

жду ригелями (рис. 11.17, в). При стенах из блоков можно учесть, что образуются своды (рис. 11.17, г) и, если $h \geq 0,75 l$, то при определении пролетного момента принимать нагрузку с высоты, равной $0,6 l$. Опорные реакции ригеля при этом определяются от полной высоты h кладки над ригелем.

Оконные проемы заполняют, как правило, стальными остекленными переплетами. Переплеты для производственных зданий стандартизованы и применяются обычно вне зависимости от функционального назначения здания (исключение составляют некоторые специальные производства с повышенной агрессивностью среды, особыми требованиями в отношении чистоты внутрицеховой среды и т. п.).

Размеры переплетов и профили, из которых их изготовляют, регламентированы государственными стандартами. На основании этих документов разработаны типовые рабочие чертежи переплетов и механизмов открывания.

Переплеты устанавливают в оконные проемы, номинальные размеры которых должны быть кратными по ширине 1500 или 2000 мм (1, 1,5, 2, 3, 4 и 6 м) и кратными по высоте 1200 мм.

Размеры ворот производственных зданий также стандартизованы. Для автомобильного транспорта размеры проемов приняты 3×3 м, для железнодорожного транспорта — $4,7 \times 5,6$ (большой размер по высоте). Размеры других транспортных проемов решаются индивидуально при проектировании объекта в зависимости от конкретных требований производственного процесса. Ворота имеют жесткий металлический каркас, к которому крепятся обшивка с утеплителем.

Глава 12. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

§ 1. ДЕЙСТВИТЕЛЬНАЯ РАБОТА КАРКАСА ПОД НАГРУЗКОЙ И ПРИБЛИЖЕННЫЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Пространственная многостержневая конструкция каркаса промышленного здания, воспринимающая и передающая на фундаменты все нагрузки и воздействия, при замене ее расчетными схемами расчленяется на плоские системы (поперечные рамы и продольные конструкции). Это приводит к погрешностям в определении усилий, которые при расчете стальных каркасов частично компенсируются приближенным учетом пространственной работы каркаса (см. гл. 12, § 3).

Расчетная схема поперечной рамы (рис. 12.1, а) — это многократно статически неопределимая сквозная система с жесткими узлами. Общепринято при легких фермах пренебрегать жесткостью узлов при определении усилий, считая их шарнирными (рис. 12.1, б). В дальнейшем жесткость узлов учитывается (не полностью) при определении расчетных длин стержней фермы. Исследования действительной работы поперечных рам показали, что такое приближение приводит к очень небольшим погрешностям в величине нормальных сил, действующих в стержнях фермы. Определение усилий в системе (см. рис. 12.1, б) не очень сложно, но уже в самом начале требует знания моментов инерции и площадей сечений всех стержней системы. Поэтому при расчете сквозные колонны и ферма заменяются сплошными эквивалентной жесткости. Полученная расчетная схема в зависимости от конструкции сопряжения ригеля с колонной может быть с жесткими (рис. 12.1, в) или шарнирными (рис. 12.1, г) узлами. При небольших (до $1/8$) уклонах верхнего пояса ферм ригель принимается прямолинейным и располагается в уровне нижнего пояса ферм. При горизонтальных нагрузках и изгибающих моментах можно пренебречь весьма малыми углами поворота верхних узлов рамы, т. е. принять ригель бесконечно жестким (см. рис. 12.1, д, е). Это приближение сокращает число неизвестных (например: при схеме д — одно неизвестное, а при схеме в — три). Приближение не дает

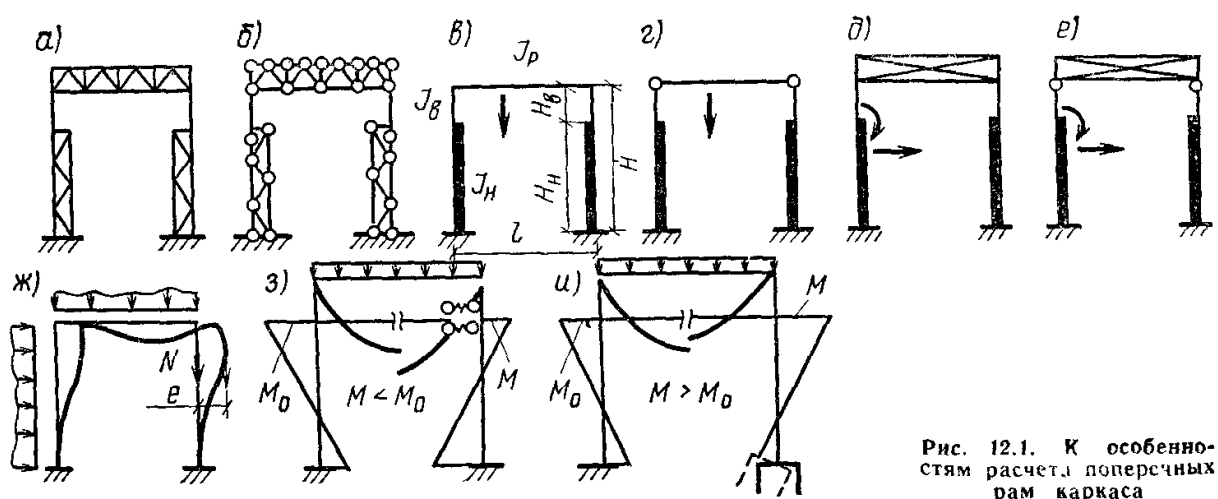


Рис. 12.1. К особенностям расчета поперечных рам каркаса

больших погрешностей, если отношение жесткости ригеля к жесткости стойки достаточно велико:

$$\left. \begin{aligned} k &\geq 6/(1 + 1,1\sqrt{\mu}); \\ k &= I_p H / I_n l; \quad \mu = I_n / I_b - 1, \end{aligned} \right\} \quad (12.1)$$

где I_n , I_b , I_p — моменты инерции нижней, верхней частей колонны и ригеля; l — пролет ригеля; H — высота колонны.

Таким образом, при расчете поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий используются упрощенные расчетные схемы (см. рис. 12.1, в—е), которые резко сокращают трудоемкость расчета и приводят к погрешностям, практически не влияющим на результаты расчета. Однако это возможно только при расчетах определенной конструктивной формы, соответствующей системам традиционных каркасов промышленных зданий.

Действительные усилия в элементах каркаса всегда отличаются от тех, которые определены даже по «точной» расчетной схеме (см. рис. 12.1, а). Это связано, во-первых, с методами расчета, принятыми в строительной механике, а во-вторых, с идеализированными условиями опирания поперечных рам и сопряжений ее элементов.

В настоящее время в строительной механике принят расчет по недеформируемой схеме. Например, если в колонне имеется нормальная сила (рис. 12.1, ж), то дополнительный момент, который возникает при небольшом смещении верхнего узла рамы, при определении усилий не учитывается. Имеются методы расчета систем по деформируемой схеме, при которых система канонических уравнений превращается в систему дифференциальных. Примеры использования этих методов для расчета систем, похожих на расчетные схемы поперечных рам, показали, что при нагрузках, близких к расчетным, использование недеформируемой схемы дает небольшие погрешности.

Значительно сильнее искажают характеры распределения усилий в системе и ее перемещения податливость фланцевых соединений ригеля с колонной (рис. 12.1, з) и поворот фундаментов при нагружении рамы (рис. 12.1, и). Поворот фундаментов уменьшает изгибающие моменты в нижней части колонны (при шарнирном опирании колонны момент равен нулю) и увеличивают в верхней. Податливость крепления ригеля к колонне увеличивает моменты в нижней и уменьшает в верхней части колонны. Имеются методы учета этих обстоятельств действительной работы, которые используются при уточненных проверочных расчетах (особенно при решении вопросов реконструкции промышленных цехов и проектировании усиления конструкций каркаса). При расчете рам новых зданий все обстоятельства действительной работы учитываются косвенно введением коэффициентов условий работы, спецификой определения усилий.

На рис. 12.2 показана конструктивная и расчетная схема однопролетной рамы с жестким защемлением ригеля в ступенчатых колоннах.

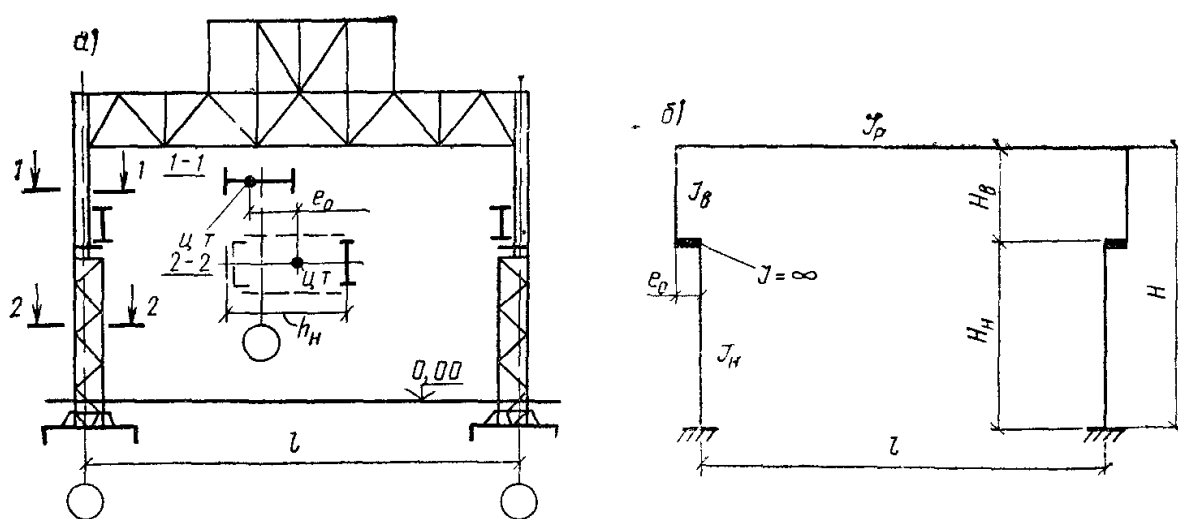


Рис. 12.2. Схемы однопролетной рамы
 а — конструктивная, б — расчетная

Оси стоек в расчетной схеме совпадают с центрами тяжести верхнего и нижнего сечений колонны. В ступенчатых колоннах крайних рядов центры тяжести верхней и нижней части расположены не на одной оси, и поэтому стойка рамы имеет горизонтальный уступ, равный расстоянию между геометрическими осями колонн. Заделка стоек принимается на уровне низа базы, ось ригеля совмещается с нижним поясом стропильной фермы.

Чтобы определить размер уступа колонны, e_0 и моменты инерции сечений нижнего I_n и верхнего I_v участков колонны, а также ригеля I_p , нужно знать их сечения, которые на данной стадии проектирования неизвестны. Поэтому при установлении расчетной схемы рамы используют данные проектирования аналогичных сооружений или делают очень упрощенный предварительный расчет рамы с подбором сечений и на основе этого устанавливают требуемые величины. Такой подход возможен потому, что, как показывают проверочные расчеты, отклонение в соотношениях моментов инерции элементов рамы до 30 % мало сказывается на расчетных усилиях в раме, и только при большей разнице расчет ее нужно проверить заново.

По опыту проектирования производственных зданий известно, что расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны (с несимметричным сечением нижнего участка)

$$e_0 = (0,45 \dots 0,55) h_n - 0,5h_v, \quad (12.2)$$

где h_v и h_n — соответственно высота сечений верхнего и нижнего участков колонны.

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы (а не их абсолютные значения). Эти соотношения обычно можно принимать в пределах

$$I_n/I_v = 5 \dots 10; \quad I_p/I_n = 2 \dots 6.$$

Можно приближенно определить эти соотношения в зависимости от нагрузок и размеров рамы.

Момент инерции горизонтального участка (уступа) колонны принимается равным бесконечности. В многопролетных рамах (см. рис. 12.3, а) средние колонны значительно мощнее крайних, отношения моментов инерции нижнего участка средней колонны $I_{нс}$ и верхнего ее участка $I_{вс}$ к моментам инерции сечений соответствующих участков крайних колонн обычно составляют:

$$I_{нс}/I_v \begin{cases} 10 \dots 30 & \text{— при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;} \\ 20 \dots 60 & \text{— при шаге внутренних колонн, вдвое большем, чем наружных;} \end{cases}$$

$$I_{вс}/I_v \begin{cases} 1,5 \dots 3 & \text{— при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;} \\ 2,5 \dots 7 & \text{— при шаге внутренних колонн, вдвое большем, чем наружных.} \end{cases}$$

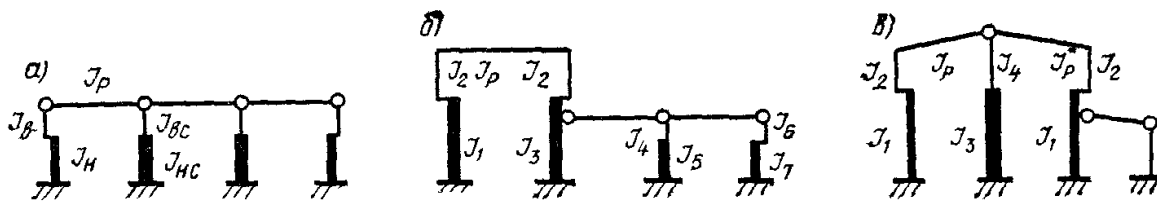


Рис. 12.3. Расчетные схемы многопролетных рам

В рамах сложной конфигурации для определения соотношений моментов инерции приходится делать упрощенный предварительный расчет.

В многопролетных зданиях, как правило, следует применять шарнирное сопряжение ригелей с колоннами (рис. 12.3, а). В зданиях с тяжелым режимом работы и тяжелыми кранами, а также при сложной конфигурации многопролетных рам наиболее высокие пролеты делают с жестким сопряжением с колоннами, а остальные — с шарнирным (рис. 12.3, б, в).

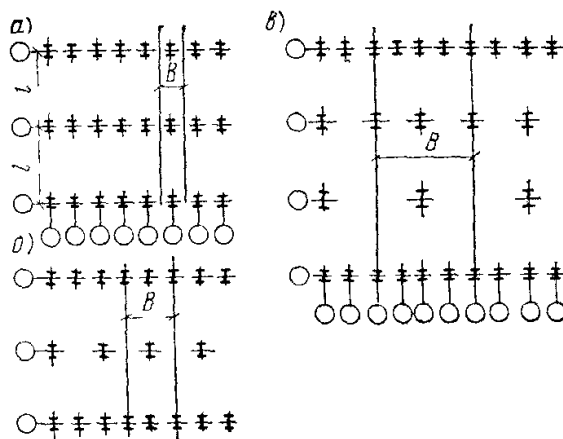


Рис. 12.4. Схемы расчетных блоков (B — ширина блока)

В продольном направлении в расчетную схему рамы включается вырезанная двумя параллельными плоскостями ячейка здания (расчетный блок шириной B). При одинаковом шаге колонн по наружным и внутренним рядам (и в однопролетных зданиях) ширина блока B равна этому шагу (рис. 12.4, а). Если шаг колонн по внутренним рядам постоянный, но больше шага колонн по наружным рядам, то ширина B будет равна шагу колонн по внутренним рядам (рис. 12.4, б). При разных шагах колонн по разным рядам расчетный блок назначается по ряду с наибольшим шагом (рис. 12.4, в).

Расчетные блоки приводятся к плоской расчетной схеме суммированием жесткостей колонн по каждому ряду в пределах расчетного блока и с учетом всех нагрузок, действующих на конструкции в пределах блока.

§ 2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА РАМУ

На поперечную раму цеха действуют постоянные нагрузки — от веса ограждающих и несущих конструкций здания, временные — технологические (от мостовых кранов, подвешенного транспорта, рабочих площадок и т. п.), а также атмосферные (воздействие снега, ветра). В некоторых случаях приходится учитывать особые нагрузки, вызываемые сейсмическими воздействиями, просадкой опор, аварийными нарушениями технологического процесса и др.

1. Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки на ригель рамы обычно принимают равномерными по длине ригеля (рис. 12.5).

Величину расчетной постоянной нагрузки на 1 м^2 покрытия $g_{кр}$ удобно определять в табличной форме (см. пример).

В распределенную поверхностную нагрузку включаются нагрузки от всех слоев кровли, конструкций фермы, фонаря, связей с соответствующими коэффициентами перегрузки. Линейная распределенная нагрузка на ригель собирается с площади A_1 (рис. 12.5).

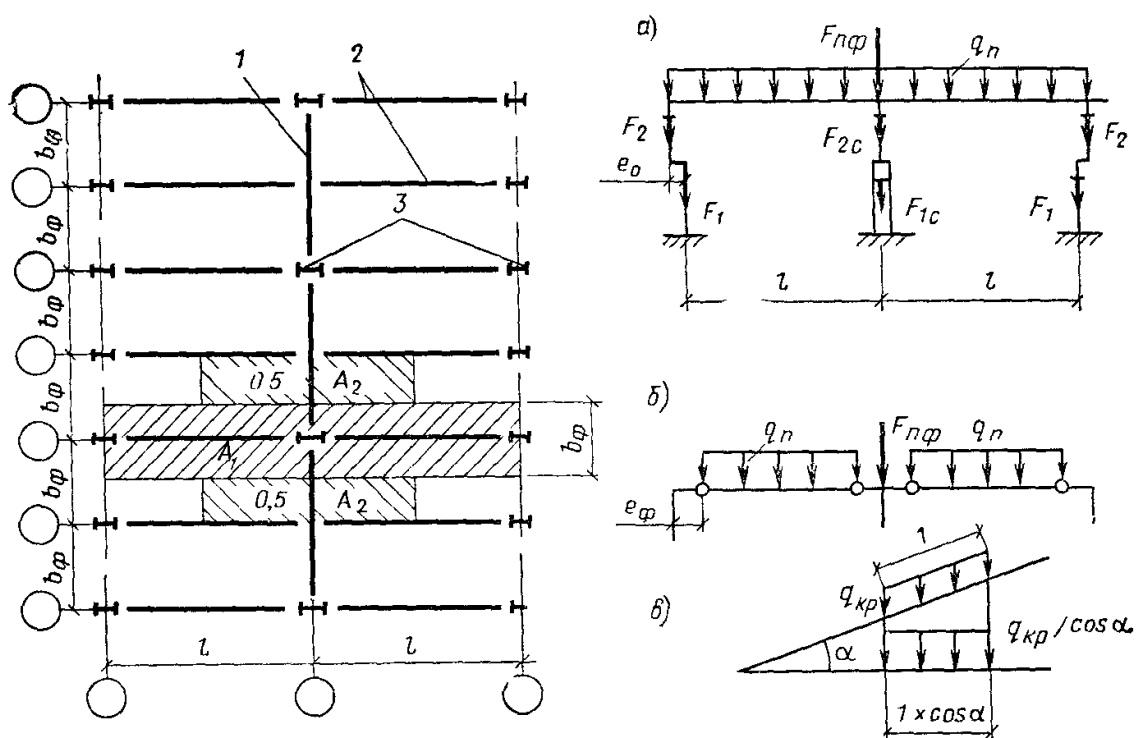


Рис. 12.5 Расчетные схемы рам при расчете на постоянные нагрузки
 1 — подстропильная ферма, 2 — стропильные фермы, 3 — колонны

При подсчете линейной нагрузки на ригель $q_{п}$ (см. рис. 12.5, а, б) нужно спроектировать $q_{кр}$ на горизонтальную поверхность (см. рис. 12.5, в) и собрать с ширины, равной шагу стропильных ферм $b_{ф}$. Таким образом,

$$q_{п} = g_{кр} b_{ф} / \cos \alpha. \quad (12.3)$$

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной нужно учесть внецентренность опирания фермы на колонну (см. рис. 12.5, б), из-за которой возникает сосредоточенный момент, равный произведению опорной реакции фермы на эксцентриситет $e_{ф}$. При наличии подстропильных ферм на колонны передаются еще сосредоточенные силы $F_{пф}$, равные опорным реакциям подстропильных ферм. Сила $F_{пф}$ равна весу покрытия на площади A_2 (рис. 12.5).

Остальные постоянные нагрузки собирают в сосредоточенные силы, условно приложенные к низу подкрановой и надкрановой части колонны по оси сечения. Сила F_1 включает в себя собственный вес нижней части колонны и нагрузку от стен на участке от низа рамы до уступа колонны (если стена не самонесущая); аналогично сила F_2 включает в себя вес верхней части колонны и вес подвесных стен выше уступа; силы $F_{1с}$ и $F_{2с}$ равны весу нижней и верхней частей средней колонны. При этом моменты, возникающие от веса стен, в расчете не учитываются.

Собственная масса конструктивных элементов стальных каркасов производственных зданий может быть ориентировочно определена по табл. 12.1, составленной на основе анализа запроектированных зданий.

Таблица 12.1. Расход стали на производственные здания общего назначения

Грузоподъемность мостовых кранов, т	Расход стали, кг/м ² здания			
	шатер	колонны	подкрановые балки	всего
До 100	30—45	25—60	20—60	80—150
125—250	30—45	55—90	40—100	140—250
Двухъярусное расположение кранов	30—45	80—100	70—160	220—300

Собственный вес подкрановых балок (и полезная нагрузка на тормозных площадках) обычно условно учитываются при подсчете временных нагрузок от мостовых кранов.

2. Временные нагрузки

Нагрузки от мостовых кранов. При движении колеса мостового крана на крановый рельс передаются силы трех направлений (рис. 12.6, а).

Вертикальная сила F_k зависит от веса крана, веса груза на крюке крана, положения тележки на крановом мосту. Сила F_k динамическая, так как из-за ударов колеса о рельс, рывков при подъеме груза возникают вертикальные инерционные силы, суммирующиеся со статической составляющей. У мостовых кранов не менее четырех колес, и, следовательно, опирание крана на рельсы статически неопределимо. При движении крана происходит перераспределение вертикальных сил между колесами, движущимися по рельсу с одной стороны крана. Динамические воздействия колес крана, а также перераспределение усилий между колесами с одной стороны крана учитываются при расчете подкрановых балок (см. гл. 15, § 1), а при расчете рам вертикальная составляющая считается квазистатической и одинаковой для всех колес с одной стороны крана (небольшая разница может быть за счет смещения центра тяжести механизмов передвижения и кабины). Наибольшее вертикальное нормативное усилие F_{kmax} определяется при крайнем положении тележки крана на мосту с грузом на крюке крана, масса которого равна грузоподъемности крана Q (рис. 12.6, б). F_{kmax} указана в стандартах на краны (см. прил. 1) или в паспортах кранов.

Горизонтальная сила T_k , расположенная в плоскости поперечной рамы, возникает из-за перекосов крана, торможения тележки, распирающего воздействия колес при движении по рельсам, расстояние между которыми несколько меньше пролета крана и т. п. Нормативное значение силы T_k^H , передаваемой на поперечную раму, определяется по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \text{для кранов с гибким подвесом груза} \\ T_k^H = 0,05 (9,8Q + G_T)/n_0; \\ \text{то же, с жестким} \\ T_k^H = 0,1 (9,8Q + G_T)/n_0, \end{array} \right\} \quad (12.4)$$

где Q — номинальная грузоподъемность крана, т; G_T — вес тележки, кН, n_0 — число колес с одной стороны крана.

Сила T может быть направлена внутрь пролета или из пролета и приложена к любому ряду колонн.

Продольная сила $F_{кп}$ возникает от трения колес о рельс и от сил торможения крана. Нормативная сила, направленная вдоль пути, принимается равной 0,1 нормативной вертикальной нагрузки на тормозные колеса крана рассматриваемой стороны крана (обычно половина колес с каждой стороны крана — тормозные).

Для крановой нагрузки установлен коэффициент перегрузки (надежности по нагрузке) $n = 1,1$.

Вертикальная нагрузка на подкрановые балки и колонны определяется от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов (при любом числе кранов на одном ярусе пролета). В многопролетных цехах в одном створе рассматривается воздействие не более четырех кранов (по 2 в разных пролетах). Горизонтальная нагрузка учитывается не более чем от двух кранов, расположенных на одних путях или в разных пролетах. Эти условности связаны с тем, что вероятность совпадения нормативных нагрузок от нескольких кранов очень мала. Вероятность

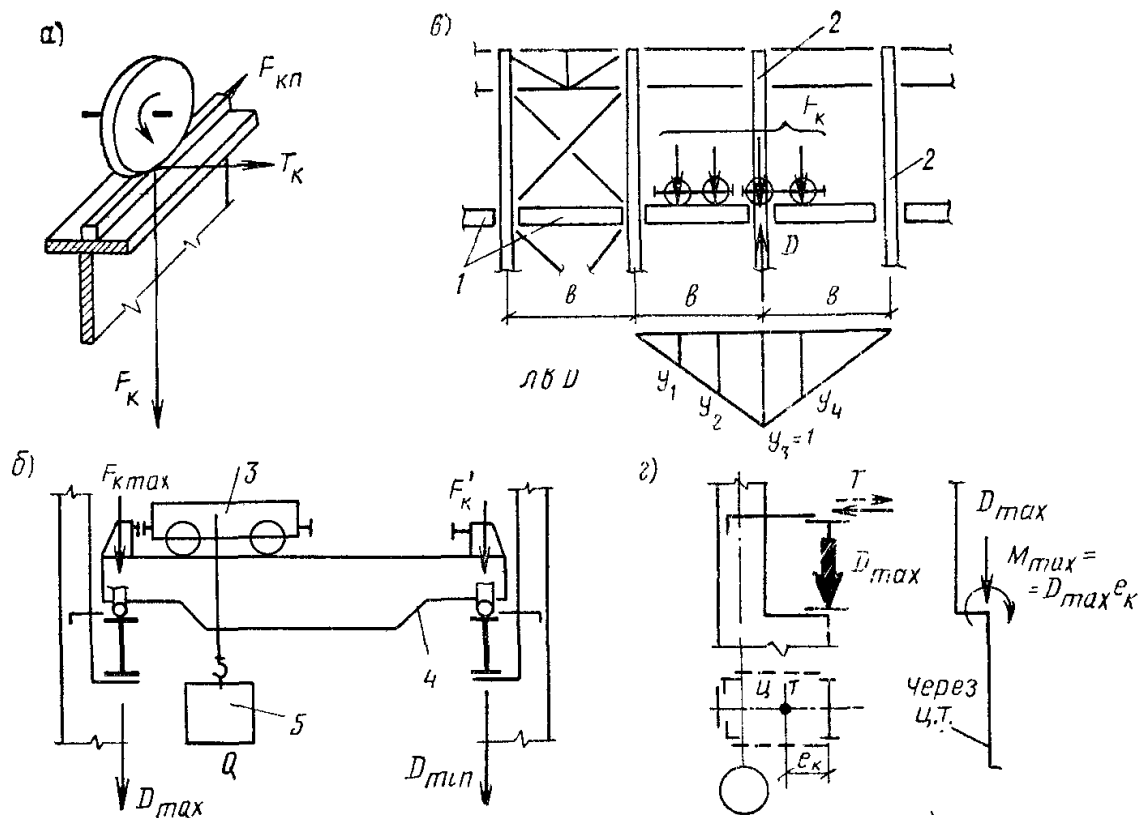


Рис. 12.6. К определению нагрузок на раму от мостовых кранов

1 — подкрановые балки; 2 — колонны, 3 — тележка крана; 4 — крановый мост; 5 — груз

зависит от того, насколько часто краны поднимают большие грузы, масса которых близка к грузоподъемности, и поэтому связана с режимом работы кранов. Разная вероятность совпадения нормативных нагрузок от разных кранов учитывается в расчете введением коэффициента сочетаний n_c , равного при учете нагрузок от двух кранов весьма тяжелого *ВТ* и тяжелого *Т* режимов работы 0,95, среднего *С* и легкого *Л* режимов — 0,85, а при учете от четырех кранов — соответственно 0,8 и 0,7.

Расчетное усилие D_{max} , передаваемое на колонну колесами крана, можно определить по линии влияния опорных реакций (л. в. D) подкрановых балок (рис. 12.6, в): при наименее выгодном расположении кранов на балках

$$D_{max} = nn_c \Sigma F_{kmax} y + nG_H + ng^H b_T b, \quad (12.5)$$

где n , n_c — коэффициенты перегрузки и сочетаний; F_{kmax} — нормативное вертикальное усилие колеса; y — ордината линии влияния; G_H — нормативный вес подкрановых конструкций (условно включаемый во временную нагрузку); g^H — полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке (1,5 кН/м²); b_T — ширина тормозной площадки; b — шаг колонн.

На другой ряд колонны также будут передаваться усилия, но значительно меньшие (рис. 12.6, б). Силу D_{min} можно определить, если заменить в формуле (12.5) F_{kmax} на F'_k , т. е. на нормативные усилия, передаваемые колесами другой стороной крана, кН:

$$F'_k = (9,8Q + Q_K)/n_0 - F_{kmax}, \quad (12.6)$$

где Q — грузоподъемность крана, т; Q_K — масса крана с тележкой, кН; n_0 — число колес с одной стороны крана.

Силы D_{max} , D_{min} приложены по оси подкрановой балки и поэтому не только сжимают нижнюю часть колонны, но и передают на нее изгибающие моменты (рис. 12.6, г):

$$M_{max} = D_{max} e_K; \quad M_{min} = D_{min} e_K, \quad (12.7)$$

где e_K — расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести нижней части колонны.

Расчетная горизонтальная сила T , передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил T_k , определяется при том же положении мостовых кранов, т. е.

$$T = n n_c \Sigma T_k^H y. \quad (12.8)$$

Эта сила приложена к раме в уровне верха подкрановой балки (см. рис. 12.6, з).

В многопролетных цехах при определении нагрузок от мостовых кранов нужно учитывать, что при определенном положении мостовых кранов могут быть загружены несколько колонн, входящих в расчетный блок. Например, при схеме на рис. 12.7 крановая нагрузка передается на три колонны крайнего ряда 2, 3, 4, включенных в расчетный блок, и при определении силы $\Sigma y = n_0$. По среднему ряду только одна колонна (1), входящая в расчетный блок, воспринимает нагрузку, и $\Sigma y \neq n_0$.

Снеговая нагрузка. Расчетная линейная нагрузка на ригель рамы от снега $q_{сн}$ определяется по формуле

$$q_{сн} = n c p_0 b_{ф}, \quad (12.9)$$

где p_0 — вес снегового покрова на земле, зависящий от района строительства и определяемый по СНиП; c — коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1 м^2 проекции кровли, равный при уклоне $\alpha \leq 25^\circ$ единице; $b_{ф}$ — шаг ферм; n — коэффициент перегрузки.

Коэффициент перегрузки зависит от отношения нормативного собственного веса покрытия $g_{кр}^H$ к весу снегового покрова p_0 :

$g_{кр}^H/p_0$	≥ 1	0,8	0,6	0,4
n	1,4	1,5	1,55	1,6

Значения n при промежуточных отношениях $g_{кр}^H/p_0$ принимаются по линейной интерполяции.

При сильных ветрах часть снега сносится с покрытия, и поэтому при строительстве в районах с сильными зимними ветрами расчетная снеговая нагрузка может быть снижена. Также снижается нагрузка на покрытия зданий с неутепленной кровлей и уклоном для отвода талой воды при избыточных тепловыделениях (по СНиП II-6-74).

Схемы рам при расчете на снеговую нагрузку подобны схемам на рис. 12.5.

Ветровая нагрузка. В связи с тем что скорость ветра достаточно резко меняется, эта нагрузка воздействует динамически, но в низких широких зданиях не появляются колебания от ветра и для них рассматривается только статическая составляющая, связанная с разницей давлений внутри помещения и снаружи у стеновых (или кровельных) ограждений. Для высоких и узких зданий (высота более 36 м, отношение высоты к пролету более 1,5) учитывается динамическое воздействие ветра.

Давление ветра на высоте 10 м над поверхностью земли в открытой местности, называемое скоростным напором ветра g_0 , зависит от района строительства. Ветровая нагрузка меняется по высоте, но в нормах принято, что до высоты 10 м от поверхности земли скоростной напор не меняется. Он принят за нормативный, а увеличение его при большей высоте учитывается коэффициентами k , разными при разной высоте и при разных защищенностях от ветра проектируемого здания (прил. 3).

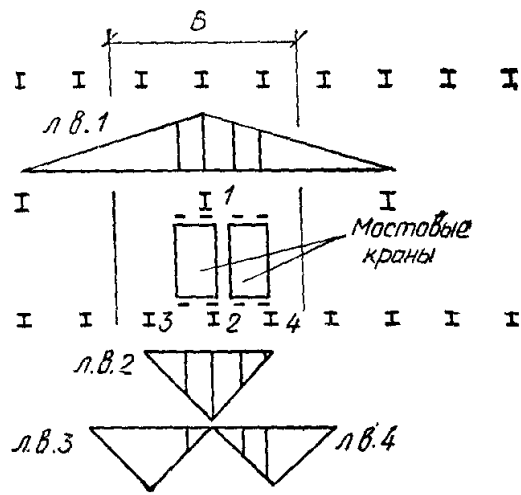


Рис. 12.7. К определению нагрузок от мостовых кранов в многопролетных цехах

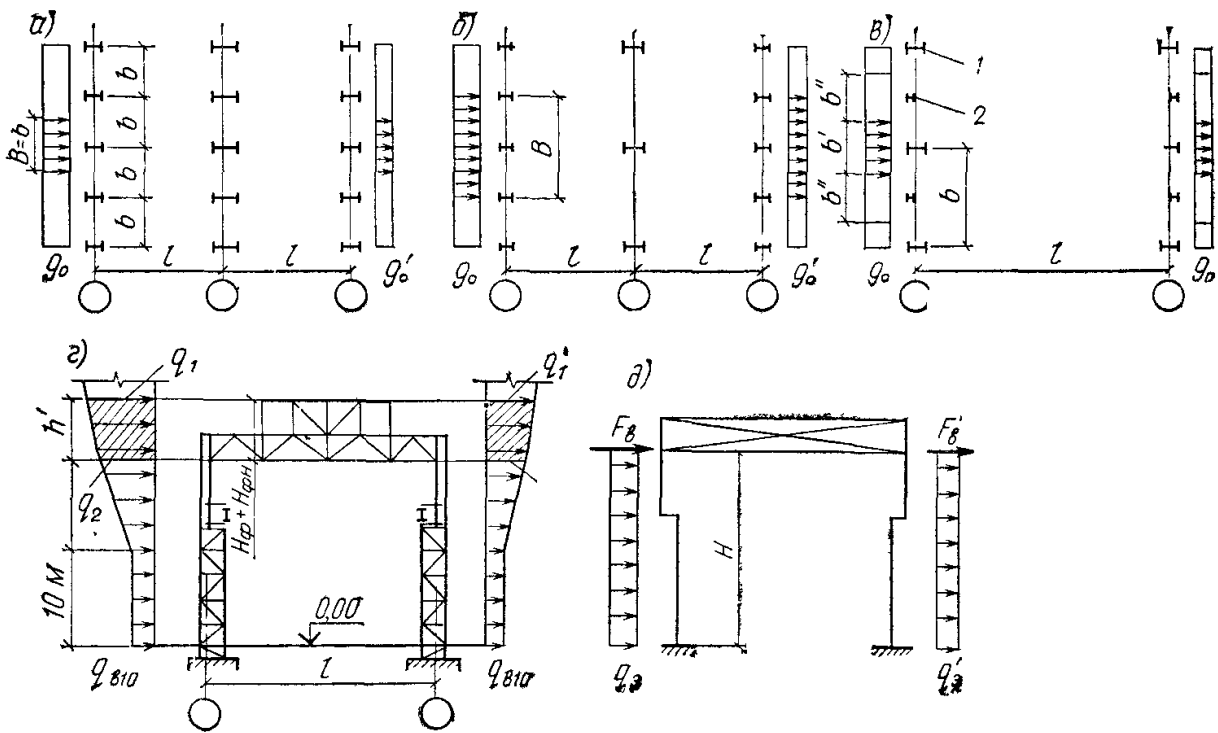


Рис. 12.8. Схема ветровой нагрузки на раму
1 — колонна; 2 — стойка фахверка

За зданием (по направлению ветра) возникает зона пониженного давления и появляются поверхностная нагрузка g'_0 (отсос), направленная так же, как и нагрузка g_0 .

Условия обтекания ветром учитываются аэродинамическими коэффициентами c , указанными в главе СНиП по нагрузкам и воздействиям.

Таким образом, расчетная линейная ветровая нагрузка, передаваемая на стойку рамы в какой-то точке по высоте при отсутствии продольного фахверка, определяется по формуле

$$q_B = n g_0 k c B, \quad (12.10)$$

где g_0 — нормативный скоростной напор ветра, принимаемый по СНиП II-6-74 (для некоторых городов значения g_0 приведены в прил. 2); k — коэффициент, учитывающий высоту и защищенность от ветра другими строениями (см. прил. 3); c — аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности. Для вертикальных стен $c=0,8$ с наветренной стороны и $c=0,6$ для отсоса; n — коэффициент перегрузки, который для зданий равен 1.2; B — ширина расчетного блока.

В однопролетных зданиях, а также в многопролетных с одинаковым шагом колонн по всем рядам ширина B равна шагу рам b (рис. 12.8, а).

Ширина расчетного блока для многопролетного здания с разным шагом колонн по рядам, а также при наличии стоек фахверка показана на рис. 12.8, б, в.

Схема изменения ветровой нагрузки по высоте для однопролетного здания показана на рис. 12.8, г. Для удобства расчета фактическую линейную нагрузку (в виде ломаной прямой) можно заменить эквивалентной q_3 , равномерно распределенной по всей высоте. Если принять, что моменты в заделке консоли, равной по длине высоте рамы от эквивалентной и фактической нагрузки, равны, то эквивалентные нагрузки активного давления и отсоса определяются по формулам:

$$q_3 = q_{B10} \alpha; \quad q'_3 = q'_{B10} \alpha, \quad (12.11)$$

где q_{B10} — расчетная ветровая нагрузка на высоте 10 м; α — коэффициент (при $H \leq 10$ м — 1, 15 м — 1,04; 20 м — 1,1; 25 м — 1,17; 30 м — 1,23; 35 м — 1,29).

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне низа ригеля рамы. Величина этой силы от активного

давления F_B и отсоса F'_B показана на рис. 12.8, *г* (заштрихованная часть площади эпюры):

$$F_B = (q_1 + q_2) h' / 2; \quad F'_B = (q'_1 + q'_2) h' / 2. \quad (12.12)$$

Расчетная схема рамы однопролетного здания при действии ветровой нагрузки показана на рис. 12.8, *д*. Направление ветра может быть как в одну, так и в другую сторону.

В многопролетных зданиях одинаковой высоты активное давление и отсос на наружные стойки определяют точно так же; в зданиях более сложной конфигурации или с продольным фахверком учитываются конкретные условия ветрового воздействия.

Например, при наличии стоек продольного фахверка (см. рис. 12.8, *в*) на раму воздействует линейная нагрузка q_B , собираемая с ширины b' , а нагрузка с ширины b'' передается стойками фахверка частично на фундамент, а частично в виде сосредоточенной силы на рамы в верхних их узлах.

3. Прочие нагрузки

Кроме рассмотренных выше нагрузок, которые присущи всем промышленным зданиям с мостовыми кранами, в некоторых случаях при расчете рамы приходится учитывать и другие нагрузки, связанные со спецификой условий эксплуатации проектируемого объекта. Сюда относятся прежде всего различные нагрузки от веса конструкций и рабочих площадок, нагрузки от консольных и подвесных кранов или тельферов, иногда специальные нагрузки, возникающие при ремонте или ревизии технологического оборудования. Для промышленных зданий, строящихся в районах, подверженных землетрясениям, необходимо учитывать сейсмические воздействия.

При расчете поперечных рам в ряде случаев учитываются климатические и технологические температурные воздействия.

§ 3. УЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ КАРКАСА ПРИ РАСЧЕТЕ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Смещения рам, входящих в систему каркаса, отличаются от смещений отдельно стоящих рам, нагруженных так же. Продольные элементы (связи, тормозные конструкции, кровля) для загруженной рамы являются горизонтальными упругими опорами, воспринимают часть нагрузки и передают ее на соседние рамы (рис. 12.9, *а, б*). В результате этого горизонтальные смещения рамы становятся меньше. Смещение рамы, входящей в систему каркаса $\Delta_{пр}$, можно определить как долю смещения отдельной плоской рамы Δ , т. е.

$$\Delta_{пр} = \alpha_{пр} \Delta, \quad (12.13)$$

где $\alpha_{пр}$ — коэффициент пространственной работы.

Горизонтальные элементы, обеспечивающие перераспределение нагрузки, можно представить в виде балки, опорами для которой будут поперечные рамы (рис. 12.9, *в*). Балка нагружена силой F_B , т. е. силой, вызывающей такое же смещение Δ одиночной рамы, что и заданная нагрузка F , но приложенной в уровне горизонтальных элементов. Под влиянием силы F_B балка будет изгибаться. Опоры балки (поперечные рамы) обладают упругой податливостью. Вид изогнутой оси балки зависит от ее жесткости EI_T , и при $EI_T = \infty$ балка не будет изгибаться, а переместится параллельно самой себе (рис. 12.9, *г*). Если же сила F_B приложена не посередине длины балки, то балка при $EI_T = \infty$ будет не только поступательно перемещаться, но и поворачиваться (рис. 12.9, *д*). Жесткость балки складывается из жесткостей всех элементов, обеспечивающих пространственную работу. Существенное значение имеет конст-

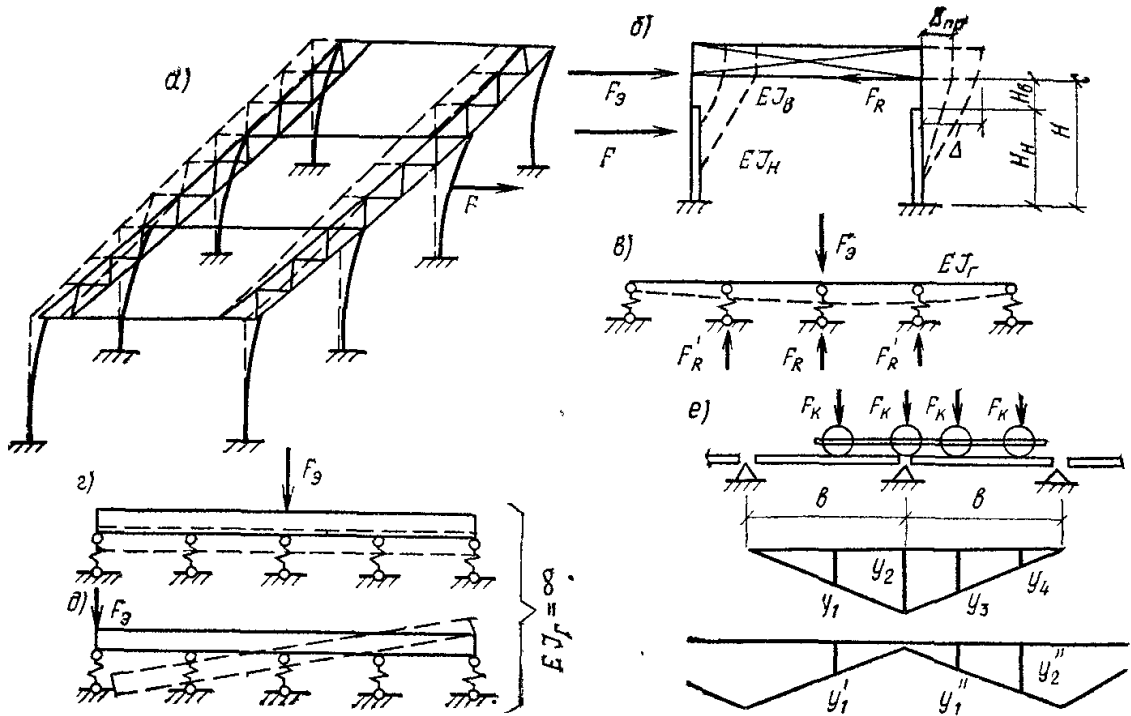


Рис. 12.9. К учету пространственной работы каркаса

рукция кровли. Если кровля мало податлива (например, при железобетонных панелях, приваренных к верхним поясам ферм), то жесткость балки можно считать бесконечной, т. е. кровлю «жесткой». Если же кровля выполнена из мелкогабаритных элементов, то она не может воспринимать значительные горизонтальные нагрузки и передача усилий обеспечивается главным образом горизонтальными продольными связями по нижнему поясу ферм, а участие в работе кровли не учитывается. Такие предпосылки приводят к двум разным подходам при определении $\alpha_{пр}$ в одно-двухпролетных каркасах.

1. Пространственная работа каркаса при отсутствии жесткой кровли

Исследования показали, что в этом случае в работу вовлекается 5—6 рам вместе с загруженной и для определения $\alpha_{пр}$ с достаточной точностью можно рассмотреть пятиопорную неразрезную балку на упругосмещающихся опорах (см. рис. 12.9, в). Реакция в опоре, соответствующей загруженной раме F_R , зависит от соотношения жесткости самой опоры и жесткости балки (связей), т. е. от высоты колонны H , соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей ступенчатой колонны, шага поперечных рам b и суммарной жесткости горизонтальных элементов, перераспределяющих усилия. Отношение реакции опоры к эквивалентной силе $F_R/F_3 = \alpha$ может быть определено по табл. 12.2 в зависимости от параметра β .

Таблица 12.2. Таблица коэффициентов α и α' для блока из пяти рам с одноступенчатыми колоннами

β	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,2	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,25

Параметр β определяется по формуле

$$\beta = b^3 \Sigma I_H d / H^3 \Sigma I_G, \quad (12.14)$$

где b — шаг поперечных рам; H — высота колонны; I_H — момент инерции нижней части колонны; d — коэффициент приведения ступенчатой колонны к колонне постоянного сечения, эквивалентной по смещению; I_G — момент инерции горизонтальных элементов.

Если колонны поперечной рамы одинаковые, то d может быть вынесено за знак суммы, отношение $\Sigma I_H / \Sigma I_G$ принято при обычных конструкциях каркаса равным 0,5—0,25, а коэффициент $d = 1/c$ при шарнирном сопряжении ригеля с колонной или $d = 1/k$ при жестком (c, k — см. табл. 12.3).

Коэффициентом α учитывается загрузка лишь одной рамы блока; в действительности же вертикальные и горизонтальные нагрузки от крана, расположенного невыгоднейшим образом по отношению к рассматриваемой раме, одновременно воздействуют и на рамы, смежные с ней. При этом уменьшается величина упругого отпора связей, нагружается рассчитываемая рама.

Обычно достаточно учесть влияние нагрузки на две смежные рамы по отношению к средней рассматриваемой раме данного блока. Значения F'_3 и F''_3 , отвечающие загрузению смежных рам, можно определить исходя из соотношений нагрузок, приходящихся на среднюю раму и смежные с ней (рис. 12.9, е):

$$F'_3 = (\Sigma y' / \Sigma y) F_3 \text{ и } F''_3 = (\Sigma y'' / \Sigma y) F_3. \quad (12.15)$$

В табл. 12.2 даны значения коэффициентов α' , которые учитывают влияние на рассчитываемую раму частичного загрузения крановой нагрузкой смежных рам.

Полная величина упругого отпора для рассчитываемой рамы

$$F_R = \alpha F_3 + \alpha' (F'_3 + F''_3). \quad (12.16)$$

Учитывая, что при одинаковых усилиях колес крана (число колес n_0)

$$F'_3 + F''_3 = F_3 (\Sigma y' + \Sigma y'') / \Sigma y = F_3 (n_0 - \Sigma y) / \Sigma y = (n_0 / \Sigma y - 1) F_3$$

(см. рис. 12.9, е) и $\Delta_{пр} = \delta_{11} (F_3 - F_R)$, где δ_{11} — смещение рамы от силы $F_3 = 1$, коэффициент $\alpha_{пр}$ будет равен:

$$\alpha_{пр} = 1 - \alpha - \alpha' (n_0 / \Sigma y - 1), \quad (12.17)$$

где α, α' — коэффициенты по табл. 12.2; n_0 — число колес кранов на одной нитке подкрановых балок; Σy — сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

Смещение рамы с учетом пространственной работы определяется по формуле (12.13).

2. Пространственная работа каркаса при жесткой кровле

Наибольшее смещение рамы при жесткой кровле будет, если сила F_3 от крановой нагрузки приложена к крайней раме каркаса (см. рис. 12.9, д). Учитывая, что крайняя рама загружена меньше, чем остальные, коэффициент $\alpha_{пр}$ определяется для второй рамы от края температурного блока (рис. 12.10). Если силу F_3 заменить силой, равной по величине, но приложенной посередине блока, и моментом M , равным $F_3 a_2 / 2$, то отпоры при поступательном перемещении F'_R будут равны F_3 / n (n — число рам в блоке), а отпоры от поворота F''_{Ri} можно определить из уравнения равновесия

$$M = F_3 a_2 / 2 = \Sigma F''_{Ri} a_i. \quad (12.18)$$

Учитывая, что $F''_{R2} / F''_{Ri} = a_2 / a_i$, отпор второй от торца рамы от поворота можно вычислить по формуле

$$F''_{R2} = F_3 a_2^2 / 2 \Sigma a_i^2. \quad (12.19)$$

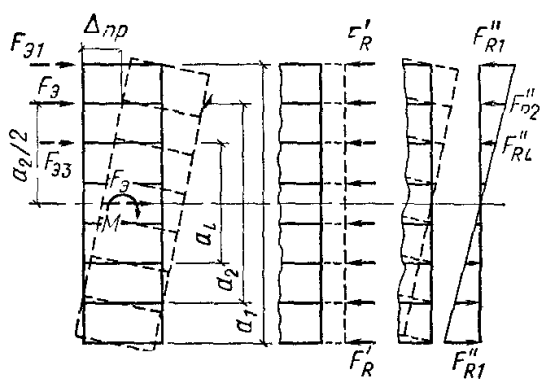


Рис. 12.10. Смещения диска при жесткой кровле и реакции рам

Суммарный упругий отпор второй рамы от поступательного смещения и поворота с учетом загрузки соседних рам силами F_{31} и F_{33} будет равен:

$$F_{R2} = F_{32} \left(1/n + a_2^2 / 2 \sum a_i^2 \right) + F_{31} \left(1/n + a_1^2 / 2 \sum a_i^2 \right) + F_{33} \left(1/n + a_3^2 / 2 \sum a_i^2 \right). \quad (12.20)$$

С небольшой погрешностью влияние загрузки соседних рам можно учесть так же, как и в случае отсутствия жесткой кровли, т. е. определять $\alpha_{пр}$ по формуле

$$\alpha_{пр} = n_0 \left(1/n + a_2^2 / 2 \sum a_i^2 \right) / \sum y, \quad (12.21)$$

где n — число рам в блоке; a_i — расстояния между симметрично расположенными относительно середины блока рамами (a_2 — вторыми от торцов); n_0 — число колес кранов на одной нитке подкрановых балок; $\sum y$ — сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

3. Пространственная работа каркаса многопролетных рам

В многопролетных рамах (при числе пролетов более двух) смещения рам от горизонтальных и вертикальных нагрузок значительно меньше, чем в однопролетных.

Учитывая пространственную работу, можно считать, что верх всех колонн, входящих в расчетный блок, при наличии горизонтальных связей смещается одинаково при любой кровле.

При большом числе пролетов (4—5) нагрузки от ветра и от мостовых кранов, воздействующие на некоторые колонны расчетного блока, воспринимаются большим числом колонн. Поэтому верхние концы колонн, на которые воздействуют эти нагрузки, можно считать несмещаемыми.

§ 4. ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ РАМЫ

В связи с тем что для разных элементов, для разных их сечений наибольшие расчетные усилия можно получать при разных сочетаниях временных нагрузок, определять усилия M , N , Q в элементах рамы придется отдельно от каждой из нагрузок, приложенных к раме.

Рама рассчитывается обычными методами строительной механики (сил, перемещений) с учетом действительной работы каркаса, входящего в пространственную систему, и с введением некоторых упрощений, не приводящих к большим погрешностям (см. гл. 12, § 1).

Однопролетные и многопролетные рамы с одинаковой высотой пролетов обычно рассчитываются методом перемещений, а многопролетные сложного профиля — методом сил. В настоящее время расчет рам, как правило, производится с использованием ЭВМ.

1. Последовательность статического расчета рамы и реализация ее при различных нагрузках

1. По конструктивной схеме выбрать расчетную схему и обосновать ее (см. гл. 12, § 1). Задать жесткости элементов (или их соотношение).

2. Выбрать метод расчета и основную систему.

3. Для основной системы построить эпюры M_i от единичных неизвестных (один раз для всех нагрузок) и эпюры M_p от данной нагрузки. При построении эпюр можно для стоек постоянного сечения и ступен-

чатых воспользоваться готовыми формулами (табл. 12.3), таблицами численных значений (табл. 12.4), графиками.

4. Составить канонические уравнения метода перемещений или метода сил и найти их коэффициенты. Например, при одном известном:

$$\left. \begin{aligned} r_{11} \Delta_1 + r_{1p} &= 0 \text{ (метод перемещений);} \\ \delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} &= 0 \text{ (метод сил).} \end{aligned} \right\} \quad (12.22)$$

5. Решить канонические уравнения, найдя неизвестные для плоской отдельной рамы.

6. Учесть пространственную работу каркаса. При использовании метода перемещений коэффициенты α_{ip} вычисляются по формулам (12.17) и (12.21), а перемещения — по формуле (12.13). При расчете методом сил $X_{ip} = X - X_R$, где X — неизвестное, определенное для плоской рамы, X_R — реакция упругого отпора по направлению неизвестного X .

7. Построить эпюры M , Q , N , значения которых S во всех характерных сечениях рамы определяются как

$$S = S_p + \sum S_i X_{ipi}, \quad (12.23)$$

где S_p — усилие в сечении основной системы от нагрузки; S_i — усилие в основной системе от i -го единичного неизвестного, X_{ipi} — i -е неизвестное, определенное с учетом пространственной работы (для нагрузок, действующих на все рамы каркаса, $X_{ip} = X$, т. е. неизвестному, определенному для плоской отдельной рамы).

8. Проверить правильность построения эпюр.

При реализации этой последовательности нужно учитывать некоторые особенности расчета при различных воздействиях.

А. Расчет рам на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю. При расчете рам на вертикальные нагрузки, непосредственно приложенные к ригелю (постоянная, снеговая), нельзя пренебрегать упругими деформациями ригеля, ибо это может привести к существенным ошибкам в значениях расчетных усилий в колоннах.

Сквозной ригель заменяется условным сплошным с эквивалентной жесткостью, момент инерции которого можно определить приближенно по формуле

$$I_p = (A_{вп} z_b^2 + A_{нп} z_n^2) \mu, \quad (12.24)$$

где $A_{вп}$, $A_{нп}$ — площади сечения верхнего и нижнего поясов фермы посередине пролета; z_b , z_n — расстояния от центра тяжести поясов до нейтральной оси ригеля в сечении посередине его пролета; μ — коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и деформативность решетки. При угле $1/8$ $\mu = 0,7$; $1/10$ $\mu = 0,8$; без уклона $\mu = 0,9$.

При симметричных однопролетных рамах с симметричными нагрузками горизонтальное смещение верхних узлов Δ равно нулю и единственное неизвестное при жестком сопряжении ригеля с колонной — угол поворота верхнего узла рамы φ (см. рис. 12.13).

Если расстояние между осями верхней и нижней части колонны $e \geq 0,5 h_b$, то нужно учесть возникающие вследствие этого дополнительные моменты.

При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами ригель рассчитывают как обычную ферму, свободно лежащую на опорах. Моменты возникают только в колоннах вследствие несовпадения осей верхней и нижней частей колонны и эксцентриситета приложения опорной реакции фермы.

Б. Расчет рам с бесконечно жесткими ($EI = \infty$) ригелями на нагрузки, приложенные к стойкам. За основную систему при расчете рамы методом перемещений принимается рама, которая условно закрепляется от бокового смещения (см. рис. 12,18, а). И при шарнирном, и при жестком сопряжении ригеля с колонной в однопролетном здании (и в многопролетных с ригелями на одном уровне) одно неизвестное Δ (смещение верхнего узла). При вычислении грузового члена канонического уравнения r_{1p} (по формуле 12.22) для вострой нагрузки нужно учесть силы F_b и F'_b (см. рис. 12.8), передающиеся непосредственно на условную опору. В расчете на нагрузки, приложенные не ко всем рамам

Таблица 12.3. Формулы для определения реакций F_{RB} и M_{RB} в ступенчатых стойках

При шарнирном и жестком опирании стойки:

$$\alpha = H_b/H; \lambda = m/H; \mu = I_H/I_B - 1; c = 1 + \alpha^3 \mu; g = \alpha + \lambda; l = 1 - \lambda; n = 1 + \alpha^4 \mu; \\ s = 1 + \lambda; p = 2 + \lambda; t = \alpha - \lambda; u = 2\alpha + \lambda$$

Только при жестком:

$$a = 1 + \alpha \mu; b = 1 + \alpha^2 \mu; k = 4ac - 3b^2$$

Схема загрузки			
	$F_{RB} = 3 EI_H / H^3 c$	$F_{RB} = 12 a EI_H / H^3 k$ $M_{RB} = -6 b EI_H / H^2 k$	
	$F_{RB} = 0$	$F_{RB} = -6 b EI_H / H^2 k$ $M_{RB} = 4 c EI_H / H k$	
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -[3 M (l^2 + \mu g t)] / 2 H c$	$F_{RB} = M [6 l (b - a s) + 6 \mu t (b - a g)] / H k$ $M_{RB} = M [l (3 b s - 4 c) + \mu t (3 b g - 4 c)] / k$
	$\lambda \gg \alpha$	$F_{RB} = -3 M l s / 2 H c$	$F_{RB} = 6 M l (b - a s) / H k$ $M_{RB} = M l (3 b s - 4 c) / k$
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -[F (l^2 p + \mu t^2 u)] / 2 c$	$F_{RB} = F [l^2 (3 b - 2 a p) + \mu t^2 (3 b - 2 a u)] / k$ $M_{RB} = F [l^2 (p b - 2 c) + \mu t^2 (b u - 2 c)] H / k$
	$\lambda \gg \alpha$	$F_{RB} = -F l^2 p / 2 c$	$F_{RB} = F l^2 (3 b - 2 a p) / k$ $M_{RB} = F l^2 (p b - 2 c) H / k$
	$F_{RB} = -\frac{3 q n H}{8 c}$	$F_{RB} = q (2 b c - 3 a n) H / 2 k$ $M_{RB} = q (9 b n - 8 c^2) H^2 / 12 k$	

(крановые моменты, поперечные воздействия кранов), учитывается пространственная работа ($\alpha_{пр} \neq 1$), а в расчете на нагрузки, действующие на все рамы (ветровая, температурные воздействия), пространственная работа не учитывается ($\alpha_{пр} = 1$).

В. Расчет многопролетных рам. Многопролетные рамы рассчитываются при одинаковой высоте пролетов так же, как однопролетные. Рассматривается поперечная рама с колоннами всего расчетного блока. При шарнирном сопряжении ригеля с колонной в основной системе можно принять (рис. 12.11, а), что рама не может смещаться, т. е. ввести стержень 1. В результате решения канонического уравнения находится смещение Δ , одинаковое для всех стоек расчетного блока. Моменты в загруженных стойках определяются как сумма моментов от нагрузки в несмещаемой стойке и моментов в консоли, возникающих от смещения (рис. 12.11, б). Как уже указывалось, при воздействии местных нагрузок и большом числе пролетов можно учесть пространственную работу (см. гл. 12, § 3, 3) и усилия от смещения не учитывать ($F_{RBi} = 0$).

Таблица 12.4. Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с защемленными концами

$\alpha = H_B/H; \eta = I_B/I_H; t = i/H; k_C = k_C; k_C^B = k_C + 1$

k	α	$\varphi = 1$		$\Delta = 1$		M		F		M		F			
		0,1	0,15	0,2	0,2	0,1	0,15	0,2	0,2	0,1	0,15	0,2	0,2	0,2	
k_B	0,2	0,664	-0,948	-1,216	1,264	1,672	2,051	-0,075	-0,044	-0,011	0,32	-0,085	-0,088	-0,045	-0,049
	0,25	-0,607	-0,871	-1,114	1,265	1,624	1,972	-0,13	-0,108	-0,084	0,2	-0,092	-0,097	-0,05	-0,053
	0,3	-0,58	-0,827	-1,055	1,268	1,622	1,942	-0,171	-0,159	-0,145	0,07	-0,095	-0,101	-0,05	-0,056
	0,35	-0,563	-0,797	-1,02	1,278	1,625	1,942	-0,194	-0,196	-0,183	-0,02	-0,092	-0,1	-0,052	-0,059
0,4	-0,566	-0,789	-1,006	1,315	1,658	1,971	-0,213	-0,223	-0,224	-0,12	-0,086	-0,096	-0,054	-0,061	
k_C	0,2	-0,401	-0,614	-0,806	0,224	0,508	0,778	-0,778	-0,753	-0,728	-0,488	0,079	0,077	0,075	0,05
	0,25	-0,29	-0,465	-0,621	-0,034	0,174	0,392	-0,755	-0,735	-0,715	-0,52	0,094	0,095	0,094	0,069
	0,3	-0,2	-0,341	-0,472	-0,287	0,109	0,092	-0,729	-0,708	-0,695	-0,522	0,103	0,107	0,105	0,088
	0,35	-0,116	-0,229	-0,34	-0,51	0,38	-0,248	-0,709	-0,684	-0,666	-0,548	0,106	0,111	0,113	0,102
0,4	-0,04	-0,137	-0,218	-0,668	-0,61	-0,529	-0,695	-0,669	-0,647	-0,544	0,103	0,111	0,115	0,115	
k_A	0,2	0,6	0,724	0,835	-3,94	-4,15	-4,314	0,411	0,411	0,403	0,28	-0,067	-0,059	-0,055	-0,032
	0,25	0,657	0,753	0,858	-3,931	-4,18	-4,343	0,37	0,392	0,393	0,305	-0,097	-0,082	-0,077	-0,046
	0,3	0,687	0,795	0,887	-3,915	-4,15	-4,341	0,3	0,344	0,353	0,33	-0,133	-0,111	-0,102	-0,063
	0,35	0,715	0,828	0,922	-3,832	-4,11	-4,321	0,193	0,266	0,302	0,325	-0,177	-0,146	-0,129	-0,08
0,4	0,749	0,869	0,965	-3,642	-4,01	-4,277	0,08	0,16	0,218	0,32	-0,21	-0,175	-0,158	-0,096	
k_B	0,2	1,264	1,672	2,051	-5,203	-5,82	-6,365	1,487	1,455	1,415	0,96	0,817	0,829	0,837	0,896
	0,25	1,265	1,624	1,972	-5,195	-5,8	-6,315	1,5	1,5	1,477	1,11	0,745	0,765	0,775	0,84
	0,3	1,268	1,622	1,942	-5,182	-5,77	-6,283	1,471	1,503	1,5	1,26	0,663	0,682	0,704	0,784
	0,35	1,278	1,625	1,942	-5,11	-5,73	-6,263	1,387	1,49	1,49	1,32	0,565	0,604	0,627	0,716
0,4	1,315	1,658	1,971	-4,956	-5,67	-6,248	1,293	1,383	1,442	1,44	0,477	0,521	0,545	0,648	

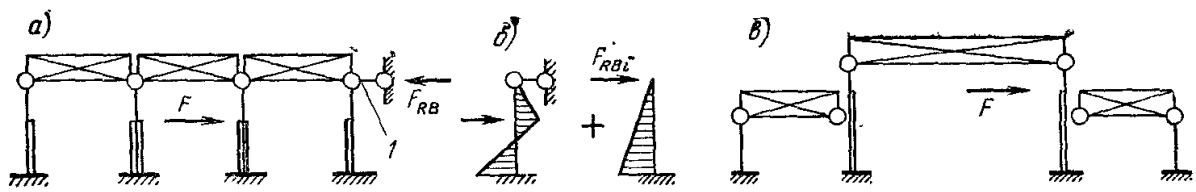


Рис. 12.11. К расчету многопролетных рам

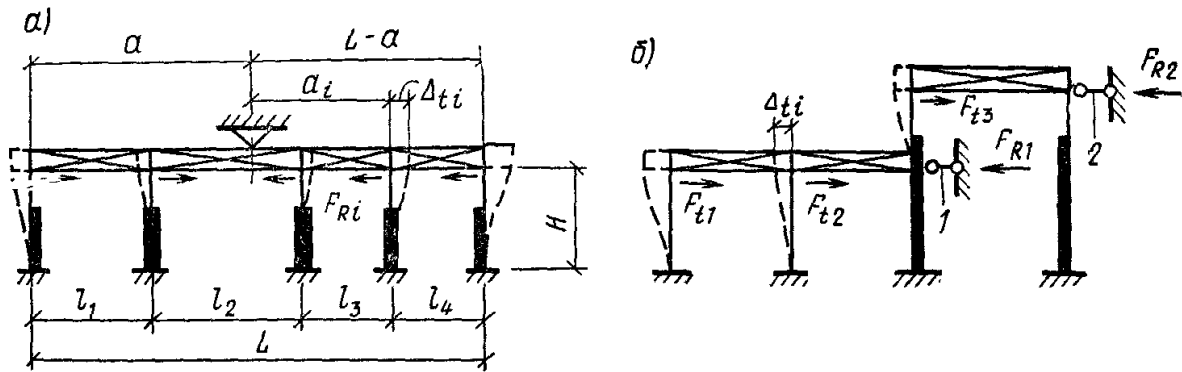


Рис. 12.12. Расчетные схемы рам при определении температурных перемещений

В зданиях с разной высотой пролетов рамы получают смещаемыми (рис. 12.11, в), а расчет обычно удобнее проводить методом сил (таблиц для определения усилий от единичных смещений промежуточных между опорами сечений нет и метод перемещений часто оказывается более трудоемким).

Г. Расчет рам на температурные воздействия. В многопролетных рамах, если их ширина превосходит величины, приведенные в табл. 11.1, и не устроен продольный температурный шов (по конструктивным соображениям это не всегда возможно или целесообразно), нужно учитывать дополнительные усилия, возникающие от температурных воздействий.

При определении температурных напряжений в элементах рам упругими деформациями ригеля пренебрегают.

На многопролетной раме (рис. 12.12, а), имеющей пролеты l_1, l_2 и т. д., необходимо прежде всего определить точку, которая остается неподвижной при температурном удлинении или укорочении ригеля. Обозначим расстояние от этой точки до крайней левой колонны a , а до крайней правой ($L-a$), где L —сумма всех пролетов рамы (расстояние между осями крайних колонн).

При температурном удлинении (или укорочении) ригеля смещения колонн Δt_i будут пропорциональны расстояниям от неподвижной точки и равны αa_i ($\alpha = 12 \times 10^{-6}$ — коэффициент линейного расширения стали; t — перепад температуры; a_i — расстояние от колонны до неподвижной точки). Уравнение равновесия $\sum F_{Ri} \Delta t_i = 0$ (F_{Ri} — реакции колонн от единичного смещения верхней опоры, определенные по табл. 12.3, 12.4) позволяет найти положение неподвижной точки, найти a_i , определить смещение каждой колонны Δt_i и усилия, возникающие в ней от смещения. Через ригель эти реакции будут передаваться и уравновешиваться возле неподвижной точки.

При различной высоте колонн (рис. 12.12, б) определяются смещения оголовков колонн Δt_i от температурного удлинения (или укорочения) ригелей в основной системе и по этим смещениям вычисляются реакции стержней 1 и 2 в основной системе ($F_{R1} = F_{t1} + F_{t2}$; $F_{R2} = F_{t3}$). Затем вычисляются обычным путем смещения от реакций F_{R1} и F_{R2} . Расчетные величины смещений оголовков колонн определяются сложением перемещений Δt_i и смещений от реакций F_{R1}, F_{R2} .

При больших усилиях от перепадов температуры рационально учесть упругие деформации ригеля.

2. Проверка жесткости поперечных рам

Чтобы обеспечить нормальную эксплуатацию производственных зданий с интенсивным воздействием мостовых кранов, каркас зданий должен обладать необходимой жесткостью. Нормами проектирования ограничена величина деформации (смещения) колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок в зданиях с количеством циклов нагружения 2×10^6 и более следующими величинами (h' — расстояние от низа базы колонны до головки подкранового рельса):

для здания или отдельных пролетов при плоской расчетной схеме $h'/2500$;

то же, при пространственной расчетной схеме, $h'/4000$.

Относительное отклонение колонн в продольном направлении не должно превышать $h'/4000$.

Величину смещения определяют от силы торможения одного крана наибольшей грузоподъемности из числа установленных в пролете.

Величину горизонтальных смещений колонн в зданиях с кранами легкого и среднего режимов работы проверять не обязательно; в нормах нет допустимой величины смещения этих колонн.

3. Определение расчетных усилий в элементах рамы

Определив в раме изгибающие моменты и нормальные силы от каждой из расчетных нагрузок, нужно найти их наиболее невыгодные сочетания, которые могут быть не одинаковыми для разных сечений элементов рамы. Как уже отмечалось, нормами проектирования предусмотрены основные и особые сочетания нагрузок. При составлении основных сочетаний учитываются: 1) постоянные нагрузки, плюс временные длительные нагрузки, плюс одна кратковременная с коэффициентом сочетаний, равным единице; 2) постоянные и временные длительные нагрузки, плюс не менее двух кратковременных нагрузок, умноженных каждая на коэффициент сочетаний 0,9. Особые сочетания составляются при наличии сейсмических и других особых нагрузок.

Для рам промышленных зданий обычно составляются комбинации нагрузок основных сочетаний. Нагрузки от снега, кранов и ветра относятся к кратковременным, при этом нагрузки от вертикального и поперечного воздействия одного или двух мостовых кранов рассматриваются при учете сочетаний как одна кратковременная нагрузка. Для удобства определения расчетных усилий составляют сводные таблицы усилий в характерных сечениях для колонн рамы (см. табл. 12.6). Моменты в опорных сечениях ригеля равны моментам, действующим в сечении $I-I$ для колонн. В таблице усилий выписывают значения моментов M и продольных сил N отдельно от всех нагрузок, причем для удобства определения расчетных комбинаций усилий они приводятся с коэффициентами сочетаний 1 и 0,9 (кроме постоянных и временных длительных нагрузок, которые всегда берутся с коэффициентом 1). Усилия M и N выписываются для сечений, где усилия носят скачкообразный характер и где размер сечения стержня колонны изменяется. Если в верхней части колонны есть проем для прохода, то у начала и конца проема тоже определяются усилия.

Для нижнего участка колонны кроме усилий M и N определяют значение поперечной силы Q , которая необходима для расчета раскосов сквозных колонн и фундаментов.

Для расчета анкерных болтов составляют специальную комбинацию расчетных усилий в сечении $4-4$ (см. табл. 12.6). Обычно она включает в себя наименьшую продольную силу с наибольшими возможными моментами, причем продольная сила от постоянной нагрузки учитывается с коэффициентом перегрузки 0,9, так как она разгружает анкерные болты.

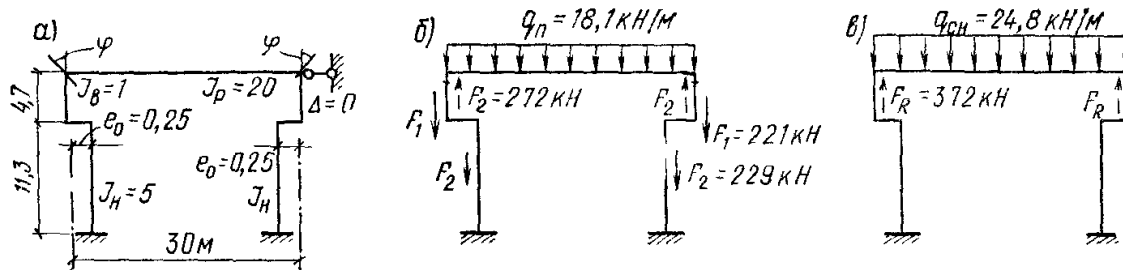


Рис. 12.13. Расчетная схема рамы. Постоянные и снеговая нагрузки

Так как заранее не известно, при каких комбинациях нагрузок напряжения в расчетных сечениях колонны будут иметь наибольшую величину, то по данным статического расчета составляют несколько комбинаций расчетных усилий. Комбинации нагрузок должны быть возможными, т. е. нельзя рассматривать усилия от боковых сил крана без учета вертикальных усилий, нельзя не учитывать постоянную нагрузку. По составленным комбинациям усилий в каждом сечении определяется наиболее выгодная.

4. Пример расчета поперечной рамы производственного здания

Исходные данные. Требуется произвести статический расчет и определить усилия в элементах рамы прокатного цеха. Параметры здания и каркаса — по примеру (см. гл. 11, § 2, 3; рис. 11.3). Место строительства г. Череповец. Здание отапливаемое.

А. Расчетная схема рамы. В соответствии с конструктивной схемой (см. рис. 11.3) выбираем ее расчетную схему и основную систему (рис. 12.13, а). Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн

$$e_0 = 0,5 (h_H - h_B) = 0,5 (1500 - 1000) = 0,25 \text{ м.}$$

Соотношения моментов инерции (см. гл. 12, § 1: $I_H/I_B = 5$ (учитываем, что верхняя часть колонны с проходом); $I_P/I_H = 4$. Если $I_B = 1$, то $I_H = 5$; $I_P = 20$. Сопряжение ригеля с колонной назначаем жестким (краны ВТ режима работы, цех однопролётный).

Б. Нагрузки на поперечную раму.

Все нагрузки подсчитываются с учетом коэффициента надежности по назначению ($\gamma_H = 0,95$ для большинства промышленных зданий).

Постоянная нагрузка.

Нагрузку на 1 м² кровли подсчитываем по табл. 12.5.

Расчетная равномерно распределенная линейная нагрузка на ригель рамы по формуле (12.3)

$$q_n = \gamma_H g_{кр} b_f / \cos \alpha = 0,95 \cdot 1,59 \cdot 12 / 1 = 18,1 \text{ кН/м.}$$

Опорная реакция ригеля рамы

$$F_R = q_n l / 2 = 18,1 \cdot 30 / 2 = 272 \text{ кН.}$$

Таблица 12.5. Постоянная поверхностная распределенная нагрузка от покрытия

Состав покрытия	Нормативная, кПа	Коэффициент перегрузки	Расчетная, кПа
Защитный слой (битумная мастика с втолненным гравием) $\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$ $t = 20 \text{ мм}$	0,42	1,3	0,55
Гидроизоляция (4 слоя рубероида)	0,2	1,3	0,26
Утеплитель (пенопласт) $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^3$ $t = 50 \text{ мм}$	0,03	1,2	0,04
Пароизоляция (1 слой рубероида)	0,04	1,3	0,05
Стальная панель с профилированным настилом	0,35	1,05	0,37
Собственный вес металлических конструкций шатра (фермы, фонари, связи — по табл. 12.1)	0,3	1,05	0,32

Итого

$$g_{кр}^H = 1,34$$

$$g_{кр} = 1,59$$

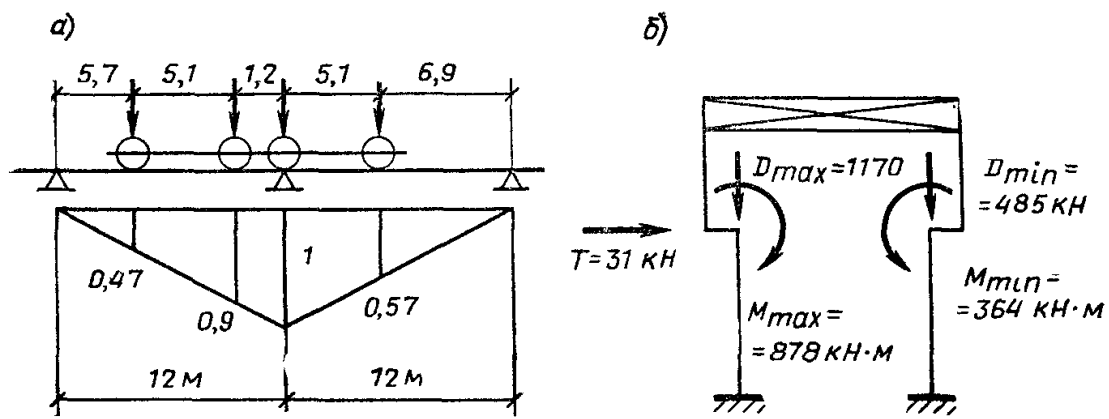


Рис. 12.14. К примеру определения нагрузки от мостовых кранов

Расчетный вес колонны (см. табл. 12.1). Верхняя часть (20 % веса)

$$G_B = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,2 \cdot 0,4 \cdot 12 \cdot 15 = 14 \text{ кН.}$$

Нижняя часть (80 % веса)

$$G_H = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 12 \cdot 15 = 57 \text{ кН.}$$

Поверхностная масса стен 200 кг/м² переплетов с остеклением 35 кг/м². В верхней части колонны (включая вес этой части колонны):

$$F_1 = \gamma_H [1,2 \cdot 2 (4,2 + 3,1) 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 1,2 \cdot 12] + 14 = 221 \text{ кН.}$$

В нижней части колонны:

$$F_2 = 0,95 [1,2 \cdot 2 (2,9 + 2,4) 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 6 \cdot 12] + 57 = 229 \text{ кН.}$$

Постоянные нагрузки показаны на рис. 12.13, б.

Снеговая нагрузка. По прил. 2 вес снегового покрова $p_0 = 1,5$ кПа. При $g_{кр}^H / p_0 = 1,34 / 1,5 = 0,9$ коэффициент перегрузки $n = 1,45$. Линейная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы по формуле (12.9)

$$q_{сн} = \gamma_H n c p_0 b_{ф} = 0,95 \cdot 1,45 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 12 = 24,8 \text{ кН/м.}$$

Опорная реакция ригеля

$$F_R = 24,8 \cdot 30 / 2 = 372 \text{ кН}$$

(рис. 12.13, в).

Вертикальные усилия от мостовых кранов (рис. 12.14).

База крана (5,1 м) и расстояние между колесами двух кранов (1,2 м), а также нормативное усилие колеса — по прил. 1. По формулам (12.5) и (12.6)

$$D_{max} = \gamma_H (n n_c \Sigma F_{кmax} y + n G_{п} + n g_n b_T b) = 0,95 (1,1 \cdot 0,95 \cdot 355 \cdot 2,94 + 1,05 \cdot 45 + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 12) = 0,95 (1091 + 47 + 32) = 1170 \text{ кН}$$

(вес подкрановой балки по табл. 12.1 $G_{п} = 0,25 \cdot 12 \cdot 15 = 45$ кН);

$$F'_k = (9,8 \cdot 30 + 680) / 2 - 355 = 487 - 355 = 132 \text{ кН};$$

$$D_{min} = \gamma_H (1091 \cdot 132 / 355 + 47 + 32) = 0,95 (406 + 47 + 32) = 485 \text{ кН.}$$

Сосредоточенные моменты от вертикальных усилий D_{max} , D_{min} по формуле (12.7)

$$e_k = 0,5 h_H = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ м}; \quad M_{max} = e_k D_{max} = 0,75 \cdot 1170 = 878 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = 0,75 \cdot 485 = 364 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Горизонтальная сила от мостовых кранов, передаваемая одним колесом, по формулам (12.4), (12.8),

$$T_k^H = 0,05 (9,8Q + G_T) / n_0 = 0,05 (9,8 \cdot 30 + 125) / 2 = 10,5 \text{ кН. Сила } T:$$

$$T = \gamma_H n n_c \Sigma T_k^H y = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 10,5 \cdot 2,94 = 31 \text{ кН.}$$

Считаем условно, что сила T приложена в уровне уступа колонны (рис. 12.14, б).

Ветровая нагрузка. Нормативный скоростной напор ветра (см. прил. 2) $g_0 = 0,27$ кПа. Тип местности — Б (см. прил. 3) и коэффициенты k для 10 м — 0,65; 20 м — 0,9; 30 м — 1,05.

По формуле (12.10)

$$q_B = \gamma_H n g_0 k c b = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 0,27 \cdot 0,8 \cdot 12 k = 2,95 k.$$

Линейная распределенная нагрузка при высоте до 10 м — $2,95 \times 0,65 = 1,9$ кН/м; 20 м — $2,95 \times 0,9 = 2,7$ кН/м; 30 м — $2,95 \times 1,05 = 3,1$ кН/м, 16 м — $1,9 + (2,7 - 1,9) \cdot 6 / 10 = 2,1$ кН/м; 23,8 м — $2,7 + (3,1 - 2,7) \cdot 3,8 / 10 = 2,9$ кН/м.

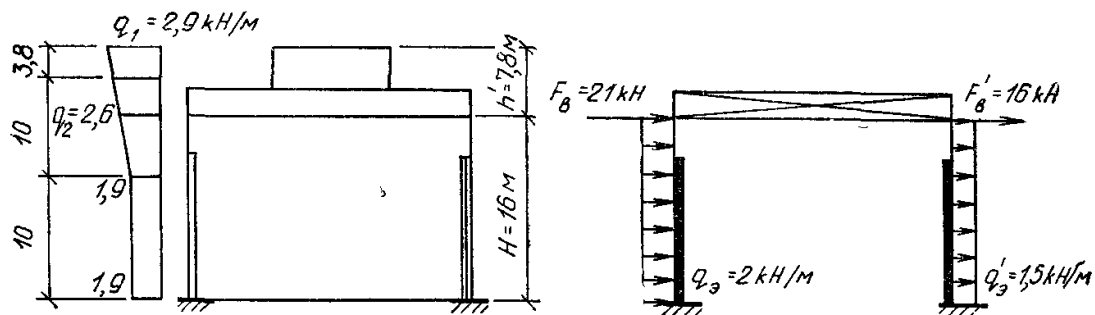


Рис. 12.15. К определению ветровой нагрузки

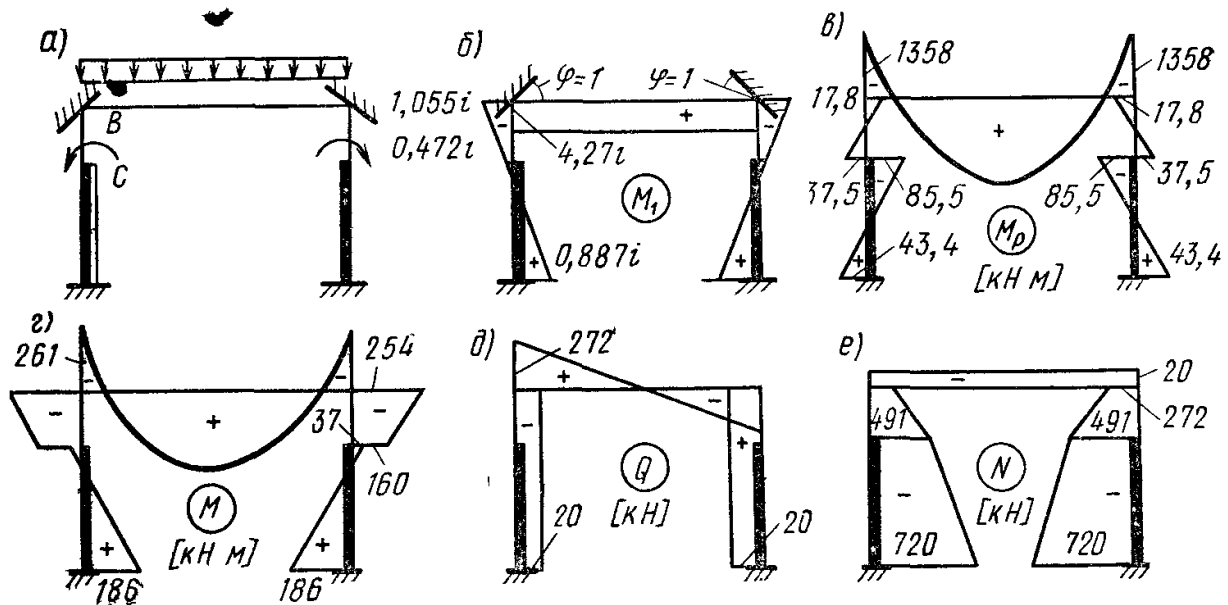


Рис. 12.16. К расчету рамы на постоянную нагрузку

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки по формулам (12.12):

$$F_B = (q_1 + q_2) h' / 2 = (2,6 + 2,9) 7,8 / 2 = 21 \text{ кН};$$

$$F'_B = F_B \cdot 0,6 / 0,8 = 21 \cdot 0,6 / 0,8 = 16 \text{ кН}.$$

Эквивалентные линейные нагрузки по формуле (12.11)

$$q_3 = q_{B10} \alpha = 1,9 \cdot 1,05 = 2 \text{ кН/м}; \quad q'_3 = 2 \cdot 0,6 / 0,8 = 1,5 \text{ кН/м}.$$

Ветровые нагрузки показаны на рис. 12.15.

В. Статический расчет поперечной рамы

Расчет на постоянные нагрузки. Основная система приведена на рис. 12.16 а, а схема нагрузки — на рис. 12.13. Сосредоточенный момент из-за смещения осей верхней и нижней частей колонны:

$$M = -(F_R + F_1) e_0 = -(272 + 205) 0,25 = -123 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Параметры по табл. 12.4: $n = 1/5 = 0,2$; $\alpha = H_B / H_H = 4,7 / 16 = 0,294 \approx 0,3$. Каноническое уравнение для левого узла

$$r_{11} \Phi_1 + r_{1p} = 0.$$

Моменты от поворота узлов (рис. 12.16, б) на угол $\varphi = 1$ (M_1):

$$M_A = k_A i = 0,887i; \quad M_C = k_C i = -0,472i; \quad M_B = k_B i = -1,055i;$$

$$M_B^{пр} = 2EI_p / l = 2E4I_H / H / H = 8iH / l = 8 \cdot 16i / 30 = 4,27i.$$

Моменты от нагрузки на стойках M_p (рис. 12.16, в):

$$M_A = k_A M = 0,353 (-123) = -43,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = k_B M = -0,145 (-123) = 17,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C^H = k_C M = -0,695 (-123) = 85,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C^B = (k_C + 1)M = (-0,695 + 1)(-123) = -37,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты на опорах ригеля (зашемленная балка постоянного по длине сечения)

$$M_B^{\text{риг}} = -ql^2/12 = -18,1 \cdot 30^2/12 = -1358 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Коэффициенты канонического уравнения:

$$r_{11} = M_B + M_B^{\text{риг}} = 1,055i + 4,27i = 5,33i \text{ (по эюре } M_1);$$

$$r_{1p} = M_B + M_B^{\text{риг}} = -17,8 - 1358 = -1376 \text{ (по эюре } M_p).$$

Угол поворота

$$\varphi = -r_{1p}/r_{11} = 1376/5,33i = 258,2/i.$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_{1\varphi}$):

$$M_A = 0,887i \cdot 258,2/i = 229 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B = -1,055i \cdot 258,2/i =$$

$$= -272 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_C = -0,472i \cdot 258,2/i = -122 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^{\text{риг}} = 4,25i \cdot 258,2/i = 1097 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эюра моментов ($M_{1\varphi} + M_p$) от постоянной нагрузки (рис. 12.16, з):

$$M_A = 229 - 43,4 = 186 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B = -272 + 17,8 = -254 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^{\text{риг}} = 1097 - 1358 = -261 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_C^B = -37,5 - 122 = -160 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^H = 85,5 - 122 = -37 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проверкой правильности расчета служит равенство моментов в узле B ($254 \approx 261$), равенство перепада эюры моментов в точке C ($160 - 37 = 123$) внешнему моменту (123), а также равенство поперечных сил на верхней и нижней частях колонны (рис. 12.16, д)

$$Q_{AC} = -(186 + 37)/11,3 = -19,7 \text{ кН}; \quad Q_{BC} = -(254 - 160)/4,7 = -20 \text{ кН}.$$

Разница (2 %) получена в результате округления параметра α . На рис. 12.16, е приведена эюра нормальных сил (с учетом веса стен и собственного веса колонн)

Расчет на нагрузку от снега. Проводится аналогично расчету на постоянные нагрузки. Сосредоточенный момент на колонне

$$M = F_R e_0 = -372 \cdot 0,25 = -93 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Моменты от нагрузки:

$$M_A = 0,353(-93) = -32,8 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B = -0,145(-93) = 13,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^H = -0,695(-93) = 64,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_C^B = 0,305(-93) = -28,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^{\text{риг}} = 24,8 \cdot 30^2/12 = 1860 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коэффициенты канонического уравнения:

$$r_{11} = 5,33i; \quad r_{1p} = -13,5 - 1860 = 1874.$$

Угол поворота $\varphi = 1874/5,33i = 352/i$.

Моменты от фактического угла поворота:

$$M_A = 0,887i \cdot 352/i = 312 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B = -1,055i \cdot 352/i = -371 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = -0,472i \cdot 352/i = -166 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B^{\text{риг}} = 4,25i \cdot 352/i = 1496 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эюры усилий от снеговой нагрузки показаны на рис. 12.17.

$$M_A = 281 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B = -357 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_C^B = -194 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^H = -101 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B^{\text{риг}} = -364 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_B = Q_A = (281 + 101)/11,3 = -34 \text{ кН};$$

$$N_B = N_A = -372 \text{ кН}; \quad N^{\text{риг}} = -34 \text{ кН}.$$

Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов. Расчет проводится при расположении тележки крана у левой стойки. Основная система и схема нагрузки приведены на рис. 12.18, а.

Проверка возможности считать ригель абсолютно жестким по формуле (12.1):

$$k = I_p H / I_H l = 20 \cdot 16 / 5 \cdot 30 = 2,13 > 6 / (1 + 1,1 \sqrt{4}) = 1,87.$$

Каноническое уравнение для определения смещения плоской рамы

$$r_{11} \Delta + r_{1p} = 0.$$

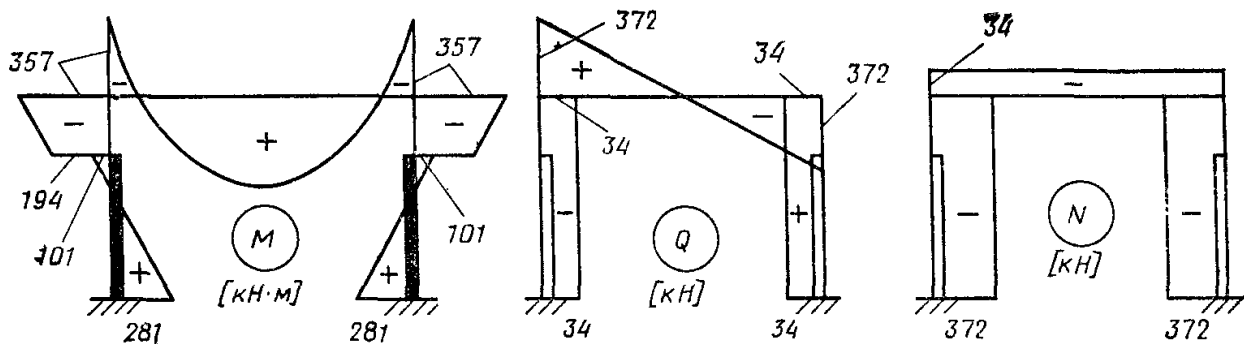


Рис. 12.17. Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

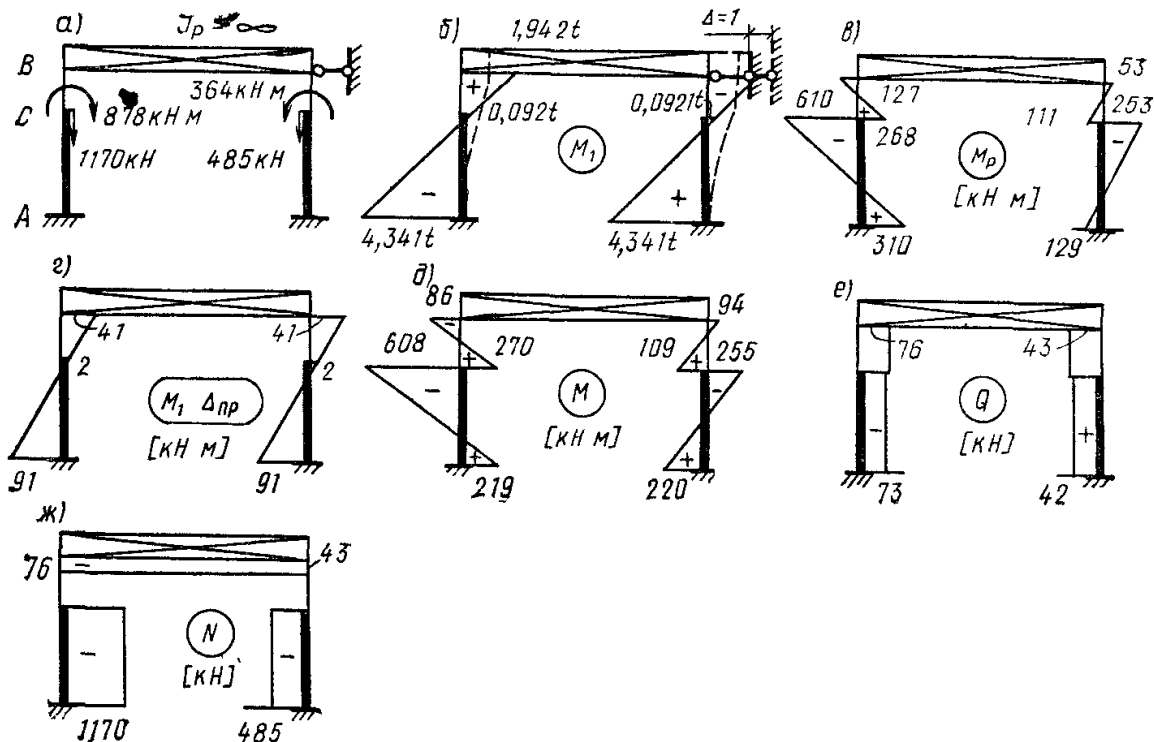


Рис. 12.18. К расчету рамы на вертикальную нагрузку от мостовых кранов

Моменты и реакции от смещения верхних узлов на $\Delta=1$ (рис. 12.18, б) — по табл. 12 4:

$$r_{11} = 2F_{RB} + 2k'_B t/H = -2 \cdot 6,283t/16 = -0,785t.$$

Моменты и реакции на левой стойке от нагрузки (рис. 12.18, в):

$$M_A = k_A M = 0,353 \cdot 878 = 310 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = k_B M = -0,145 \cdot 878 = -127 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_C^H = k_C M = -0,695 \cdot 878 =$$

$$= -610 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_C^B = (k_C + 1) M = 0,305 \cdot 878 = 268 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_{RB} = k'_B M/H = 1,5 \cdot 878/16 = 84,8 \text{ кН}.$$

Усилия на правой стойке можно получить аналогично или умножая усилия левой стойки на отношение

$$M_{min}/M_{max} = 364/878 = 0,41.$$

Реакция верхних концов стоек

$$r_{1p} = F_{RB} - F_{RB}^{np} = 82,3 - 33,7 = 48,6 \text{ кН}.$$

Смещение плоской рамы

$$\Delta = -r_{1p}/r_{11} = 48,6/0,785t = 61,9/t.$$

Крановая нагрузка — местная, поэтому $\alpha_{np} \neq 1$. При жесткой кровле по формуле (12 21).

$$\alpha_{np} = n_0 \left(1/n + a_2^2/2\sum a_i^2 \right) / \sum y = 4 \left[1/10 + 84^2/2(108^2 + 84^2 + 60^2 + 36^2 + 12^2) \right] / 2,94 =$$

$$= 4 [0,1 + 7056/47 520] / 2,94 = 0,34.$$

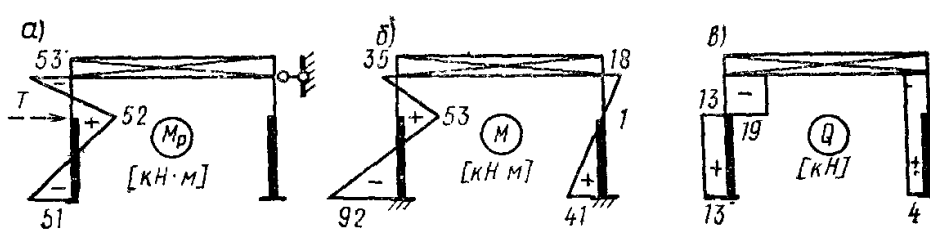


Рис. 12.19. Эпюры усилий от горизонтальных воздействий краев

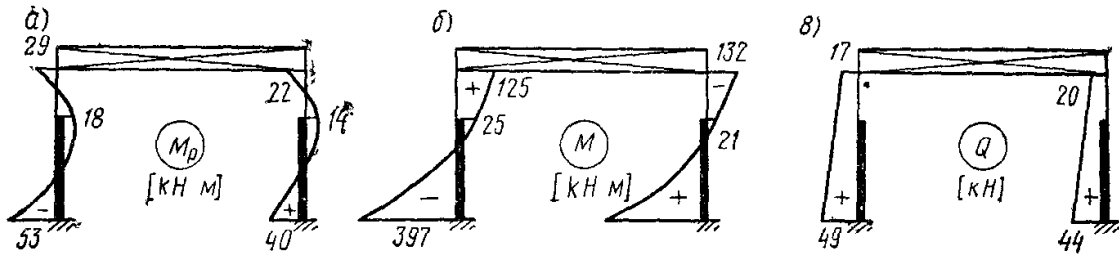


Рис. 12.20. Эпюры усилий от ветровой нагрузки

Смещение с учетом пространственной работы по формуле (12.13):

$$\Delta_{\text{пр}} = \alpha_{\text{пр}} \Delta = 0,34 \cdot 61,9/t = 21,0/t.$$

Эпюра моментов $M_1 \Delta_{\text{пр}}$ от фактического смещения рамы с учетом пространственной работы показана на рис. 12.18, з, а суммарная ($M_p + M_1 \Delta_{\text{пр}}$) — на рис. 12.18, д. Эпюра Q (рис. 12.18, е) свидетельствует о правильном расчете (поперечные силы в верхних и нижних частях стоек рамы практически одинаковы). Разница в значениях нормальной силы (рис. 12.18, ж) с левого и правого концов ригеля получилась за счет передачи горизонтальных сил на соседние рамы.

Расчет на горизонтальные воздействия мостовых кранов. Основная система, эпюра M_1 , каноническое уравнение, коэффициент $\alpha_{\text{пр}}$ — такие же, как и при расчете на вертикальную нагрузку от мостовых кранов.

Моменты и реакции в основной системе от силы T (рис. 12.19, а):

$$M_A = k_A T H = -0,102 \cdot 31 \cdot 16 = -51 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_B = k_B T H = -0,106 \cdot 31 \cdot 16 = -53 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_C = k_C T H = 0,105 \cdot 31 \cdot 16 = 52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_{RB} = k'_B T = 0,704 \cdot 31 = 21,8 \text{ кН}.$$

Смещение верхних концов с учетом пространственной работы:

$$\Delta_{\text{пр}} = \alpha_{\text{пр}} r_{1p}/r_{11} = 0,34 \cdot 21,8/0,785t = 9,44/t.$$

Эпюры M и Q показаны на рис. 12.19, б, в.

Проверка правильности решения: скачок на эпюре Q $19 + 13 = 32$ кН примерно равен силе T , а на левой стойке поперечные силы в верхней и нижней частях равны (4 кН).

Расчет на ветровую нагрузку. Основная система и эпюра M_1 — как для крановых воздействий. Эпюра M_p (рис. 12.20, а), на правой стойке

$$M_A = k_A q_3 H^2 = -0,104 \cdot 2 \cdot 16^2 = -53 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_B = k_B q_3 H^2 = -0,056 \cdot 2 \cdot 16^2 = -29 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_C = k_C q_3 H^2 = 0,035 \cdot 2 \cdot 16^2 = 18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_{RB} = k'_B q_3 H = 0,452 \cdot 2 \cdot 16 = 14,5 \text{ кН}.$$

На левой стойке усилия получаются умножением на коэффициент

$$q'_3/q_3 = 1,5/2 = 0,75.$$

Коэффициенты канонического уравнения по формуле (12.22):

$$r_H = -0,785t; \quad r_{1p} = F_{RB} + F'_{RB} + F_B + F'_B = 14,5 + 10,8 + 21 + 16 = 62,3.$$

Смещение рамы (ветровая нагрузка действует на все рамы блока и поэтому $\alpha_{\text{пр}} = 1$): $\Delta = -r_{1p}/r_{11} = 62,3/0,785t = 79,4/t$.

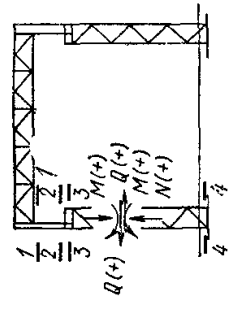
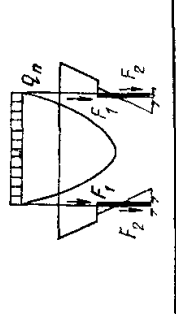
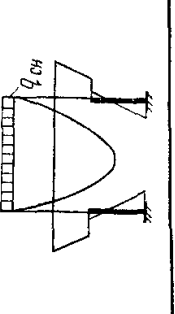
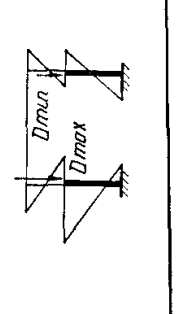
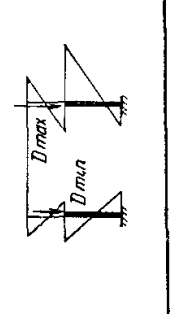
Эпюра $M = (M_p + M_1 \Delta)$ показана на рис. 12.20, б.

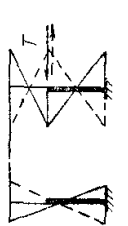
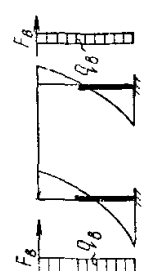
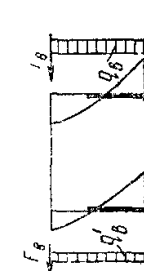
Эпюра Q (рис. 12.20, в) на левой стойке:

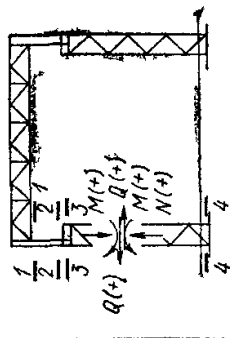
$$Q_A = (-M_A + M_B)/H + q_3 H/2 = (397 + 125)/16 + 2 \cdot 16/2 = 49 \text{ кН};$$

$$Q_B = Q_A - q_3 H = 49 - 2 \cdot 16 = 17 \text{ кН}.$$

Т а б л и ц а 12.6. Таблица расчетных усилий в сечениях левой стойки рамы (изгибающие моменты, кН·м, нормальные и поперечные силы, кН)

Номер нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий	n _c	Сечения стойки											
			1-1		2-2		3-3		4-4					
			M	N	M	N	M	N	M	N	Q			
1		1	-254	-272	-160	-491	-37	-491	+186	-720	-20			
2		1	-357	-372	-194	-372	-101	-372	+281	-372	-34			
		0,9	-321	-335	-175	-335	-91	-335	+253	-335	-31			
3		1	-86	0	+270	0	-608	-1170	+219	-1170	-76			
		0,9	-77	0	+243	0	-547	-1053	+197	-1053	-68			
3*		1	-94	0	+109	0	-255	-485	+220	-485	-43			
		0,9	-85	0	+98	0	-230	-437	+198	-437	-39			
4		1	±35	0	±53	0	±53	0	±92	0	±13			
		0,9	±32	0	±48	0	±48	0	±83	0	±12			
		T												

4*	T	на правую стойку		1	± 18	0	± 1	0	± 1	0	± 41	0	± 4
				0,9	± 16	0	± 1	0	± 1	0	± 37	0	± 4
5		слева		1	$+125$	0	$+25$	0	$+25$	0	-391	0	$+49$
	Ветровая	справа		0,9	$+112$	0	$+23$	0	$+23$	0	-357	0	$+44$
5*				1	-132	0	-21	0	-21	0	$+385$	0	-44
				0,9	-119	0	-19	0	-19	0	$+347$	0	-40
	$+M_{max}$	$n_c=1$	№ нагрузок		—	—	1, 3, 4	—	—	—	—	1, 5*	
	$N_{соотв}$	$n_c=0,9$	усилия		—	—	$+163$	-491	—	—	$+571$	-720	
			№ нагрузок		—	—	1, 3, 4, 5	—	—	—	1, 2, 3, 4, 5*		
			усилия		—	—	$+154$	-491	—	—	$+1066$	-2108	
	$-M_{max}$	$n_c=1$	№ нагрузок		1, 2	—	1, 2	—	1, 3, 4	—	1, 5	—	
	$N_{соотв}$	$n_c=0,9$	усилия		-611	-644	-354	-863	-637	-1661	-211	-720	
			№ нагрузок		1, 2, 3*, 4, 5	—	1, 2, 5*	—	1, 2, 3, 4, 5*	—	1, 3, 4 (-), 5]D		
			усилия		-811	-607	-354	-826	-729	-1879	-34	-1773	

Номер нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий		Сечения стойки							
			1-1		2-2		3		4-4	
			M	N	M	N	M	N	M	N
		№ нагрузок	—		1, 3, 4		—		—	
	$n_c=1$	усилия	—		+163	-491	—		—	
	$n_c=0,9$	№ нагрузок	—		1, 3, 4, 5		—		1, 2, 3, 4, 5*	
		усилия	—		+154	-491	—		+1065	-2108
		№ нагрузок	1, 2		1, 2		1, 3, 4		—	
	$n_c=1$	усилия	-611	-644	-354	-863	-637	-1661	—	
	$n_c=0,9$	№ нагрузок	1, 2, 3*, 4, 5		1, 2, 5*		1, 2, 3, 4, 5*		—	
		усилия	-811	-607	-354	-826	-729	-1879	—	
		№ нагрузок	Усилия M, N от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом 0,9/1,1=0,8							
	$n_c=1$	усилия	1,5*							
		№ нагрузок	+496							
		усилия	-576							
	$n_c=1$	усилия	1,5							
		№ нагрузок	-248							
		усилия	-576							
	$n_c=0,9$	№ нагрузок	1, 2, 3, 4, 5*							
		усилия	-171							

¹ В эту комбинацию усилий включены усилия от крановой нагрузки в связи с тем, что, хотя абсолютная величина отрицательного момента несколько уменьшается, нормальная сила при этом существенно возрастает.

На правой стойке.

$$Q_A^{np} = (385 + 132)/16 + 1,5 \cdot 16/2 = 44 \text{ кН};$$

$$Q_B^{np} = 44 - 1,5 \cdot 16 = 20 \text{ кН}.$$

При правильном решении сумма поперечных сил внизу должна быть равна сумме всех горизонтальных нагрузок.

$$Q_A + Q_A^{np} = 49 + 44 = 93 \text{ кН} = (q_0 + q'_0)H + F_B + F'_B = \\ = (2 + 1,5) 16 + 21 + 16 = 93 \text{ кН}.$$

$$Q_B + Q_B^{np} = 17 + 20 = 37 \text{ кН} = F_B + F'_B = 21 + 16 = 37 \text{ кН}.$$

Г. Составление комбинаций усилий в сечениях стойки рамы и определение усилий для расчета колонн.

Рама симметричная, поэтому табл. 12.6 составляется для характерных сечений одной стойки. Для того чтобы учесть все возможные случаи загрузки, в таблицу заносятся усилия от крановых воздействий при тележке у правой стойки (эпюра — зеркальное отображение эпюры при тележке слева), усилия при силе T , приложенной к другой стойке, усилия при другом направлении ветра. Указания по составлению комбинаций усилий и по определению усилий для расчета колонн (в таблице выделены рамкой) приведены выше.

Глава 13. КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

Покрытие производственного здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его отдельных элементов.

В данной главе рассмотрены только плоскостные решения конструкций покрытия. Пространственные решетчатые системы покрытий (структуры) рассмотрены в главе 18.

§ 1. КОНСТРУКЦИЯ КРОВЛИ

Покрытие производственного здания решается с применением прогонов или без них. В первом случае между стропильными фермами через 1,5—3 м устанавливают прогоны, на которые укладывают мелкогабаритные кровельные плиты, листы, настилы (рис. 13.1, а). Во втором случае непосредственно на стропильные фермы укладывают крупногабаритные плиты или панели шириной 1,5—3 м и длиной 6 или 12 м, совмещающие функции несущих и ограждающих конструкций (рис. 13.1, б).

Кровля по прогонам получается легче вследствие небольшого пролета ограждающих элементов, но требует большего расхода металла (на прогоны) и более трудоемка в монтаже. Беспрогонная кровля индустриальна и проста в монтаже, обеспечивает меньший расход стали (при применении железобетонных панелей); основной недостаток ее — большая масса.

Снижение массы кровельной конструкции имеет чрезвычайно важное значение, ибо уменьшает стоимость не только конструкции кровли, но и всех нижерасположенных конструкций: фонарей, ферм, колонн и фундаментов.

Выбор конструкции кровли производится на основании технико-экономического сравнения возможных вариантов с учетом технологических и экономических факторов — назначения здания, температурно-влажностного режима внутрицеховой среды, стоимости возведения, наличия производственной базы по изготовлению крупногабаритных панелей в районе строительства, условий транспортировки, обеспеченности монтажными механизмами и т. д.