

Выводы: На основе еще нескольких работ можно сделать вывод, что для моментов от 170 до 220 кН/м и продольной силы от 580 до 620 кН высота плитной части будет равна 300 мм. Для моментов от 400 кН/м и продольной силы свыше 1000 кН высота плитной части будет составлять 600 мм.

УДК624.075.23.012.35

**Учет пространственной работы каркаса
одноэтажного производственного здания
при крановых нагрузках при расчете железобетонных колонн
по европейским нормативным документам**

Василёнок В. А., Дашкевич Е. А.,
Емельянова А. А., Жданович П. М.
Научный руководитель: Рак Н. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. При расчёте железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий необходимо учитывать пространственную работу каркаса при действии крановых нагрузок [1]. Это обусловлено тем, что покрытие здания из железобетонных плит, соединённых сваркой закладных деталей и замоноличиванием швов, представляет собой жёсткую в своей плоскости горизонтальную связевую диафрагму. Колонны здания, объединённые горизонтальной связевой диафрагмой в поперечные и продольные рамы, работают как единый пространственный блок. Размеры такого блока в плане определяются расстояниями между температурными швами.

Нагрузки от массы покрытия, снега, ветра приложены одновременно ко всем рамам блока, при этих нагрузках пространственный характер работы каркаса здания не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности. Нагрузки же от мостовых кранов приложены лишь к двум-трём рамам блока, но благодаря горизонтальной связевой диафрагме в работу включаются остальные рамы блока, происходит пространственная работа.

В каркасном здании из типовых элементов с регулярным шагом и постоянной жесткостью центр жесткости (т.е. точка приложения

равнодействующей реактивных сил при поступательном перемещении блока) совпадает с геометрическим центром. Если приложить к поперечной раме с координатой x_0 силу F , то перемещение блока от этой силы будет поступательным, а от момента $M = F x_0$ – вращательным (рис. 1).

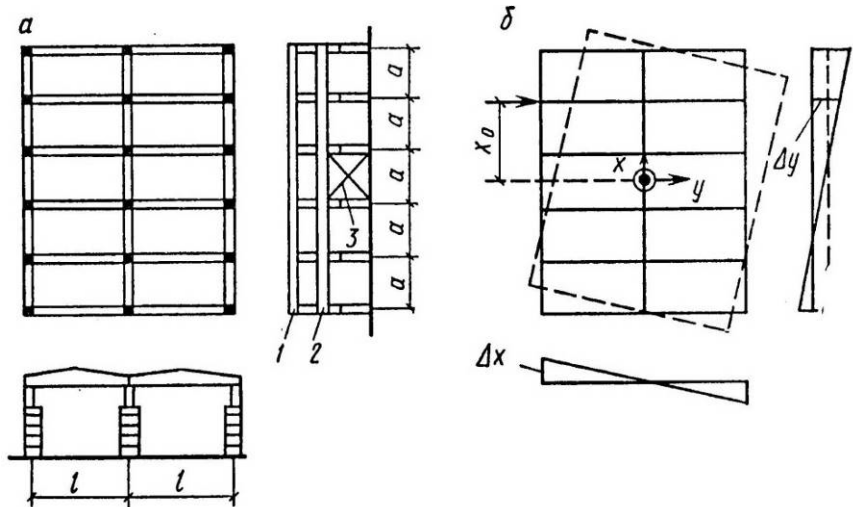


Рис. 1. Пространственный блок одноэтажного каркасного здания [1]:

a – схема блока; b – схема перемещения блока: 1 – покрытие; 2 – подкрановая балка; 3 – вертикальные связи по колоннам

Если r_{11x} – реакция поперечной рамы от единичного перемещения $\Delta=1$, то поступательное перемещение блока:

$$\Delta = \frac{F}{n * r_{11x}},$$

где n – число поперечных рам блока.

При вращении жёсткой в своей плоскости горизонтальной связевой диафрагмы на угол $\varphi = 1$ поперечные рамы получают перемещение, равное $x \operatorname{tg} \varphi$, но поскольку конечный угол φ будет малым и, следовательно, $\operatorname{tg} \varphi = \varphi = 1$, поперечные рамы получают перемещение, равное их координате x ; продольные рамы получают перемещение, равное y . При этом возникают реакции:

в поперечных рамах: $R_x = x r_{11x}$;

в продольных рамах: $R_y = y r_{11y}$,

где r_{11y} – реакция продольной рамы от смещения $\Delta = l$ (определяется с учётом сопротивления вертикальных связей по колоннам).

Кручением колонн при вращении горизонтальной диафрагмы ввиду его малости пренебрегают.

Угловая жёсткость блока или реактивный момент блока от единичного угла поворота диафрагмы $\varphi = 1$:

$$B_\varphi = MB_\varphi = M_{\varphi=1} = 2 \sum_1^m x R_x + 2 \sum_1^p y R_y,$$

где $m = n/2$, когда n – число поперечных рам чётное, или $m = (n-1)/2$, когда n – число нечётное;

$p = q/2$, когда q – число продольных рам чётное, или $p = (q-1)/2$, когда q – число нечётное.

Угловая жёсткость блока с учётом значения реакций составит:

$$B_\varphi = 2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right);$$

$$\beta = \frac{r_{11y}}{r_{11x}}.$$

Угол поворота блока вокруг центра вращения:

$$\varphi = \frac{M}{B_\varphi} = \frac{F x_0}{2r_{11x} (\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2)}.$$

Перемещение поперечной рамы с координатой x_0 от силы F находится суммированием перемещений — поступательного и от вращения блока:

$$\Delta = \frac{F}{n * r_{11x}} + x_0 \varphi = \frac{F}{n * r_{11x}} + \frac{F x_0^2}{2r_{11x} (\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2)}.$$

Реактивная сила от единичного перемещения $\Delta = 1$ поперечной рамы, приравняв единице перемещение:

$$F = C_{dim} r_{11x},$$

$$\text{где } C_{dim} = \frac{1}{\left[\frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2)} \right]}.$$

Коэффициент C_{dim} характеризует пространственную работу каркаса, состоящего из поперечных и продольных рам.

Если учитывать пространственную работу рам лишь одного поперечного направления, то в упрощенном решении при $\beta=0$:

$$C_{dim} = \frac{1}{\left[\frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2(\sum_1^m x^2)} \right]}.$$

Вычисление коэффициента C_{dim} выполняют для второй от торца блока поперечной рамы, находящейся в наименее благоприятных условиях (в части помощи, оказываемой работой соседних рам).

Поперечную раму можно рассчитывать на крановые нагрузки с учётом пространственной работы каркаса здания методом перемещений с введением к реакции от единичного смещения поперечной рамы коэффициент C_{dim} .

Методика исследований учета пространственной работы при расчете поперечной рамы на ЭВМ.

При выполнении статического расчета на ЭВМ к традиционной расчетной схеме поперечной рамы необходимо добавить жесткость дополнительную горизонтальную упругую связь в уровне верха рамы. Жесткость этой связи можно определить по формуле:

$$C_{don} = (C_{dim}-1)r_{1lx}.$$

где C_{dim} – коэффициент, определенный по приведенной выше формуле; r_{1lx} – реакция поперечной рамы от единичного перемещения $\Delta = 1$.

Исследование влияния учета пространственной работы (ПР) каркаса одноэтажного производственного здания при крановых нагрузках на материалоемкость железобетонных колонн при их расчёте по европейским нормативным документам включало в себя последовательное выполнение следующих этапов:

1. Выполнение статического расчета 4 вариантов двухпролетных поперечных рам по традиционной расчетной схеме при действии постоянных, снеговых и ветровых нагрузок, определенных согласно европейским нормативным документам [2–5]. Основные параметры элементов поперечных рам приведены в табл. 1.

Таблица 1

Основные параметры элементов поперечных рам

Параметр	Вариант			
	1	2	3	4
Пролёт L , м	21	23,5	17	22,5
Шаг колонн B , м	7,5	6,5	9,5	7
Грузоподъёмность крана Q , т	8	12,5	8	10
Отметка низа Стропильной конструкции, м	10,9	12,75	12,2	13,1
Класс бетона	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁰ / ₃₇	C ⁴⁰ / ₅₀	C ³⁰ / ₃₇
Тип колонны	Средняя	Средняя	Средняя	Крайняя
Размеры сечения надкрановой части $b \times h$, мм	400×600	400×600	400×600	400×380
Размеры сечения подкрановой части $b \times h$, мм	400×800	400×800	400×800	400×600
C_{dim}	3,387	3,438	3,460	3,987
$C_{доп}$, Т/М	548	344	391	388

2. Определение для этих вариантов по приведенным выше формулам коэффициента C_{dim} , учитывающего пространственную работу каркаса при действии крановых нагрузок, а также жесткости $C_{доп}$ дополнительной горизонтальной связи (см. таблицу 1).

3. Выполнение статического расчета 4 вариантов двухпролетных поперечных рам по расчетной схеме с дополнительной упругой связью при действии различных загрузений вертикальными и горизонтальными крановыми нагрузками, определенными согласно европейскому нормативному документу [6].

4. Составление по полученным в результате расчетов по этапам 1 и 3 усилий, согласно требованиям [1] расчетных сочетаний усилий в наиболее нагруженных сечениях надкрановой и подкрановой частей колонны (см. таблицы 2-3).

5. Определение согласно [7] площадей продольного армирования надкрановой и подкрановой частей колонн, требуемых из условия обеспечения несущей способности. Основные результаты расчетов приведены в таблицах 2-3 (максимальные значения площадей выделены жирным).

6. По полученным в результате расчетов по этапу 5 значениям требуемой площади продольного армирования с учетом конструктивных требований [7] были приняты соответствующие количество и диаметры стержней. Результаты конструирования приведены в таблице 4.

Заключение

Анализ результатов выполненной работы позволил сформулировать следующие выводы:

1. Учет пространственной работы каркаса ОПЗ при крановых нагрузках при статическом расчете можно производить путем добавления дополнительной упругой связи в традиционно расчетной схеме поперечной рамы.

2. Жесткость дополнительной упругой связи зависит от значения коэффициента C_{dim} и реакции поперечной рамы от ее единичного смещения.

3. Анализ результатов статических расчетов показал, что при учете пространственной работы каркаса достигается снижение изгибающих моментов в надкрановой части колонны в среднем на 30% и в подкрановой части колонны в среднем на 60%.

Таблица 2

Результаты расчета по вариантам 1 и 2

Комбинации	Результаты	Надкрановая часть			Подкрановая часть		
		Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %	Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %
Вариант 1							
M_{\max} , $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	209,73	104,97	50,	677	198,66	717
	N, кН	574,34	832,34		1318,28	1474,66	
	A_s , мм ²	275	-459		858	-826	
N_{\max} , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	138,71	104,97	24	453,3	161,97	64
	N, кН	832,34	832,34		1607,24	1607,2	
	A_s , мм ²	-304	-459		-78	-1034	
N_{\min} , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	172,72	104,15	40	371,89	106,66	71
	N, кН	500,51	500,51		656,62	656,63	
	A_s , мм ²	184	-131		726	-412	
Вариант 2							
M_{\max} , $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	-190,13	-136,93	28	-896,46	-255,76	72
	N, кН	726,15	726,15		1619,38	1313,24	
	A_s , мм ²	-758	-213		1385	-521	
N_{\max} , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	165,41	135,22	18	447,92	213,19	52
	N, кН	826,6	726,15		1836,37	1699,32	
	A_s , мм ²	-181	-776		-230	-932	
N_{\min} , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	190,13	126,2	34	411,85	120,12	71
	N, кН	501,5	501,5		676,81	676,82	
	A_s , мм ²	263	-31		569	-389	

Таблица 3

Результаты расчета по вариантам 3 и 4

Комбинации	Результаты	Надкрановая часть			Подкрановая часть		
		Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %	Без учёта ПР	С учётом ПР	Уменьшение момента, %
Вариант 3							
M_{\max} , $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	219,43	154,1	30	899,25	268,77	70
	N, кН	738,19	738,71		1453,02	1453,01	
	A_s , мм ²	121	-182		1372	-688	
N_{\max} , $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	135,01	108,53	20	459,74	274,9	40
	N, кН	858,83	858,87		1742,18	1770,58	
	A_s , мм ²	-396	-516		-290	-927	

Продолжение табл. 3

$N_{\min},$ $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	192,58	125,56	35	497,10	135,61	73
	N, кН	486,67	486,69		864,55	791,2	
	$A_s, \text{мм}^2$	277	-31		627	-482	
Вариант 4							
$M_{\max},$ $N_{\text{соот}}$	M, кН·м	145,36	111,02	24	475,97	244,65	49
	N, кН	350,18	350,22		618,56	754	
	$A_s, \text{мм}^2$	158	67		1453	218	
$N_{\max},$ $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	133,54	90,96	32	275,17	150,36	45
	N, кН	488,51	488,47		1033,69	1084,7	
	$A_s, \text{мм}^2$	-77	-192		150	-542	
$N_{\min},$ $M_{\text{соот}}$	M, кН·м	178,35	111,02	38	307,02	137,9	55
	N, кН	305,18	305,2		471,82	471,82	
	$A_s, \text{мм}^2$	203	123		821	43	

Таблица 4

Уменьшение количества арматуры при учете пространственной работы (ПР)

Вариант расчёта	надкрановая часть принятая арматура площадь арматуры, мм ²		подкрановой часть принятая арматура, площадь арматуры, мм ²		Уменьшение площади арматуры в подкрано- вой части, %
	Без учёта ПР	С учётом ПР	Без учёта ПР	С учётом ПР	
1	2Ø20 628	2Ø20, 628	2Ø25 982	2Ø20 628	36
2	2Ø20 628	2Ø20 628	3Ø25 1473	2Ø20 628	57
3	2Ø20 628	2Ø20 628	3Ø25 1473	2Ø20 628	57
4	2Ø16 402	2Ø16 402	3Ø25 1473	2Ø16 402	73
Среднее					56

4. Анализ результатов расчетов продольного армирования колонн показал, что при учете пространственной работы каркаса достигается снижение площади продольного армирования подкрановой части колонн в среднем на 55 %.

5. Продольное армирование надкрановой части колонны при этом не уменьшается в связи с тем, что оно устанавливается по конструктивным требованиям, исходя из условия $A_{s,\min} = 0,001A_c$ при

минимальном диаметре стержней арматуры средней колонны Ø20 мм и крайней колонны Ø16 мм.

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. / В.Н. Байков, Е.Э. Сигалов – М. Стройиздат, 1991. – С.392-396.

2. ТКП EN 1990-2011 (EN 1990:2002, IDT). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. — Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. — 61 с. (с Изм. № 1).

3. ТКП EN 1991-1-1-2016 (EN 1991-1-1:2002+AC:2009). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки зданий. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2016. – 38 с.

4. ТКП EN 1991-1-3-2009 (EN 1991-1-3:2003, IDT). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 40 с.

5. ТКП EN 1991-1-4-2009 (EN 1991-1-4:2005, IDT). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. — 117 с.

6. ТКП EN 1991-3-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием – 69 с.

7. ТКП EN 1992-1-1-2009* (EN 1992-1-1:2004+AC:2010, IDT). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с.