МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Строительные конструкции имени доктора технических наук профессора Т. М. Пецольда»

Н. А. Рак
С. Б. Щербак
В. И. Смех

РАСЧЕТ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ ПО СП 5.03.01-2020 «БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Пособие

Минск
БНТУ
2026

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Строительные конструкции имени доктора технических наук профессора Т. М. Пецольда»

Н. А. Рак
С. Б. Щербак
В. И. Смех

РАСЧЕТ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ ПО СП 5.03.01-2020 «БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Пособие
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Рекомендовано учебно-методическим объединением высших учебных заведений Республики Беларусь по образованию в области строительства и архитектуры

Минск
БНТУ
2026

УДК 624.943.012.45.04(075.8)
ББК 38.53я7
Р19

Р е ц е н з е н т ы:
кафедра пожарной безопасности Университета гражданской защиты
(начальник кафедры, подполковник внутренней службы,
канд. техн. наук, доцент *С. С. Ботян*);
главный научный сотрудник Государственного предприятия
«Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С. С.», д-р техн. наук,
профессор *В. М. Пилипенко*

Рак, Н. А.

Р19 Расчет каркаса одноэтажного производственного здания по СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» : пособие для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / Н. А. Рак, С. Б. Щербак, В. И. Смех. – Мн. : БНТУ, 2026. – 74 с.

ISBN 978-985-31-0170-6.

Пособие содержит сведения по конструктивным схемам одноэтажных производственных зданий с подвесными кранами, компоновке поперечной рамы каркаса, а также содержит общие положения по статическому расчету.

В пособии рассматривается пример статического расчета каркаса одноэтажного производственного здания с указаниями по определению нагрузок, учету геометрических несовершенств и выполнению статического расчета. Пример расчета выполнен в соответствии с требованиями норм проектирования СП 5.03.01-2020.

Пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», а также может быть использовано при курсовом и дипломном проектировании студентами других специальностей строительного профиля.

УДК 624.943.012.45.04(075.8)
ББК 38.53я7

ISBN 978-985-31-0170-6

© Рак Н. А., Щербак С. Б.,
В. И. Смех, 2026
© Белорусский национальный
технический университет, 2026

СОДЕРЖАНИЕ

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ 4
2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ 12
3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КАРКАСА ЗДАНИЯ 13
4. ПРИМЕР РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ 20
4.1. Определение генеральных размеров поперечной рамы 20
4.2. Определение нагрузок на поперечную раму 21
4.2.1. Постоянные нагрузки от веса покрытия, собственной массы конструкций и стенового ограждения 22
4.2.2. Нагрузки от крановых воздействий 24
4.2.3. Нагрузки от веса снегового покрова 27
4.2.4. Нагрузки от давления ветра 28
4.2.5. Учет геометрических несовершенств 32
4.3. Статический расчет рамы на отдельные загружения и формирование сочетаний усилий для расчетных сечений колонн 33
ЛИТЕРАТУРА 60
ПРИЛОЖЕНИЕ 61

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Каркас одноэтажного производственного здания представляет собой пространственную систему, состоящую из защемленных в фундаменты колонн, объединенных (в пределах температурного блока) стропильными и подстропильными конструкциями, плитами, связями и т. д. или покрытием в виде оболочек. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы. Поперечные рамы образуются из колонн и стропильных конструкций или диафрагм оболочек, продольные – из колонн, плит покрытия или прогонов, подстропильных конструкций, связей (решетчатых и в виде распорок) и подкрановых балок, а также диафрагм или бортовых элементов оболочек.

На основе анализа требований к предприятиям различных отраслей промышленности (межотраслевая унификация) или к многоэтажным гражданским и промышленным зданиям (межвидовая унификация) разработаны стандарты на габаритные схемы и параметры одноэтажных (ГОСТ 23887-79 и ГОСТ 23838-79) и многоэтажных (ГОСТ 24336-80 и ГОСТ 24337-80) зданий промышленных предприятий. К основным строительным параметрам зданий, подлежащим унификации, относятся: пролет, шаг опор (сетка колонн) и высотные габариты; вид и грузоподъемность подъемно-транспортного оборудования; привязка элементов конструкций к координационным (разбивочным) осям; размеры вставок в местах температурных швов и примыканий у взаимно перпендикулярных пролетов и перепадов высот; уклоны кровель из различных материалов; производственные нагрузки и воздействия.

Унификация параметров и конструкций зданий проводится на основе прямоугольной системы модульных координат, обеспечивающей соизмеримость элементов и деталей зданий, кратность их модулю определенной величины, что создает необходимые условия для строительства зданий из заранее изготовленных элементов при их различных сочетаниях. В настоящее время более 95 % общей площади промышленных зданий проектируют с применением унифицированных размеров пролета и шага основных несущих конструкций, более 85 % общей площади – с унифицированным размером высот. В качестве основного модуля принят модуль М, равный 100 мм. Для координации и согласования размеров и взаимного расположения объемно-планировочных и конструктивных элементов строительных изделий, сантехнического и другого оборудования зданий с размером самого здания применяется оптимальный ряд производственных укрупненных модулей.

Градация параметров планировочных и конструктивных элементов устанавливается равной одному из укрупненных модулей. Например, пролеты и шаги колонн одноэтажных зданий и соответствующие им номинальные размеры конструкций покрытия рекомендуется принимать кратными 60М (при пролетах более 12 000 мм) или 30М (при пролетах 6 000–12 000 мм). Для размера высот приняты модули 6М (600 мм) и 12М (1 200 мм) в зависимости от типа зданий и их высоты.

В соответствии с унифицированными параметрами разрабатываются стандарты, каталоги и рабочие чертежи типовых конструкций и деталей, предназна-

ченные для заводского изготовления. При этом обеспечивается широкая взаимозаменяемость конструкций. Правилами расположения координационных (разбивочных) осей зданий и привязок к ним основных несущих и ограждающих конструкций определяется положение сборных элементов в плане и по высоте здания. Размеры привязок должны обеспечивать оптимальные взаимосочетания сборных элементов и назначаться так, чтобы исключить или свести к минимуму применение доборных элементов или дополнительных работ на месте по закрытию промежутков между типовыми элементами заводского изготовления.

Общие конструктивные схемы зданий из типовых конструкций имеют разновидности, определяемые различными сочетаниями шагов колонн и стропильных конструкций, а также видом последних. Объемно-планировочные и связанные с ними конструктивные особенности различных схем подробно изложены в справочной и учебной литературе [12; 13]. Наиболее простой из них является схема, в которой для колонн крайних и средних рядов, а также для стропильных конструкций принимается шаг 6 или 12 м (рис. 1.1). В зданиях с малоуклонной кровлей в крайних ячейках каждого температурного блока устанавливаются вертикальные стальные связи между крайними (опорными) стойками ферм, а в остальных ячейках – стальные распорки для развязки колонн поверху. В зданиях со скатной кровлей такие связи и распорки не предусматриваются.

Покрытие одноэтажного здания может выполняться беспрогонным (преимущественно) и по прогонам. При беспрогонной схеме крупноразмерные плиты покрытия укладываются непосредственно по ригелям поперечных рам и привариваются к ним не менее чем в трех углах. Глубина опирания продольных ребер плит покрытия пролетом 6 м – не менее 80 мм, пролетом 12 м – не менее 90 мм. Сварку закладных деталей стыкуемых конструкций делают по всей длине этих деталей, а швы между плитами замоноличивают. В этом случае образуется жесткий в своей плоскости горизонтальный диск, обеспечивающий пространственную работу каркаса в целом.

В отечественных типовых сериях стропильные балки применяют при пролетах до 24 м, фермы – при пролетах до 30 м, а арки – до 36 м. За рубежом область применения балок покрытия расширена до 36 м и более. При шаге колонн по средним рядам 12 м, а по крайним 6 м может применяться конструктивная схема с подстропильными конструкциями. При наличии подстропильных конструкций стропильные фермы с шагом 6 м устанавливаются по средним рядам на подстропильные конструкции, а по крайним – непосредственно на колонны (рис. 1.2).

Типовые колонны рассчитаны в поперечном направлении здания как элементы одноярусных рам с шарнирными сочленениями в местах опирания стропильных конструкций. При этом учтено перераспределение горизонтальных нагрузок, действующих на колонны через жесткий диск покрытия (образуемый плитами и стропильными конструкциями), или через горизонтальные стальные связи по верхнему поясу стропильных ферм, если недостаточна прочность сварных швов крепления плит. Продольная устойчивость каркаса здания обеспечивается использованием жесткого диска покрытия и стальных связей по колоннам (для высоких зданий). Схемы расположения связей зависят от схемы здания, высоты и шага колонн.

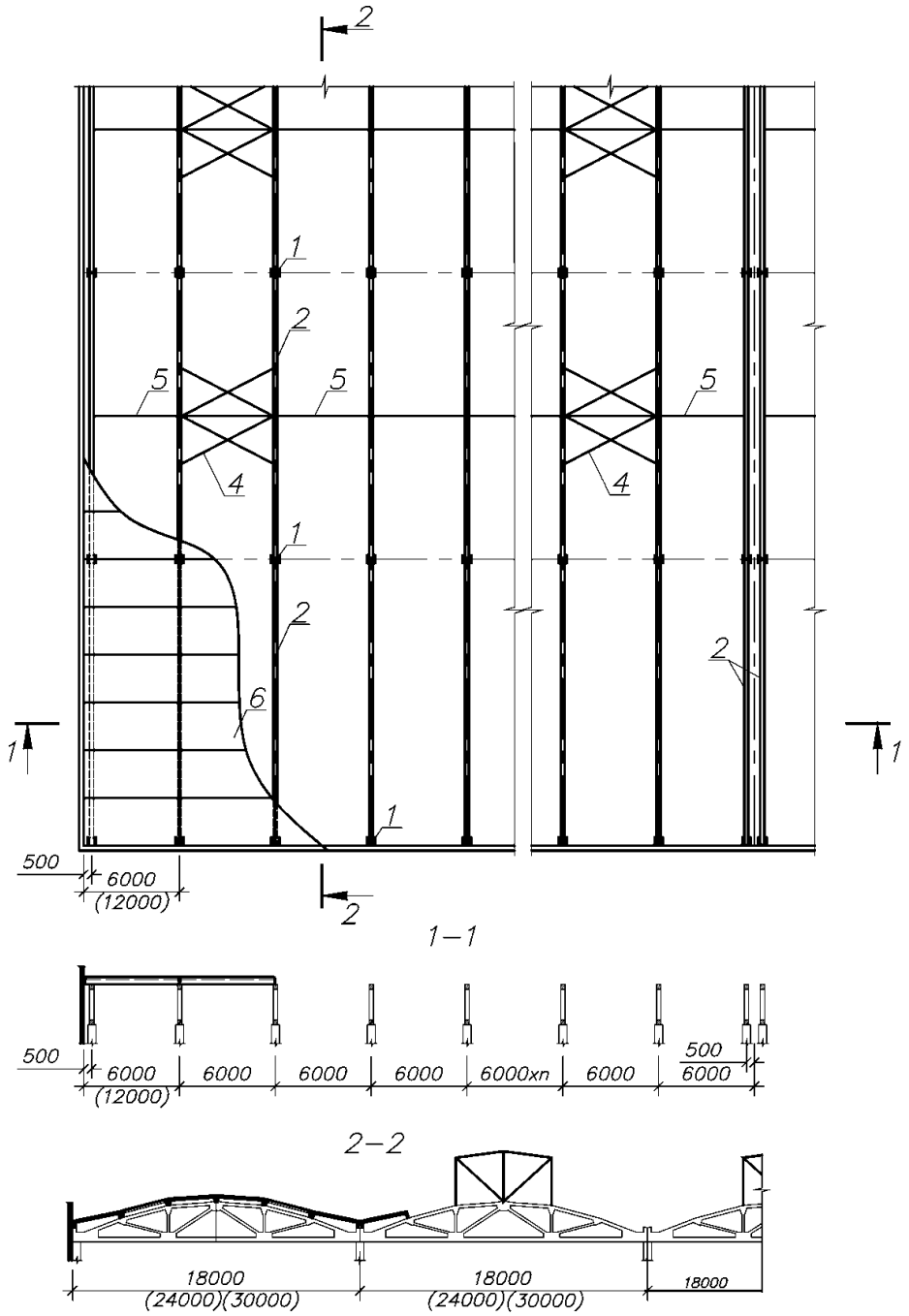


Рис. 1.1. Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн 6 (12) м:
1 – колонна; *2* – стропильная ферма (раскосная или безраскосная); *3* – фонарь;
4 – стальные связи; *5* – стальная распорка; *6* – плита покрытия длиной 6 (12) м

Для зданий, оборудованных подвесными кранами общего назначения грузоподъемностью от 1 до 5 т (рис. 1.3), в серии 1.423.1-3/88 (высоты колонн от 3,0 до 9,6 м с шагом 0,6 м) при одноярусном расположении кранов применены унифицированные габаритные схемы с пролетами 6, 9, 12, 18, 24, 30 и 36 м. При пролетах 6, 9 и 12 м шаг колонн по крайним и средним рядам принят по 6 м. Для пролетов от 18 до 36 м предусмотрены следующие варианты шагов колонн: 6 и 6, 6 и 12, 12 и 12 м соответственно по крайним и средним рядам колонн. Связи между колоннами в пределах их высоты не требуются.

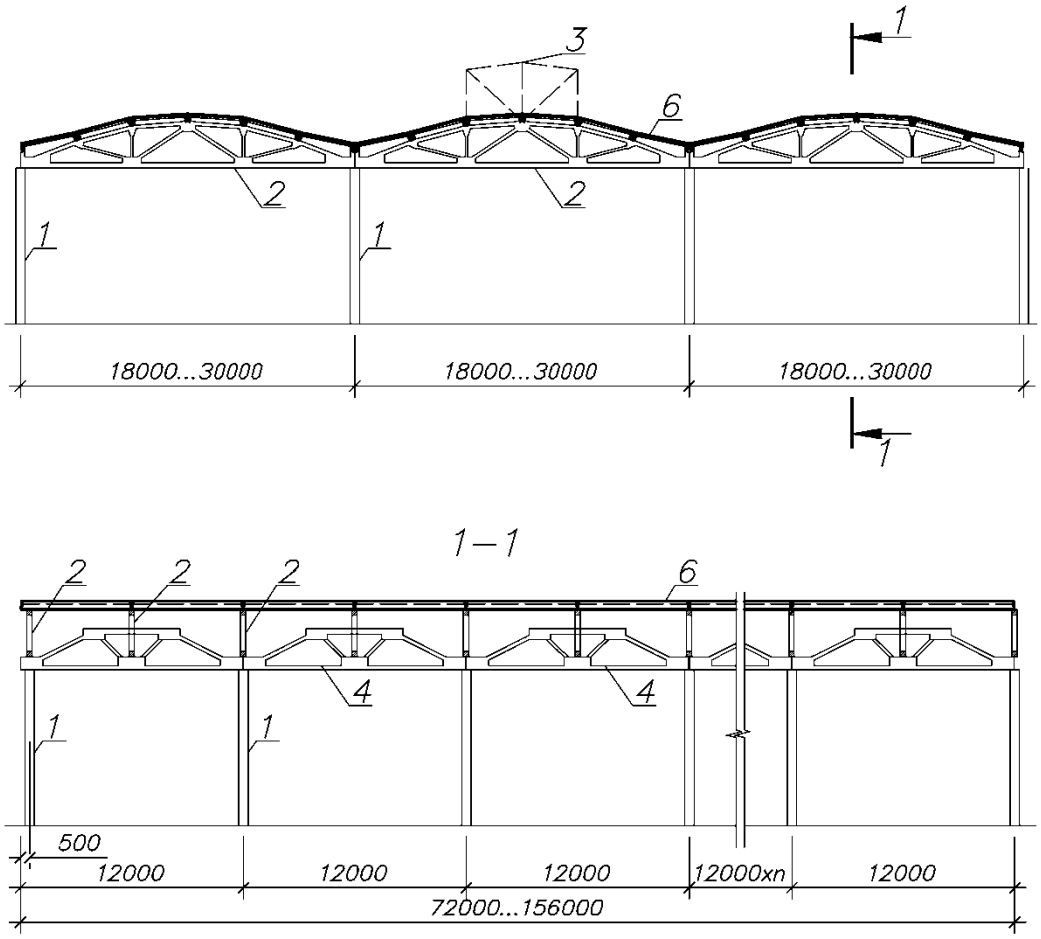


Рис. 1.2. Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн средних рядов 12 м, шаге стропильных ферм 6 м, устанавливаемых на подстропильные фермы:
1 – колонна; *2* – стропильная ферма (раскосная или безраскосная); *3* – фонарь;
4 – подстропильная ферма пролетом 12 м; *6* – плита покрытия длиной 6 м



Рис. 1.3. Общий вид подвесного крана и крановых путей

Для зданий, оборудованных подвесными кранами общего назначения грузоподъемностью от 1 до 5 т, в серии 1.423.1-5/88 (высоты колонн от 10,8 до 14,4 м с шагом 1,2 м) при одноярусном расположении кранов применены унифицированные габаритные схемы с пролетами 18, 24, 30 и 36 м. Предусмотрены следующие варианты шагов колонн: 6 и 6, 6 и 12, 12 и 12 м соответственно по крайним и средним рядам колонн. По всем продольным рядам колонн предусмотрены стальные распорки (при отсутствии подстропильных конструкций), а в середине каждого температурного блока – стальные вертикальные связи по колоннам.

Принятые в типовых сериях унифицированные габаритные схемы предназначены для удобства проектирования типовых конструкций (зданий), но мировая тенденция развития строительной отрасли свидетельствует, что проектировщики все чаще отступают от унифицированных схем, модульных размеров и т. д., так как это позволяет максимально уменьшить неиспользуемый объем здания, снизить вес конструкций, потребление энергии и т. д.

В соответствии с ГОСТ 23838-79 «Здания промышленных предприятий. Параметры», принимаются установленная привязка элементов конструкций к координационным осям зданий и размеры вставок в местах температурных швов, примыканий взаимно перпендикулярных пролетов и перепадов высот. Наиболее распространенные типы привязок для зданий простых габаритных схем (без перепадов высот, без продольных деформационных швов и т. д.) даны на рис. 1.4 и 1.5.

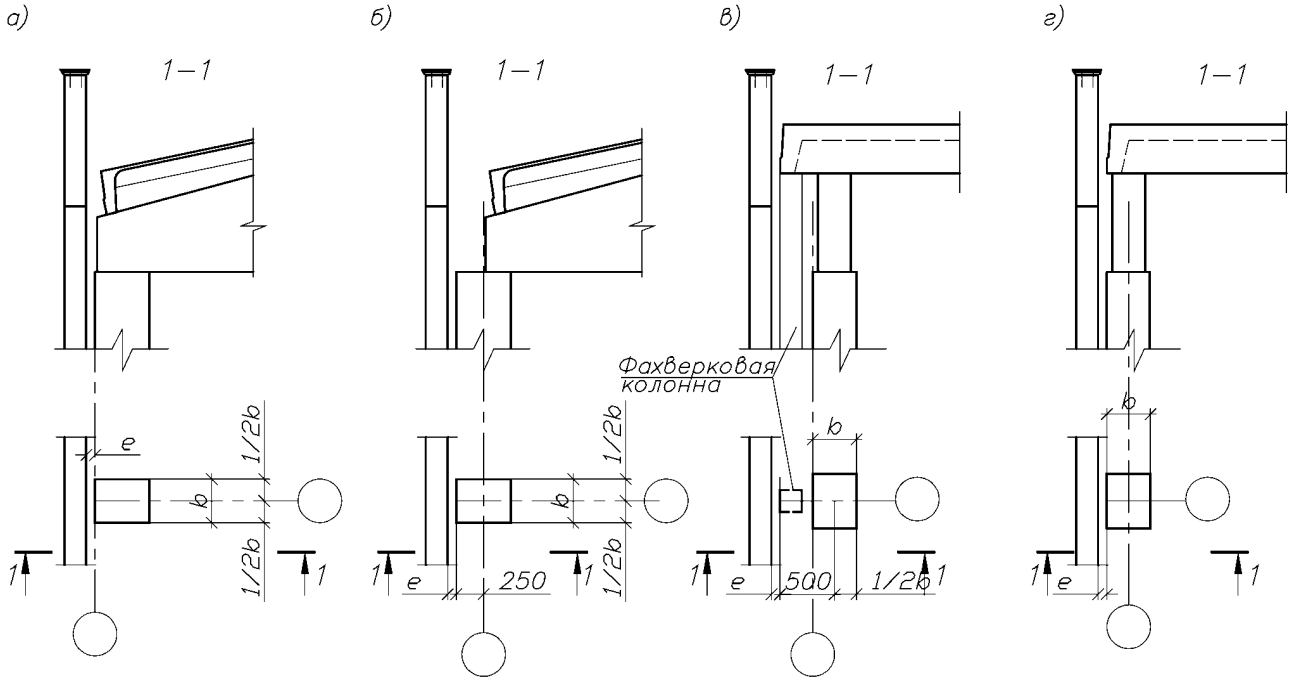


Рис. 1.4. Привязки колонн крайних рядов:
а и *б* – в крайних продольных рядах здания; *в* и *г* – в торцах здания

В зданиях с подвесными кранами величина привязки крайних колонн к продольным разбивочным осям принимается равной 0 мм.

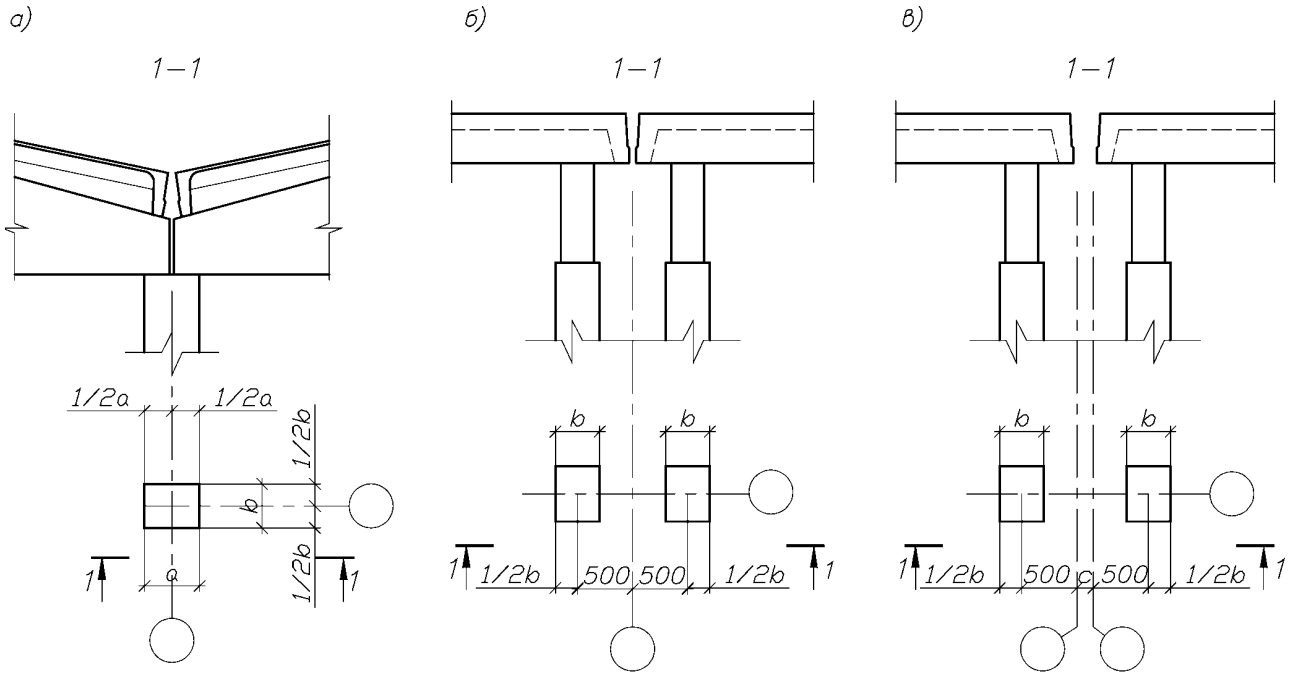


Рис. 1.5. Привязки колонн средних рядов:
а – привязка колонн средних рядов; *б* – основная привязка парных колонн в поперечных температурных швах; *в* – допускаемая привязка парных колонн в поперечных температурных швах

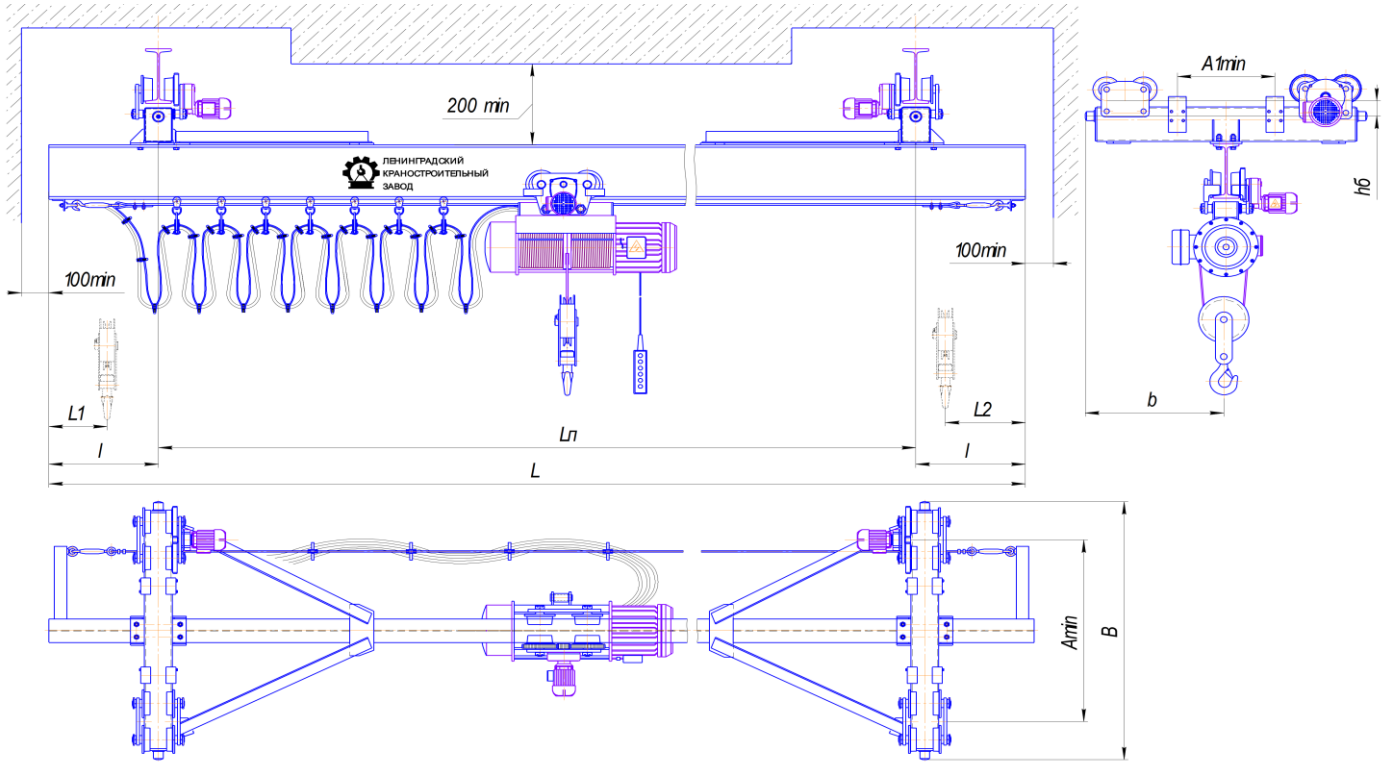
В настоящее время подвесные краны изготавливаются на заводах разных отраслей промышленности по ГОСТ 7890-93 или по техническим условиям, отражающим особенности конкретных производств. В связи с этим одинаковые по грузоподъемности краны имеют зачастую параметры (например, весовые характеристики), отличающиеся от ГОСТ 7890-93.

Подвесные кран-балки применяют при пролетах от 6 до 24 м и небольшой грузоподъемности (до 10 т). Они состоят из основной двутавровой стальной балки, подвешенной к несущим элементам покрытия, и грузоподъемной электрической тали (рис. 1.6 и 1.7).

Пути для движения подвесных кранов монтируют из специальных или обычных двутавровых (реже тавровых) балок и крепят к несущим конструкциям покрытия или междуэтажным перекрытиям хомутами, сваркой закладных элементов, скобами и т. п.

Подвесные кран-балки позволяют перемещать грузы вдоль пролета цеха и поперек него, охватывая таким образом всю рабочую площадь. Подвесные кран-балки имеют большое преимущество перед мостовыми кранами благодаря своей повышенной гибкости, которая позволяет изменить направление их движения с продольного на поперечное, что важно при модернизации технологического процесса.

Подвесные краны в пролетах до 12 м устанавливают в виде одной балки, а в пролетах от 18 до 24 м – в виде двух балок. Грузоподъемность подвесных балок при креплении их к железобетонным стропильным конструкциям не должна превышать 5 т, а при креплении к стальным стропильным конструкциям – 10 т. Управляют подвесными кранами с пола цеха.



Высота подъема, м	Пролет крана Lпр, м	Длина консолей, м	Размеры, мм							Номера профилей крановых путей, ГОСТ 19425	Нагрузка на путь, кН		Конструктивная масса, т
			Amin	A1min	B	b	h	h1	hб		от тележки	от колеса	
					не более						не более		
6,9, 12,18	3,0	0,3-0,6	900	500	1860	930	2100	600	100	30М; 36М;45М	15,5	7,75	1,7
	4,2	0,3-0,6					2200	700			15,8	7,9	1,85
	6,0	0,3-0,9			2100	1050					16,6	8,3	2,1
	9,0	0,6-1,5					2400	900			17	8,5	2,5
	12,0	0,6-1,5									17,6	8,8	2,9
	15,0	0,6-1,5									18,2	9,1	3,3

Рис. 1.6. Кран мостовой электрический однобалочный подвесной грузоподъемностью 5 т, управление с пола. Производство – ООО «Ленинградский краностроительный завод»

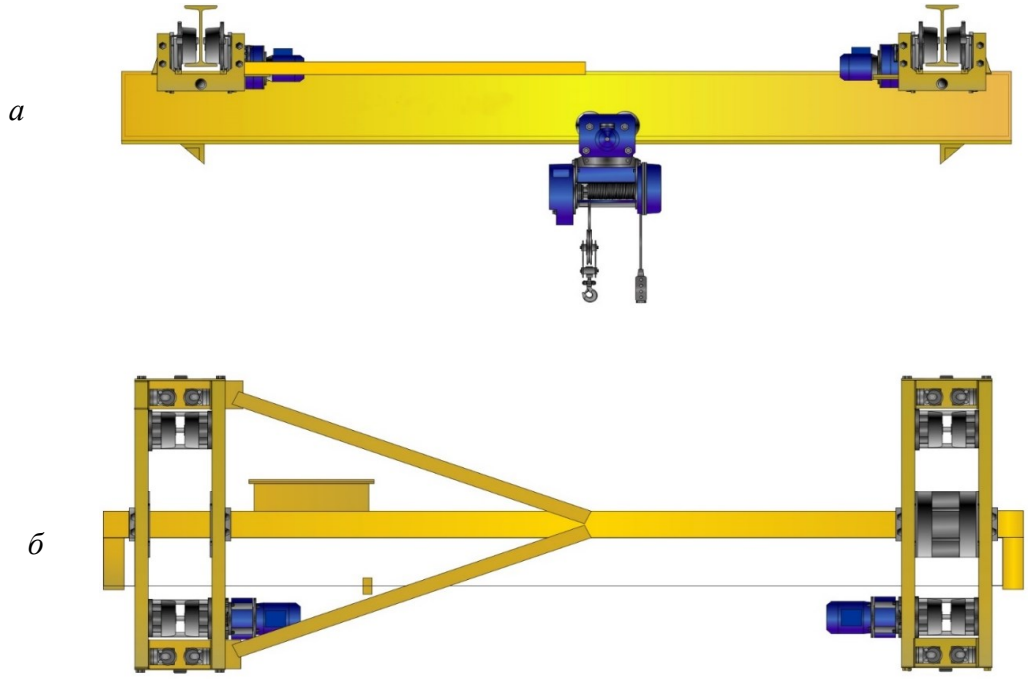


Рис. 1.7. Общий вид конструкции подвесного крана грузоподъемностью от 1 до 5 т:
а – фронтальный вид; *б* – вид сверху (крановые пути и таль условно не показаны)

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в здании при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40 ºС, назначаемые без расчета конструкций (с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории) на воздействие температуры и усадки бетона, не должны превышать:

– для отапливаемых одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона – 72 м;

– для неотапливаемых зданий того же типа – 48 м.

Во всех остальных случаях расстояния между температурно-усадочными швами определяются расчетом. Для обеспечения жесткости здания в целом, а также жесткости его элементов (покрытия, торцевых стен) в конструктивной схеме предусматривается система вертикальных и горизонтальных связей.

Вертикальные стальные связи по колоннам обеспечивают пространственную жесткость здания в продольном направлении (в зданиях с подвесными кранами они устраиваются при высоте колонн более 9,6 м) Устанавливаются эти связи в середине каждого температурного отсека, в пределах одного шага колонн. Связи располагаются от отметки 250 мм над уровнем пола и доходят до отметки, расположенной на 250 мм ниже низа стропильных конструкций. Вертикальные связи по продольным рядам колонн могут быть крестообразными или портальными, последние устанавливают преимущественно в средних рядах колонн. Распорки поверху колонн устанавливаются при высоте колонн более 9,6 м по всем шагам колонн в плоскости продольной рамы кроме тех, где установлены вертикальные связи по колоннам.

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается защемлением колонн в фундаментах и соответствующими размерами сечений колонн.

При высоте стропильных конструкций на опоре не более 900 мм вертикальных связей по их опорным частям не делают. Последнее замечание относится также к конструктивным схемам с подстропильными элементами. Жесткость диска покрытия в горизонтальной плоскости обеспечивается за счет применения крупноразмерных железобетонных плит. Каких-либо дополнительных горизонтальных связей в этом случае не требуется.

2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Поперечная рама каркасного одноэтажного здания из сборных железобетонных элементов состоит из стоек, защемленных в фундаментах, и ригелей, соединенных со стойками (в подавляющем большинстве случаев) шарнирно. Ригели при статическом расчете рамы принимаются абсолютно жесткими.

При компоновке поперечной рамы определяют:

– размеры колонн по высоте;

– типы колонн и размеры сечений их элементов;

– привязку колонн к разбивочным осям здания;

– расстояния между осями подкрановых путей и разбивочными осями (λ);

– принципиальную схему вертикальных ограждающих конструкций.

Размеры колонн по высоте вычисляются в курсовом проекте исходя из заданной отметки низа стропильных конструкций (рис. 1.4 и 1.5).

Тип колонн. Колонны могут быть приняты сплошными прямоугольного и двутаврового сечения.

Сплошные колонны в типовых сериях применяются в зданиях пролетами до 24 м, оборудованных подвесными кранами грузоподъемностью до 15 т включительно, при высоте от пола до низа стропильных конструкций до 14,4 м.

Размеры сечений колонн. Ширина сечения колонн ($b_К$), несущих нагрузки от подвесных кранов, должна быть не менее 400 мм.

Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям, как правило, принимается «нулевой» (см. рис. 1.4).

Размеры поперечных сечений колонн назначаются на основе технико-экономического сопоставления нескольких вариантов сечений, удовлетворяющих расчетным и конструктивным требованиям и отличающихся размерами, классом бетона и количеством арматуры. При проектировании размеры сечений колонн с отличающимися расчетными усилиями обычно унифицируются. При этом сечения колонн принимаются одинаковыми, если возможно их изготовление в одной опалубочной форме и при этом для восприятия расчетных усилий достаточно изменения армирования от 0,5 % до 3 % и класса бетона на одну-две ступени. В противном случае устанавливается оптимальный ряд сечений. При назначении опалубочных размеров нетиповых колонн максимально используются формы типовых колонн.

При назначении размеров колонн должна быть обеспечена возможность опирания несущих конструкций покрытия с учетом допусков на изготовление и монтаж. Размер сечения оголовка колонны в плоскости несущей конструкции

покрытия принимается не менее 400 мм при опирании одного конструктивного элемента и не менее 500 мм при опирании двух конструктивных элементов.

На стадии компоновки поперечной рамы следует выбрать тип продольных панельных стен (навесные, самонесущие – только в отапливаемых зданиях), тип стеновых панелей, показать на поперечном разрезе схему расположения стеновых панелей и полос остекления по высоте здания, назначить высоту полос остекления и высоту стен. При этом следует руководствоваться указаниями [12; 13].

3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Конструктивная схема каркаса здания определяет его расчетную схему, которая принимается в виде системы колонн, жестко защемленных понизу и шарнирно соединенных поверху диском покрытия. Для удобства расчета эта система условно расчленяется по рядам колонн в пределах температурного блока на плоские поперечные и продольные рамы, а пространственная ее работа учитывается в зависимости от характера нагрузок и жесткости диска покрытия.

Такие расчетные схемы рам в определенной степени идеализированы. Так, защемление колонн из-за возможного поворота фундамента может оказаться неполным. Однако оценить этот поворот весьма затруднительно, поскольку он зависит не только от деформаций грунта основания под подошвой фундамента, но и от реакций грунта по боковым поверхностям фундамента, от реакции бетонного основания пола и других факторов, которые могут иногда полностью исключить поворот или в значительной степени его ограничить. По этим соображениям податливость фундамента обычно не учитывается.

Сопряжения с несущими железобетонными конструкциями покрытия, особенно с подстропильными, обладают некоторой жесткостью. Принимая их шарнирными, в одних случаях усилия в колоннах получаем заниженными (например от температурных деформаций), а в других – завышенными (от ветровых нагрузок). Таким образом, принимаемая условность не в полной мере соответствует действительной картине распределения усилий в системе, однако это не приводит к сколько-нибудь существенным отклонениям в расчетных условиях, определяющих размеры сечений и армирование колонн.

Размеры пролетов рам принимаются равными расстоянию между геометрическими осями колонн, т. е. осями, проходящими через центры тяжести сечений. Для ступенчатых колонн крайних рядов учитывается сдвиг оси в уровне консоли. Высота колонн принимается при расчете поперечных рам равной расстоянию от верха стакана фундамента до низа стропильных конструкций (независимо от наличия подстропильных конструкций). Ригели, образуемые стропильными и подстропильными конструкциями, подкрановыми балками и т. п., считаются примыкающими в уровне их опирания. Геометрические оси ригелей принимаются соединяющими места их опирания.

При расчете поперечных рам учитывается пространственная работа каркаса в пределах температурного блока, обусловленная жесткостью диска покрытия,

которая зависит от конструктивной схемы покрытия (конструкции элементов покрытия и их крепления, наличия горизонтальных связей и т. д.). При покрытии из крупноразмерных железобетонных плит с замоноличенными швами, приваренных к несущим конструкциям, диск покрытия бескрановых зданий, а также с подвесными кранами считается бесконечно жестким.

Каркас здания – нелинейно деформируемая статически неопределимая система, находящаяся под воздействием постоянных и переменных нагрузок. Нелинейность работы этой системы обусловлена геометрическими факторами, т. е. наличием продольного изгиба колонн, и физическими факторами, т. е. влиянием на жесткость колонн трещин и неупругих деформаций бетона, зависящих от величины усилий и длительности действия нагрузки. Статический рачет рам, образующих эту систему, правильнее всего производить по деформированной схеме с непосредственным учетом продольного изгиба, влияния трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость колонн. Упрощенно, используя стандартные программы типа «Лира» и т. п., статический расчет рам на все воздействия, за исключением вынужденных перемещений, производится по недеформированной схеме как упругой линейно-деформируемой системы без учета влияния трещин на жесткость колонн. При этом влияние продольного изгиба колонн учитывается при подборе сечений с помощью коэффициента η в соответствии с [6].

Если уклон стропильной конструкции (ригеля рамы) не превышает $^{1}/_{12}$, то в расчетной схеме ригели считают горизонтальными. Геометрические оси ригелей принимаются соединяющими места их опирания, а жесткость бесконечной. В такой системе расчет ригелей можно выполнять независимо от расчета поперечной рамы. Поперечные рамы одноэтажных промышленных зданий являются статически неопределимыми системами и рассчитываются, как правило, с использованием ЭВМ. Допускается также использование инженерных расчетов, основанных на методе сил и перемещений.

Цель статического расчета – определение усилий и перемещений в сечениях элементов рамы. Для расчета вначале принимают расчетную схему, величины нагрузок и места их приложения. При действии общих для всего здания нагрузок (собственного веса, снега, ветра) пространственный характер работы каркаса при симметричных рамах не проявляется, т. к. все поперечные рамы находятся в одинаковых условиях и испытывают одинаковые горизонтальные смещения верха колонн. В этом случае каждую раму можно рассматривать как отдельную плоскую систему.

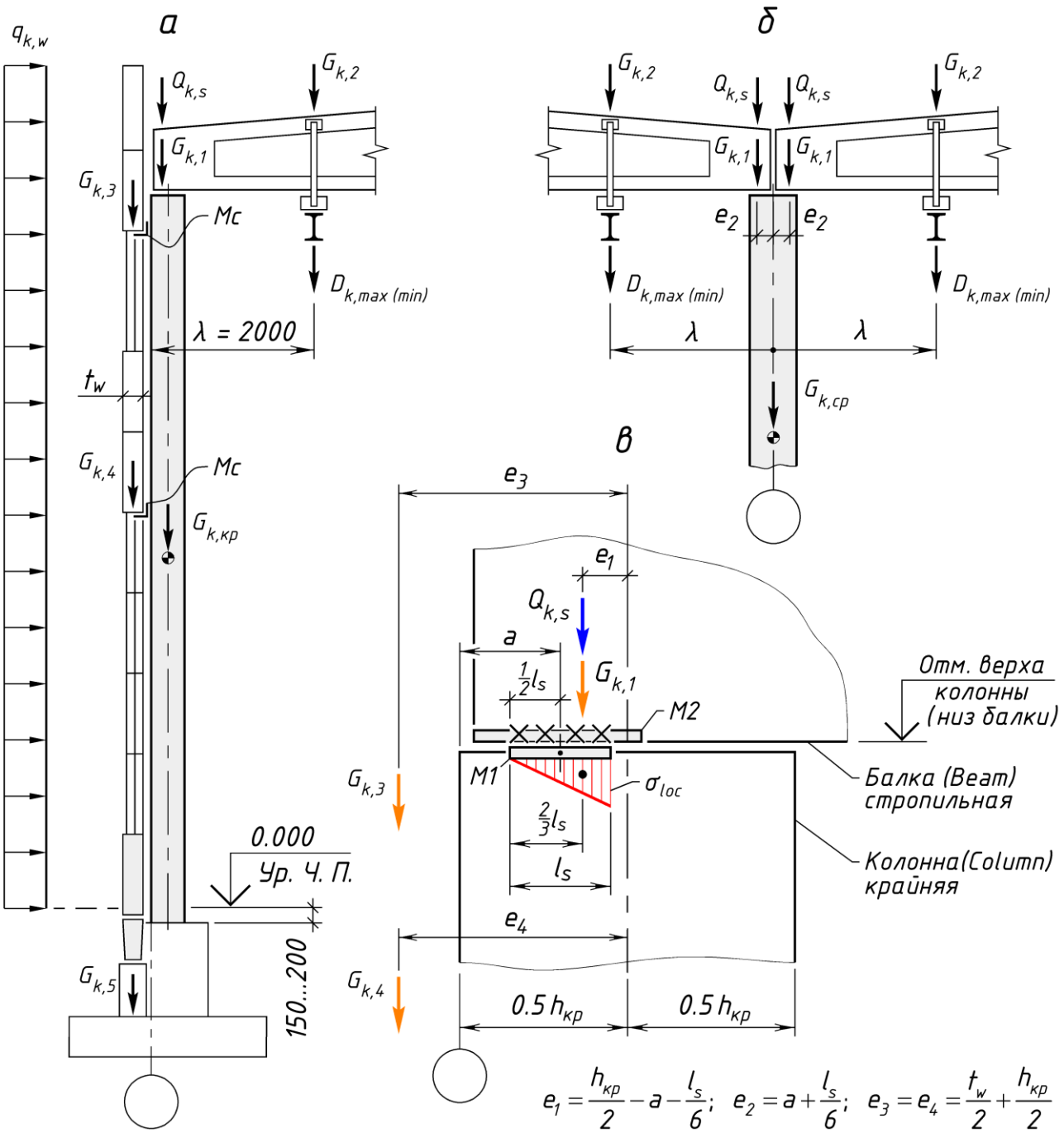
При загружении местной, например, крановой нагрузкой, приложенной к одной-трем рамам, остальные рамы этого температурного блока тоже включаются в работу (за счет жесткого диска покрытия) и уменьшают горизонтальные перемещения верха загруженной рамы, а следовательно, и усилия в ее стойках. В этом и проявляется пространственный характер работы каркаса. В расчетах пространственный характер работы каркаса или поддерживающее влияние смежных рам при действии крановых нагрузок учитывается прибли-

женно путем эквивалентного увеличения жесткости верхней опоры стоек загруженной рассматриваемой рамы, или вообще не учитывается (в запас несущей способности).

Поперечные рамы рассчитывают на воздействие постоянных (масса покрытия, каркаса, навесных стен и т. п.) и переменных (длительных и кратковременных) нагрузок. Переменной считают нагрузку от воздействия кранов, ветра, снега. В курсовом проекте рассматриваются три варианта поперечных рам: одно-, двух- или трехпролетные. На рис. 3.1 приведены схемы приложения характерных нагрузок на двухпролетную раму. Вертикальную нагрузку от подвесных кранов определяют от двух наиболее неблагоприятно расположенных сближенных кранов. При этом в одном пролете одновременно действует D_{max} (на колонну, к которой приближена тележка с грузом) и D_{min} – на противоположной колонне (один источник или вид загружения). За одну вертикальную крановую нагрузку принимается нагрузка не более чем от двух кранов в одном пролете, но не более чем от четырех кранов на раму. Например, для двухпролетного здания за одну вертикальную крановую нагрузку принимается любое из загружений 5–8 (вызывающее максимальное усилие в рассматриваемом сечении расчитываемой колонны для рассматриваемого сочетания) или любое из их сочетаний (при действии 4 кранов) за исключением физически невозможных (5 и 6, 7 и 8).

Горизонтальная нагрузка от торможения крановых тележек подвесных кранов не учитывается. При составлении различных вариантов сочетаний нагрузок по [1] в процессе выбора доминирующей и сопутствующих нагрузок (см. ниже) за одну нагрузку следует принимать: а) нагрузку определенного рода от одного источника (например, от одного подвесного крана); б) нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено при определении значения данной нагрузки (например, нагрузку от нескольких подвесных кранов).

При формировании расчетной схемы поперечника выполняют разбивку линейных элементов рамы на стержни и узлы и их нумеруют. Пример расчетной схемы двухпролетной рамы дан на рис. 3.2, 3.3. В учебных целях, для упрощения, узлы назначены в местах изменения геометрии стержней и в точках приложения сосредоточенных нагрузок. При «нулевой» привязке, когда значение эксцентриситета близко к нулю, шарнир условно располагают над оголовком колонны (рис. 3.2 и 3.3). Затем определяют значения нагрузок на раму и эксцентриситетов их приложения. Места приложения конкретных нагрузок и значения их эксцентриситетов иллюстрирует рис. 3.1.



$G_{k,кр}$, $G_{k,ср}$ — нагрузки от массы колонн. Для упрощения расчетной модели эти нагрузки прикладываются на уровне верха колонн

$G_{k,5}$ — нагрузка на фундамент от массы фундаментной балки, цокольной стеновой панели и полосы остекления над ней

Mc — опорный столик стеновой панели, привариваемый к колонне

M1, M2 — опорные закладные детали колонны и балки

Зависимость эксцентриситета e_1 от высоты сечения колонны, мм

a	l_s	h_c	e_1	e_2
	150	400	25	—
	150	500	75	175
150	150	600	125	175
	150	700	—	175
	150	800	—	175

Рис. 3.1. Приложение нагрузок на крайнюю (*а*) и среднюю (*б*) колонну рамы и определение эксцентриситетов продольных сил (*в*)

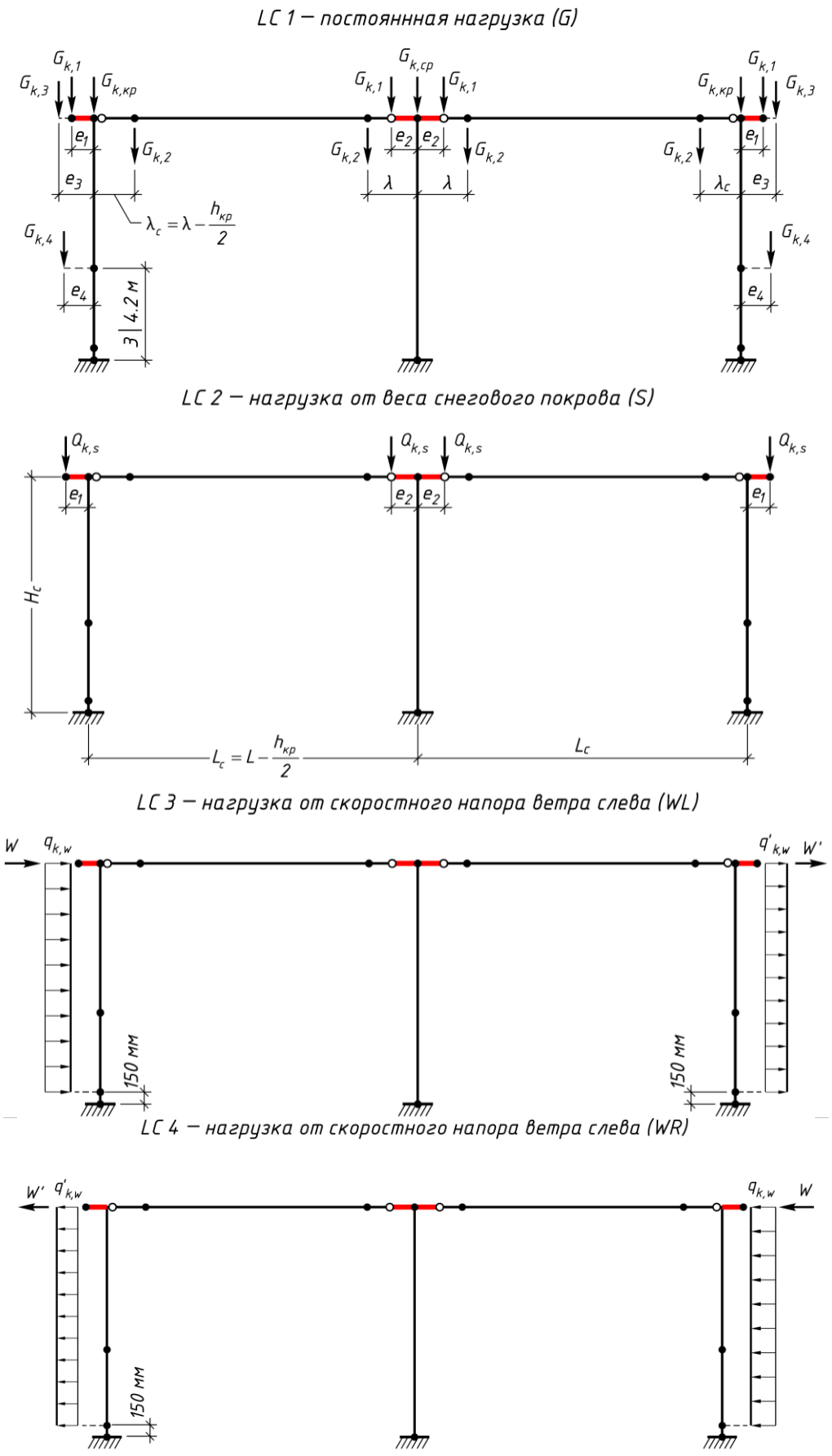
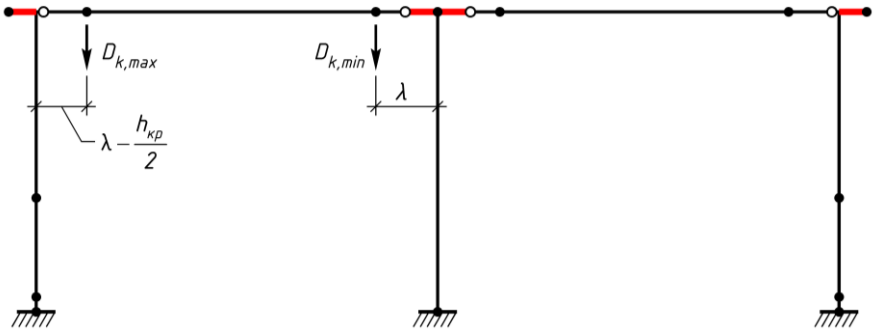
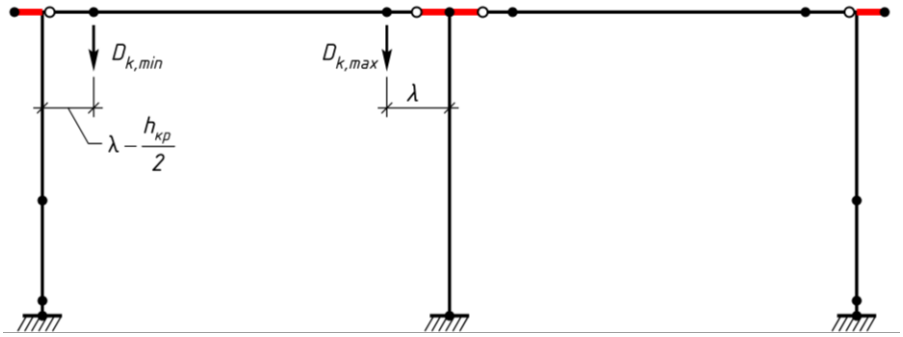


Рис. 3.2. Схемы приложения нагрузок на поперечную раму
от характеристических источников для нагружений (Load Case, LC) 1–8

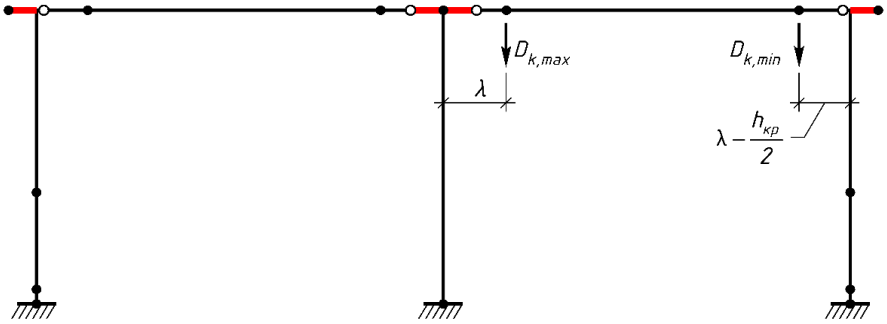
LC 5 – нагрузка от подвесного крана в 1-ом пролете, $D_{k,max}$ – слева



LC 6 – нагрузка от подвесного крана в 1-ом пролете, $D_{k,max}$ – справа



LC 7 – нагрузка от подвесного крана во 2-ом пролете, $D_{k,max}$ – слева



LC 8 – нагрузка от подвесного крана во 2-ом пролете, $D_{k,max}$ – справа

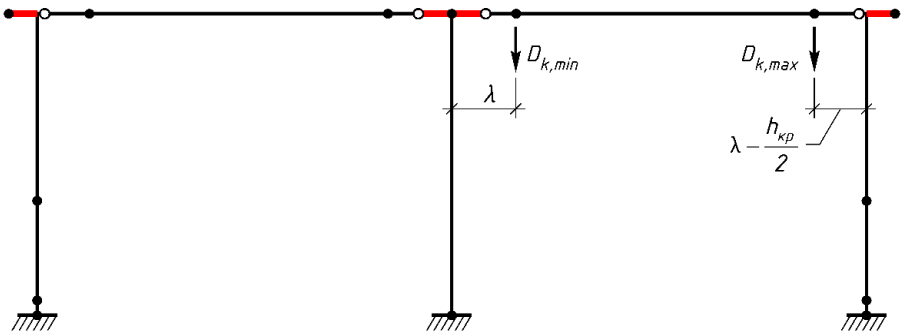


Рис. 3.2. (окончание)

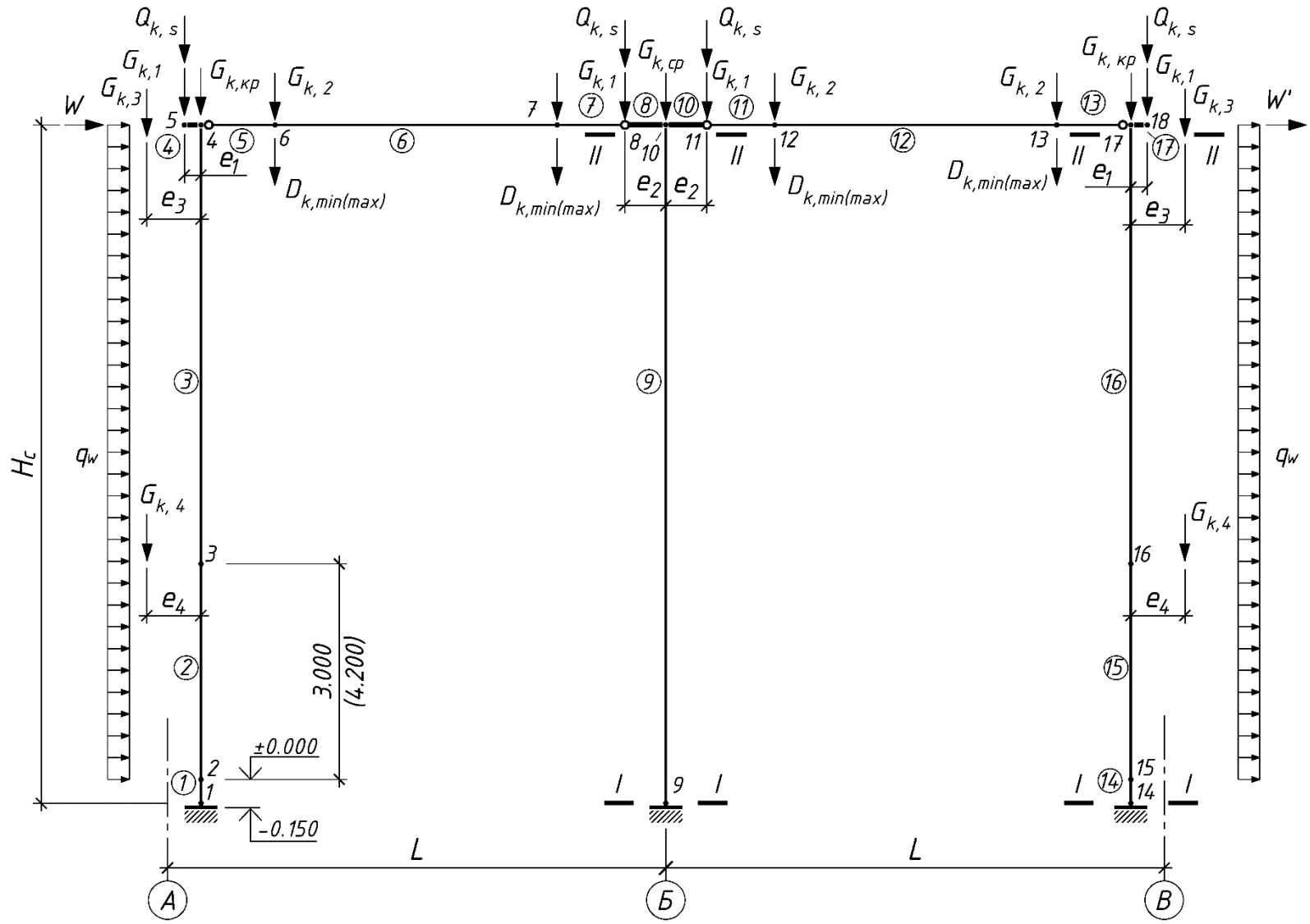


Рис. 3.3. Расчетная схема поперечной рамы с обозначением всех нагрузок (нагружения 1–8), основных размеров и расчетных сечений колонн. Порядок нумерации узлов и элементов

4. ПРИМЕР РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ С ПОДВЕСНЫМИ КРАНАМИ

Особенности выполнения расчетов, со ссылками в необходимых случаях на вспомогательные материалы, поясняются ниже в примере расчета каркаса двухпролетного ($L = 21$ м) отапливаемого здания, строящегося в г. Витебске, оборудованного подвесными кранами грузоподъемностью 5 т (по два крана в каждом пролете). По технологическому заданию отметка низа стропильной конструкции – 10,7 м, несущие конструкции покрытия – стропильные двускатные железобетонные предварительно напряженные балки и предварительно напряженные ребристые плиты покрытия. Шаг колонн – $B = 7$ м. Длина температурного блока здания – 56 м.

Исходные данные:

– класс экспозиции – XC3;

– колонна сборная заводского изготовления. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие $C^{30}/_{37}$;

– арматура класса S500.

Для бетона класса $C^{30}/_{37}$:

– характеристическая прочность на сжатие $f_{ck} = 30$ МПа;

– расчетная прочность на сжатие $f_{cd} = \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c} = \dfrac{30}{1{,}5} = 20\,\text{МПа}$;

– средний модуль упругости $E_{cm} = 33\,000\,\text{МПа}$.

Для ненапрягаемой арматуры класса S500:

– характеристическое сопротивление $f_{yk} = 500\,\text{МПа}$;

– расчетное сопротивление $f_{yd} = 435\,\text{МПа}$;

– модуль упругости $E_s = 200\,000$ МПа.

4.1. Определение генеральных размеров поперечной рамы

Компоновку поперечной рамы начинают с определения основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы (рис. 4.1). Вертикальные габариты здания зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием до низа стропильных конструкций покрытия $H = 10\,700$ мм.

Общая высота колонны от уровня обреза фундамента до низа ригеля:

$$H_c = H + 150 = 10\,700 + 150 = 10\,850 \text{ мм}.$$

Привязку наружной грани колонны к разбивочной оси принимаем $b_0 = 0$ мм. Сечение колонны – сплошное.

Размеры сечения колонн рекомендуется назначать исходя из практики проектирования, ориентируясь на данные табл. П.17.

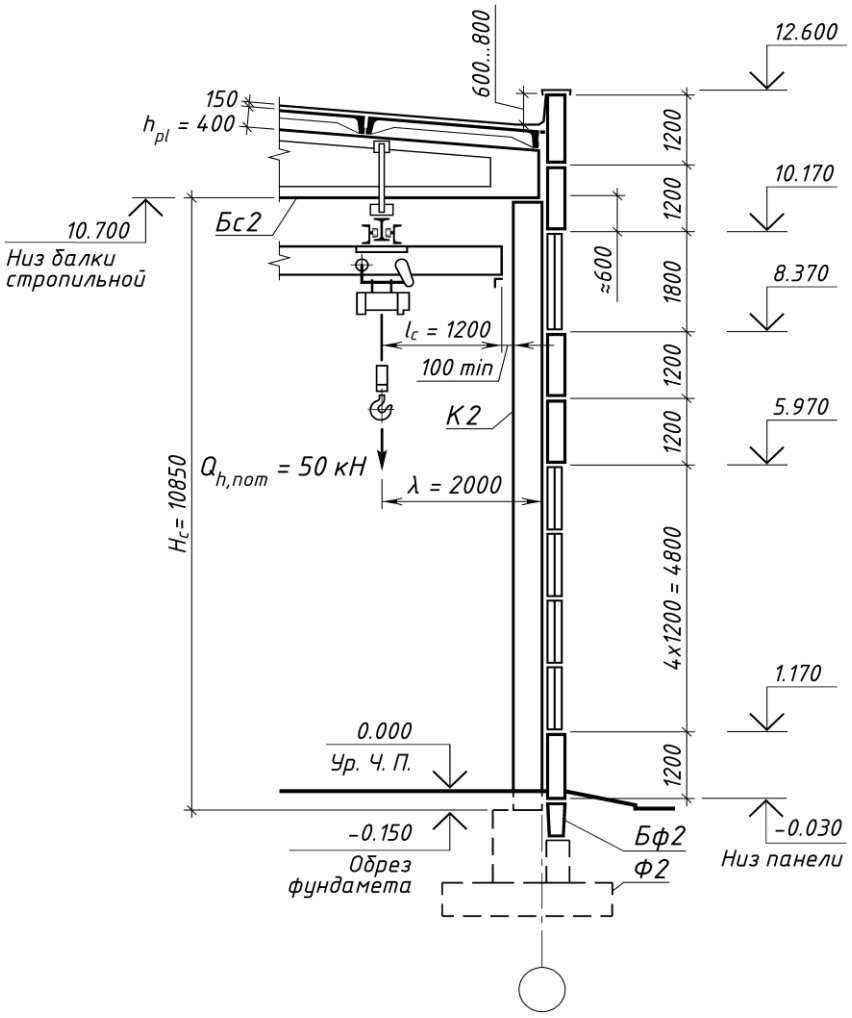


Рис. 4.1. Фрагмент поперечного разреза и компоновка каркаса здания в плоскости рамы

Принимаем размеры сечения колонны крайнего ряда $b_{кр} \times h_{кр} = 400 \times 500$ мм. Примниаем размеры сечения колонны среднего ряда $b_{ср} \times h_{ср} = 400 \times 700$ мм.

Высота стропильной балки на опоре назначается из условия $h_Б \geq \frac{1}{25} L$, но не менее 790 мм.

$$h_Б = \frac{1}{25} 21\,000 = 840 \text{ мм} > 790 \text{ мм}$$

Принимаем высоту стропильной балки $h_Б = 900$ мм.

4.2. Определение нагрузок на поперечную раму

На здание может действовать одновременно несколько нагрузок и возможно несколько их сочетаний с учетом отсутствия некоторых из них или возможного изменения схем их приложения. Поэтому раму рассчитывают на каждую из нагрузок отдельно, а затем составляют наиболее невыгодные комбинации нагрузок по определенным правилам.

4.2.1. Постоянные нагрузки от веса покрытия, собственной массы конструкций и стенового ограждения

Постоянные нагрузки на ригель рамы от веса кровли, стропильных конструкций и связей по покрытию принимаются обычно равномерно распределенными по длине ригеля.

Постоянные нагрузки зависят от типа покрытия, которое может быть тяжелым или легким, утепленным или не утепленным. В данном курсовом проекте применяются сборные железобетонные ребристые плиты покрытия.

Покрытие здания состоит из сборных железобетонных ребристых плит, опирающихся непосредственно на стропильную балку, пароизоляции, плитного утеплителя, стяжки, водоизоляционного ковра. Толщины слоев определены на основании действующих норм, в том числе по теплотехническому расчету. Нагрузка от покрытия определяется суммированием нагрузок от отдельных элементов (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Нагрузки на 1 м^2 покрытия

№	Вид нагрузки	Характеристическое значение, кН/м^2
1	Два слоя изолирующего материала «Кровляэласт»	0,15
2	Цементно-песчаная стяжка М100 δ = 40 мм (ρ = 1800 кг/м^3) 1×1×0,04×18	0,72
3	Утеплитель – пенополистирол δ = 120 мм (ρ = 40 кг/м^3) 1×1×0,12×0,04	0,048
4	1 слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике δ = 3 мм (m = 5 кг/м²) 1×1×0,005	0,05
5	Сборные железобетонные ребристые плиты покрытия (по результатам расчета плиты)	1,75
	Итого:	g_k = 2,72

Характеристическое значение нагрузки от собственного веса конструкций покрытия (плит и стропильной балки) на крайнюю колонну составит:

$$G_{k,1} = g_k \cdot \frac{L}{2} \cdot B + G_{k,\text{Б}} = 2{,}72 \cdot \frac{21}{2} \cdot 7 + 57{,}75 = 257{,}67 \text{ кН},$$

где $G_{k,\text{Б}} = g_{k,\text{Б}} \cdot \frac{L}{2} \cdot = 5{,}5 \cdot \frac{21}{2} = 57{,}75$ кН – характеристическое значение нагрузки от собственного веса стропильной балки;

$g_{k,\text{Б}}$ = 5,5 кН/м – характеристическое значение погонной нагрузки от собственного веса стропильной балки (табл. П.14 приложения).

B = 7 м – шаг колонн.

При «нулевой» привязке эксцентриситет приложения нагрузки $G_{к,1}$ $e_1 = 175 - \frac{h}{2} = 175 - \frac{500}{2} = -75$ мм.

Приложение нагрузки к средней колонне производят в двух точках, расположенных с эксцентриситетом относительно оси колонны $e_2 = 175$ мм.

Нагрузка от собственного веса кранового пути и его крепления к стропильной балке покрытия

$$G_{k,2} = g_{k,\text{БКП}} \cdot L_{\text{БКП}} + g_{k,\text{КР}} = 0,775 \cdot 7 + 2 = 7,425\,\text{кН},$$

где $L_{\text{БКП}} = B$ – длина балки кранового пути;

$g_{k,\text{БКП}} = 0,775$ кН/м – характеристическое значение погонной нагрузки от собственного веса балки кранового пути (табл. П.16 приложения);

$g_{k,\text{КР}} = 2$ кН – характеристическое значение нагрузки от собственного веса крепления кранового пути к стропильной балке покрытия.

В качестве стенового ограждения принимаем сборные керамзитобетонные панели толщиной 300 мм (согласно теплотехническому расчету).

Характеристическое значение нагрузки от собственного веса двух парапетных панелей составит

$$G_{k,3} = g_{k,w} \cdot \sum h_w \cdot B = 3,0 \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 7 = 50,4\,\text{кН},$$

где $g_{k,w} = 3,0\,\text{кН/м}^2$ – характеристическое значение нагрузки от собственного веса 1 м^2 стеновых панелей;

$\sum h_w$ – общая высота парапетных стеновых панелей.

Данная нагрузка в расчетной схеме для упрощения прикладывается в уровне оголовка колонны. Эксцентриситет этой нагрузки относительно оси колонны составляет

$$e_3 = 0,5 \cdot \left(t_w + h_{\text{К}}\right) = 0,5 \cdot \left(300 + 500\right) = 400\,\text{мм},$$

где $t_w = 300$ мм – толщина стеновой панели.

Характеристическое значение нагрузки от собственного веса перемычечных стеновых панелей и остекления над ними составит

$$G_{k,4} = \left(g_{k,w} \sum h_w + g_{k,\text{ост}} \cdot h_{\text{ост}}\right) \cdot B = \left(3,0 \cdot 1,2 \cdot 2 + 0,5 \cdot 1,8\right) \cdot 7 = 56,7\,\text{кН},$$

где $g_{k,\text{ост}} = 0,5$ кН/м^2 – характеристическое значение нагрузки от собственного веса 1 м^2 панелей оконного заполнения (табл. П.12 приложения);

$h_{\text{ост}}$ – общая высота панелей остекления.

Эксцентриситет этой нагрузки относительно оси колонны принимают равным $e_3 = 400$ мм.

Характеристическое значение погонной нагрузки от собственного веса крайней колонны

$$g_{k,\text{кр}} = b_{\text{кр}} \cdot h_{\text{кр}} \cdot \rho = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5 \text{ кН/м}.$$

Характеристическое значение нагрузки от собственного веса крайней колонны составит

$$G_{k,\text{кр}} = g_{k,\text{кр}} \cdot H = 5 \cdot 10,85 = 54,25 \text{ кН}.$$

Характеристическое значение погонной нагрузки от собственного веса средней колонны

$$g_{k,\text{ср}} = b_{\text{ср}} \cdot h_{\text{ср}} \cdot \rho = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 25 = 7 \text{ кН/м}.$$

Характеристическое значение нагрузки от собственного веса средней колонны составит

$$G_{k,\text{ср}} = g_{k,\text{ср}} \cdot H = 7 \cdot 10,85 = 75,95 \text{ кН}.$$

4.2.2. Нагрузки от крановых воздействий

Схема поперечной рамы здания и обозначения основных параметров для определения нагрузок от действия кранов в соответствии с [5] приведены на рис. 4.2. Исходные данные для определения крановых нагрузок сведены в табл. 4.2

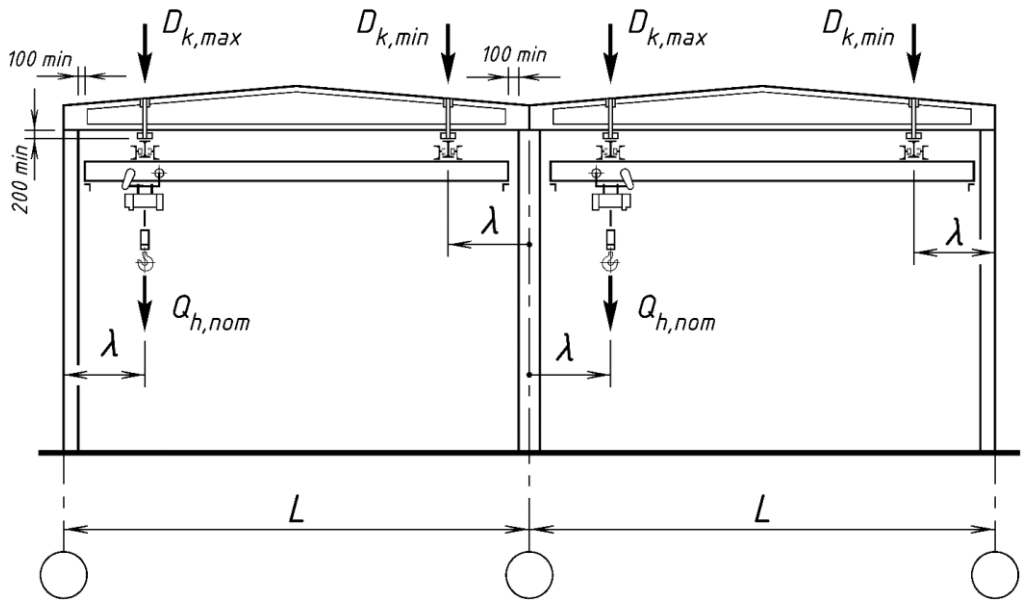


Рис. 4.2. Схема поперечной рамы здания и распределение нагрузки 1-ой группы при действии подвесных кранов

Таблица 4.2

Исходные данные для сбора нагрузок на поперечную раму
от действия подвесных кранов

Поз.	Наименование	Обозначение	Значение	Ед. изм.	Примечание
1	Пролет кранового моста (Span of the crane bridge)	l	17	м	$l = L - 2\lambda$, $\lambda = 2$ м
2	Колесная база крана (Wheel spacing)	A_{cr}	0,9	м	
3	Ширина крана	B_{cr}	2,1	м	
4	Шаг колонн	B	7	м	
5	Класс подъемного оборудования (Hoisting class)	НС	НС3	–	По заданию
6	Грузоподъемность крана (Hoist load)	$Q_{h,nom}$	50	кН	По заданию
7	Собственный вес крана без тележки (Self-weight of the crane)	Q_{c1}	32,8	кН	Определяется по интерполяции
8	Собственный вес тележки (Self-weight of the crab)	Q_{c2}	7	кН	
9	Постоянная скорость подъема груза	v_h	0,1	м/с	
10	Количество колес крана на одном крановом пути	n_1	2	шт.	

Примечания:
1. Значения позиций 2, 3, 6–10 устанавливаются по данным табл. П.15 приложения в зависимости от грузоподъемности $Q_{h,nom}$ и пролета крана l.
2. Количество кранов, учитываемых в одном пролете – 2.
3. Обозначение основных размеров приведено на рис. 4.2

Вертикальные нагрузки.

В соответствии с [5] при расчете опорных конструкций здания необходимо учитывать эффекты динамического воздействия подвесных кранов с помощью коэффициентов динамичности φ_i.

Вибрационные воздействия в процессе поднятия груза учитываются коэффициентом динамичности φ_1, который применяется к собственному весу крана Q_{cr} и весу тали Q_t. Величина $\varphi_1 = 1{,}1$ соответствует верхнему значению вибрационных колебаний (табл. 2.4 [5]).

Динамические эффекты, возникающие в момент передачи нагрузки от земли к крану, учитываются коэффициентом φ_2, который применяется к весу поднимаемого груза $Q_{h,nom}$.

В соответствии с табл. 2.4 [5]

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\,\min} + \beta_2 v_h = 1{,}15 + 0{,}51 \cdot 0{,}1 = 1{,}20.$$

Здесь $\varphi_{2,\min}$ и β_2 – определяются по табл. П.18 приложения в зависимости от класса подъемного оборудования;

v_h – постоянная скорость подъема груза м/с.

С учетом динамических эффектов характеристические значения максимальной $Q_{r,\max}$ и минимальной $Q_{r,(\max)}$ нагрузки на одно колесо нагруженного подвесного крана для *группы нагрузок* 1 (табл. 2.2 [5]) составляют:

$$Q_{r,\max} = \left[\varphi_2 Q_{h,nom} + \varphi_1 Q_t + \frac{\varphi_1 Q_{cr}}{2} \right] \frac{1}{n_1} = \left[1,2 \cdot 50 + 1,1 \cdot 7 + \frac{1,1 \cdot 32,8}{2} \right] \frac{1}{2} = 42,87 \text{ кН}.$$

$$Q_{r,(\max)} = \frac{\varphi_1 Q_{cr}}{2 \cdot n_1} = \frac{1,1 \cdot 32,8}{2 \cdot 2} = 9,02 \text{ кН}.$$

Нагрузки на поперечную раму.

Характеристическое значение вертикального давления на стропильную конструкцию при действии крановых нагрузок определяется по линиям влияния опорных реакций балок кранового пути. Для одного пролета учитывается работа двух подвесных кранов, которые находятся в сближенном положении и расположены наиболее неблагоприятно относительно анализируемой рамы (см. рис. 4.2 и 4.3).

Характеристические значения вертикальных нагрузок на колонны:

$$D_{k,\max} = Q_{r,\max} \sum \eta_i = 42,87 \left(0,7 + 0,829 + 1 + 0,871 \right) = 42,87 \cdot 3,4 = 145,76 \text{ кН};$$

$$D_{k,\min} = Q_{r,(\max)} \sum \eta_i = 9,02 \cdot 3,4 = 30,67 \text{ кН}.$$

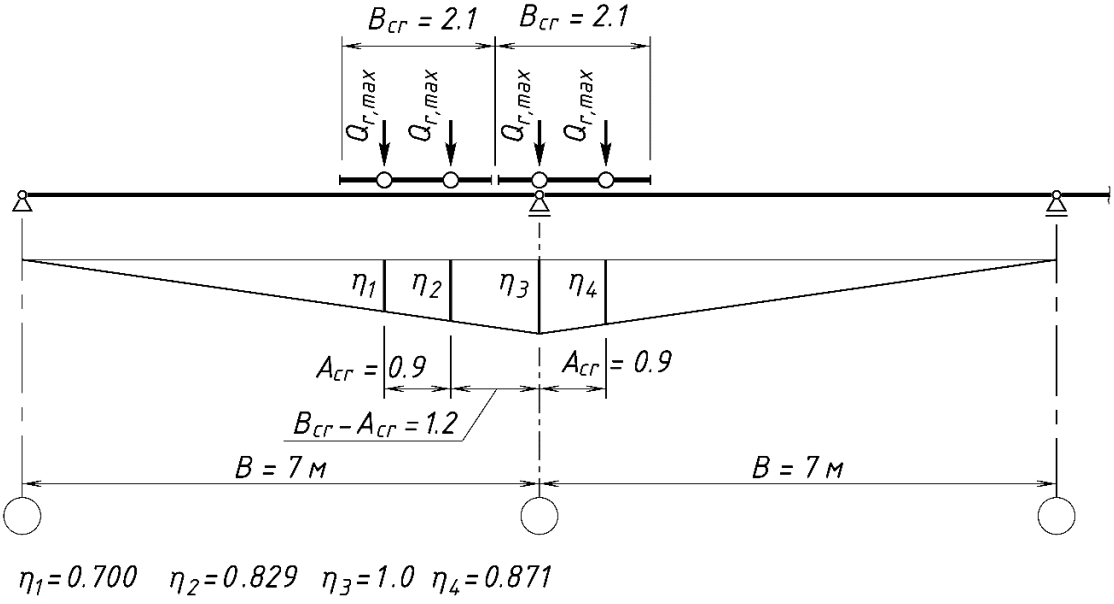


Рис. 4.3. Определение нагрузок на раму при неблагоприятном расположении двух сближенных подвесных кранов

4.2.3. Нагрузки от веса снегового покрова

Согласно [3] характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие определяется по формуле:

$$s = \mu_i \, C_e \, C_t \, s_k,$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок (при уклоне поверхности покрытия $\alpha < 30°$ принимается $\mu_i = 0{,}8$);

C_t – температурный коэффициент. Используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей. При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент $C_t = 0{,}8$. В остальных случаях $C_t = 1{,}0$. При этом нагрузка s_k должна составлять минимум 0,5 кПа;

C_e – коэффициент окружающей среды. При выборе коэффициента учитываются условия эксплуатации сооружения. Значения коэффициента приведены в табл. 5.1 [3];

s_k – характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт определяется по формуле табл. НП1.1 [3] (табл. П.9 приложения).

Для определения снеговой нагрузки принимаем следующие данные: условия местности обычные ($C_e = 1$). Наклон покрытия $\alpha < 30°$. Согласно п. 5.3.2 [3] коэффициент формы снеговых нагрузок принят $\mu_i = 0{,}8$.

Согласно карте снеговых районов, приведенной на рис. НП.1 [3] (рис. П.1) г. Витебск расположен в снеговом районе 2*а*. Высота над уровнем моря – 150 м.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт определяем по формуле табл. НП1.1 [3] (табл. П.9 приложения)

$$s_k = 1{,}45 + \frac{0{,}6\left(A - 125\right)}{100} = 1{,}45 + \frac{0{,}6\left(150 - 125\right)}{100} = 1{,}6 \text{ кН/м}^2,$$

где $A = 150$ м – высота местности над уровнем моря (принимаем согласно усредненной отметке размещения объекта, либо значение, приведенное в задании КП).

Следовательно, характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие составит:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}6 = 1{,}28 \text{ кН/м}^2.$$

Характеристическое значение снеговой нагрузки на крайнюю колонну определяется по формуле:

$$Q_{k,s} = s \frac{L}{2} B = 1{,}28 \frac{21}{2} 7 = 94{,}08 \text{ кН}.$$

4.2.4. Нагрузки от давления ветра

Репрезентативное характеристическое значение ветрового воздействия в общем случае может быть представлено выражением:

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k,$$

где F_{rep} – соответствующее репрезентативное значение воздействия;

ψ – коэффициент, равный 1,0 либо ψ_0, ψ_1, ψ_2;

F_k – характеристическое значение воздействия.

Характеристическое значение ветровой нагрузки $F_{w,e}$, действующей на внешнюю (наружную) поверхность здания, согласно п. 5.3(3) [4] равно

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{Поверхность} w_e A_{ref},$$

где $c_s c_d$ – конструкционный коэффициент;

w_e – внешнее (наружное) ветровое давление на отдельную поверхность на высоте z_e, определяемое по формуле:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe},$$

здесь $q_p(z_e)$ – пиковое значение скоростного напора ветра;

z_e – базовая высота для внешнего давления;

c_{pe} – аэродинамический коэффициент внешнего давления, определяемый по разделу 7 [4];

A_{ref} – базовая площадь отдельной поверхности конструкции или конструктивного элемента.

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ на высоте z включает средние и пульсационные изменения скорости:

$$q_p(z) = \left[1 + 7I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2}\rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b,$$

где $I_v(z)$ – интенсивность турбулентности на высоте z:

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ при } z_{мин} \le z \le z_{макс};$$

$$I_v(z) = I_v(z_{мин}) \text{ при } z \le z_{мин},$$

здесь k_i – коэффициент турбулентности, рекомендуемое значение $k_i = 1{,}0$;

c_o – орографический коэффициент;

z_0 – параметр шероховатости;

ρ – плотность воздуха, определяемая в зависимости от высотной отметки местности, температуры и барометрического давления в соответствующем регионе при штормовом ветре (рекомендуемое значение ρ = 1,25 кг/м^3).

$v_m(z)$ – средняя скорость ветра на высоте z над уровнем земли:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b,$$

где $c_r(z)$ – коэффициент, учитывающий тип местности;

$c_e(z)$ – коэффициент экспозиции, учитывающий изменение скоростного напора по высоте, который допускается определять по графику рис. 4.2 [4];

v_b – базовое значение скорости ветра;

q_b – базовое значение скоростного напора ветра.

Определим требуемые расчетные параметры для рассматриваемого примера.

Базовое значение скорости ветра v_b:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 23 = 23 \text{ м/с},$$

где $c_{dir} = 1,0$ – рекомендуемое значение в случае отсутствия данных о расположении сооружения по розе ветров;

$c_{season} = 1,0$ – для капитальных зданий;

$v_{b,0} = 23$ м/с – для климатических условий г. Витебска.

Для наветренных вертикальных стен прямоугольных в плане зданий (зона *D* на рис. 7.5 [4]) наружные давления по высоте здания допускается устанавливать дифференцированно согласно рис. 7.4 [4]. Принимается, что давление в горизонтальных полосах по высоте распределено равномерно. В качестве базовой высоты z_e для скоростного напора рассматриваемой полосы применяют высоту до его верхней отметки.

Дифференцирование осуществляется в зависимости от отношения высоты здания к его ширине h / b следующим образом:

– для зданий с $h \le b$ принимается одна полоса высотой h;

– для зданий с $b < h \le 2 \cdot b$ принимается нижняя полоса высотой b, а также верхняя полоса высотой $(h - b)$;

– для зданий с $h > 2 \cdot b$ принимается нижняя полоса высотой b, а также верхняя полоса высотой b, находящаяся между отметками $(h - b)$ и h. Промежуточная зона подразделяется на соответствующее число дополнительных полос высотой h_{strip}.

Таким образом, в рассматриваемом примере при $h = 12,6$ м и $b = 56$ м будет выполняться первое условие $h < b$ (см. рис. 4.4, 4.5, 4.5).

Определим пиковые значения скоростного напора с использованием значений средней скорости ветра и интенсивности турбулентности.

Коэффициент местности k_r будет равен:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,\text{II}}} \right)^{0,07} = 0,19 \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215,$$

где $z_{0,II} = 0,05$ м для типа местности II по табл. 4.1II [4];

$z_0 = 0,3$ м для типа местности III по табл. 4.1 [4].

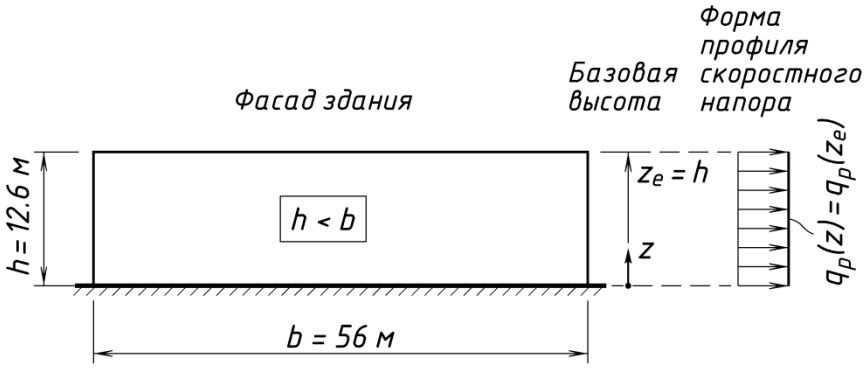


Рис. 4.4. К определению базовой высоты z_e

Коэффициент, учитывающий тип местности:

$$c_r(12,6) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{12,6}{0,3}\right) = 0,804,$$

где $z_{мин} = 5$ м $\le z = 12,6$ м $\le z_{макс} = 200$ м.

$z_{мин} = 5$ м и $z_{макс} = 200$ м приняты согласно табл. 4.1 [4].

Среднюю скорость ветра определим из базового значения скорости с учетом типа местности и орографии:

$$v_m(12,6) = c_r(12,6) \cdot c_o(12,6) \cdot v_b = 0,804 \cdot 1,0 \cdot 23 = 18,49 \text{ м/с},$$

где $c_o(z) = 1,0$, т. к. средний уклон местности с наветренной стороны менее 3°.

Интенсивность турбулентности:

$$I_v(12,6) = \frac{k_i}{c_o(12,6) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(12,6/0,3)} = 0,268,$$

где $z_{мин} = 5$ м $\le z = 12,6$ м $\le z_{макс} = 200$ м.

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ будет равно:

$$q_p(12,6) = \left[1 + 7I_v(12,6)\right] \cdot \frac{1}{2}\rho \cdot v_m^2(12,6) = \left[1 + 7 \cdot 0,268\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 18,49^2 = 615 \text{ Н/м}^2 = 0,615 \text{ кПа}.$$

Определим значения аэродинамических коэффициентов внешнего давления c_{pe}, приведенных в разделе 7 [4]. При $b = 56$ м, $d = 41$ м и $h = 12,6$ м, значение $e = \min(b,\ 2h) = 25,2$ м. Распределение давления для вертикальных стен рассматриваемого здания представлено на рис. 4.5 и в табл. 4.3.

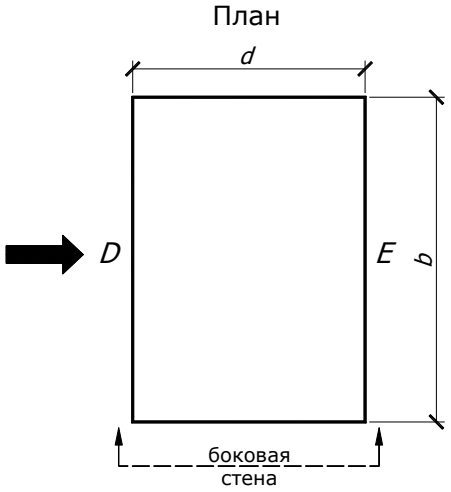


Рис. 4.5. Распределение давления для вертикальных стен

При $h/d = 12,6/42 = 0,3$ выполним интерполяцию значений $c_{pe,10}$, используемых для расчета конструкций здания:

– зона D: $c_{pe,10}$ = +0,707;

– зона E: $c_{pe,10}$ = –0,313.

Таблица 4.3

Ветровое давление и погонная ветровая нагрузка
на вертикальные стены здания

Зона	$q_p(z_e)$, **кПа**	c_{pe}	**Внешнее ветровое давление w_e, кПа**	**Погонная нагрузка на поперечную раму, кН/м**
				характеристическое значение
D	0,615	+0,707	0,435	3,044
E	0,615	–0,313	–0,193	–1,351

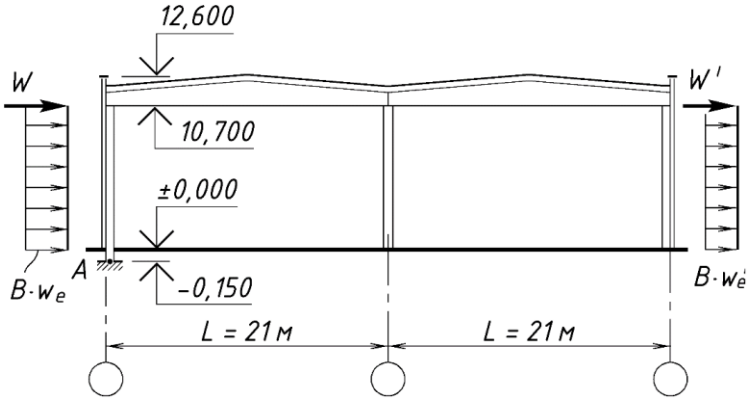


Рис. 4.6. Приложение ветровой нагрузки на раму

Сосредоточенная сила, действующая на раму с наветренной стороны, определяется от нагрузки, приходящейся на конструкции, расположенные выше уровня оголовка колонны, и прикладывается на этом уровне.

Момент в заделке колонны от действия фактического ветрового давления в уровне шатра и сосредоточенная сила составят

$$M_A = 3,044 \cdot (12,6 - 10,7) \cdot \left(\frac{12,6 - 10,7}{2} + 10,7 + 0,15 \right) = 68,25 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$W = \frac{M_A}{h} = \frac{68,25}{(10,7 + 0,15)} = 6,29 \text{ кН}.$$

Сосредоточенная сила, действующая на раму с заветренной стороны:

$$W' = \frac{1,351}{3,044} \cdot 6,29 = 2,79 \text{ кН}.$$

4.2.5. Учет геометрических несовершенств

Согласно п. 5.4 [6] при расчете железобетонных элементов и конструкций необходимо учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии конструкций и в расположении нагрузок.

Несовершенства необходимо учитывать при проверке предельных состояний по несущей способности при постоянных и особых расчетных ситуациях.

На элементы с продольным сжатием, а также конструкции с вертикальной нагрузкой, располагаемые преимущественно в зданиях, распространяются следующие правила. Численные значения относятся к нормальным отклонениям в производстве строительных работ (класс 1 в ENV 13670).

Несовершенства могут быть представлены углом наклона θ_i, который определяется следующим образом:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m,$$

где θ_0 – основное базовое значение;

α_h – понижающий коэффициент для длины или высоты:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \; 0,4 \le \alpha_h \le 1;$$

α_m – понижающий коэффициент для количества элементов m:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)},$$

здесь l – длина или высота, м, см. (6);

m – количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в общий эффект.

Примечание.
Значение θ_0 может быть принято из национального приложения. Рекомендуемое значение – 1 / 200.

Принимаем основное базовое значение геометрического несовершенства равным $\theta_0 = 1/200$.

Определяем значение понижающего коэффициента для длины

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{10,85}} = 0,607.$$

Поскольку полученное значение больше 0,4, принимаем $\alpha_h = 0,607$.

Определяем значение понижающего коэффициента для количества элементов

$$\alpha_m = \sqrt{0,5\left(1+\frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5\left(1+\frac{1}{3}\right)} = 0,816.$$

Тогда геометрические несовершенства могут быть представлены углом наклона

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,607 \cdot 0,816 = \frac{1}{404}.$$

Влияние геометрических несовершенств учитываем при составлении расчетной схемы рамы путем наклона стоек на угол, тангенс которого равен θ_i.

4.3. Статический расчет рамы на отдельные загружения и формирование сочетаний усилий для расчетных сечений колонн

Результаты компоновки поперечной рамы и сбора нагрузок на нее представляются в табл. 4.4. Далее эти данные вводятся в режиме диалога с помощью препроцессора, который генерирует входной файл КЭ-модели рамы в текстовом виде. Для контроля ввода формируется и распечатывается специальный DAT-файл (рис. 4.7), который может быть скорректирован и использован препроцессором для повторной генерации КЭ-модели.

С помощью одной из систем инженерного анализа строительных конструкций (ЛИРА-САПР 2016-2024, SCAD Office v11-23, ПК ЛИРА 10) выполняется статический расчет рамы с определением усилий в сечениях колонн от восьми загружений.

Результаты статического расчета для средней колонны (конечный элемент 9) и для крайней правой колонны (конечные элементы 14 и 16) приведены на рис. 4.8. Размерности усилий – т и т·м.

Расчетными сечениями колонн являются сечение I – I на уровне обреза фундамента и сечение II – II на уровне низа стропильных конструкций.

Значения усилий в сечении I – I средней колонны находятся в столбце 9-1, а для сечения II – II – в столбце 9-2.

Значения усилий для сечений I – I и II – II крайней колонны находятся соответственно в столбце 14-1 и 16-2.

Таблица 4.4

Исходные данные для статического расчета поперечной рамы здания

Значение	**Ед. изм.**	**Описание**
	–	Job Name – две английские (ENG) буквы. Первая буква от имени и вторая – от фамилии
	–	Surname – фамилия (ENG)
x**1201**xxx	–	Номер группы (8 цифровых поз.)
2	–	Количество пролетов
	м	Размер пролета в осях L
	м	Расстояние от обреза фундамента до низа стропильной конструкции H_c
	–	Величина геометрических несовершенств (–θ)
	МПа	Модуль упругости бетона колонны E_{cm}
	мм	Ширина и высота сечения *крайней* колонны
	мм	Ширина и высота сечения *средней* колонны
	кН	Нагрузка от собственного веса *крайней* колонны
	кН	Нагрузка от собственного веса *средней* колонны
	кН	Нагрузка на *крайнюю* колонну от веса покрытия
	м	Эксцентриситет ее приложения относительно оси колонны
	кН	Нагрузка от собственного веса крановых путей
	кН	Нагрузка от собственного веса парапетных панелей
	кН	Нагрузка от собственного веса стеновых панелей
	мм	Толщина стеновых панелей
	кН	Нагрузка на *крайнюю* колонну от веса снегового покрова
	кН / кН/м	Сосредоточенная и распределенная *активная* нагрузка от давления ветра W и q_w
	кН / кН/м	Сосредоточенная и распределенная *пассивная* нагрузка от давления ветра W' и q'_w
	кН	Вертикальная крановая нагрузка $D_{k,\max}$ и $D_{k,\min}$
	–	Код колонны, рассчитываемой по заданию на проект (K – крайняя колонна, S – средняя колонна)

Примечания:
1. Нагрузки представляются характеристическими значениями
2. Жирным шрифтом выделены константы

Для последующего формирования наиболее невыгодных комбинаций загружений, усилия в расчетных сечениях колонн от отдельных загружений удобно представить в табличной форме (табл. 4.5 и 4.6).

```
БНТУ • Кафедра «Строительные конструкции имени д.т.н., профессора Т.М. Пецольда»
Исходные данные для статического расчета поперечной рамы с помощью ЛИРА-САПР при
выполнении курсового проекта № 2 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»
Bogdanovich     Ja.x1201xxx Шифр расчета - MB | « Ja.» и «-» – неизменяемые маркеры
                                              | Раскладка клавиатуры – «ENG»
                                              | Десятичный разделитель – точка!
*** Общие данные по расчету ***

              2 – Количество пролетов
           21.0 – Размер пролета в осях, м
          10.85 – Расстояние от обреза фундамента до верха колонны, м
           -404 – Величина геометрических несовершенств (–TETAi)
          33000 – Модуль упругости бетона колонн, МПа

*** Форма и размеры сечения колонн, мм (см. Таблицу П.17 УМП "Расчет каркаса...")

              0 – Код сечения КРАЙНЕЙ колонны – прямоугольное
        400 500 – Ширина и высота сечения

              0 – Код сечения СРЕДНЕЙ колонны – прямоугольное
        400 700 – Ширина и высота сечения

*** Нагрузки на раму, кН и кН/м

          54.25 – Нагрузка от собственного веса КРАЙНЕЙ колонны, кН
          75.95 – Нагрузка от собственного веса СРЕДНЕЙ колонны, кН
         257.67 – Нагрузка на крайнюю колонну от собственного веса покрытия, кН
         -0.075 – Эксцентриситет её приложения относительно оси колонны, м
           7.43 – Нагрузка от собственного веса подкрановых путей, кН
          50.40 – Нагрузка от собственного веса парапетных панелей, кН
          56.70 – Нагрузка от собственного веса стеновых панелей, кН
            300 – Толщина стеновых панелей, мм!
          94.08 – Нагрузка на крайнюю колонну от веса снегового покрова, кН
           6.29 – Сосредоточенная активная Нагрузка от давления ветра W, кН
           3.04 – Распределенная активная Нагрузка от давления ветра w, кН/м
           2.79 – Сосредоточенная пассивная Нагрузка от давления ветра W', кН
           1.35 – Распределенная пассивная Нагрузка от давления ветра w', кН/м
    145.76 30.67 – Вертикальная крановая нагрузка Dmax Dmin, кН
```

Рис. 4.7. Содержимое входного файла xx.DAT
для препроцессора статического расчета поперечной рамы здания

КЭ-Сечение	9-1	9-2	14-1	14-2	16-1	16-2
Узел 1	9	9	14	14	16	16
Узел 2	10	10	15	15	17	17
1-	ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ					
N	-61.7857	-61.7857	-43.4691	-43.4691	-37.6894	-37.6894
M	-2.37684	0.0	-2.72551	-2.59796	-1.59346	4.07378
Q	0.21906	0.21906	0.85036	0.85036	0.83464	0.83464
2-	СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА					
N	-19.1803	-19.1803	-9.58991	-9.58991	-9.58991	-9.58991
M	-0.65484	0.0	-0.59731	-0.5791	-0.10586	0.71805
Q	0.060354	0.060354	0.12134	0.12134	0.12134	0.12134
3-	ВЕТЕР СЛЕВА					
N	-0.004314	-0.004314	-0.004057	-0.004057	-0.002596	-0.000052
M	17.2112	0.0	8.30037	8.07663	3.30668	0.000194
Q	-1.58628	-1.58628	-1.4916	-1.4916	-0.95451	-0.019415
4-	ВЕТЕР СПРАВА					
N	0.004314	0.004314	0.007173	0.007173	0.003881	-0.001849
M	-17.2112	0.0	-10.8502	-10.4546	-2.52957	0.006799
Q	1.58628	1.58628	2.63715	2.63715	1.42699	-0.6799
5-	DMAX СЛЕВА В 1-М ПРОЛЕТЕ					
N	-4.15801	-4.15801	0.000159	0.000159	0.000159	0.000159
M	-1.43568	-0.62373	-0.63613	-0.62733	-0.39868	-0.000586
Q	0.074834	0.074834	0.058629	0.058629	0.058629	0.058629
6-	DMAX СПРАВА В 1-М ПРОЛЕТЕ					
N	-13.8049	-13.8049	0.000216	0.000216	0.000216	0.000216
M	-1.34113	-2.07071	-0.86498	-0.85302	-0.54211	-0.000797
Q	-0.067241	-0.067241	0.079721	0.079721	0.079721	0.079721
7-	DMAX СЛЕВА ВО 2-М ПРОЛЕТЕ					
N	-13.8044	-13.8044	-4.18001	-4.18001	-4.18001	-4.18001
M	0.72672	2.07071	0.48509	0.48272	0.42104	0.31365
Q	0.12386	0.12386	-0.015815	-0.015815	-0.015815	-0.015815
8-	DMAX СПРАВА ВО 2-М ПРОЛЕТЕ					
N	-4.15827	-4.15827	-13.8262	-13.8262	-13.8262	-13.8262
M	0.82205	0.62373	-0.10493	-0.089149	0.32131	1.03593
Q	-0.018278	- 0.018278	0.10524	0.10524	0.10524	0.10524

Примечание. Схема нумерации узлов и стержней КЭ-модели рамы приведена ниже:

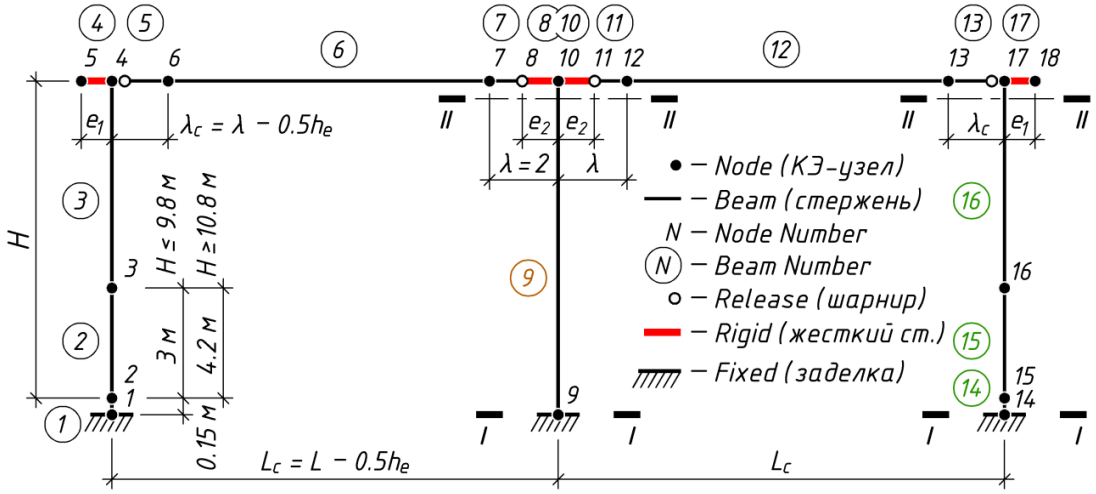


Рис. 4.8. Результаты статического расчета поперечной рамы.
Усилия в элементах средней и крайней колонн, т, т·м

В соответствии с табл. А.3 [1], при расчете конструкций по предельному состоянию несущей способности STR, при отсутствии особых воздействий расчетные значения постоянных и переменных нагрузок при постоянных расчетных ситуациях следует объединять в два комбинационных сочетания:

– сочетание по формуле (6.16) [1]:

$$E_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right);$$

– сочетание по формуле (6.17) [1]:

$$E_d = \sum_j \left(\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right),$$

где $G_{k,j}$ – характеристическое значение постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$ – характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент для постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i}$ – то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}$ – коэффициенты сочетаний для переменных нагрузок [1, табл. А.1];

ξ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Значения частных коэффициентов по нагрузке в зависимости от вида нагрузки принимают равными $\gamma_G = 1{,}35$ для постоянной нагрузки, $\gamma_Q = 1{,}5$ для снеговой и ветровой переменных нагрузок, $\gamma_Q = 1{,}35$ для крановой переменной нагрузки.

Значения коэффициентов сочетаний ψ_0 (редкое сочетание) в зависимости от вида переменной нагрузки принимаются по табл. А.1 [1]. Согласно этой таблице для снеговой нагрузки $\psi_0 = 0{,}6$, а для ветровой $\psi_0 = 0{,}6$. Значение коэффициента сочетаний ψ_0 (редкое сочетание) для крановой нагрузки принимается по табл. А.11 [1] равным $\psi_0 = 1{,}0$.

Кроме того, при составлении табл. 4.5 и 4.6 на основе рис. 4.8 производится путем умножения на 10 переход от усилий в т и т·м к усилиям в кН и кН·м. Рекомендуется в значениях усилий в кН и кН·м оставлять два знака после запятой, а также поменять знак для продольного усилия на положительный.

Если полученное расчетом продольное усилие меньше 0,1 кН или изгибающий момент меньше 0,1 кН·м, рекомендуется округлить их до 0.

В общем случае, в качестве доминирующей переменной нагрузки следует рассматривать несколько (наиболее значительных по величине) нагрузок, и в результате сопоставления суммарного значения рассматриваемого усилия в данном расчетном сечении, для дальнейшего расчета принимают вариант, дающий наибольшее значение. Поэтому для вариантных расчетов для снеговой и ветровой нагрузок в табл. 4.5, 4.6 представлены два значения – при $\psi_0 = 1$ (как для доминирующего значения) и при $\psi_0 < 1$ (как для сопутствующего значения).

Таблица 4.5

Расчетные усилия в крайней колонне по результатам статического расчета

Вид загружения	**Номер загружения**	γ_F	**Коэффициент сочетаний** ψ_0	**Расчетные усилия**					
				Сечение I-I (14-1)			**Сечение II-II (16-3)**		
				***M*, кН·м**	***N*, кН**	***V*, кН**	***M*, кН·м**	***N*, кН**	***V*, кН**
1	2		3	4	5	6	7	8	9
Постоянная нагрузка	1	1,35	1	–36,79	586,83	11,48	55,00	508,81	11,27
			$\xi = 0{,}85$	–31,28	498,81	9,76	46,75	432,49	9,58
Снеговая нагрузка	2	1,5	1	–8,96	143,85	1,82	10,77	143,85	1,82
			0,6	–5,38	86,31	1,09	6,46	86,31	1,09
Ветровая нагрузка (ветер слева)	3	1,5	1	124,51	0,00	–22,37	0,00	0,00	–0,29
			0,6	74,70	0,00	–13,42	0,00	0,00	–0,17
Ветровая нагрузка (ветер справа)	4	1,5	1	–162,75	0,00	39,56	0,00	0,00	–10,20
			0,6	–97,65	0,00	23,73	0,00	0,00	–6,12
Вертикальная крановая нагрузка в 1-ом пролете (D_{max} – слева)	5	1,35	1	–8,59	0,00	0,79	0,00	0,00	0,79
Вертикальная крановая нагрузка в 1-ом пролете (D_{max} – справа)	6	1,35	1	–11,68	0,00	1,08	0,00	0,00	1,08
Вертикальная крановая нагрузка во 2-ом пролете (D_{max} – слева)	7	1,35	1	6,55	56,43	–0,21	4,23	56,43	–0,21
Вертикальная крановая нагрузка во 2-ом пролете (D_{max} – справа)	8	1,35	1	–1,42	186,65	1,42	13,99	186,65	1,42

Таблица 4.6

Расчетные усилия в средней колонне по результатам статического расчета

Вид загружения	**Номер загружения**	γ_F	**Коэффициент сочетаний** ψ_0	**Расчетные усилия**					
				Сечение I-I (9-1)			**Сечение II-II (9-3)**		
				***M*, кН·м**	***N*, кН**	***V*, кН**	***M*, кН·м**	***N*, кН**	***V*, кН**
1	2		3	4	5	6	8	9	10
Постоянная нагрузка	1	1,35	1	–32,09	834,11	2,96	0,00	834,11	2,96
			$\xi = 0{,}85$	–27,27	708,99	2,51	0,00	708,99	2,51
Снеговая нагрузка	2	1,5	1	–9,82	287,70	0,91	0,00	287,70	0,91
			0,6	–5,89	172,62	0,54	0,00	172,62	0,54
Ветровая нагрузка (ветер слева)	3	1,5	1	258,17	0,00	–23,79	0,00	0,00	–23,79
			0,6	154,90	0,00	–14,28	0,00	0,00	–14,28
Ветровая нагрузка (ветер справа)	4	1,5	1	–258,17	0,00	23,79	0,00	0,00	23,79
			0,6	–154,90	0,00	14,28	0,00	0,00	14,28
Вертикальная крановая нагрузка D_{max} в 1-ом пролете слева	5	1,35	1	–19,38	56,13	1,01	–8,42	56,13	1,01
Вертикальная крановая нагрузка D_{max} в 1-ом пролете справа	6	1,35	1	–18,11	186,37	–0,91	–27,95	186,37	–0,91
Вертикальная крановая нагрузка D_{max} во 2-ом пролете слева	7	1,35	1	9,81	186,36	1,67	27,95	186,36	1,67
Вертикальная крановая нагрузка D_{max} во 2-ом пролете справа	8	1,35	1	11,10	56,14	–2,47	8,42	56,14	–2,47

Для каркаса одноэтажного здания, оборудованного подвесными кранами, очевидно, что в качестве доминирующей необходимо рассматривать или крановую или ветровую нагрузку.

Практика проектирования типовых колонн показала, что наиболее удобно применять симметричное армирование сечений, так как максимальные значения суммарных моментов положительного и отрицательного значения в расчетных сечениях не сильно отличаются по величине.

При заданном симметричном армировании кривая прочности нормального сечения внецентренно-сжатого элемента в координатах «N – M» имеет характерную форму, приведенную на рис. 4.9.

Важно, что в области больших эксцентриситетов (малых N) с уменьшением продольной силы предельный момент, воспринимаемый сечением колонны, может также уменьшаться. Поэтому для железобетонных колонн принцип выбора наиболее опасной комбинации (сочетания) нагрузок по максимальным приведенным напряжениям, строго говоря, не применим.

В общем случае проверку несущей способности (подбор арматуры) необходимо выполнять для всех сочетаний нагрузок, что при автоматизированном расчете с использованием современных программных систем не вызывает затруднений.

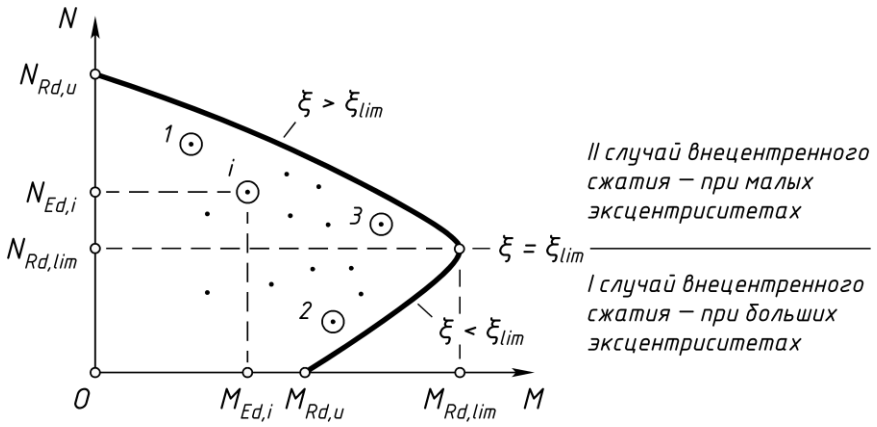


Рис. 4.9. К выбору наиболее опасных сочетаний продольной силы N_{Ed} и изгибающего момента M_{Ed}:
1 – N_{max}, $M_{соотв.}$; *2* – N_{min}, $M_{соотв.}$; *3* – $|M_{max}|$, $N_{соотв.}$

Практикой проектирования установлено, что при подборе арматуры необходимое армирование может быть определено рассмотрением для каждого сечения (каждой части колонны) только трех сочетаний, включающих следующие наиболее невыгодные комбинации $M_{Ed,i}$ и $N_{Ed,i}$, в которых вероятность «выхода» точки *i,* соответствующей данной комбинации, за кривую прочности сечения (рис. 4.9), наиболее высока:

1) N_{max} и $M_{соотв}$;

2) N_{min} и $M_{соотв.}$ (максимальное);

3) $|M_{max}|$ и $N_{соотв}$.

При формировании сочетания, дающего N_{min}, расчетные усилия от собственного веса принимаются при частном коэффициенте по нагрузке $\gamma_G = 1{,}0$ (благо-

приятный эффект воздействия). Следует помнить, что в каждой из этих комбинаций для каждого из двух основных сочетаний следует рассматривать варианты расчета с различными доминирующими нагрузками. Для уменьшения количества рассматриваемых сочетаний можно учесть тот факт, что для средней колонны наибольшие усилия всегда возникают в сечении I – I и подбор арматуры по всей длине данной части выполняют соответственно только по этому сечению.

При формировании сочетаний, включающих крановую нагрузку, следует помнить, что, если учитываются крановые нагрузки в разных пролетах, то они рассматриваются как одна нагрузка.

С целью сокращения вычислений допускается значения поперечных сил в сочетаниях в данном разделе не выполнять. Эти вычисления более рационально выполнить только для сечения I – I на этапе проектирования фундамента под колонну.

Примеры вычисления значений усилий в крайней колонне для вариантов сочетаний с различными доминирующими нагрузками приведены в табл. 4.7–4.14. Сводные результаты составления опасных сочетаний нагрузок для подбора арматуры крайней колонны даны в табл. 4.15.

Примеры вычисления значений усилий в средней колонне для вариантов сочетаний с различными доминирующими нагрузками приведены в табл. 4.16–4.23. Сводные результаты составления опасных сочетаний нагрузок для подбора арматуры средней колонны даны в табл. 4.24.

Таблица 4.7

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{max} в сечении I – I крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{max}	–36,79	74,70 + 6,55 = 81,25	–36,79 +81,25 = 44,46 N = 568,83 + 0 + 56,43 = 625,26
№ загр.	**1**	**3 7**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{max}	–31,28	+124,51	+6,55	–31,28 + 124,51 + 6,55 = 99,78 N = 498,81 + 0 + 56,43 = 555,24
№ загр.	**1**	**3**	**7**	
Вариант 2				
M_{max}	–31,28	6,55	–	–31,28 + 6,55 + 74,70 = 49,97 N = 498,81 + 56,43 + 0 = 555,24
№ загр.	**1**	**7**	**3**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение M_{max}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.8

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{min} в сечении I – I крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{min}	–36,79	–5,38 – 97,65 – 11,68 – 1,42 = –116,13	–36,79 – 116,13 = –152,92 N = 568,83 + 86,31 + 0 + 0 +186,65 = 838,79
№ загр.	**1**	**2 4 6 8**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{min}	–31,28	–162,75	–5,38 – 11,68 – 1,42 = –18,48	–31,28 – 162,75 – 18,48 = –212,51 N = 498,81 + 0 + 86,31 + 0 + 186,65 = 771,77
№ загр.	**1**	**4**	**2 6 8**	
Вариант 2				
M_{min}	–31,28	–11,68 – 1,42 = –13,10	–5,38 – 97,65 = –103,03	–31,28 – 13,10 –103,03 = –147,41 N = 498,81 + 0 + 186,65 + 86,31 + 0 = 771,77
№ загр.	**1**	**6 8**	**2 4**	
Вариант 3				
M_{min}	–31,28	–8,96	–97,65 – 11,68 – 1,42 = –110,75	–31,28 – 8,96 –110,75 = –150,99 N = 498,81 + 143,85 + 0 + 0 + 186,65 = 829,31
№ загр.	**1**	**2**	**4 6 8**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее алгебраическое значение M_{min}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.9

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{max} в сечении I – I крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{max}	586,83	86,31 +0 + 186,65 = 272,96	586,83 +272,96 = 859,79 M = –36,79 – 5,38 – 97,65 – 1,42 = –141,24
№ загр.	**1**	**2 4 8**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{max}	498,81	143,85	0 + 186,65	498,91 + 143,85 + 186,65= 829,41 M = –31,28 – 8,96 – 97,65 – 1,42 = –139,31
№ загр.	**1**	**2**	**4 8**	
Вариант 2				
N_{max}	498,81	186,65	86,31 + 0	498,91 + 186,65 + 86,31= 771,87 M = –31,28 – 1,42 – 5,38 – 97,65 = –136,3
№ загр.	**1**	**8**	**2 4**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение $N_{max.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольное усилие.

Таблица 4.10

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{min} в сечении I – I крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{min}	$\frac{586,83}{1,35} = 434,69$	0 + 0	434,69 $M = -\frac{36,79}{1,35} - 97,65 - 11,68 = -136,58$
№ загр.	**1**	**4 6**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{min}	434,69	0	0	434,69 $M = -27,25 - 162,75 - 11,68 = -201,68$
№ загр.	**1**	**4**	**6**	
Вариант 2				
N_{min}	434,69	0	0	434,69 $M = -27,25 - 11,68 - 97,65 = -136,58$
№ загр.	**1**	**6**	**4**	

Примечание. При определении значения усилия от постоянной нагрузки принимается коэффициент по нагрузке, равный 1. В этом случае понижающий коэффициент $\xi = 0,85$ для усилия от постоянной нагрузки в сочетании по формуле (6.17) не применяется. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее значение $N_{min.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольного усилия.

Таблица 4.11

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{max} в сечении II – II крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{max}	+55,0	6,46 + 13,99 = 20,45	55 + 20,45 = 75,45 N = 508,81 + 86,31 + 186,65 = 781,77
№ загр.	**1**	**2 8**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{max}	+46,75	+10,77	+13,99	46,75 + 10,77 + 13,99 = 71,51 N = 432,49 + 143,85 + 186,65 = 762,99
№ загр.	**1**	**2**	**8**	
Вариант 2				
M_{max}	+46,75	+13,99	+6,46	46,75 + 13,99 + 6,46 = 67,20 N = 432,49 + 186,65 + 86,31 = 705,45
№ загр.	**1**	**8**	**2**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение M_{max}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.12

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{min} в сечении II – II крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{min}	+55	–	+55 N = 508,81
№ загр.	**1**	**–**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{min}	+46,75	–	–	46,75 N = 432,49
№ загр.	**1**	**–**	–	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее алгебраическое значение M_{min}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.13

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{max} в сечении II – II крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{max}	508,81	86,31 + 186,65 = 272,96	508,81 +272,96 = 781,77 M = 55 + 6,46 + 13,99 = 75,45
№ загр.	**1**	**2 8**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{max}	432,81	143,85	186,65	432,49 + 143,85 + 186,65 = 762,99 M = 46,75 + 10,77 + 13,99 = 71,51
№ загр.	**1**	**2**	**8**	
Вариант 2				
N_{max}	432,81	186,65	86,31	432,49 + 186,65 + 86,31 = 705,45 M = 46,75 + 13,99 +6,46 = 67,2
№ загр.	**1**	**8**	**2**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение $N_{max.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольное усилие

Таблица 4.14

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{min} в сечении II – II крайней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{min}	$\frac{508,81}{1,35}=376,9$	–	$\begin{matrix}376,9\\ M=\frac{46,75}{1,35}=34,63\end{matrix}$
№ загр.	**1**	**–**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{min}	376,9	–	–	$\begin{matrix}376,9\\ M=34,63\end{matrix}$
№ загр.	**1**	**–**	**–**	–

Примечание. При определении значения усилия от постоянной нагрузки принимается коэффициент по нагрузке, равный 1. В этом случае понижающий коэффициент $\xi = 0,85$ для усилия от постоянной нагрузки в сочетании по формуле (6.17) не применяется. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее значение $N_{min.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольного усилия.

Таблица 4.15

Комбинации усилий в сечениях крайней колонны

Сечение колонны	**Вид усилия**	**Расчетные усилия (кН, кН·м)**			
		$\left\|M^{+}\right\|_{\max}$, $N_{\text{соотв}}$	$\left\|M^{-}\right\|_{\max}$, $N_{\text{соотв}}$	$N_{\max}$, $M_{\text{соотв}}$	$N_{\min}$, $M_{\text{соотв}}$
I – I	№ загр.	*1, 3, 7*	*1, 2, 4, 6, 8*	*1, 2, 4, 8*	*1, 4, 6*
по (6.16)	*M*	+44,46	–152,92	–141,24	–136,58
	N	625,26	838,79	859,79	434,69
	№ загр.	*1, 3, 7*	*1, 2, 4, 6, 8*	*1, 2, 4, 8*	*1, 4, 6*
по (6.17)	*M*	+99,78	–212,51	–139,31	–201,68
	N	555,24	771,77	829,41	434,69
II – II	№ загр.	*1, 2, 8*	*1*	*1, 2, 8*	*1*
по (6.16)	*M*	+75,45	+55	75,45	+34,63
	N	781,77	508,81	781,77	376,90
по (6.17)	№ загр.	*1, 2, 8*	*1*	*1, 2, 8*	*1*
	M	+71,51	+46,75	+71,51	+34,63
	N	762,99	432,49	762,99	376,90

Примечание. Номера загружений, которые приняты в качестве доминирующих в сочетаниях по формуле (6.17), выделены подчеркиванием.

Таблица 4.16

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{max} в сечении I – I средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{max}	–32,09	154,90 + 11,10 = 166,0	–32,09 + 166 = 133,91 N = 834,11 + 0 + 56,14 = 890,25
№ загр.	**1**	**3 8**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{max}	–27,27	+258,17	+11,10	–27,27 + 258,17 + 11,10 = 242,0 N = 708,99 + 0 + 56,14 = 765,13
№ загр.	**1**	**3**	**8**	
Вариант 2				
M_{max}	–27,27	+11,10	159,90	–27,27 + 11,10 + 154,90 = 138,73 N = 708,99 + 56,14 + 0 = 765,13
№ загр.	**1**	**8**	**3**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение M_{max}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.17

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{min} в сечении I – I средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{min}	–32,09	–5,38 – 154,90 – 19,38 = – 180,17	–32,09 – 180,17 = –212,26 N = 834,11 + 172,62 + 0 + 56,13 = 1062,86
№ загр.	**1**	**2 4 5**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{min}	–27,27	–258,17	–5,89 – 19,38 = –25,27	–27,27 – 258,17 – 25,27 = –310,71 N = 708,99 + 0 + 172,62 + 56,13 = 937,74
№ загр.	**1**	**4**	**2 5**	
Вариант 2				
M_{min}	–27,27	–19,38	–5,89 – 154,90 = –160,79	–27,27 – 19,38 – 160,79 = –207,44 N = 708,99 + 56,13 + 172,62 + 0 = 937,74
№ загр.	**1**	**5**	**2 4**	
Вариант 3				
M_{min}	–27,27	–9,82	–154,90 – 19,38 = –174,28	–27,27 – 9,82 – 174,28 = –211,37 N = 708,99 + 287,70 + 0 + 56,13 = 1052,82
№ загр.	**1**	**2**	**4 5**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее алгебраическое значение M_{min}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.18

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{max} в сечении I – I средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{max}	834,11	172,62 +0 + 86,37 + 186,36 = 545,33	834,11 + 545,33 = 1379,44 M = –32,09 – 5,89 – 154,9 –18,11 + 9,81 = –201,18
№ загр.	**1**	**2 4 6 7**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{max}	708,99	287,70	0 + 186,37 + 186,36 = 372,73	708,99 + 287,70 + 372,73 = 1369,42 M = –27,27 – 9,82 – 154,9 – 18,11 – 9,81 = –200,29
№ загр.	**1**	**2**	**4 6 7**	
Вариант 2				
N_{max}	708,99	186,37 + 186,36 = 372,73	172,62 + 0	708,99 + 372,73 + 172,62 = 1254,34 M = –27,27 – 18,11 + 9,81 – 5,89 – 9,81 – 154,9 = = –196,36
№ загр.	**1**	**6 7**	**2 4**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение $N_{max.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольное усилие

Таблица 4.19

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{min} в сечении I – I средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{min}	$\frac{834,11}{1,35} = 617,86$	0	$M = -\frac{32,09}{1,35}^{617,86} - 154,90 = -178,67$
№ загр.	**1**	**4**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{min}	617,86	0	–	$M = -23,77^{617,86} - 154,90 = -178,67$
№ загр.	**1**	**4**	**–**	

Примечание. При определении значения усилия от постоянной нагрузки принимается коэффициент по нагрузке, равный 1. В этом случае понижающий коэффициент $\xi = 0,85$ для усилия от постоянной нагрузки в сочетании по формуле (6.17) не применяется. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее значение $N_{min.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольного усилия.

Таблица 4.20

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{max} в сечении II – II средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{max}	0	+27,95	0 + 27,95 = 27,95 N = 834,11 + 186,36 = 1020,47
№ загр.	**1**	**7**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{max}	0	+27,95	–	0 + 27,95 = 27,95 N = 708,99 + 186,36 = 895,35
№ загр.	**1**	**7**	**–**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение M_{max}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.21

Варианты подбора загружений для комбинации усилий M_{min} в сечении II – II средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
M_{min}	0	–27,95	0 – 27,95 = –27,95 N = 834,11 + 186,37 = 1020,48
№ загр.	**1**	**6**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
M_{min}	0	–27,95	–	0 – 27,95 = –27,95 N = 708,99 + 186,37 = 895,36
№ загр.	**1**	**6**	–	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($N_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее алгебраическое значение M_{min}, выделенному **полужирным** начертанием

Таблица 4.22

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{max} в сечении II – II средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{max}	834,11	172,62 + 186,37 + 186,36 = 545,35	834,11 +545,35 = 1379,46 M = 0 + 0 – 27,95 + 27,95 = 0
№ загр.	**1**	**2 6 7**	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{max}	798,99	287,70	186,37 + 186,36 = 372,73	708,99 + 287,70 + 372,73 = 1369,42 M = 0 + 0 – 27,95 + 27,95 = 0
№ загр.	**1**	**2**	**6 7**	
Вариант 2				
N_{max}	798,99	186,37 + 186,36 = 372,73	172,62	708,99 + 372,73 + 172,62 = 1254,34 M = 0 – 27,95 + 27,95 – 0 = 0
№ загр.	**1**	**6 7**	**2**	

Примечание. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наибольшее значение $N_{max.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольное усилие

Таблица 4.23

Варианты подбора загружений для комбинации усилий N_{min} в сечении II – II средней колонны

Основное сочетание по формуле (6.16)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Сопутствующие переменные нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.16)**
Вариант 1			
N_{min}	$\frac{834,11}{1,35} = 617,86$	–	617,86 $M = 0$
№ загр.	**1**	–	

Основное сочетание по формуле (6.17)

Усилие	**Постоянная нагрузка**	**Доминирующая нагрузка**	**Сопутствующие нагрузки**	**Основное сочетание по формуле (6.17)**
Вариант 1				
N_{min}	617,86	–	–	617,86 $M = 0$
№ загр.	**1**	–	–	

Примечание. При определении значения усилия от постоянной нагрузки принимается коэффициент по нагрузке, равный 1. В этом случае понижающий коэффициент $\xi = 0,85$ для усилия от постоянной нагрузки в сочетании по формуле (6.17) не применяется. Значения других компонентов сочетания ($M_{соотв}$ и $V_{соотв}$) определяются по сочетанию, дающему наименьшее значение $N_{min.}$ При этом в сочетание должны быть добавлены другие загружения, не создающие в сечении продольного усилия.

Таблица 4.24

Комбинации усилий в сечениях средней колонны

Сечение колонны	Вид усилия	Расчетные усилия (кН, кН·м)			
		$\left\|M^{+}\right\|_{\max}$, $N_{\text{соотв}}$	$\left\|M^{-}\right\|_{\max}$, $N_{\text{соотв}}$	$N_{\max}$, $M_{\text{соотв}}$	$N_{\min}$, $M_{\text{соотв}}$
I – I	№ загр.	*1, 3, 8*	*1, 2, 4, 5*	*1, 2, 4, 6, 7*	*1, 4*
по (6.16)	*M*	+133,91	–212,26	–201,18	–178,67
	N	890,25	1062,86	1379,44	617,86
	№ загр.	*1, 3, 8*	*1, 2, 4, 5*	*1, 2, 4, 6, 7*	*1, 4*
по (6.17)	*M*	+242	–310,71	–200,29	–178,67
	N	765,13	937,74	1369,42	617,86
II – II	№ загр.	*1, 7*	*1, 6*	*1, 2, 6, 7*	*1*
по (6.16)	*M*	+27,95	–27,95	0	0
	N	1020,47	1020,48	1379,46	617,86
	№ загр.	*1, 7*	*1, 6*	*1, 2, 6, 7*	*1*
по (6.17)	*M*	+27,95	–27,95	0	0
	N	895,35	895,36	1369,42	617,86

Примечание. Номера загружений, принятые в качестве доминирующих в сочетаниях по формуле (6.17), выделены подчеркиванием

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01-2022. – Взамен СН 2.01.01-2019 ; переизд. с Изм. № 1 ; введ. 09.06.2025. – Мн. : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2025. – 65 с.

2. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий : СН 2.01.02-2019. – Взамен ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020); введ. 07.09.2020 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Мн., 2020. – 34 с.

3. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2025. – Взамен СН 2.01.04-2019 ; введ. 25.05.2025. – Мн. : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2025. – 13 с.

4. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия : СН 2.01.05-2019. / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Мн., 2020. – 120 с.

5. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием : ТКП EN 1991-3-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Мн., 2009. – 73 с.

6. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Взамен СНиП 2.03.01-84 и СНБ 5.03.01-02 ; переизд. с Изм. № 1 ; введ. 20.05.2022. – Мн. : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2022. – 245 с.

7. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А. Б. Голышев [и др]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будівельник, 1990. – 544 с.

8. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования: учеб. пособие для студентов строительных специальностей / под ред. Т. М. Пецольда, В. В. Тура. – Брест : БрГТУ, 2003. – 380 с.

9. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования : СТБ EN 13369-2012 / Госстандарт. – Мн., 2013. – 57 с.

10. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ 1704-2012 / Госстандарт. – Мн., 2012. – 16 с.

11. Рак, Н. А. Методические указания по расчету рам каркасов промышленных зданий на ЭВМ при выполнении курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности Т19.01.00 «Промышленное и гражданское строительство» / Н. А. Рак, В. И. Смех, С. Б. Щербак. – Мн. : БПИ, 1997. – 31 с.

12. Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений / И. А. Шерешевский. – Л. : Стройиздат, 1980. – 168 с.

13. Кутухтин, Е. Г. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений / Е. Г. Кутухтин, В. А. Коробков. – М. : Стройиздат, 1995. – 272 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П.1

Классы экспозиции, соответствующие условиям эксплуатации конструкций согласно СТБ EN 206, минимальные классы бетона (по данным табл. 6.9, Г.1, Г.2 [6])

Класс экспозиции	Окружающая среда (условия)	Справочные примеры для определения класса экспозиции	Миним. класс бетона по прочности на сжатие
1. Отсутствие риска коррозии и химического воздействия			
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла: все условия за исключением попеременного замораживания-оттаивания, физического или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом – предельно сухая.	Бетон внутри зданий с крайне низкой влажностью воздуха (RH = 40 % и менее)	$C^{12}/_{15}$
2. Коррозия, вызванная карбонизацией			
XC1	Сухая или постоянно влажная	Бетон внутри зданий с низкой влажностью (до RH = 60 %). Бетон, постоянно находящийся в воде)	$C^{20}/_{25}$
XC2	Влажная, редко сухая	Поверхности бетона, длительное время орошаемые водой. Большинство фундаментов	$C^{25}/_{30}$
XC3	Умеренно влажная	Бетон в мокрых помещениях или помещениях с высокой влажностью воздуха (RH ≥ 80 %). Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе.	$C^{30}/_{37}$
XC4	Попеременно влажная и сухая	Поверхности бетона, орошаемые водой, которые не вошли в класс XC2	$C^{30}/_{37}$

Таблица П.2

Минимальная толщина защитного слоя из условия обеспечения долговечности $c_{\min,dur}$, мм (по данным табл. 6.11, 6.12 [6])

Вид арматуры	Класс условий эксплуатации [4, табл. 6.9]			
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4
Арматурная сталь по СТБ EN 10080-2011	10	15	25	30
Напрягаемая арматура	10	25	35	40

Таблица П.3

Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704-2012

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения ($мм^2$) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей класса			
											S240	S500 с профилем по рисункам		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			1 и 4	2	3
											Классы по деформативности			
											C	B	A	
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090			+	+
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139			+	+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+		
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+		
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+		
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+		
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+		

Таблица П.4

Прочностные и деформационные характеристики бетона (по данным таблицы 6.1 [6])

Характеристики, единицы измерения	Значения характеристик для классов бетона по прочности на сжатие													
	$C^{12}/_{15}$	$C^{16}/_{20}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	$C^{40}/_{50}$	$C^{45}/_{55}$	$C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
f_{ck}, МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,cube}^{G}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm}, МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm}, МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$\lvert\varepsilon_{c1}\rvert$, ‰	–1,8	–1,9	–2,0	–2,1	–2,2	–2,25	–2,3	–2,4	–2,45	–2,5	–2,6	–2,7	–2,8	–2,8
$\lvert\varepsilon_{cu}\rvert$, ‰	–3,5									–3,2	–3,0	–2,8	–2,8	–2,8
$\lvert\varepsilon_{c2}\rvert$, ‰	–2,0									–2,2	–2,3	–2,4	–2,5	–2,6
$\lvert\varepsilon_{cu2}\rvert$, ‰	–3,5									–3,1	–2,9	–2,7	–2,6	–2,6
n	2,0									1,75	1,60	1,45	1,40	1,40

Примечание. Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_к = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик f_{ctm}, $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_{c,\ cube}^{G}$

Таблица П.5

Модуль упругости бетона (за исключением модифицированного самоуплотняющегося бетона)
(по данным таблицы 6.3 [6])

Классы (марки) бетонной смеси	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие													
	$C^{12}/_{15}$	$C^{16}/_{20}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	$C^{40}/_{50}$	$C^{45}/_{55}$	$C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
V3 (Ж3), V4 (Ж4), (СЖ1) – (СЖ3)	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
V1 (Ж1), V2 (Ж2)	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
S1 (П1), S2 (П2)	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
S3 (П3) – S5 (П5)	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–

Примечания:

1. Перед скобками указаны классы бетонной смеси по консистенции согласно СТБ EN 206; в скобках – соответствующие марки по удобоукладываемости бетонной смеси по СТБ 1035.
2. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.
3. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, изготавливаемых с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножать на коэффициент 0,85.
4. Для бетонов и мелкозернистых бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm}, указанные в настоящей таблице, умножают на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:

– от минус 40 °С до минус 20 °С..... 0,85
– от минус 20 °С до минус 5 °С..... 0,90
– минус 5 °С и выше 0,95

Таблица П.6

Значения параметров напряженно-деформированного состояния сечения при расчете элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона

Расчетный параметр / Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, $^0/_{00}$	
	$\xi = \frac{x}{d}$	α_c	$\eta = \frac{z}{d}$	α_m	ε_c (+)	ε_c (–)
1	2	3	4	5	6	7
Область 1*а*	0,01	0,001	0,997	0,001	0,10	10,0
	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	
	0,03	0,004	0,990	0,004	0,31	
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	
	0,05	0,012	0,983	0,012	0,53	
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	
	0,07	0,023	0,976	0,022	0,75	
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	
	0,09	0,037	0,969	0,036	0,99	
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	
	0,11	0,054	0,961	0,052	1,24	
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	
	0,13	0,073	0,953	0,070	1,49	
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	
	0,15	0,093	0,945	0,088	1,76	
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	
Верхний предел для области 1*а*	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1*б*	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	
Верхний предел для области 1*б*	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200		9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213		8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225		7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236		6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248		6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259		5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270		5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281		4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291		4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301		4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311		3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321		3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330		3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339		2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348		2,75
	0,58	0,470	0,759	0,356		2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364		2,33
ξ_{lim} при f_{yd} = 435 МПа	0,617	0,499	0,743	0,371	3,50	2,175

Окончание табл. П.6

1	2	3	4	5	6	7
Область 3*а*	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380		1,97
	0,66	0,534	0,725	0,388		1,80
	0,68	0,550	0,717	0,395		1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402		1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408		1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415		1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421		1,11
	0,77	0,623	0,680	0,424		1,045
	0,78	0,631	0,676	0,427		0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432		0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437		0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442		0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447		0,57
Область 3*а*	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456		0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460		0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463		0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467		0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470		0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473		0,00
Область 3*б*	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	–0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478		–0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480		–0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481		–0,26
	1,10	0890	0,543	0,483		–0,32
Область 4 при $\beta_h = 1{,}10$	1,20	0,944	0,515	0,486	3,59	–0,55
	1,40	1,004	0,488	0,490	3,03	–0,86
	1,60	1,035	0,474	0,491	2,84	–1,06
	1,80	1,053	0,467	0,492	2,70	–1,20
	2,00	1,065	0,463	0,493	2,62	–1,31
	2,20	1,072	0,460	0,493	2,55	–1,39
	2,40	1,078	0,458	0,494	2,49	–1,45
	2,60	1,082	0,456	0,494	2,44	–1,50
	2,80	1,085	0,455	0,494	2,40	–1,54
	3,00	1,087	0,454	0,494	2,37	–1,58
	3,20	1,089	0,454	0,494	2,35	–1,61
	3,40	1,090	0,453	0,494	2,32	–1,64
	3,60	1,092	0,453	0,495	2,30	–1,66
	3,80	1,093	0,453	0,495	2,28	–1,68
	4,00	1,093	0,453	0,495	2,27	–1,70
	5,00	1,096	0,452	0,495	2,21	–1,77
	6,00	1,097	0,451	0,495	2,17	–1,81
	8,00	1,099	0,450	0,495	2,13	–1,86
	10,00	1,099	0,450	0,495	2,10	–1,89
	∞	1,100	0,450	0,495	2,00	–2,00

Таблица П.7

Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не выше $C^{50}/_{60}$)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона, ε_{cc}, $^{0}/_{00}$	Напряжения σ_c крайнего сжатого волокна, при ε_{cc} в $^{0}/_{00}$, МПа	Относительная деформация растянутой арматуры, ε_{s1} в $^{0}/_{00}$	Относительная деформация сжатой арматуры, ε_{s2} в $^{0}/_{00}$
1*а*	$\xi \le \frac{1}{6}$	$10\frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd}\cdot\varepsilon_c\left(1-\frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10\frac{\xi-c_1/d}{1-\xi}$
1*б*	$\frac{1}{6}<\xi\le\frac{7}{27}$	$10\frac{\xi}{1-\xi}$	f_{cd}	10	$10\frac{\xi-c_1/d}{1-\xi}$
2	$\frac{7}{27}<\xi\le\frac{7}{2\varepsilon_{sy}+7}$	3,5	f_{cd}	$3{,}5\frac{1-\xi}{\xi}$	$3{,}5\frac{\xi-c_1/d}{\xi}$
3	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy}+7}<\xi\le\beta_h$	3,5	f_{cd}	$3{,}5\frac{1-\xi}{\xi}$	$3{,}5\frac{\xi-c_1/d}{\xi}$
4	$\xi>\beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi-3\beta_h}$	f_{cd}	$\frac{14(\xi-1)}{7\xi-3\beta_h}$	$\frac{14\left(\xi-c_1/d\right)}{7\xi-3\beta_h}$

Окончание табл. П.7

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \cdot \xi = \dfrac{F_{cc}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \dfrac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \dfrac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$
1*а*	$\dfrac{5\xi\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\dfrac{5\xi^2\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\dfrac{3\xi^2-12\xi+4}{4\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}$	$\dfrac{1,25\xi^2\left(3\xi^2-12\xi+4\right)}{(1-\xi)^2}$
1*б*	$\dfrac{16\xi-1}{15\xi}$	$\dfrac{16\xi-1}{15\xi}$	$1-\dfrac{8,55\xi^2-1,1\xi+0,05}{16\xi-1}$	$1,14\xi-0,57\xi^2-0,07$
2	$\dfrac{17}{21}$	$\dfrac{17}{21}\xi$	$1-\dfrac{99}{238}\xi$	$\dfrac{17}{21}\xi-\dfrac{33}{98}\xi^2$
3	$\dfrac{17}{21}$	$\dfrac{17}{21}\xi$	$1-\dfrac{99}{238}\xi$	$\dfrac{17}{21}\xi-\dfrac{33}{98}\xi^2$
4	$1-p_4\dfrac{4}{21}$, где $p_4=\left(\dfrac{4\beta_h}{7\xi-3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h\left(1-p_4\dfrac{17}{21}\right)$	$1-\dfrac{\beta_h}{2}\cdot\dfrac{1-p_4\frac{16}{49}}{1-p_4\frac{4}{21}}$	$\beta_h\left(1-\dfrac{\beta_h}{2}-p_4\left(\dfrac{4}{21}-\dfrac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Таблица П.8

Коэффициенты ξ, η, α_m для расчета изгибаемых элементов прямоугольного профиля с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне

ξ	η	α_m	ξ	η	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370
0,25	0,875	0,219	0,493	0,754	0,371

Таблица П.9 (НП.1.1 (BY) [3])

Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт в зависимости от высоты местности над уровнем моря A, м

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка s_k, для местности с высотой над уровнем моря A, м
1	1*а*	$s_k = 1,35$*
	1*б*	$s_k = 1,35 + \frac{2,20 \cdot (A - 155)}{100}$
	1*в*	$s_k = 1,35 + \frac{0,38 \cdot (A - 140)}{100}$
2	2*а*	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 125)}{100}$
	2*б*	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 150)}{100}$
	2*в*	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 210)}{100}$, $s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55$*
*Характеристическое значение снеговой нагрузки в данном подрайоне (районе) принимается постоянным		

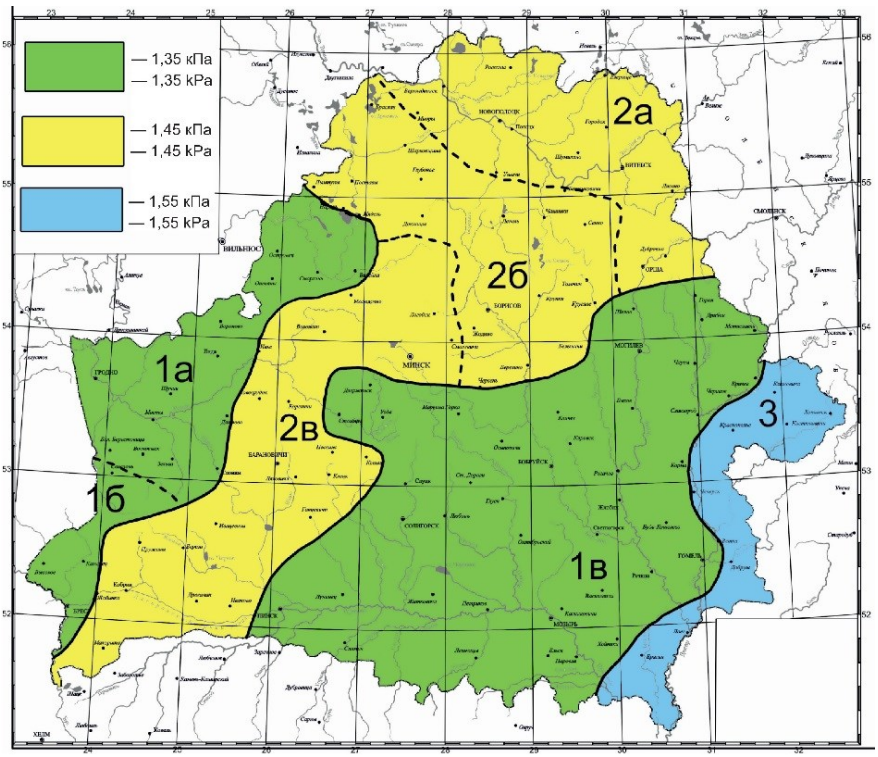


Рис. П.1. Карта снеговых районов (период повторяемости – 50 лет)
(рис. НП.1 (BY) [3])

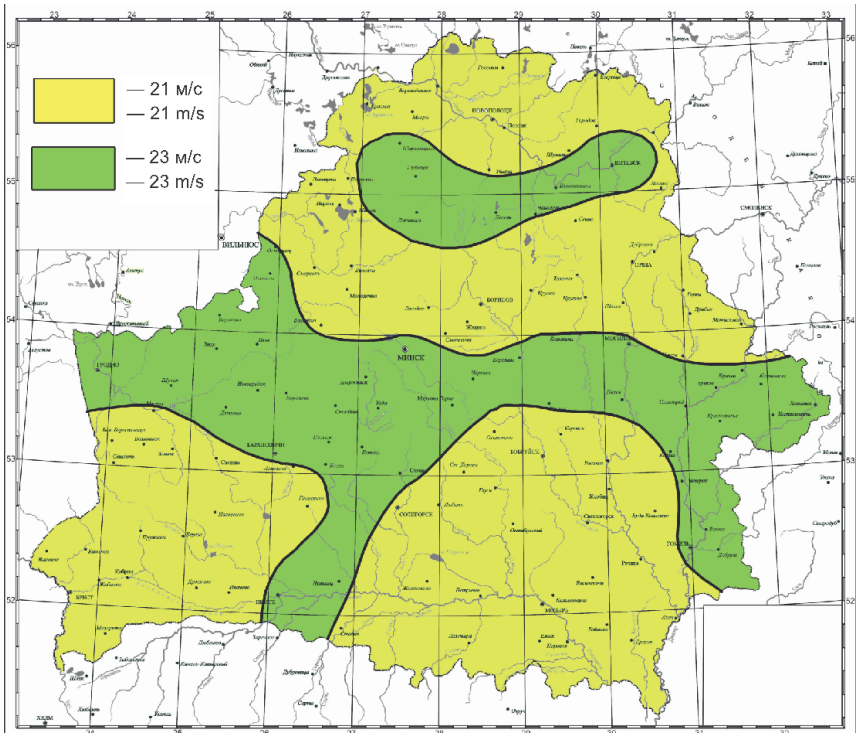


Рис. П.2. Карта ветровых районов и соответствующие им
основные значения базовой скорости ветра $V_{b,0}$, м/с
(рис. НП.1 [3])

Таблица П.10

Расчетные длины колонн одноэтажных зданий

Характеристика здания и колонн					Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости		
					поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной поперечной раме или параллельной оси эстакады	
						при наличии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор	при отсутствии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор
Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$1{,}5H_1$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H_1$
				Неразрезных	$1{,}2H_1$	$0{,}8H_1$	$0{,}8H_1$
			Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2{,}0H_2$	$1{,}5H_2$	$2{,}0H_2$
				Неразрезных	$2{,}0H_2$	$1{,}5H_2$	$1{,}5H_2$
		Без учета нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных	$1{,}5H$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H$
				Многопролетных	$1{,}2H$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H$
			Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2{,}5H_2$	$1{,}5H_2$	$2{,}0H_2$
				Неразрезных	$2{,}0H_2$	$1{,}5H_2$	$1{,}5H_2$
	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Нижняя часть колонн зданий	Однопролетных	$1{,}5H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
				Многопролетных	$1{,}2H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
			Верхняя часть колонн		$2{,}5H_2$	$2{,}0H_2$	$2{,}5H_2$
		Колонны постоянного сечения зданий		Однопролетных	$1{,}5H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
				Многопролетных	$1{,}2H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
Эстакады	Крановые	При подкрановых балках		Разрезных	$2{,}0H_1$	$0{,}8H_1$	$1{,}5H_1$
				Неразрезных	$1{,}5H_1$	$0{,}8H_1$	H_1
	Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением		Шарнирном	$2{,}0H$	H	$2{,}0H$
				Жестком	$1{,}5H$	$0{,}7H$	$1{,}5H$

Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной H_2.

H – полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;

H_1 – высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

H_2 – высота надкрановой части колонны от ступени (консоли) колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости

Таблица П.11

Характеристические значения нагрузки от веса плит покрытия

Типы плиты	Номинальные размеры	Нагрузка, кПа
Ребристые типа П	3×6	1,60
	1,5×6	1,70–1,80
	3×12	1,72
		2,05
	1,5×12	2,65–3,1
Ребристые малоуклонные	3×18	2,25
	3×24	2,65
Сводчатые типа КЖС	3×18	2,0
	3×24	2,25

Примечания:
1. Нагрузка приведена с учетом заливки швов.
2. Плиты 1,5×6,0 и 1,5×12 м применяются, как правило, в качестве доборных и в зонах образования снеговых мешков

Таблица П.12

Характеристические значения нагрузки от веса 1 м^2 стеновых панелей и остекления

Наименование элемента	Характеристика здания	Длина элемента, м	Нагрузка, кПа
Стеновые панели	Отапливаемое	6	1,8–2,8
		12	2,2–3,2
	Неотапливаемое	6	1,7
		12	2,15
Остекление	–	–	0,4–0,5

Таблица П.13

Рельсы крановые

Тип рельса	Высота рельса, мм	Ширина головки, мм	Ширина подошвы, мм	Площадь сечения, мм	Момент инерции, см^4		Масса 1 п.м., кг
					I_x	I_y	
КР 70	120	70	120	67,3	1081,99	327,16	52,8
КР 80	130	80	130	81,13	1547,4	482,39	63,52
КР 100	150	100	150	113,32	2864,73	940,98	88,96
КР 120	170	120	170	150,44	4923,79	1694,83	118,1

Примечание. Рельсы типа КР 70 назначают для кранов грузоподъемностью до 30 т включительно; КР 80 и КР 100 – 75 т; КР 120 – 250 т

Таблица П.14

Собственный вес стропильных и подстропильных конструкций

Тип конструкций	Пролет, м	Шаг, м	Собственный вес, кН
Стропильные фермы	18	6	45
		12	60–80
	24	6	90
		12	150
	30	6	160
Стропильные балки	12	6; 12	40
	18	6; 12	90
	24	6; 12	150–160
Арки	24	6	90
		12	170
	30	6	140
		12	280
	36	6	250
		12	400
Подстропильные фермы	12	–	113
Подстропильные балки	12	–	120
Железобетонные подкрановые балки	6	–	42
	12		115
Железобетонные фундаментные балки	6	–	16–18
	12		28–41

Таблица П.15

Основные параметры и размеры подвесных кранов по ГОСТ 7890-93

$Q_{h,nom}$, т	l_{br}, м	l, м	l_c, м	$l_{\min}$, мм	H_{cr}, мм	B_{cr}, мм	A_{cr}, мм	Масса, т	
								Q_t	Q_{cr}
2	12	9	1,2	710	1660	1450	600	0,29	1,23
	15	12	1,2		1660	1710			1,52
	17,4	15	1,2		1740	1710			1,86
3,2	12	9	1,2	750	1890	1460	600	0,47	1,71
	15	12	1,2		2010	1710			1,91
	17,4	15	1,2		2010	1710			2,48
5	15	12	1,2	900	2240	2100	900	0,70	2,81
	17,4	15	1,2		2240	2100			3,28

Таблица П.16

Балки двутавровые для путей подвесного транспорта по ГОСТ 19425-74 и рекомендуемая область их применения

№ профиля	W_x, см^3	Масса 1 п.м., кг	Рекомендуемая область применения		
			$Q_{h,nom} = 50$ кН	$Q_{h,nom} = 32$ кН	$Q_{h,nom} = 20$ кН
30М	627	50,2	–	–	$B \le 7$ м
36М	850	57,9	–	$B < 8$ м	7 м $< B \le 9$ м
45М	1420	77,5	$B \le 12$ м	$B \ge 8$ м	$B > 9$ м

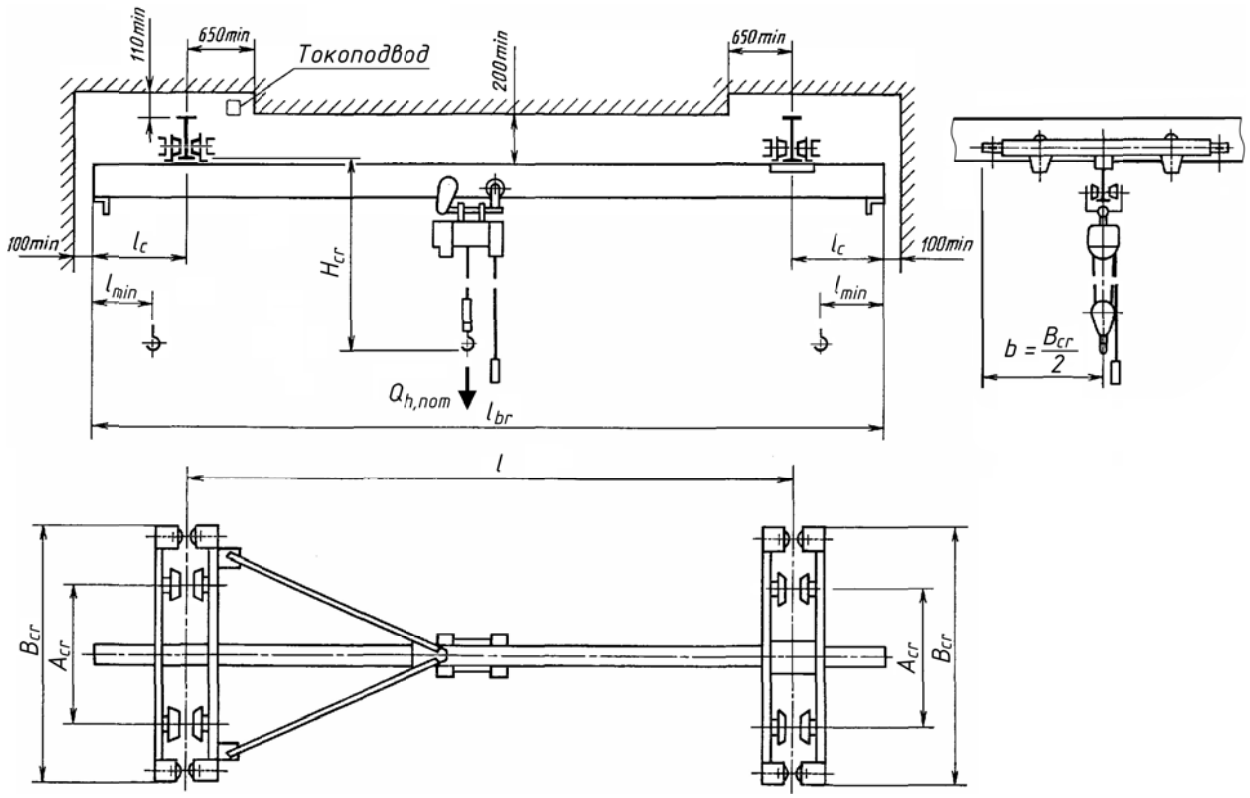


Рис. П.3. Основные параметры и размеры однопролетных подвесных кранов грузоподъемностью $Q_{h,nom}$ = 2; 3,2 и 5 т

Таблица П.17

Размеры сечения колонн зданий с подвесными кранами

Отметка низа стропильных конструкций, м	Размеры сечения крайней колонны, мм		Размеры сечения средней колонны, мм	
	Ширина	Высота	Ширина	Высота
6	400	400	400	400
7,2	400	400	400	400
8,4	400 400	400 500	400	500
9,6	400 400	400 500	400	600
10,8	400	500	400	700
12,0	400	500	400	700
13,2	400	600	400	800
14,4	400	600	400	800

Таблица П.18

Значения коэффициентов β_2 и $\varphi_{2,min}$ по [5]

Класс подъемного оборудования	β_2	$\varphi_{2,min}$
НС1	0,17	1,05
НС2	0,34	1,10
НС3	0,51	1,15
НС4	0,68	1,20

Учебное издание

РАК Николай Александрович
ЩЕРБАК Сергей Борисович
СМЕХ Владимир Иванович

РАСЧЕТ КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ ПО СП 5.03.01-2020 «БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Пособие
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Редактор *А. С. Козловская*
Компьютерная верстка *А. В. Степанкиной*

Подписано в печать 17.02.2026. Формат 60×84 $^{1}/_{8}$. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 8,71. Уч.-изд. л. 3,51. Тираж 100. Заказ 332.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.