образуются большие снеговые отложения).

4. Выбор марки плиты производится из сопоставления расчетной и нормативной нагрузок на плиту, действующих в конкретном здании, с расчетными и нормативными нагрузками, установленными в рабочих чертежах плит. В результате сопоставления выбирается марка плиты с ближайшей большей допускаемой расчетной и нормативной нагрузкой по отношению к действующей соответственно расчетной и нормативной нагрузке.

Действующая нагрузка слагается из нагрузок от веса покрытия (кровли, стяжки, утеплителя и других элементов покрытия) и снега, а в соответствующих случаях также от вентустроиств и подвесок. Для отдельных цехов металлургической, угольной, химической, строительных материалов и других отраслей промышленности следует учитывать нагрузку от веса производственной пыли, скапливающейся на покрытии здания.

При действии на покрытие динамической нагрузки от крышных вентиляторов плиты должны быть рассчитаны на восприятие этой нагрузки согласно "Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки" (М., Стройиздат, 1970) и "Инструкции по расчету покрытий промышленных зданий, воспринимающих динамические нагрузки" (М., Стройиздат, 1967), если в чертежах плит не приведены конкретные указания по учету этой нагрузки.

5. Допустимые нагрузки на плиты, приведенные в рабочих чертежах, установлены из условия равномерного их распределения по площади равной номинальному размеру плиты в плане. Если равномерно распределенная нагрузка передается на плиту с большей площади (например, в местах примыкания к продольным стенам при ненулевой их привязке, у продольных температурных швов и т.д.) или нагрузка неравномерно распределена по площади плиты (например, снеговая нагрузка в местах перепада высот, нагрузка от подвесок и т.п.), то усилия (моменты и поперечные силы) в элементах плиты не должны превышать усилий от допустимых равномерно распределенных нагрузок на плиту, за исключением продольных ребер, для которых ординаты эпюры моментов от действующей нагрузки могут превышать ординаты эпюры моментов от допустимых нагрузок, но не должны быть более ординат эпюры материалов (по моменту) для продольного ребра.

При действии на полку плиты местных сосредоточенных нагрузок должен быть произведен расчет полки на изгиб и продавливание.

Примечания: I. Допускается не учитывать увеличение нагрузки на продольные ребра плит в местах перелома верхних граней стропильных конструкций, когда расстояние между плитами не превышает 250 мм.

2. Допускается не производить расчет полки на изгиб и продавливание при действии на полку местных сосредоточенных расчетных нагрузок не более I50 кг, приложенных на квадратной площадке со стороной не менее I0 см.

3. При построении эпюры материалов должно быть учтено снижение сопротивления продольной арматуры на длине зоны анкеровки.

6. Выбор технологии изготовления плит (агрегатно-поточной или стендовой), способа натяжения предварительно напрягаемой арматуры (механического или электротермического), а также класса напрягаемой арматуры производится на основе экономических требований с учетом конкретных условий завода-изготовителя, условий эксплуатации плит (наличия агрессивной среды, температурного режима и т.д.) и обеспеченности завода-изготовителя тем или иным классом напрягаемой арматуры.

При выборе марки плиты необходимо иметь в виду, что технология изготовления плит и способ натяжения арматуры может сказываться на величине допустимой нагрузки на плиту.

7. При применении плит следует учитывать требования действующих нормативных документов в части коррозионной стойкости, морозостойкости и стойкости по отношению к систематическому воздействию повышенных температур.

8. При подборе плит следует ограничивать количество разных марок плит для данного объекта.

Рекомендуется принимать для одного здания (при отсутствии перепадов высот) не более двух марок по несущей способности одного типоразмера плит (в это число не входят марки плит с отверстиями для пропуска вентшахт). Например, для зданий с фонарями - одну марку для межфонарных участков и вторую - для покрытия фонарей. Для бесфонарных зданий - одну марку для всего покрытия или одну марку для средней части пролетов и вторую - для ендов. В местах перепадов высот может приниматься дополнительная марка плиты.

9. Длина опирания продольных ребер плит, принимаемая при проектировании, должна быть не менее величин, приведенных в табл.I.

При невозможности обеспечения минимальной длины опирания плит на каменные стены следует под опорами плит предусматривать железобетонные подушки, размеры которых устанавливаются расчетом согласно СНиП II-В.2-7I.

Минимальная ширина верхнего пояса стропильной конструкции в месте опирания плит должна быть не менее 200 мм для плит длиной 6 м и 250 мм для плит длиной I2 м.

Длина опирания продольных ребер плит считается по длине опирания закладных деталей ребер.

Фактическая минимальная длина опирания смонтированных плит может быть меньше значений по табл.I на I5 мм, но не менее 60 мм.

Таблица I

№ № п/п	Вид несущей конструкции	Минимальная длина опирания плит в мм	
		длиной 6 м	длиной I2 м
I	Стальные конструкции	70	90
2	Железобетонные конструкции	75	90
3	Каменные стены	I20	I50

I0. Температурные швы в покрытии следует совмещать с температурными швами в каркасе здания.

II. Сопряжения плит с конструкциями покрытия и стен осуществляются в соответствии с типовыми монтажными деталями (ТДМ).

Примеры решения сопряжений приведены на рис.I-3.

I2. Для образования диска покрытия плиты прикрепляются к несущим конструкциям при помощи приварки их опорных закладных деталей к соответствующим закладным деталям железобетонных несущих конструкций или непосредственно к верхним поясам стальных несущих конструкций и рамам фонарей (рис.I).

При определении необходимых мест приварки покрытие рассматривается как горизонтальная ферма с шарнирными узлами, расположенными в местах крепления плит, и стержнями, соединяющими эти узлы (рис.4).

Плиты должны привариваться по ходу монтажа во всех опорных узлах, доступных для наложения швов, за исключением случаев, предусмотренных п.2I (рис.I,А).

Ребра плит, примыкающие к крайним продольным рядам колонн или к рядам колонн продольного температурного шва, должны быть приварены по обоим концам.

Крепление плит, примыкающих к продольным рядам колонн, при укладке их по стропильным и подстропильным конструкциям, запроектированным как однопролетные шарнирно опертые системы, не должно препятствовать свободному повороту опорных узлов этих конструкций (рис.2,3). Так для случая, приведенного на рис.3, продольные ребра плит, опирающиеся на средний узел железобетонных подстропильных ферм, привариваются только с одной стороны, во избежание наложения дополнительной связи на верхние пояса смежных стропильных ферм.

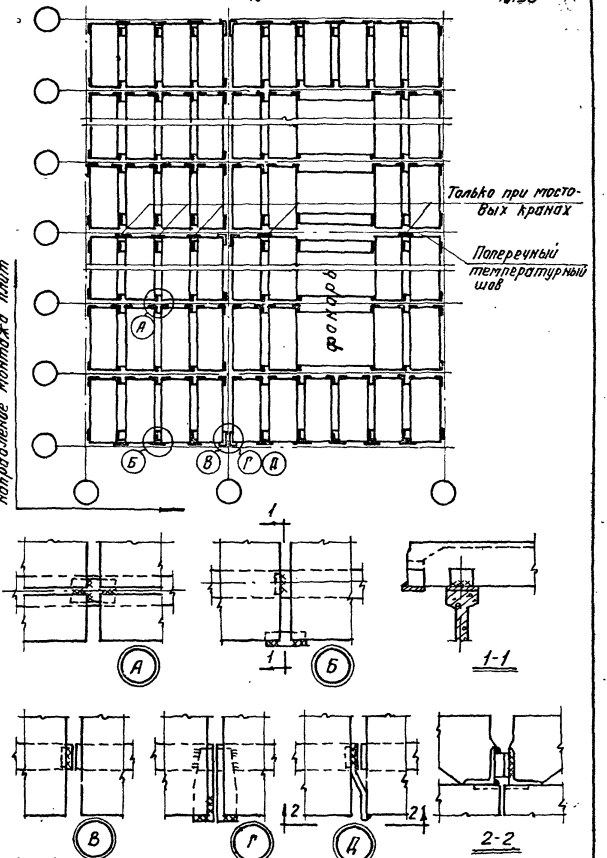
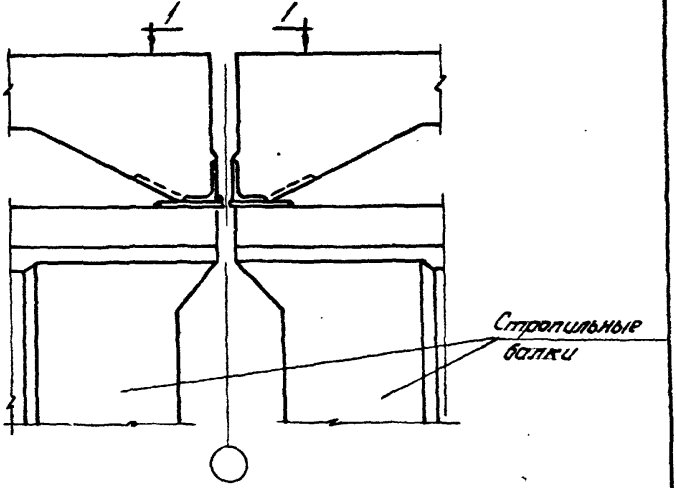
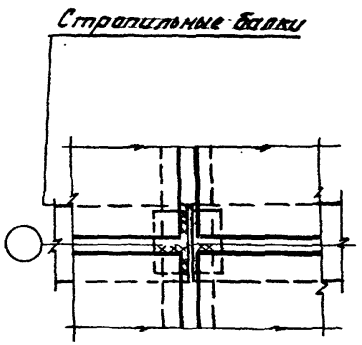


Рис. 1 Схема приварки плит при отсутствии подстропильных конструкций

Стальные связи на подфонарных участках условно не показаны.

Лист
№
Кузнецова
И.о. инж.
Москва





1-1

Рис. 2 Пример крепления плит по опорам стропильных балок

Шифр

Лока-мкт

Инв. №

Для восприятия усилий в плоскости продольной рамы уголок установить вплотную к плите 1 и приварить к подстропильной ферме до установки плиты 2, после чего зазор между уголком и плитой 2 тщательно зачеканить раствором или бетоном, а при монтаже в зимнее время заложить стальными прокладками.

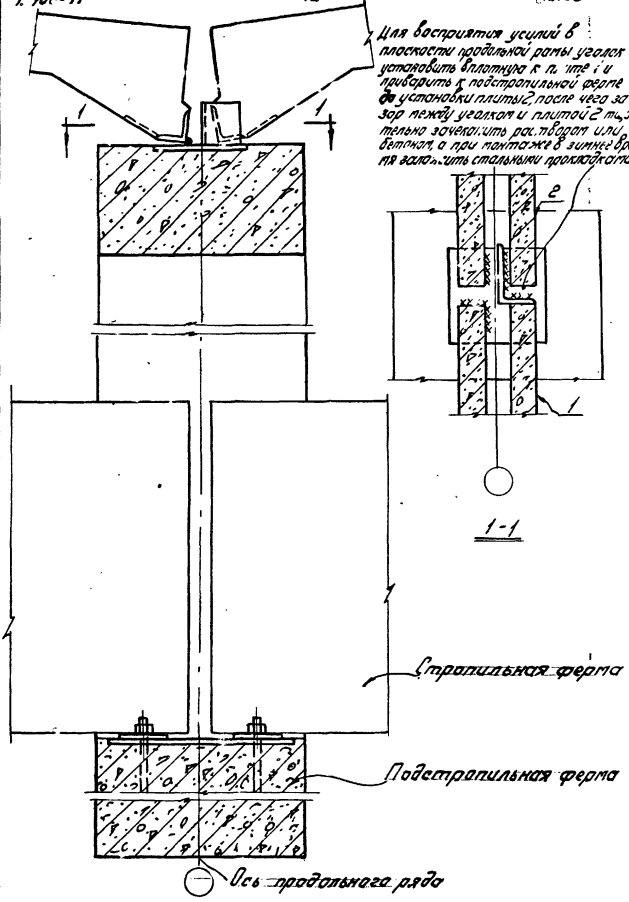


Рис. 3. Пример крепления плит к середине подстропильной железобетонной фермы.

Гл. инж. пр. Казенблюм
Рук. группы Шелапутина
Ст. техник Котова
Проверил

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
Москва

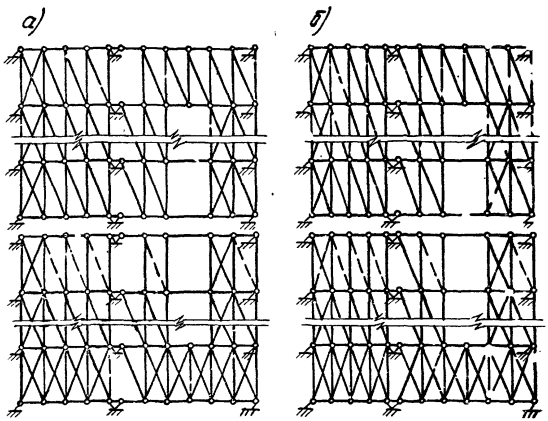


Рис. 4. Расчетная схема покрытия, соответствующая приварке плит по рис. 1

а - при отсутствии дополнительного крепления плит;
б - при дополнительном креплении плит (узел Ⓑ рис. 1) в случае наличия вертикальных связей по опорам стропильных конструкций (здесь опоры только в местах расположения связей).
Пунктиром показаны стержни при дополнительной приварке плит в температурном шве, предусматриваемой при наличии мостовых кранов.
Стержни, соответствующие стальным связям по покрытию, условно не показаны.

Концы смежных продольных ребер плит, опирающиеся на несущие конструкции по торцам здания, а при наличии мостовых кранов и по поперечным температурным швам со стороны начала монтажа, должны соединяться между собой при помощи накладки (рис. I,Б). Концы плит смежных пролетов здания не соединяются (рис. I,В).

При наличии вертикальных связей по опорам стропильных конструкций ребра плит, опирающиеся на несущие конструкции по торцам здания, а также по поперечным температурным швам со стороны начала монтажа, должны быть всегда прикреплены к несущим конструкциям (рис.I,Б); крепление концов плит смежных пролетов в данном случае производится с использованием промежуточных стальных горизонтальных пластинок (рис.I,Г) либо стальных вертикальных пластинок (рис.I,Д).

Порядок монтажа конструкций покрытия (фонарей и т.д.) должен обеспечивать возможность приварки плит в необходимых местах.

Приварка плит производится либо по длине или ширине закладной детали, либо и по длине и по ширине закладной детали (рис.I,А) в зависимости от доступности мест сварки. Приварка осуществляется ручной сваркой угловыми швами по всей длине или ширине опирания закладной детали.

Толщина шва принимается равной h_w = 6 мм, допускается при необходимости увеличивать ее до h_w = 8 мм.

Сварные швы креплений плит должны воспринимать усилия, действующие в них, как в ригелях продольной рамы и элементах диска покрытия.

Сварные швы рассчитываются по формуле:

$$\frac{N}{\beta \cdot h_ш \cdot l_ш} \leq R_y^{св} \cdot m,$$

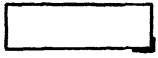
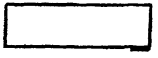
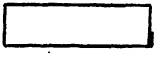
где N - расчетная продольная сила в соединении, определяемая в соответствии с п.п.I6, I9 , β - коэффициент, равный для ручной сварки 0,7; $h_ш$ - толщина шва; $l_ш$ - длина шва;

m - коэффициент условий работ, принимаемый равным 0,7;

$R_y^{св}$ - расчетное сопротивление углового шва по СНиП II-В.3-73, принимаемое равным I500 кг/см2.

Несущую способность сварных швов (на срез) при $h_ш$=6 мм допускается принимать по табл.2.

Таблица 2

№ № п/п	Схема сварного шва в плане	Несущая способность шва з т для плит длиной	
		6 м	I2 м
I		5,0	7,0
2		2,5	3,5
3		2,5	3,5

Примечание. При опирании плит на стропильные конструкции, смещенные относительно разбивочных осей здания (у торца здания и у поперечного температурного шва), в продольных ребрах плит для приварки их к стропильным конструкциям должны быть предусмотрены дополнительные опорные закладные детали согласно рис. I,бб, расположенные на соответствующем расстоянии от торца плиты.

I3. Швы между плитами должны заделываться с целью создания жесткого диска покрытия и обеспечения основания для утеплителя, а также для исключения возможности скопления в зазорах газов при наличии агрессивной среды.

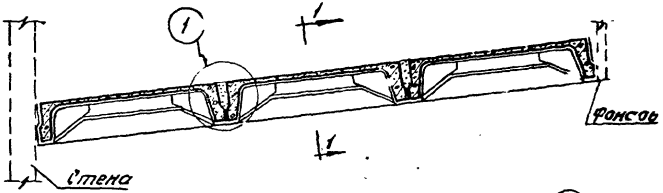
Заделка производится раствором или бетоном марки не менее I50 на мелком заполнителе, за исключением случаев, предусмотренных п.2I.

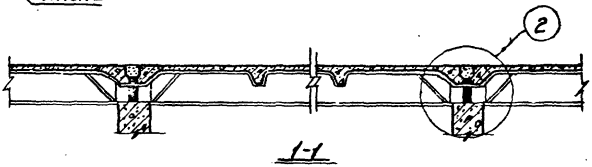
I4. На монтажных чертежах покрытий должны быть показаны места приварки плит и даны указания по заполнению швов между плитами.

I5. Плиты, предназначенные для применения в агрессивной среде, должны иметь повышенную коррозионную стойкость.

Мероприятия по повышению коррозионной стойкости плит, выполняемые на заводе-изготовителе, принимаются в соответствии с рабочими чертежами плит, а если таковые отсутствуют-в соответствии со СНиП II-В.9-73; мероприятия, выполняемые во время и после монтажа, перечислены ниже (рис.5):

а) в процессе монтажа плит после приварки закладных деталей плит к элементам здания сварные швы и участки закладных деталей с нарушенным в результате сварки защитным покрытием (нанесенным на заводе-изготовителе) должны быть





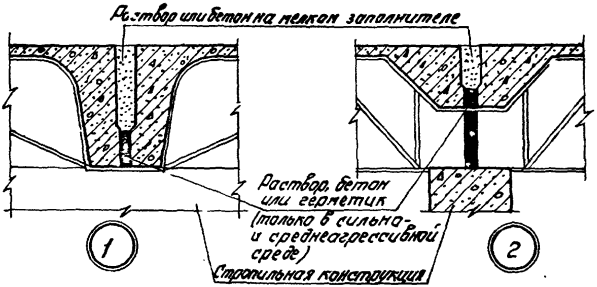


Рис. 5. Примеры заделки швов в агрессивной среде (двойной линией обозначены места нанесения защитного покрытия).

дополнительно металлизированы;

б) при замоноличивании швов между плитами зазоры между торцами продольных ребер должны быть заделаны на всю высоту ребра для защиты концов напрягаемой арматуры;

в) в случае применения плит в средне- и сильно - агрессивной среде нижние участки продольных и поперечных швов между плитами должны быть заделаны бетоном, раствором или герметиком;

г) внутренние поверхности плит, а также наружные боковые поверхности, примыкающие к стенам и фонарям, должны быть покрыты лакокрасочными материалами или известковой побелкой; выбор состава защитного покрытия плит производится согласно СНиП II-3.9-76 с учетом состава покрытия других элементов здания; мелкие дефекты покрываемой поверхности (сколы и вмятины глубиной и диаметром 2-3 мм), возникшие в результате перевозки, монтажа и т.п., должны быть выровнены шпаклевочным слоем на той же лаковой основе, что и лакокрасочное покрытие.

II. РАБОТА ПЛИТ В КАЧЕСТВЕ ДИСКА ПОКРЫТИЯ.

16. Каркас одноэтажного производственного здания представляет собой систему, состоящую из заделанных в фундаменты колонн, объединенных в пределах температурного блока стропильными и подстропильными конструкциями, плитами, связями и т.д. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, взаимосвязанные диском

покрытия. Плиты, образуя диск покрытия, обеспечивают совместную работу поперечных и продольных рам, предохраняют от потери устойчивости верхние пояса несущих конструкций покрытия и рам фонарей, воспринимают ветровую нагрузку с торцевых стен здания и торцов фонарей, а при необходимости и со стоек продольного фахверка и передают ее на нижележащие конструкции, выполняют функции ригелей продольных рам.

Усилия, возникающие в плитах, как элементах диска покрытия и ригелях продольной рамы, а также в местах крепления плит определяются от совместного действия крановых и ветровых нагрузок и температурных воздействий согласно указаний п.п. I7, I9, принимая коэффициенты сочетаний в соответствии со СНиП П-А.II-62 "Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования". При учете двух и более нагрузок из числа вышеназванных усилия от них умножаются на коэффициент условий работ К = 0,75, учитывающий возможность перераспределения этих усилий.

Если расстояние между поперечными температурными швами не превышает величину, приведенную в табл. I2 СНиП П-В.I-62[X] для каркасных зданий со сборными конструкциями, то продольные ребра плит и их крепления не рассчитываются на усилия от температурных воздействий, возникающие в плитах как ригелях продольной рамы.

Примечания: I. Приведенные в данном разделе указания по обеспечению работы плит в качестве диска покрытия не распространяются на случаи опирания плит на столбики по верхним поясам стропильных конструкций.

2. Методика статического расчета продольных рам на температурные воздействия принимается согласно "Руководства по проектированию сборных железобетонных колонн одноэтажных зданий промышленных предприятий", ЦНИИпромзданий,1971.

17. Пространственная работа каркаса здания, т.е. совместная работа поперечных и продольных рам,обеспечивается диском покрытия из плит при соблюдении нижеследующих условий.

Первое условие - поперечная горизонтальная сила от крановой и ветровой нагрузки, передающаяся со стропильной конструкции на одну плиту, не должна превышать 0,7 т - для плит размером 1,5х6 м и 1,0 т - для остальных плит (если в рабочих чертежах плит отсутствуют специальные указания).

Второе условие - усилия в сварных соединениях плит с несущими конструкциями, обусловленные действием изгибающего момента в плоскости диска покрытия от крановой и ветровой нагрузки, в сочетании с усилиями от температурных воздействий не должны превышать несущей способности сварных швов (табл.2). При невыполнении этого требования продольные ребра должны быть соединены при помощи сварки стальными планками или стержнями, воспринимающими эти усилия (рис.6).

Третье условие - усилия в сварных соединениях надколонных ребер плит со стропильными и подстропильными конструкциями, обусловленные работой продольных рам при повороте диска покрытия от крановой нагрузки, температурными воздействиями и ветровой нагрузкой, действующей в плоскости продольной рамы (см.п.19), не должны превышать несущей способности соответствующих сварных швов.

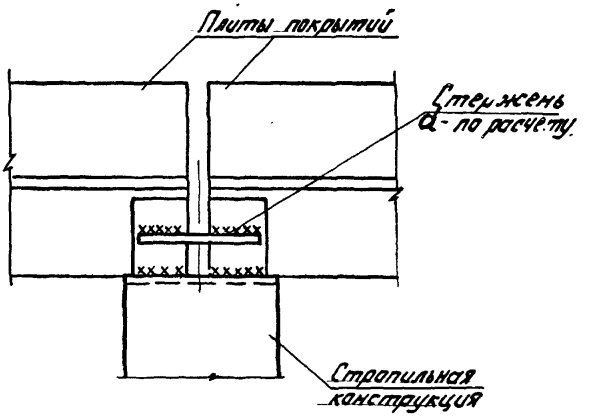


Рис. 6. Дополнительное соединение продольных ребер плит.

Реакции опор, а также поперечные силы и изгибающие моменты в диске покрытия определяются как для горизонтальной бесконечно жесткой неразрезной балки на упругих опорах, каковыми являются плоские поперечные и продольные рамы каркаса здания, при невыгоднейшем расположении мостовых кранов. Методика определения этих усилий приведена в приложении.

I8. Устойчивость верхних поясов стропильных конструкций обеспечивается приваркой плит в соответствии с указаниями п.I2, а на подфонарных участках - стальными связями. Устойчивость верхних поясов железобетонных подстропильных конструкций также может обеспечиваться приваркой плит; места приварки в этом случае назначаются в зависимости от конструктивного решения узла примыкания стропильной и подстропильной конструкции.

Места приварки плит для обеспечения устойчивости рам фонарей приводятся в рабочих чертежах фонарей в зависимости от их конструктивной схемы.

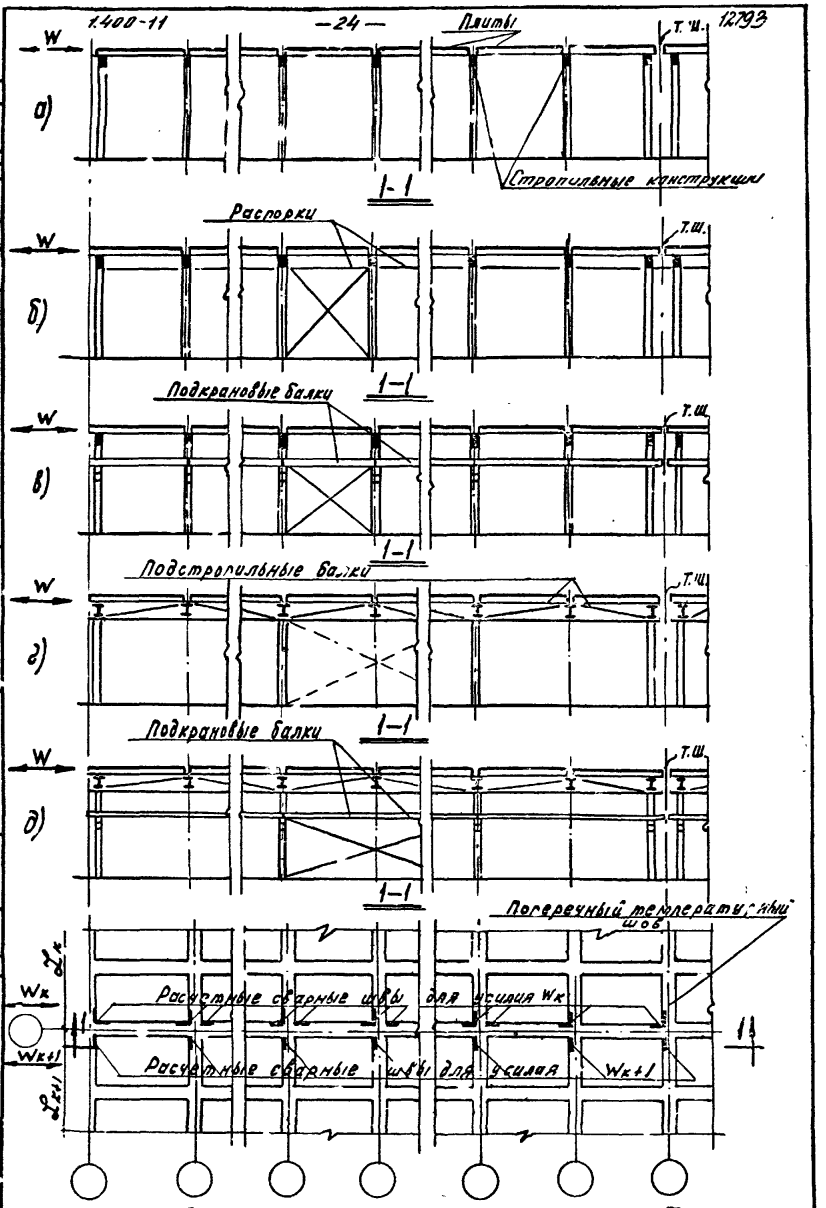
I9. Плиты, образуя диск покрытия, обеспечивают передачу ветровой нагрузки с торцевых стен здания и торцов фонарей на нижележащие конструкции. В этом случае должны рассчитываться крепления плит в местах восприятия ветровой нагрузки (сварные швы в местах крепления фахверковых торцевых колонн и вертикальных связей продольных рам фонарей) и в местах передачи ветровой нагрузки с диска покрытия на нижележащие конструкции (сварные швы сопряжения надколонных продольных ребер плит со стропильными и подстропильными конструкциями или упорные коротыши при опирании плит на подстропильные конструкции).

Ветровую нагрузку, передающуюся с диска покрытия на нижележащие конструкции в пределах одного пролета, допускается распределять пополам между продольными рядами колонн данного пролета.

Схема передачи ветровой нагрузки в плоскости продольной рамы с диска покрытия на нижележащие конструкции а также усилия в продольной раме при повороте диска покрытия от крановой нагрузки зависят от конструктивной схемы каркаса здания. При этом могут быть два случая.

I случай - жесткость всех опор, к которым приварены надколонные продольные ребра плит, одинакова и, следовательно, ветровая нагрузка или усилия от поворота диска покрытия 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 (рис.7,а), или когда отсутствуют вертикальные связи по опорам стропильных конструкций, а по колоннам имеются вертикальные связи и распорки в уровне верха этих связей (роль распорок могут выполнять подкрановые балки, рис.7, б,в), или когда при наличии подстропильных конструкций надколонные ребра плит передают горизонтальные силы на стропильные конструкции, а сами эти стропильные конструкции имеют небольшую высоту на опоре (рис.7, г, д). 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 усилий от ветровой нагрузки и от поворота диска покрытия.

II случай - жесткость опор, к которым прикреплены надколонные продольные ребра плит, различны и, следовательно, ветровая нагрузка или усилия от поворота диска покрытия передается по данному ряду колонн через места приварки


Шифр
Марка-лист
Инв. №
Плиты
Т.Ш.
а)
Стропильные конструкции
1-1
Распорки
б)
Подкрановые балки
в)
Подстропильные балки
г)
Подкрановые балки
д)
Поперечный температурный шов
Расчетные сварные швы для усилия Wк
Расчетные сварные швы для усилия Wк+1
Wк
Wк+1
Розенблюм
Шелапутина
Котова
Гл. инж. пр.
Рук. группы
Ст. техник
Проверил
НИИПРОМЗДАНИЙ
Москва

плит неравномерно. Такой случай имеет место при колоннах неодинакового сечения в ряду; при наличии вертикальных связей по опорам стропильных конструкций (рис.8); при наличии вертикальных связей по колоннам с одновременным отсутствием распорок в уровне верха этих связей; когда продольные ребра плит приварены или прикреплены с помощью упорных коротышей к элементам подстропильных конструкций, имеющим различную жесткость (рис.9).

Если в этих случаях жесткости опор резко отличаются, то принимается, что передача ветровой нагрузки или усилий от поворота диска покрытия происходит только в местах примыкания к элементам большой жесткости, где и располагаются расчетные сварные швы.

20. Приведенные в п.п.17 и 19 условия пространственной работы каркаса и передачи ветровой нагрузки могут не проверяться для бескрановых зданий, зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т (вкл.) при числе пролетов более двух, а также для одно- и двухпролетных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т (вкл.) при пролетах до 18 м (вкл.) и грузоподъемностью до 50 т при пролетах 24 м и более. При этом крепление плит должно производиться согласно указаний п.12 (при k_w = 6 мм), отметка низа стропильных конструкций не должна превышать 18 м, расстояние между поперечными температурными швами не должно быть более 96 м, географический район строительства (по ветровой нагрузке) не должен быть выше IV-го, расчетный температурный перепад не должен превышать 30°С.

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
Москва

Гл. инж. пр.	[illegible]	Розенблюм
Рук. группы	[illegible]	Шелапутина
Ст. техник	[illegible]	Котова
Проверил		

Инв. № | Подпись | Шифр

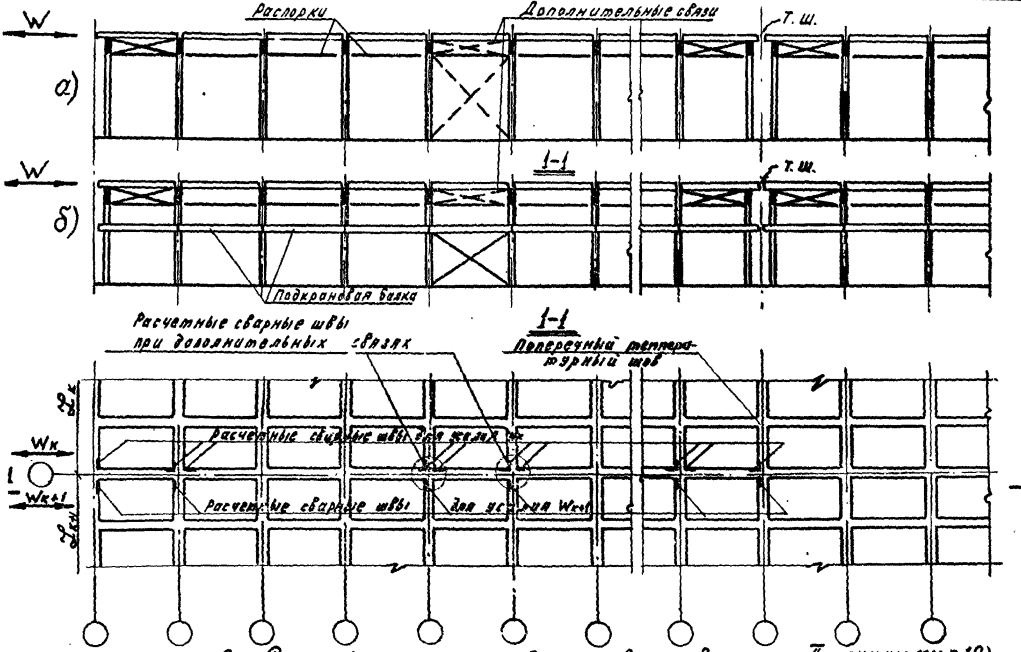
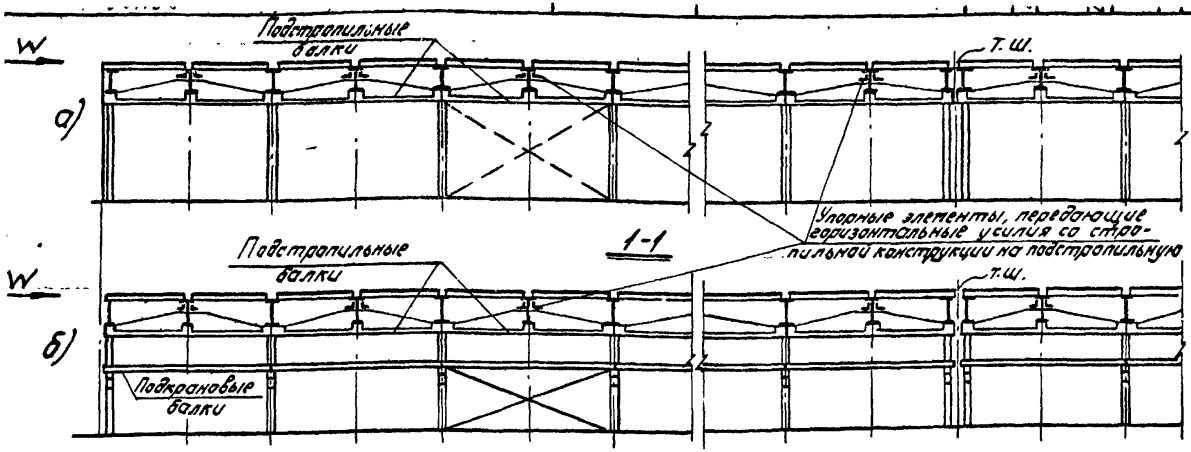


Рис. 8. Схемы каркасов, соответствующих II случаю (см. п. 19)

1.400-11

12793



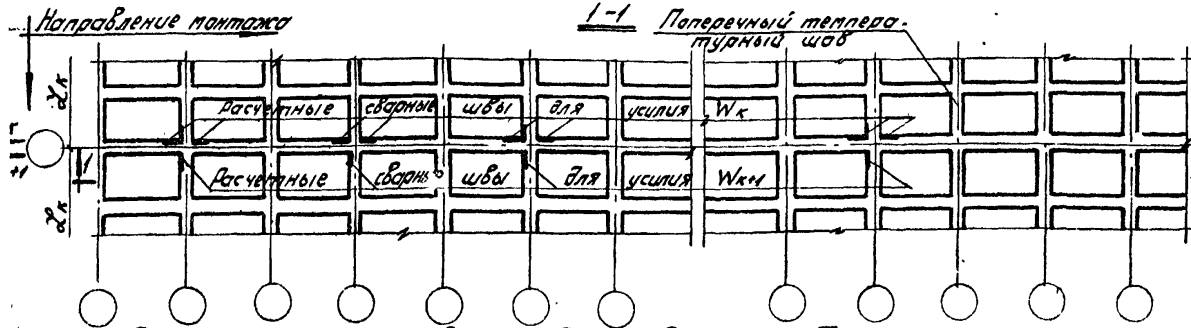


Рис. 3 Схемы каркасов, соответствующих II случаю, с подстропильными конструкциями (при стропильных конструкциях с большой высотой опорной части)

21. Для зданий, в которых диск покрытия не обладает необходимой прочностью для восприятия поперечных сил (п.17), пространственная работа каркаса обеспечивается необходимой системой связей (горизонтальные поперечные связи по нижним поясам стальных ферм, горизонтальные продольные связи по верхним поясам стропильных конструкций и т.д.) или иными конструктивными мероприятиями. При этом, в целях обеспечения устойчивости стропильных конструкций, плиты привариваются только по концам одного продольного ребра и швы между плитами заделываются упругими прокладками.

В случаях, когда несущая способность расчетных сварных швов недостаточна для передачи ветровой нагрузки в плоскости продольной рамы, предусматриваются специальные горизонтальные связи, воспринимающие ветровую нагрузку от торцового фахверка.

22. При установке плит на кирпичные стены максимальные расстояния между поперечными стенами, при которых перекрытия считаются жесткими, принимаются по классу перекрытий Б табл.23 СНиП II-В.2-71.

III. УСТРОЙСТВО ОТВЕРСТИЙ В ПЛИТАХ И КРЕПЛЕНИЙ К ПЛИТАМ ПОДВЕСОК, ФАХВЕРКОВЫХ КОЛОНН И Т.Д.

23. В полках плит допускается устройство отверстий для водосточных воронок и пропуска вентшахт, а также для легкосбрасываемой кровли.

В плитах размером 3х6 и 3х12 м допускается устройство отверстия для пропуска вентшахт с удалением одного поперечного ребра с каждой стороны плиты; данное допущение

и распространяется на среднее и торцевые поперечные ребра. Отверстия, как правило, не должны пересекать ребер в зоне закруглений.

При устройстве в плитах отверстий прочность, деформативность и трещиностойкость всех элементов плиты (продольных и поперечных ребер и полки) должны быть проверены расчетом с учетом всех действующих на плиту нагрузок, с усилением в необходимых случаях плиты при помощи набетонки и дополнительного армирования. Ослабление плит, вызванное отверстиями диаметром до 200 мм для водосточных воронок, допускается не учитывать.

24. Отверстия в плитах следует устраивать во время их изготовления. Допускается, как исключение, устройство отверстий в полках готовых плит, при этом бетон по периметру отверстия должен быть разрезан при помощи рассверловки или другим способом, обеспечивающим сохранность остальных элементов плиты, после чего вырезана арматура и при необходимости произведено соответствующее усиление. Пробивка отверстий не допускается.

25. В случае необходимости крепления к плитам конструктивных элементов температурных швов, расчалок вентиляционных систем, подвесок и т.п. рекомендуется крепления устраивать в швах между плитами или пристреливать при помощи строительно-монтажного пистолета. Место пристрелки должно назначаться таким образом, чтобы исключалась возможность повреждения арматуры. В случае передачи на плиты значительных усилий (например, при креплении фахверковых колонн) допускается устройство специальных закладных деталей.

Во всех случаях прочность крепления должна быть проверена расчетом.

26. В местах сопряжения фахверковых торцевых колонн с верхними поясами стропильных конструкций сварные швы крепления продольных ребер плит должны быть рассчитаны на суммарную горизонтальную реакцию верхней опоры фахверковой колонны от всех действующих нагрузок (ветровых, от веса навесных стен и т.д.).

Крепление верха фахверковых колонн продольного ряда к продольным ребрам плит размером 3хI2 м следует производить в месте примыкания среднего поперечного ребра плиты к продольному. При этом величина горизонтальной реакции верхней опоры фахверковой колонны не должна превышать допускаемую величину горизонтальной силы, приведенную в рабочих чертежах плит.

При конструировании узла крепления верха фахверковой колонны должна быть обеспечена податливость крепления колонны в вертикальной плоскости для обеспечения свободных деформаций конструкций покрытия (рис. I0).

IУ. ПРИМЕНЕНИЕ ПЛИТ ДЛЯ ЛЕГКОСБРАСЫВАЕМОЙ КРОВЛИ

27. Плиты с отверстиями для легкосбрасываемой кровли изготовляются в формах обычных (без отверстий) плит и представляют собой рамки из продольных и поперечных ребер.

Количество плит с отверстиями и местоположение их в покрытии определяются потребной площадью вышибных отверстий,

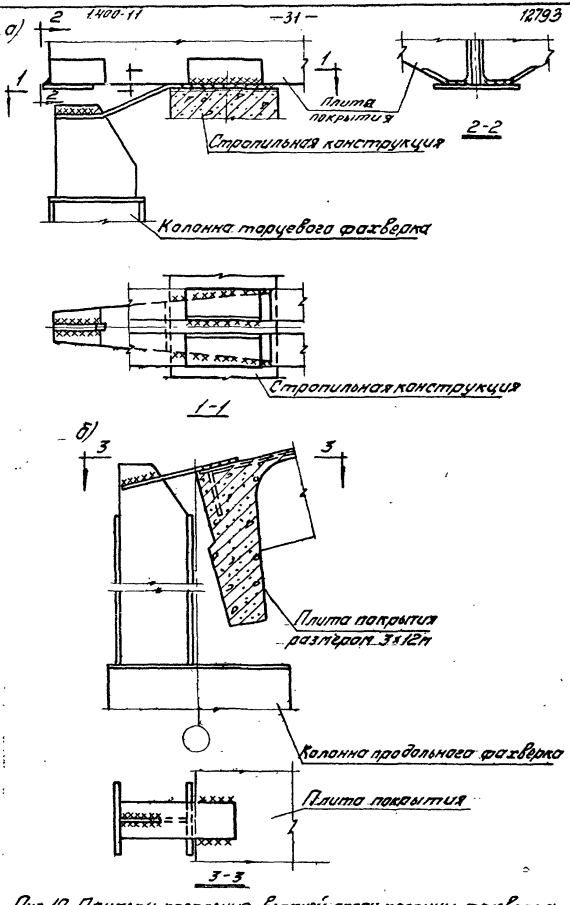


Рис.10. Примеры крепления верхней опоры колонны фахверка
а) по торцу; б) по продольному ряду при нулевой привязке колонн

а также расположением взрывоопасных производств в здании.

Плиты шириной 3 м для легкосбрасываемой кровли укладываются в покрытии вплотную, как и обычные плиты, с обязательной заделкой швов раствором или бетоном. Плиты шириной 1,5 м рекомендуется укладывать с расстоянием между плитами равным ~ 1,5 м при условии, что конструктивные элементы, перекрывающие отверстия в плитах (асбестоцементные листы и т.п.), смогут воспринять действующую на них вертикальную нагрузку.

28. При расположении плит для легкосбрасываемой кровли с расстоянием между плитами ~ 1,5 м необходимо на участках покрытия с уклонами более 1:12 предусматривать установку распорок, обеспечивающих восприятие покрытием скатной составляющей вертикальной нагрузки. Количество и местоположение распорок принимается в соответствии с указаниями рабочих чертежей плит или типовых деталей покрытий с легкосбрасываемой кровлей.

29. Для обеспечения пространственной работы каркаса здания с легкосбрасываемой кровлей по контуру температурного блока (при отсутствии специальных связей) предусматриваются плиты без отверстий. При этом вдоль крайних рядов колонн плиты без отверстий должны укладываться полосой шириной не менее 3 м, вдоль средних рядов - не менее 6 м. Кроме того, плиты без отверстий следует предусматривать у торцов здания и у поперечных температурных швов, хотя бы с одной стороны температурного блока. Если предусмотренные выше плиты без отверстий не обеспечивают пространственной

работы каркаса здания (п.I7), следует либо увеличить количество рядов плит без отверстий либо предусмотреть горизонтальные стальные связи. При проверке первого условия обеспечения пространственной работы каркаса плиты с отверстиями для легкосбрасываемой кровли не учитываются в числе плит, воспринимающих поперечную горизонтальную силу в диске покрытия.

Приложение I

У. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ДИСКЕ ПОКРЫТИЯ

Общие положения

При расчете на действие крановой и ветровой нагрузок диск покрытия рассматривается как горизонтальная бесконечно жесткая неразрезная балка на упругих опорах - поперечных и продольных плоских рамах. Высота горизонтальной балки принимается равной ширине здания в пределах температурного блока.

Расчет системы, т.е. определение реакций поперечных и продольных опор диска покрытия, рекомендуется производить методом перемещений.

Усилия в диске покрытия (поперечные горизонтальные силы Q и моменты M) определяются как в горизонтальной балке, нагруженной силами, равными по величине и обратными по знаку реакциям опор.

Поперечная горизонтальная сила, передающаяся со стропильной конструкции на одну плиту $F_{гор}$, определяется из условия равномерного распределения горизонтальной реакции поперечной опоры R на все плиты в данном сечении горизонтальной балки (диска покрытия), приваренные не менее, чем по трем углам, по формуле:

$$F_{гор} = \frac{R}{m} \qquad (I)$$

где m - число этих плит, без учета надфонарных плит и плит с отверстиями для легкосбрасываемой кровли.

Усилия в сварных соединениях плит, вызванные изгибающим моментом в горизонтальной балке M, определяются из условия линейного распределения этих усилий по высоте горизонтальной балки (рис.II) по формуле:

$$N_к = \frac{M \cdot a_к}{2\sum_{i=1}^{n} a_i^2} \qquad (2)$$

где $N_к$ - усилие в к-ом сварном соединении плиты со стропильной конструкцией; $a_к, a_i$ - расстояние соответственно от к-ого и i-ого соединения до продольной оси балки; n - число сварных соединений плит с одной стороны данного сечения балки.

Эти усилия должны восприниматься сварными швами, расположенными с одной стороны сечения горизонтальной балки, при этом рассматривается сторона с меньшим количеством сварных швов (на рис.II - левая сторона).

Усилия в сварных соединениях надколонных ребер плит, воспринимающих реакцию продольной рамы, возникающую при повороте диска покрытия, определяются из условия восприятия этой реакции "расчетными" сварными швами креплений надколонных ребер плит; количество и местоположение "расчетных" швов определяется согласно указаний п.I9.

Определение усилий в диске для здания с покрытием в одном уровне.

Схема расположения кранов для определения усилий в диске покрытия приведена на рис.I2. Расчетная схема диска покрытия - на рис.I3. Основная система образуется путем

Шифр 691-69
Марка-вид
Инв. № 14550/52

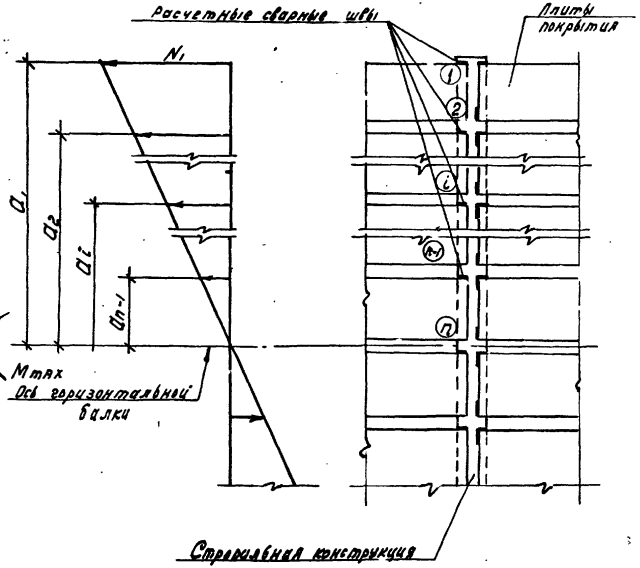


Рис.11. Схема распределения усилий в сварных соединениях плит от изгибающего момента в диске покрытия

ЦНИИПромзданий Москва

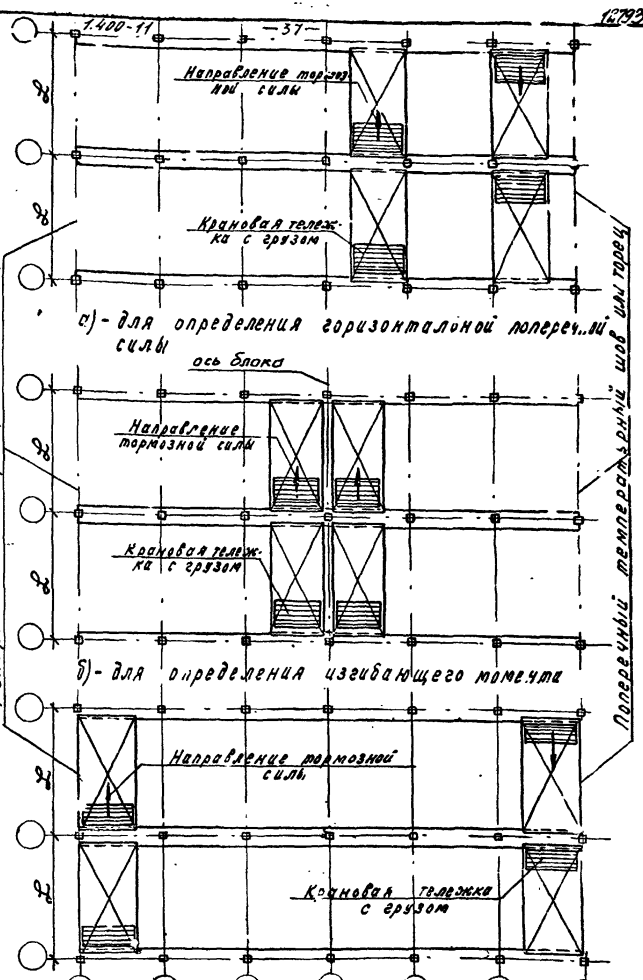


Рис. 12 Схемы расположения кранов для определения усилий в диске покрытия

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

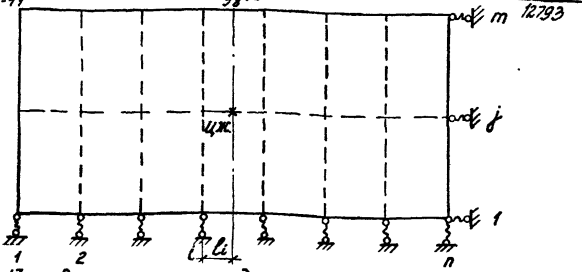


Рис. 13. Расчетная схема диска для здания с покрытием в одном уровне

ц.ж. - центр жесткости каркаса.

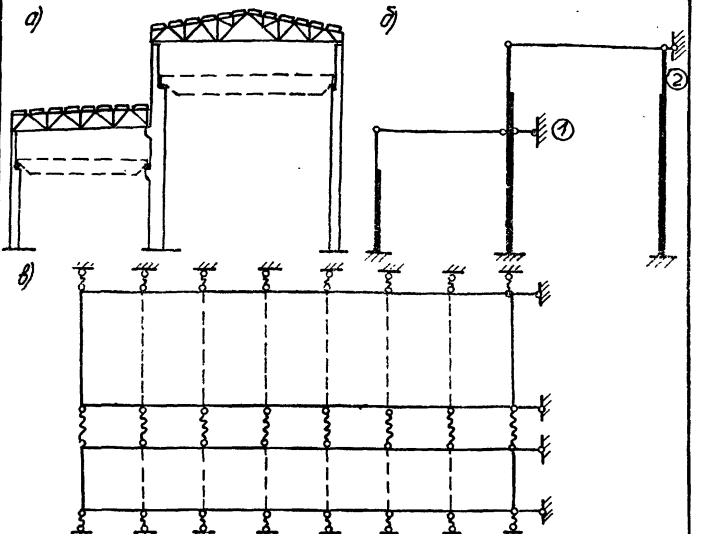


Рис. 14. Конструктивная схема поперечной рамы (а), основная система метода перемещений (б) и расчетная схема (в) для дисков здания с покрытием в двух уровнях при вертикальных связях на всю высоту колонн.

1 и 2 - фиктивные связи.

Шифр
Марка-лист
Инв. N
Розенблюм
Шелапутина
Кузнецова
Гл. инж. пр.
Рук. группы
И.О. инж.
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
Москва

закрепления диска покрытия в центре жесткости каркаса тремя фиктивными связями: опорными стержнями в плоскости поперечной и продольной рамы и плавающей заделкой, препятствующей повороту диска. Расположение закреплений диска 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 оси рамы;

– в плоскости поперечной рамы при симметричных (по моменту инерции бетонного сечения) колоннах относительно оси рамы – по оси рамы, при несимметричных колоннах – из расчёта рамы.

Обозначения (рис.13); i, j – порядковый номер соответственно поперечной и продольной рамы; K, θ – номер рассматриваемой поперечной и продольной рамы; n, m – количество поперечных и продольных рам; $r_i, r_j, r_\kappa, r_\theta$ – реакция верха i-ой, j-ой, κ-ой, θ-ой рамы при единичном ее смещении в своей плоскости; $R_i^\circ, R_\kappa^\circ$ – реакция верхней неподвижной опоры i-ой и κ-ой рамы от местной непосредственно действующей на нее крановой и ветровой нагрузки; φ – угол поворота диска покрытия; $l_i, l_j, l_\kappa, l_\theta$ – расстояние от i-ой, j-ой, κ-ой, θ-ой рамы до центра жесткости каркаса.

Реакция верха κ-ой поперечной рамы определяется по формуле:

$$R_\kappa = R_\kappa^\circ - \sum_{i=1}^{n} R_i^\circ \frac{r_\kappa}{\sum_{i=1}^{n} r_i} - r_\kappa l_\kappa \varphi \,, \qquad (3)$$

где первый член представляет собой реакцию верха K -ой рамы при отсутствии смещения покрытия (включая ветровую нагрузку с надколонной части здания, приложенную в уровне верха этой рамы), второй - от поступательного смещения и третий - от поворота.

Реакция θ -ой продольной рамы определяется по формуле:

$$R_\theta = r_\theta \cdot \ell_\theta \cdot \varphi \qquad (4)$$

Угол поворота диска покрытия определяется по формуле:

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^{n} R_i^o \ell_i}{\sum_{i=1}^{n} r_i \ell_i^2 + \sum_{j=1}^{m} r_j \ell_j^2}. \qquad (5)$$

От сил $Q_K = -R_K$ строится для диска покрытия эпюра моментов и по формулам (I) и (2) определяется поперечная сила на плиту и усилия в сварных соединениях плит.

Усилия в сварных соединениях надколонных ребер плит по продольным рядам определяются из условия восприятия реакции продольной рамы только "расчетными" швами (п.I9).

Определение усилий в дисках для зданий с покрытием в двух уровнях

Расчетная схема каркаса здания с покрытием в двух уровнях 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 здания с покрытием в двух уровнях при вертикальных связях на всю высоту колонн приведен на рис.I4.

Примеры определения несущей способности диска покрытия

Ниже приведены примеры определения поперечной силы и изгибающего момента в диске покрытия с проверкой несущей способности диска и его соединений. В примерах формулы для определения смещений и реакций колонн, а также крановых нагрузок принимаются согласно "Руководства по проектированию сборных железобетонных колонн одноэтажных зданий промышленных предприятий" /ЦНИИпромзданий, 1971 г./.

В примерах оси торцевых колонн и колонн поперечных температурных швов условно совмещены с разбивочными осями.

Пример определения горизонтальной поперечной силы в диске покрытия от крановой нагрузки

Дано. Одноэтажное трехпролетное здание. Краны тяжелого режима работы грузоподъемностью 50/10 т по ГОСТ 3332-54. Схема каркаса здания приведена на рис.15.

Покрытие из сборных железобетонных плит размером 3х12 м. В каждом пролете фонари шириной 12 м. По продольным рядам колонн предусмотрены стальные связи.

Колонны железобетонные. Характеристики колонн и места приложения к ним крановых нагрузок приведены в табл.3 и на рис.16.

Таблица 3

Колонны по оси	Марка бетона	$E_б$, т/м²	H, м	$H_в$, м	$H_н$, м	b, м	h, м	$h_б$, м	$h_н$, м	$h_р$, м	e_1, м	q, м
А,Г	400	$3,5 \cdot 10^6$	18,15	5,1	13,05	0,6	0,30	0,6	1,4	0,4	0,550	1,4
Б,В	400	$3,5 \cdot 10^6$	18,15	5,1	13,05	0,6	0,35	0,7	1,9	0,4	0,775	1,4

Требуется определить максимальную горизонтальную поперечную силу в диске покрытия, передающуюся со стропильной конструкции на одну плиту.

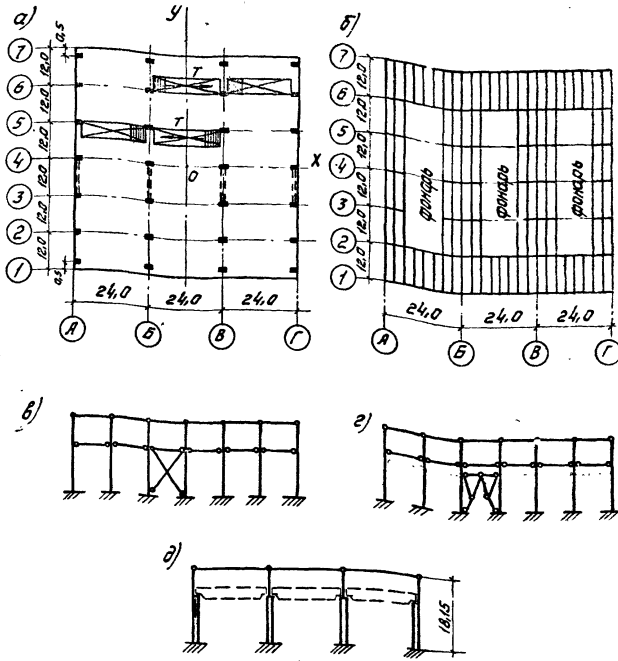


Рис. 15. Схема каркаса здания
а - план колонн и схема размещения кранов;
б - план покрытия;
в - схема продольной рамы по крайним рядам;
г - схема продольной рамы по средним рядам;
д - расчетная схема поперечной рамы;
(У) - продольная ось каркаса;
(Х) - поперечная ось каркаса.

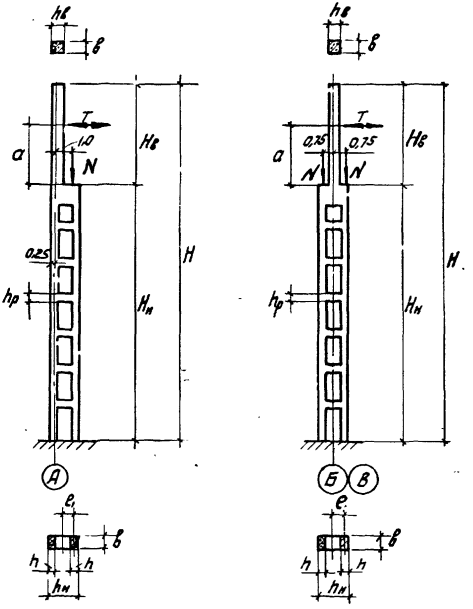


Рис 16. Условные обозначения геометрических размеров колонн и места приложения крановых нагрузок (изображение колонн по оси Г зеркально изображению колонн по оси А).

Шифр
Марка-лист
Инв. №
Гл. инж. пр.
Рук. группы
И. о. инж.
Розенблюм
Шелапутина
Кузнецова
Госстрой СССР
НИИПРОМЗДАНИЙ
Москва

Расчет

Расположение мостовых кранов принимается согласно указаний п.I9 /см.рис.I5, I7/.

I. Определение вертикальных N^c и горизонтальных T нагрузок на колонны от мостовых кранов.

Максимальная нормативная нагрузка от давления колеса крана $D_н^{max}$ принимается по ГОСТ 3332-54.

$D_н^{max}$ может также определяться по формуле:

$$D_н^{max} = \left[\frac{(Q+G)(\mathcal{L}_{кр}-a)}{\mathcal{L}_{кр}} + \frac{Q_м}{2}\right]\frac{1}{n_o},$$

где Q - грузоподъемность крана; G - вес тележки крана; $\mathcal{L}_{кр}$ - пролет крана; a - минимальное расстояние от крюка крана до оси подкрановой балки; $Q_м$ - вес моста крана без тележки; n_o - число колес на одной стороне крана.

$$D_н^{max} = \left[\frac{50+I8,5}{22,5}\cdot\frac{I,8}{22,5} + \frac{69-I8,5}{2}\right]\frac{I}{2} = 44,2 \text{ т.}$$

Максимальная расчетная нагрузка от давления колеса крана равна:

$$D^{max} = K \cdot D_н^{max} = I,2 \cdot 44,2 = 53,I \text{ т.}$$

Минимальная нормативная нагрузка от давления колеса крана определяется по формуле:

$$D_н^{min} = \frac{Q+Q_м+G}{n_o} - D_н^{max} = \frac{50+69-I8,5}{2} + I8,5 - 44,2 = I5,3 \text{ т.}$$

Минимальная расчетная нагрузка от давления колеса крана равна:

$$D^{min} = K \cdot D_н^{min} = I,2 \cdot I5,3 = I8,4 \text{ т.}$$

Нормативная сила поперечного торможения тележки крана определяется по формуле:

$$T_н^n = K_n \cdot 0,1(Q+G)\frac{1}{n_o}, \quad \text{где}$$

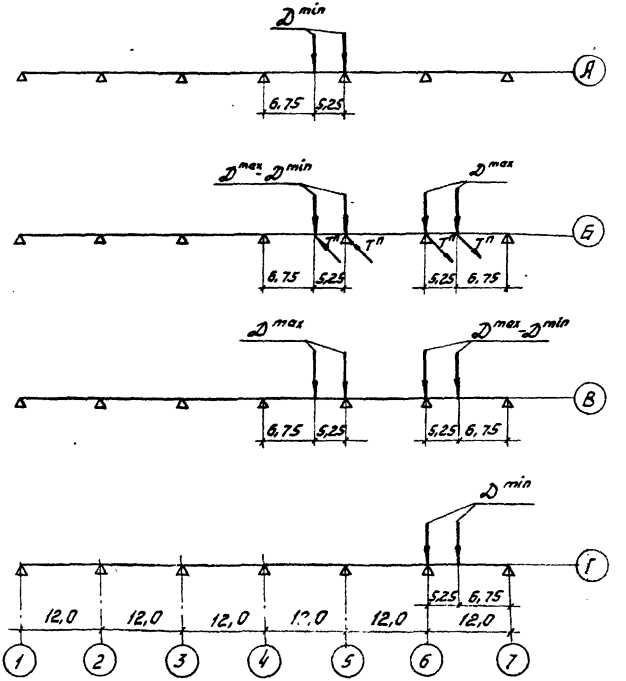


Рис.17. Расположение крановых нагрузок в продольном направлении.

Шифр
Инв. №
Рук. группы
Шелапутина
Кузнецова
Москва

$K_п$ - коэффициент, принимаемый равным 0,5 при гибком подвесе.

$$T_н^п = 0,5.0,1(50+18,5)\frac{1}{2} = 1,7 \text{ т.}$$

Расчетная сила поперечного торможения тележки крана равна:

$$T^п = K \cdot T_н^п = 1,2.1,7 = 2,05 \text{т.}$$

Нагрузки вертикальные N и горизонтальные T на отдельную колонну определяются как реакции в разрезных подкрановых балках по формулам $N = K \cdot D$ и $T = K \cdot T^п$, где

K - коэффициент, учитывающий положение в продольном направлении силы D и $T^п$ по отношению к рассматриваемой колонне. Силы N и T вычислены в табл.4.

2. Горизонтальная реакция r верхней шарнирной опоры колонны при ее единичном смещении в плоскости поперечной рамы /по оси X/ определяется по формуле:

$$r = \frac{1}{\delta_н}, \text{ где}$$

$\delta_н$ - горизонтальное смещение верха свободно стоящей двухветвевой колонны в плоскости X от действия на него единичной горизонтальной силы.

$$\delta_н = \frac{H_н^3}{3E_б J_u}\left[\left(\frac{H_в}{H_н}\right)^3 \frac{J_u}{J_б} + \frac{1}{8n_1^2} + \frac{(n_1^2-1)e_1^2}{2n_1^2 H_н} \cdot \frac{J_u}{J_р} + \frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{H_в^2}{H_н^2} + \frac{H_в}{H_н} + 0,32\right)\right], \text{ где}$$

J_u - момент инерции ветви колонны в плоскости X;

$J_б$ - момент инерции верхней части колонн в плоскости X;

$J_р$ - момент инерции рядовой распорки;

n_1 - число панелей двухветвевой части колонны.

Для колонн по осям А,Г

$$J_u = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,6.0,30^3}{12} = 1,35.10^{-3} \text{ м}^4;$$

Таблица 4

Координаты колонн	κ	D^{*}, т	$N = \kappa \cdot D$, т	$T = \kappa \cdot T''$, т
А-1,2,3,6,7 Б-1,2,3 В-1,2,3 Г-1,2,3,4,5	—	0	0	0
А-4 Г-7	$\frac{5,25}{12,0}=0,437$	$D^{min}=18,4$	0,457.18,4=8,05	
А-5 Г-6	$1+\frac{6,75}{12}=1,562$		1,562.18,4=28,8	
Б-4	0,437	$D^{max}-D^{min}=$	0,437.34,7=15,2	0,437.2,05= =0,9
Б-5	1,562	=34,7	1,562.34,7=54,2	1,562.2,05= =3,2
Б-6	1,562	$D^{max}=$	1,562.53,1=83,0	1,562.2,05= =3,2
Б-7	0,437	=53,1	0,437.53,1=23,2	0,437.2,05= =0,9
В-4	0,437	$D^{max}=53,1$	0,437.53,1=23,2	0
В-5	1,562		1,562.53,1=83,0	
В-6	1,562	$D^{max}-D^{min}=$	1,562.34,7=54,2	0
В-7	0,437	=34,7	0,437.34,7=15,2	

х/ Для колонн Б-4, Б-5, В-6, В-7 при определении N взята разность D^{max} и D^{min}, т.к. симметрично расположенные и равные по величине силы D^{min} не вызывают горизонтальной реакции в колонне.

$$J_в = \frac{в h^3}{12} = \frac{0,6.0,6^3}{12} = 10,8.10^{-3}\ м^4;$$

$$J_р = \frac{в h^3}{12} = \frac{0,6.0,4^3}{12} = 3,2.10^{-3}\ м4;$$

$$\delta_н = \frac{13,05^3}{3.3,5.10^6.1,35.10^{-3}}\left[\left(\frac{5,1}{13,05}\right)^3 \cdot \frac{1,35.10^{-3}}{10,8.10^{-3}} + \frac{1}{8.7^2} + \right.$$

$$\left. + \frac{(7-1)0,55}{2,7^2.13,05} \cdot \frac{1,35.10^{-3}}{3,2.10^{-3}} + \frac{0,3^2}{8.0,55^2}\left(\frac{5.1^2}{13,05^2} + \frac{5,1}{13,05} + 0,32\right)\right] =$$

$$= 0,68.10^{-2}\ м/т.$$

Для колонн по осям Б,В

$$J_и = \frac{0,6.0,35^3}{12} = 2,14.10^{-3}\ м4;$$

$$J_в = \frac{0,6.0,7^3}{12} = 17,1.10^{-4}\ м4;$$

$$J_р = \frac{0,6.0,4^3}{12} = 3,2.10^{-3}\ м4;$$

$$\delta_в = \frac{13,05^3}{3.3,5.10^6.2,14.10^3}\left[\left(\frac{5,1}{13,05}\right)^3 \times \frac{2,14.10^{-3}}{17,1.10^{-3}} + \frac{1}{8,6^2} + \right.$$

$$+ \frac{(6-1)0,775}{2,6^2.13,05} \times \frac{2,14.10^{-3}}{3,2.10^{-3}} + \frac{0,35^2}{8.0,775^2} \times$$

$$\left. \times\left(\frac{5,1^2}{13,05^2} + \frac{5,1}{13,05} + 0,32\right)\right] = 0,354.10^{-2}\ м/т.$$

Величины реакций r вычислены в табл. 5.

Таблица 5

Колонны по оси	$\delta_н$, м/т	$r = \frac{1}{\delta_н}$, т/м
А, Г	$0,68.10^{-2}$	147
Б, В	$0,354.10^{-2}$	282

Единичная реакция верха поперечной рамы равна сумме реакций колонн этой рамы

$$r_i = 2.147+2.282=858 \text{ т/м}.$$

3. Горизонтальная реакция R_N^o верхней неподвижной опоры колонны в плоскости X от вертикальной крановой нагрузки N, приложенной в месте ступени колонны, определяется по формуле:

$$R_N^o = -\frac{\delta_{iN}}{\delta_{ii}}, \quad \text{где}$$

δ_{iN} - горизонтальное смещение верха свободно стоящей двухветвевой колонны в плоскости X от вертикальной силы N, приложенной в месте ступени колонны.

$$\delta_{iN} = \pm \frac{H_H^3}{3E_b J_H} \cdot \frac{0,75}{1+\frac{12 \cdot e_1^2}{h^2}} \cdot \frac{2H_B+H_H}{H_H^2} e_0 N, \text{ где}$$

e_0 - эксцентриситет вертикальной силы N относительно оси нижней части колонны, принимаемый со знаком "плюс" при расположении силы N справа от оси нижней части колонны.

Для колонн по осям А, Г:

$$\delta_{iN} = \pm \frac{13,05^3}{3.3,5.10^6.1,35.10^{-3}} \times \frac{0,75}{1+\frac{12.0,55^2}{0,3^2}} \times \frac{2.5,1+13,05}{13,05^2} \times$$

$$\times (\pm 0,3) N = \pm 1,167.10^{-4} N \text{ м/т}.$$

Для колонн по осям Б,В:

$$\delta_{iN} = \pm \frac{13,05^3}{3.3,5.10^6.2,14.10^{-3}} \times \frac{0,75}{1+\frac{12.0,775^2}{0,35^2}} \times \frac{2,5,1+13,05}{13,05^2} \times$$

$$\times (\pm 0,75) N = \pm 1,27.10^{-4} N \text{ м/т}.$$

Величины реакций R^o вычислены в табл. 6

Таблица 6

Колонны по оси	δ_{11}, м/т	δ_{1N}, м/т	$R_N^0 = \frac{\delta_{1N}}{\delta_{11}}$,	R_{1N}^0 при $N=1$ т, т
А	$0{,}68 \cdot 10^{-2}$	$1{,}167 \cdot 10^{-4} N$	$-1{,}72 \cdot 10^{-2} N$	-0,017
Б,В	$0{,}354 \cdot 10^{-2}$	$\pm 1{,}27 \cdot 10^{-4} N$	$\pm 3{,}6 \cdot 10^{-2} N$	$\pm$0,036
Г	$0{,}68 \cdot 10^{-2}$	$-1{,}167 \cdot 10^{-4} N$	$1{,}72 \cdot 10^{-2} N$	0,017

4. Горизонтальная реакция R_T^0 верхней неподвижной опоры колонны в плоскости X от горизонтальной силы T поперечного торможения кранов определяется по формуле

$$R_T^0 = -\frac{\delta_{1T}}{\delta_{11}}$$, где

δ_{1T} – горизонтальное смещение верха свободно стоящей двухветвевой колонны в плоскости X от горизонтальной силы T торможения тележек кранов, приложенной к надкрановой части колонны на расстоянии a от ступени.

$$\delta_{1T} = \frac{TH_H^3}{3E_6 \cdot J_1}\left[\frac{1}{3n_1^2} + \frac{(n_1-1)e_1}{2n_1^2 \cdot H_H} \cdot \frac{J_1}{J_2} + \frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{aH_B}{H_H^2} + \frac{H_B+a}{2H_H} + 0{,}32\right)\right], \text{ где}$$

T – горизонтальная сила торможения тележки крана, принимаемая со знаком "плюс" при направлении слева направо.

Для колонны по осям А,Г:

$$\delta_{1T} = \frac{T \cdot 13{,}05^3}{3.3{,}5 \cdot 10^6 \cdot 1{,}35 \cdot 10^{-3}} \cdot \left[\frac{1}{8{,}7^2} + \frac{1{,}35 \cdot 10^{-3}}{3{,}2 \cdot 10^{-3}} \times \right.$$

$$\left. \times \frac{(7-1)\,0{,}55}{2.7^2 \cdot 13{,}05} + \frac{0{,}8^2}{8 \cdot 0{,}55^2}\left(\frac{1{,}4.5{,}1}{13{,}05^2} + \frac{5{,}1+1{,}4}{2.13{,}05} + 0{,}32\right)\right] =$$

$$= 42 \cdot 10^{-4}\ \text{т.м}.$$

12793

Для колонн по осям В,Б:

$$\delta_{1T} = \frac{T.13,05^3}{3.3,5.10^6.2,14.10^{-3}}\left[\frac{1}{8.6^2} + \frac{(6-1)\,0,775}{2.6^2.13,05}\right. \times$$

$$\left. \times \frac{2,14.10^{-3}}{3,2.10^{-3}} + \frac{0,35^2}{8.0,775^2}\left(\frac{1,4.5,1}{13,05^2} + \frac{5,1+1,4}{2.13,05} + 0,32\right)\right] =$$

$$= 21,4.10^{-4}\ T\ м.$$

Величина реакций R_T^o вычислена в табл. 7.

Таблица 7

Колонны по оси	δ_{11}, м/т	δ_{1T}, м	$R_T^o = -\frac{\delta_{1T}}{\delta_{11}}$,	R_{1T} при $T=1$ т
А, Г	$0,68.10^{-2}$	$42,0.10^{-4}T$	$-62,0.10^{-2}.T$	-0,62
Б, В	$0,354.10^{-2}$	$21,4.10^{-4}T$	$-60,5.10^{-2}.T$	-0,61

5. Определение суммарной горизонтальной реакции ΣR^o верха каркаса в плоскости X, считая его неподвижно закрепленным, приведено в табл. 8.

Суммарная горизонтальная реакция ΣR^o равна нулю, т.е. поступательного смещения каркаса не будет и, следовательно, в формуле для определения реакции верхе поперечных рам (см. ф-лу 3) второе слагаемое равно нулю.

Таблица 8

Координаты колонн	R^{o}_{iN},* т	N, т	$R^{o}_{N}=R^{o}_{iN}\cdot N$, т	R^{o}_{iT}, т	T,** т	$R^{o}_{T}=R^{o}_{iT}\cdot T$, т	$R^{o}=R^{o}_{N}+R^{o}_{T}$, т	$\sum R^{o}=\sum(R^{o}_{N}+R^{o}_{T})$, т
А-1,2,3, 6,7 Б-1,2,3 В-1,2,3 Г-1,2,3, 4,5	-	0	0	-	0	0	0	0
А-4	-0,017	8,05	-0,137	-0,62			-0,137	
А-5		28,80	-0,490				-0,490	
Б-4	0,036	15,20	0,546		-0,90	0,550	1,096	
Б-5		54,20	1,950		-3,20	1,950	3,900	
Б-6	0,036	83,00	-2,980		3,20	-1,950	1,930	
Б-7		23,20	-0,835		0,90	-0,550	-1,385	
В-4	0,036	23,20	0,835	-0,61			0,835	
В-5		83,00	2,980				2,980	
В-6	0,036	54,20	-1,950		0	0	-1,950	
В-7		15,20	-0,546				-0,546	
Г-6	0,017	28,80	+0,490	-0,62			0,490	
Г-7		8,05	0,137				0,137	

х/ Знак "плюс" для R^{o}_{N} принимается при расположении силы N слева от оси нижней части колонны.

хх/ Знак "плюс" для Т принимается при направлении силы Т слева направо (рис. 15, 16).

6. Определение реактивного момента в фиктивной заделке верха каркаса, расположенной в центре жесткости, т.е. на пересечении продольной и поперечной оси каркаса, производится по формуле:

$$M_{кр} = -\Sigma R_i^{\circ} \cdot \ell_i$$, где

R_i° - реакция верхней неподвижной опоры колонны от действия сил N_i и T_i; ℓ_i - расстояние от оси i-ой колонны до оси X (см. табл. 9).

Таблица 9

Координаты колонн	$R^{\circ} = R_N^{\circ} + R_T^{\circ}$, т	ℓ_i, м	$M_i = R^{\circ}\ell_i$, тм	$M_{кр} = -\Sigma R_i^{\circ}\ell_i$, тм
А-I,2,3,6,7 Б-I,2,3 В-I,2,3 Г-I,2,3,4,5	0	—	0	
А-4	-0,137	0	0	
А-5	-0,490	12,0	-5,9	
Б-4	I,096	0	0	
Б-5	3,900	12,0	47,0	
Б-6	-4,930	24,0	-118,0	140,8
Б-7	-I,385	36,0	-50,0	
В-4	0,835	0	0	
В-5	2,980	12,0	35,8	
В-6	-I,950	24,0	-46,8	
В-7	-0,546	36,0	-19,6	
Г-6	0,490	24,0	11,8	
Г-7	0,137	36,0	4,9	

7. Определение реакции верха продольных рам.

Расчетная схема и основная система продольной рамы по крайним рядам колонн приведены на рис. 18.
Расчет производится методом сил. Жесткость стойки равна суммарной жесткости всех колонн ряда в плоскости $У$.
Сечение подкоса равно сумме площадей сечений обоих раскосов связей. После составления и решения канонического уравнения находится неизвестное X, после чего строятся эпюры моментов и продольных сил и находится смещение верха рамы. Реакция рамы находится как величина обратная смещению верха рамы. Для продольных рам по крайним рядам эта реакция равна $r_{А,Г}$=895 т/м.

Расчетная схема и основная система продольной рамы по средним рядам колонн приведена на рис. 19.
Расчет производится методом сил. Жесткость стойки равна суммарной жесткости всех колонн ряда в плоскости $У$. Расчет производится так же, как для рам по крайним рядам. Реакция верха рамы равна $r_{Б,В}$=720 т/м.

8. Угол поворота диска покрытия φ определяется по формуле:

$$\varphi = \frac{M_{кр}}{\sum_{i=1}^{n} r_i l_i^2 + \sum_{j=1}^{n} r_j l_j^2},$$

где r_i, r_j - реакции верха соответственно поперечной и продольной рамы;

l_i, l_j - расстояние от $i^{ой}$ или $j^{ой}$ рамы до оси соответственно X или $У$.

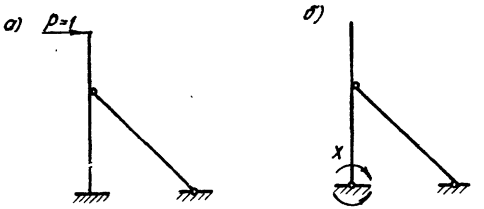


Рис. 18. Расчетная схема (а) и основная система (б) продольной рамы по крайним рядам.

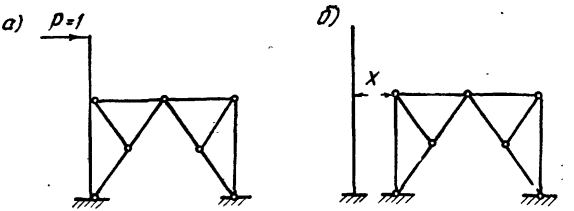


Рис. 19. Расчетная схема (а) и основная система (б) продольной рамы по средним рядам.

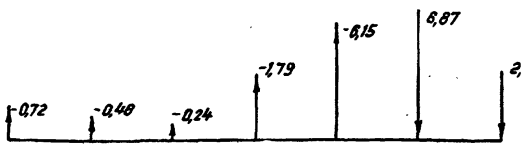


Рис. 20. Схема горизонтальных нагрузок $Q_к$ на диск покрытия.

Цифр
Экз-лист
Инв. №
Гл. инж. пр. Рук. группы Ц. а. инж.
Назеленко Шелапутина Кузнецова
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ Москва

$$\varphi = \frac{140{,}8}{2.858\,(36^2+24^2+12^2) + 2.895 \cdot 36^2 + 2.720 \cdot 12^2} =$$

$$= \frac{140{,}8}{5{,}99 \cdot 10^6} = 0{,}235 \cdot 10^{-4} \text{ рад.}$$

9. Реакция верха поперечных рам определяется по формуле (3).

$$R_к = R_к^{\circ} - r_к \cdot \ell_в \cdot \varphi \text{ , где}$$

$R_к^{\circ}$ равно сумме реакций R° для колонн данной рамы.

Вычисления реакций $R_к^{\circ}$ приведены в табл.10, $R_к$ - в табл.11.

Таблица 10

Ось поперечной рамы	Реакция верха колонны $R_{вт}^{\circ}$ по ряду				$R_к^{\circ} = \Sigma R^{\circ}$
	А	Б	В	Г	т
1,2,3	0	0	0	0	0
4	-0,187	1,096	0,835	0	1,744
5	-0,490	3,900	2,980	0	6,390
6	0	-4,980	-1,950	0,49	-6,390
7	0	-1,385	-0,546	0,187	-1,744

Таблица 11

Ось поперечной рамы	R_k^0, т	ℓ_k, м	$\gamma_k \ell_k \varphi = 210 \cdot \ell_k$, т	$R_k = R_k^0 - \gamma_k \ell_k \varphi$, т	$Q_k = -R_k$ (рис. 20), т
I	0	-36	-0,72	0,72	-0,72
2	0	-24	-0,48	0,48	-0,48
3	0	-12	-0,24	0,24	-0,24
4	I,794	0	0	I,794	-I,794
5	6,39	I2	0,24	6,I5	-6,I5
6	-6,39	24	0,48	-6,87	6,87
7	I,794	36	0,72	-2,5I4	2,5I4

I0. Максимальная поперечная сила $T_{гор}$ на одну плиту равна:

$$T_{гор} = \frac{Q_k^{max}}{m} = \frac{6,37}{12} = 0,58 \text{ т},$$

где m – количество плит в покрытии в месте действия силы Q_k^{max}.

Пример определения горизонтальной поперечной силы в диске покрытия от ветровой нагрузки

Дано. Одноэтажное двухпролетное бескрановое здание. Схема каркаса здания приведена на рис.2I.

Покрытие из сборных железобетонных плит размером 3х6 м. В каждом пролете фонари шириной I2 м.

Характеристики колонн каркаса приведены в табл.I2 и на рис.22.

Таблица I2

Колонны по оси	Марка бетона	$E_б$, т/м2	H, м	$H_в$, м	$H_н$, м	b, м	h, м	$h_в$, м	$h_н$, м	$h_р$, м	e_1, м
А,В	300	$3,15 \cdot 10^6$	I8I5	4,70	I3,45	0,5	0,25	0,6	I,3	0,4	0,525
Б	300	$3,15 \cdot 10^6$	I8I5	5,70	I3,05	0,6	0,30	0,6	I,4	0,4	0,550

Здание расположено в IУ географическом района ветровых нагрузок. Расчетная ветровая нагрузка с надколонной части здания приложена в уровне верха колонн и равна

W = 6,72 т на промежуточную поперечную раму и $0,5W$ = 3,36 т на торцевую поперечную раму.

Расчетные равномерно распределенные по высоте колонн ветровые нагрузки равны:

$q_{напор}$ = I,2.0,8.55,6 = 3I7 кг/м.п. = 0,3I7 т/м.п;

$q_{отсос}$ = I,2.0,6.55,6 = 237 кг/м.п. = 0,237 т/м.п,

Увеличение распределенной ветровой нагрузки на колонны, начиная с высоты I0 м, условно учтено путем соответствующего увеличения силы W.

Требуется определить максимальную горизонтальную поперечную силу, передающуюся со стропильной конструкции на одну плиту.

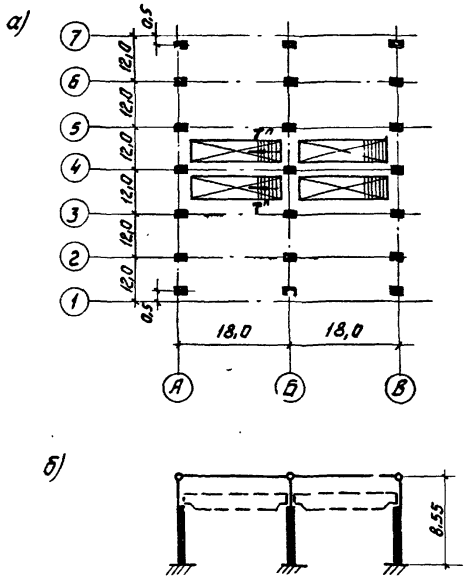
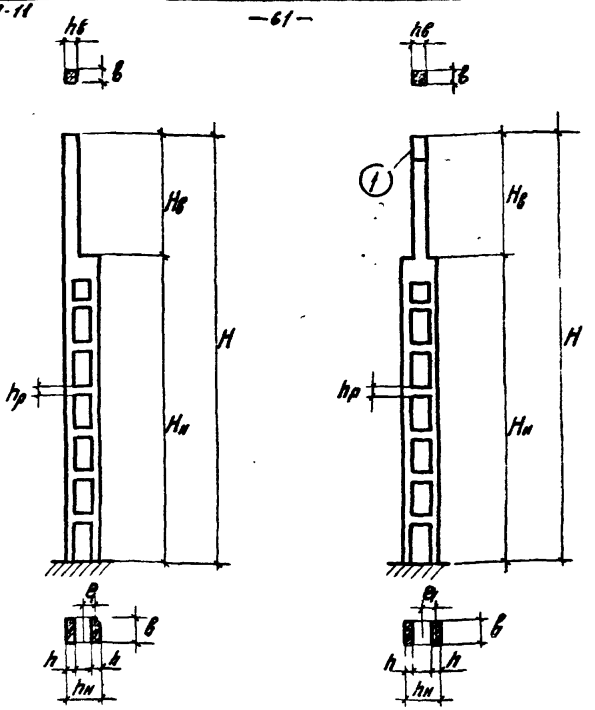


Рис. 24. Схема каркаса здания
а) план колонн с расположением кранов,
б) расчетная схема поперечной рамы.

Шифр
Ка-лист
Б. №
Рук. группы
И. о. инж
Шелапутина
Кузнецова
Москва



Колонны по осям А, В Колонны по оси Б

Рис. 22. Условные обозначения геометрических размеров колонн.

(1) - Опорная часть подстропильной конструкции, рассматривается при расчете как продолжение колонны.

РАСЧЕТ

Поперечные рамы по осям I,3, 5,7 , 9, II,I3 считаются основными, по осям 2,4,6,8,I0,I2 - промежуточными.

I. Горизонтальная реакция z верхней шарнирной опоры колонны при ее единичном смещении в плоскости поперечной рамы определяется по формуле:

$$z = \frac{1}{\delta_{11}} \quad , \qquad \text{где}$$

δ_{11} - горизонтальное смещение верха свободно стоящей двухветвевой колонны в плоскости поперечной рамы от действия на него единичной горизонтальной силы.

$$\delta_{11} = \frac{H_н^3}{3E_б \cdot J_ц}\left[\left(\frac{H_в}{H_н}\right)^3 \frac{J_ц}{J_в} + \frac{1}{8n_1^2} + \frac{(n_1-1)e_1}{2n_1^2 H_н}\cdot\frac{J_ц}{J_р} + \frac{h^2}{8e_1^2}\left(\frac{H_в^2}{H_н^2}+\frac{H_в}{H_н}+0{,}32\right)\right],$$

где

$J_ц$ - момент инерции ветви колонны; $J_в$ - момент инерции верхней части колонны; $J_р$ - момент инерции рядовой распорки; n_1 - число панелей двухветвевой части колонны.

Для колонн по осям А,В:

$$\delta_{11} = \frac{13{,}45^3}{3.0{,}315.10^7.6{,}51.10^{-4}}\left[\left(\frac{4{,}7}{13{,}45}\right)^3\cdot\frac{6{,}51.10^{-4}}{90.10^{-4}}+\frac{1}{8.7^2}\right.$$

$$+\frac{(7-1).0{,}525}{2.7^2.13{,}45}\times\frac{6{,}51.10^{-4}}{26{,}6.10^{-4}}+\frac{0{,}25^2}{8.0{,}525^2}\left(\frac{4{,}7^2}{13{,}45^2}+\frac{4{,}7}{13{,}45}+\right.$$

$$\left.\left.+0{,}32\right)\right] = 1{,}13.10^{-2} \text{ м/т};$$

$$J_ц = \frac{bh^3}{12} = \frac{0{,}5.0{,}25^3}{12} = 6{,}51.10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$J_в = \frac{b h_в^3}{12} = \frac{0,5.0,6^3}{12} = 90,0.10^{-4} м^4;$$

$$J_р = \frac{b h_р^3}{12} = \frac{0,5.0,4^3}{12} = 26,6.10^{-4} м^4.$$

Для колонн по оси Б:

$$\delta''_{II} = \frac{13,05^3}{3.0,315.10^7.13,5.10^{-4}} \left[\left(\frac{5,1}{13,05}\right)^3 \cdot \frac{13,5.10^{-4}}{108.10^{-4}} + \frac{1}{8.7^2} + \right.$$

$$+ \frac{(7-1)\,0,55}{2.7^2.13,05} \times \frac{13,5.10^{-4}}{32.10^{-4}} + \frac{0,3^2}{8.0,55^2} \left(\frac{5,1^2}{13,05^2} + \frac{5,1}{13,05} + \right.$$

$$\left. \left. + 0,32\right)\right] = 0,75.10^{-2} \text{ м/т};$$

$$J_н = \frac{0,6.0,3^3}{12} = 13,5.10^{-4} м^4;$$

$$J_в = \frac{0,6.0,6^3}{12} = 108.10^{-4} м^4;$$

$$J_р = \frac{0,6.0,4^3}{12} = 32.10^{-4} м^4.$$

Величины реакций r вычислены в табл. 13

Таблица 13

Колонны по оси	δ''_{II}, м/т	$r = \frac{1}{\delta''_{II}}$, т/м
А, В	$1,13.10^{-2}$	88,5
Б	$0,75.10^{-2}$	133,0

Единичная реакция верха поперечной рамы r_i равна сумме единичных реакций верха колонн этой рамы.

Для основных рам реакция равна:

$$r_i = 2.88,5+133,0 = 310 \text{ т/м};$$

для промежуточных рам:

$$r_i = 2.88,5 = 177 \text{ т/м}.$$

2. Горизонтальная реакция R_q^o верхней неподвижной опоры колонны от равномерно распределенной ветровой нагрузки q определяется по формуле:

$$R_q^o = -\frac{\delta_{1q}}{\delta_{11}}$$, где

δ_{1q} – горизонтальное смещение верха свободно стоящей двухветвевой колонны от равномерно распределенной по высоте колонны нагрузки.

$$\delta_{1q} = \frac{q H_н^3}{3E_б \cdot J_ч}\left\{\left(\frac{H_в}{H_н}\right)^3 \cdot \frac{3H_в}{8} \cdot \frac{J_ч}{J_в} + \frac{H_в h^2}{16 c_1^2}\left[\left(\frac{H_в}{H_н}\right)^2 + \frac{7H_в}{6H_н} + \frac{5}{6} + \frac{1}{4}\frac{H_н}{H_в}\right] + \right.$$
$$\left. + \frac{H_в + 0,5H_н}{8n_1^2} + \frac{(n_1-1)c_1}{2n_1^2}\left(\frac{H_в}{H_н} + \frac{1}{2n_1} + \frac{1}{2}\right)\frac{J_ч}{J_р}\right\}.$$

Для колонн по осям А,В:

$$\delta_{1q} = \frac{q \cdot 13,45^3}{3.0,315.10^7.6,51.10^{-4}}\left\{\left(\frac{4,7}{13,45}\right)^3 \cdot \frac{3.4,7}{8} \times \frac{6,51.10^{-4}}{90.10^{-4}} + \right.$$
$$+ \frac{4,7.0,25^2}{16.0,525^2}\left[\left(\frac{4,7}{13,45}\right)^2 + \frac{7.4,7}{6,13,45} + \frac{5}{6} + \frac{1}{4}\cdot\frac{13,45}{4,7}\right] +$$
$$+ \frac{4,7+0,5.13,45}{8,7^2} + \frac{(7-1)\,0,525}{2,7^2}\left(\frac{4,7}{13,45} + \frac{1}{2,7} + \frac{1}{2}\right) \times$$
$$\left. \times \frac{6,51.10^{-4}}{26,6.10^{-4}}\right\} = q\,0,394.17,979.10^2 = 7,08.10^{-2} q \quad м/т.$$

Величины реакций R_q^o вычислены в табл. I4.

Таблица I4

Координаты колонн	q, т/м	δ_{iq}, м	δ_{ii}, т/м	$R_q^o = -\frac{\delta_{iq}}{\delta_{ii}}$, т
А-2 ÷ А-I2	0,317	$2,24.10^{-2}$	$I,I3.10^{-2}$	-I,98
А-I, А-I3	$\frac{0,317}{2}$	$I,I2.10^{-2}$		-0,99
В-2 ÷ В-I2	0,287	$I,68.10^{-2}$		-I,48
В-I, В-I3	$\frac{0,287}{2}$	$0,84.10^{-2}$		-0,74

Реакция верхней неподвижной опоры поперечной рамы от ветровой нагрузки равна реакции от ветровой нагрузки в надкольной части здания и сумме реакций верхних неподвижных опор колонн рамы от равномерно распределенной по высоте колонны нагрузки.

Для рам по осям со 2 по I2 реакция равна:

$$R^o = -6,72 - I,98 - I,48 = -I0,I8 \text{ т},$$

для рам по осям I и I8 реакция равна:

$$R^o = 3,36 - 0,99 - 0,74 = -5,09 \text{ т}.$$

5. Суммарная реакция верха каркаса, считая его шарнирно закрепленным, равна $\sum_{i=1}^{n} R_{qi}^o$.

Суммирование производится по всем поперечным рамам каркаса в пределах температурного блока

$$\sum_{1}^{13} R_{qi}^o = -II.I0,I3 - 2.5,09 = -I22,2 \text{ т}.$$

Реакция верха K-ой поперечной рамы определяется по формуле (3):

$$R_K = R_K^o - \sum_{i=1}^{n} R_{qi}^o - \frac{z_K}{\sum_{i=1}^{n} z_i} - z_K \cdot e_K \cdot \varphi .$$

Учитывая, что здесь последний член формулы /3/ равен нулю, реакция $R_к$ для рам по осям 3,5,7,9,II равна:

$$R_к = -10{,}18 - /-122{,}2/ \frac{310}{7.310+6.177} = 1{,}6 \text{ т};$$

для рам по осям I и I3:

$$R_к = -5{,}09 - /-122{,}2/ \frac{310}{7.310+6.177} = +6{,}5 \text{ т};$$

для рам по осям 2,4,6,8,I0,I2:

$$R_к = -10.18 - /-122{,}2/ \frac{177}{7.310+6.177} = -3{,}5 \text{ т}.$$

4. Схема горизонтальных нагрузок $Q_к = -R_к$ на диск покрытия приведена на рис.23.

Максимальная поперечная сила $T_{гор}$ на одну плиту равна:

$$T_{гор} = \frac{Q_к^{max}}{m} = \frac{6{,}5}{8} = 0{,}82 \text{ т, где}$$

m - количество плит в покрытии в месте действия силы $Q_к^{max}$.

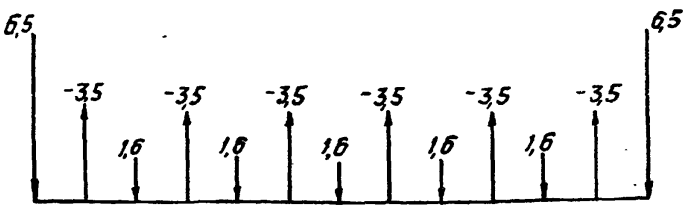


Рис.23. Схема горизонтальных нагрузок на диск покрытия.

Пример определения усилий в сварных соединениях плит с несущими конструкциями, обусловленных наличием изгибающего момента в диске покрытия.

Дано. Одноэтажное двухпролетное здание. Краны тяжелого режима работы грузоподъемностью 20/5 т по ГОСТ 3332-54. Схема каркаса здания приведена на рис.24.

Покрытие из сборных железобетонных плит размером 3x12 м. В каждом пролете фонари шириной 6 м.

Колонны железобетонные. Характеристики колонн и места приложения к ним крановых нагрузок приведены в табл. 15 и на рис.25.

Таблица 15

Колонны по оси	Марка бетона	$E_б$, т/м2	H, м	$H_в$, м	$H_н$, м	b, м	h, м	$h_в$, м
А, В	200	$2{,}65 \cdot 10^6$	8,55	3,8	4,75	0,5	0,8	0,6
Б	300	$3{,}15 \cdot 10^6$	8,55	3,8	4,75	0,5	0,8	0,6

Требуется найти максимальный изгибающий момент в диске покрытия от крановой нагрузки, определить усилия в сварных соединениях плит с несущими конструкциями от действия этого момента и проверить возможность восприятия этих усилий сварными соединениями.

Р а с ч е т

Местоположение мостовых кранов принимается согласно указаний п.19 /см.рис.24, 26/.

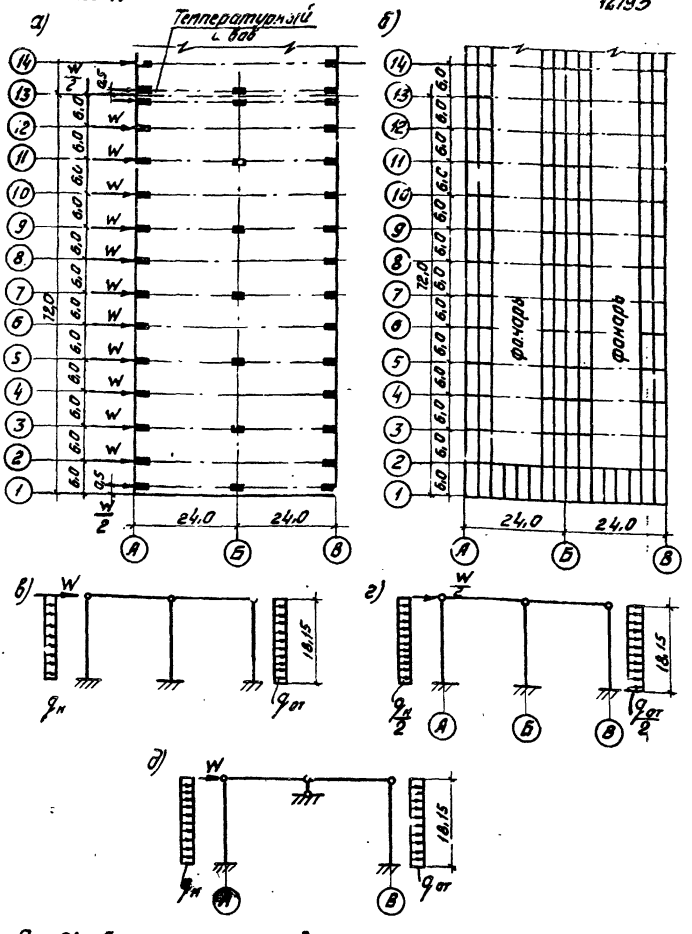


Рис.21. Схема каркаса здания и схема приложения ветровых нагрузок.
а) план колонн; б) план покрытия; в) расчетная схема поперечной рамы по осям 3,5,7,9,11 (основная рама); г) расчетная схема поперечной рамы по осям 1 и 13 (основная рама); д) расчетная схема поперечной рамы по осям 2,4,6,8,10,12 (промежуточная рама).

Шелапутина
Кузнецова
Рук. группы
И.О. инж.
Москва

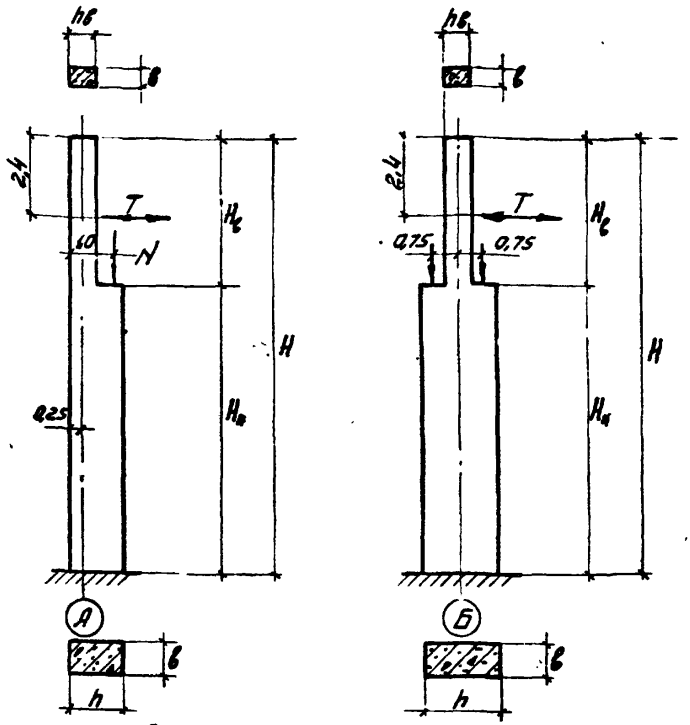


Рис. 25. Условные обозначения геометрических размеров колонн и местоположение крановых нагрузок.

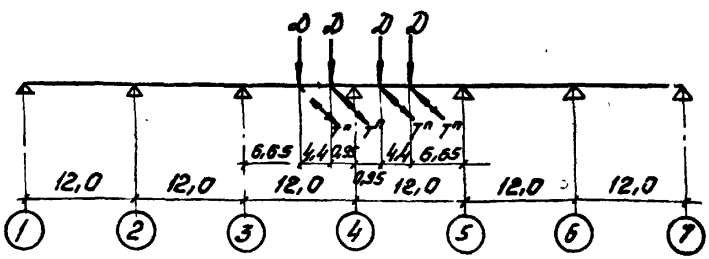


Рис. 26. Расположение крановых нагрузок в продольном направлении.

I. Определение вертикальных N и горизонтальных T нагрузок на колонны от мостовых кранов.

Максимальная нормативная нагрузка от давления колеса крана $D_н^{max}$ принимается по ГОСТ 3332-54. $D_н^{max}$ может также определяться по формуле:

$$D_н^{max} = \left[\frac{(Q+G)(\mathcal{L}_{кр}-a)}{\mathcal{L}_{кр}} + \frac{Q_м}{2}\right]\cdot\frac{1}{n_о}, \qquad \text{где}$$

Q - грузоподъемность крана; G - вес тележки крана; $\mathcal{L}_{кр}$ - пролет крана; a - минимальное расстояние от крюка крана до оси подкрановой балки; $Q_м$ - вес моста крана без тележки; $n_о$ - число колес на одной стороне крана.

$$D_н^{max} = \left[\frac{(20{,}0+9{,}3)}{16{,}5}\cdot\frac{(16{,}5-1{,}15)}{2} + \frac{30{,}0-9{,}3}{2}\right]\cdot\frac{1}{2} = 18{,}7.$$

Максимальная расчетная нагрузка от давления колеса крана равна:

$$D^{max} = K\cdot D_н^{max} = 1{,}2\cdot 18{,}7 = 22{,}5 \text{ т}.$$

Минимальная нормативная нагрузка от давления колеса крана определяется по формуле:

$$D_н^{min} = \frac{Q+Q_м+G}{n_о} - D_н^{max} = \frac{20+(30{,}0-9{,}3)+9{,}3}{2} - 18{,}7 = 6{,}2 \text{ т}.$$

Минимальная расчетная нагрузка от давления колеса крана равна:

$$D^{min} = K\cdot D_н^{min} = 1{,}2\cdot 6{,}2 = 7{,}5 \text{ т}.$$

Нормативная сила поперечного торможения тележки крана определяется по формуле:

$$T_н^{п} = K_п\cdot 0{,}1(Q+G)\frac{1}{n_о}, \qquad \text{где}$$

K_n - коэффициент, принимаемый равным 0,5 при гибком подвесе.

$$T_н^n = 0,5.0,1\ (20+9,3) \times \frac{I}{2} = 0,73 \text{ т.}$$

Расчетная сила поперечного торможения тележки крана равна:

$$T^n = K \cdot T_н^n = 1,2.0,73 = 0,87 \text{ т.}$$

Нагрузки вертикальные N и горизонтальные T на отдельную колонну определяются как реакции в разрезных подкрановых балках по формулам:

$$N = KD \quad и \quad T = K \cdot T^n, \text{ где}$$

K - коэффициент, учитывающий положение в продольном направлении силы D и T^n по отношению к рассматриваемой колонне.

Силы N и T вычислены в табл. I6.

Таблица 16

Координаты колонн	K	D*, т	$N = K \cdot D$, т	$T = K \cdot T^n$, т
А-I,2,6,7 Б-1,2,6,7 и I,2,6,4	-	0	0	0
А-3,А-5	$\frac{0,95+(0,95+4,4)}{I2}=0,525$	$D^{min}=7,5$	0,525.7,5=4,0	0
А-4	$2\ \frac{6,65+(6,65+4,4)}{I2}=2,95$		2,95.7,5=22,I	0
Б-3, Б-5	-0,525	$D^{max}-D^{min}=I5,0$	0,525.I5,0=7,9	$0,525(\pm0,87)=\pm0,46$
Б-4	2,95		2,95.I5,0=44,4	$2,95(\pm0,87)=\pm2,57$
В-3,В-5	0,525	$D^{max}=22,5$	0,525.22,5=II,8	0
В-4	2,95		2,95.22,5=66,4	0

x/ Для среднего ряда колонн при определении D взята разность D^{max} и D^{min}, т.к. симметрично расположенные и равные по величине силы не вызывают горизонтальной реакции в колонне.

2. Горизонтальная реакция r верхней шарнирной опоры колонны при ее единичном смещении определяется по формуле:

$$r = K\frac{E_б J_н}{H^3}$$

Коэффициент K зависит от соотношения жесткостей и длин участков колонны и может приниматься, например, по таблицам, приведенным в "Руководстве по проектированию сборных железобетонных колонн одноэтажных зданий промышленных предприятий" /ЦНИИпромзданий, 1971 г./. Величины реакции r вычислены в табл. 17; при этом $n = \frac{J_в}{J_н}$, $\lambda = \frac{H_в}{H}$.

Таблица 17

Колонны по осям	H, м	$H_в$, м	b, м	h, м	$h_в$, м	$J_в = \frac{bh^3}{12}$, $м^4$	$J_н = \frac{bh^3}{12}$, $м^4$	K	$E_б$, $т/м^2$	$r = K\frac{E_б J_н}{H^3}$, т/м
А,В	8,55	3,8	0,5	0,8	0,6	90.10^{-4}	213.10^{-4}	2,65	$2,65.10^6$	237
Б	8,55	3,8	0,5	0,8	0,6	90.10^{-4}	213.10^{-4}	2,65	$3,15.10^6$	282

Единичная реакция верха поперечной рамы равна сумме реакций колонны этой рамы:

$$r_i = 2.237 + 282 = 756 \text{ т/м}.$$

3. Горизонтальная реакция R_N^o верхней неподвижной опоры колонны в плоскости поперечной рамы от вертикальной крановой нагрузки N определяется по формуле:

$$R_N^o = K\frac{N a_н}{H},$$

где $a_н$ - эксцентриситет вертикальной силы N относительно оси нижней части колонны, принимаемый со знаком "плюс" при расположении силы N слева от оси нижней части колонны;

K - коэффициент, принимаемый по таблицам вышеупомянутого "Руководства".

Величины реакций R_N^o вычислены в табл. I8.

Таблица I8

Колонны по оси	H, м	$H_н$, м	a, м	$\frac{a}{H_н}$	n^*	λ^*	K	$a_н$, м	$R_N^o = K\frac{Na_н}{H}$	R_{1N}^o при N 1 т, т
А	8,55	4,75	4,75	I,0	0,422	0,445	I,069	-0,6	-0,075N	-0,075
Б	8,55	4,75	4,75	I,0	0,422	0,445	I,069	±0,75	±0,093N	±0,093
В	8,55	4,75	4,75	I,0	0,422	0,445	I,069	+0,6	+0,075N	+0,075

х/ Значения n и λ приняты из табл. I7.

4. Горизонтальная реакция R_T^o верхней неподвижной опоры колонны от горизонтальной силы T поперечного торможения кранов определяется по формуле:

$$R_T^o = -KT, \text{ где}$$

K - коэффициент, принимаемый по таблицам вышеупомянутого "Руководства";

T - сила поперечного торможения крана, принимаемая со знаком "плюс" при направлении слева направо.

Величины реакций R_T^o вычислены в табл.19.

Таблица 19

Колонны по оси	a, м	$H_в$, м	$\frac{a}{H_в}$	n^*	λ^*	K	$R_T^o = K \cdot T$	R_{1T}^o при $T = 1_T$,
А,Б,В	2,4	3,8	0,632	0,422	0,445	0,55	-0,55Т	-0,55

*/ Значения n и λ приняты по табл.17.

5. Определение суммарной горизонтальной реакции ΣR_o верха каркаса в плоскости поперечной рамы, считая его неподвижно закрепленным, приведена в табл. 20.

При различных по величине значениях R_{1T}^o /см.табл.19/ для получения максимальной горизонтальной реакции поперечной рамы каркаса сила поперечного торможения кранов передается на колонны с большим значением R_{1T}^o .

Таблица 20

Координаты колонн	R_{1N}^o, т	N, т	$R_N^o = R_{1N}^o \cdot N$, т	R_{1T}^o, т	T, т	$R_T^o = R_{1T}^o \cdot T$, т	$R^o = R_N^o + R_T^o$, т	ΣR_o, т
I	2	3	4	5	6	7	8	9
А-I,2,6,7 Б-I,2,6,7 В-I,2,6,7	-	0	0				0	
А-3		4,0	-0,30		0	0	-0,30	
А-4	-0,075	22,I	-I,66				-I,66	
А-5		4,0	-0,30				-0,30	
Б-3		7,9	0,74	-0,55	-0,46	-0,26	I,00	I2,02^{xx}
Б-4	0,093^x	44,4	4,13		-2,57	I,4I	5,54	
Б-5		7,9	0,74		-0,46	0,26	1,00	

Продолжение табл. 20

I	2	3	4	5	6	7	8	9
В-3		II,8	0,88				0,88	
В-4	0,075	66,4	4,98		0	0	4,98	
В-5		II,8	0,88				0,88	

х/ Принят знак "плюс", т.к. сила N, равная разности D^{max} и D^{min}, приложена слева от оси нижней части колонны.

хх/ При определении реакции R_T^o сила T взята со знаком "минус", чтоы получить максимальное значение реакции ΣR_o .

6. Реакция верха поперечных рам определяется по формуле (3)

$$R_K = R_K^o - \sum_{i=1}^{n} R_i^o \frac{\tau_K}{\sum_{i=1}^{n} \tau_i} - \tau_K e_K \varphi,$$

где в данном случае второе вычитаемое равно нулю.

Вычисления реакций R_K^o приведены в табл. 2I,

R_K - в табл.22, где $\sum_{i=1}^{n} R_i^o$ =I2,02 т/см.табл.20/,

а $\sum_{1}^{7} \tau_i$ =7,756 = 5 300 т/м.

Таблица 2I

Ось рамы	Реакция верха колонны R_o по ряду, т			R_K^o,
	А	Б	В	т
I,2,6,7	0	0	0	0
3,5	-0,30	I,00	0,88	I,58
4	-I,66	5,54	4,98	8,86

Таблица 22

Ось рамы	R_k^0, т	$\sum_1^3 R_i^0 \frac{\gamma_k}{\sum_1^3 \gamma_i}$, т	$R_k^0 - \sum_1^3 R_i \frac{\gamma_k}{\sum_1^3 \gamma_i}$, т	$Q_k = -R_k$, т
I,2,6,7	0		-I,72	I,72
3,5	I,58	I,72	-0,I4	0,I4
4	8,86		7,I4	-7,I4

7. Строится эпюра изгибающих моментов как для балки, загруженной силами Q_k /см.рис.27/. M^{max}=I05 тм.

Усилия N_k в сварных соединениях плит, вызванные моментом M^{max}, определяются по формуле /2/:

$$N_k = \frac{M^{max} \cdot a_k}{2\sum_{i=1}^{n} a_i^2}$$,где

$a_k a_i$ - расстояние соответственно от k-ого и i-ого соединения до продольной оси каркаса.

Максимальное усилие в сварном соединении плиты с несущей конструкцией будет по оси А, т.е. при a_k=I8,0 м:

$$N_k^{max} = \frac{I05 \times I8,0}{2(I8,0^2 + I5,0^2 + 6,0^2 + 3,0^2)} = I,6 \text{ т.}$$

Полученное усилие меньше допустимого для плит длиной I2 м /3,5 т, см.табл. 2/.

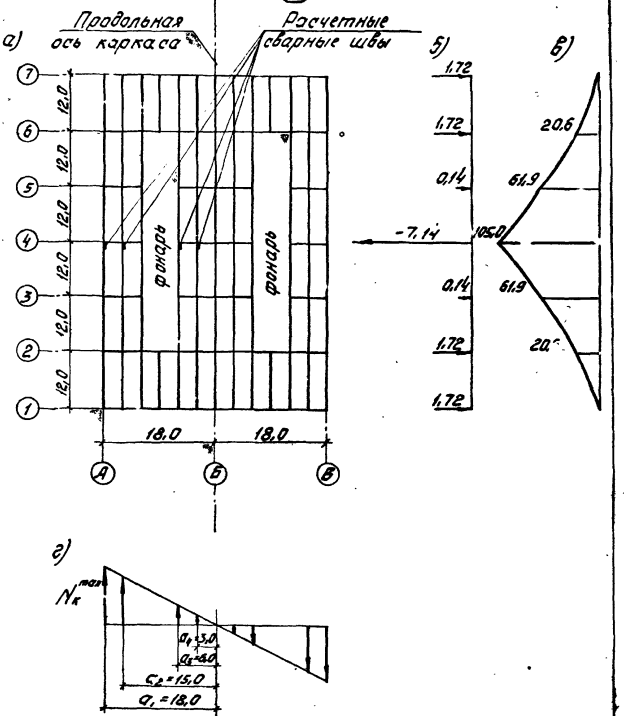


Рис. 27. Схема покрытия (а), схема приложения сил к покрытию (б), эпюра моментов (в) и распределение [illegible] в сварных соединениях плит (г).

gost.e-ecolog.ru