

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЦЕХА ЗАВОДА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Т. В. Золина, С. С. Галигорев*

*Астраханский государственный архитектурно-строительный  
университет, г. Астрахань (Россия)*

Одноэтажные промышленные здания являются наиболее распространенным типом зданий, используемым в промышленном строительстве. Жизненный цикл промышленного здания зависит от уровня интенсивности его нагрузки. Конструкции каркаса могут достигнуть предельного состояния значительно раньше нормативного срока службы и безопасное использование промышленного объекта уже не может быть гарантировано. Статистика свидетельствует о том, что за последние годы количество аварий на промышленных объектах возросло, вследствие этого наибольшее значение приобретает безопасная эксплуатация на существующих, давно построенных промышленных объектах, особенно с крановым оборудованием, так как именно в таких зданиях в процессе эксплуатации накапливаются скрытые и явные дефекты и повреждения несущих конструкций, их узловых сопряжений и кранового оборудования. В процессе экспериментальных исследований многими авторами была доказана необходимость учета различных факторов, способствующих колебаниям каркаса промышленных зданий в поперечном направлении в процессе эксплуатации [1–3, 8].

Проведенные эксперименты показали, что одним из таких неучтенных факторов являются боковые силы, возникающие при движении крана вдоль здания, по нормативным документам считается, что эти боковые силы всегда возникают парами и разрушительно действует только на крепление рельса к подкрановой балке и балки к колонне, а каркас в колебательный процесс не включается. Экспериментальные исследования показали [2–5], что боковые силы вызывают колебательные процессы в каркасе и эта сила по значению больше, чем сила, возникающая от торможения крановой тележки. В процессе эксплуатации при движении крана происходят постоянные удары реборды колеса о рельс, что вовлекает каркас в колебательный процесс и снижает его долговечность.

В качестве объекта исследования и реконструкции был взят производственный цех завода железобетонных конструкции в г. Астрахани (рис. 1). Цех представляет собой трехпролетное здание размерами в плане 54x150 м, с величиной пролета 18 метров и шагом колонн 6 метров, высота подкрановой части колонны – 6,75 м, надкрановой части – 4,20 м. В каждом пролете расположены краны с различной грузоподъемностью 7,5; 10; 15 т. Здание имеет температурный шов. Подкрановые балки – металлические.

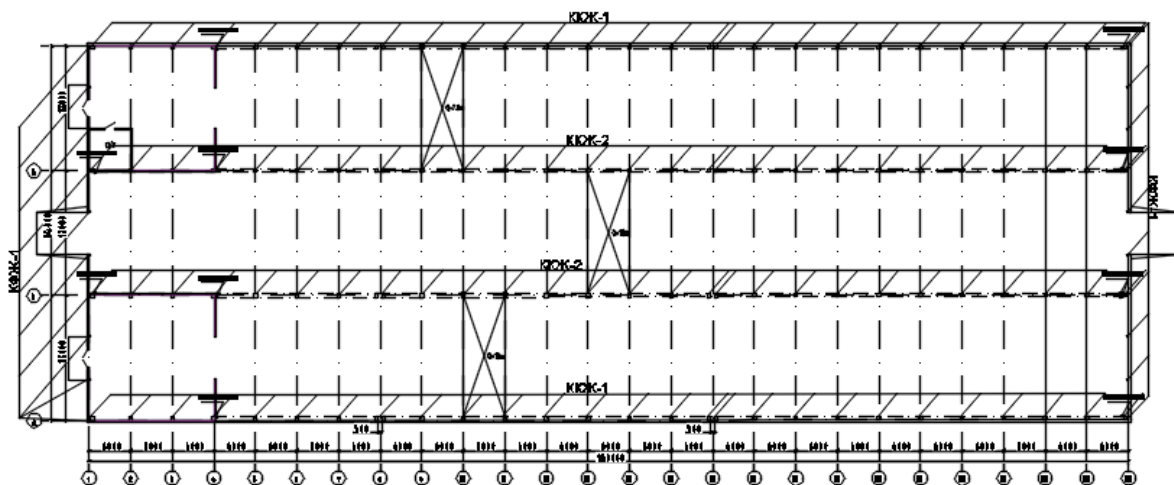
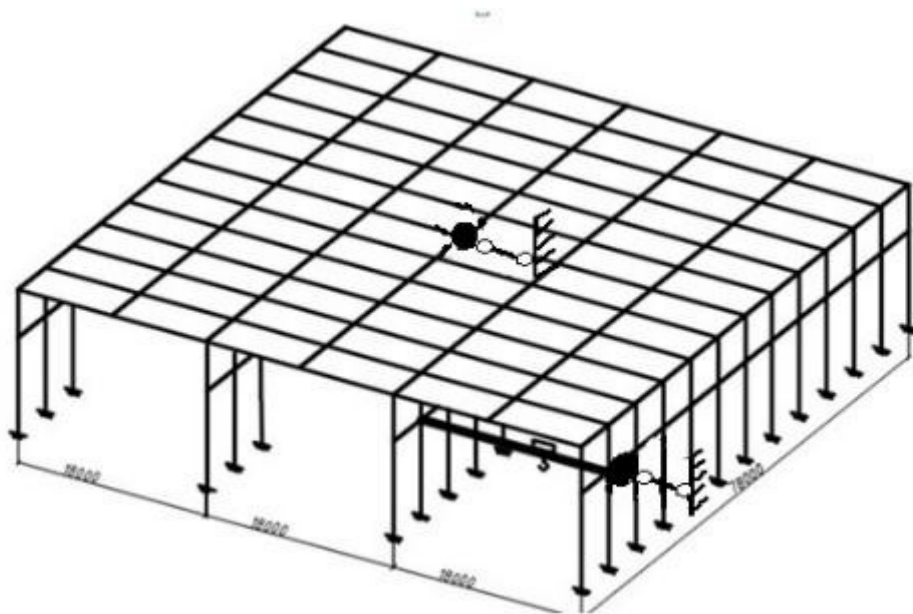


Рис. 1. План цеха завода железобетонных конструкций

Элементы каркаса здания имеют следующие жесткосные характеристики: подкрановая часть крайней колонны, надкрановая часть крайней колонны; подкрановая часть средней колонны, надкрановая часть средней колонны.

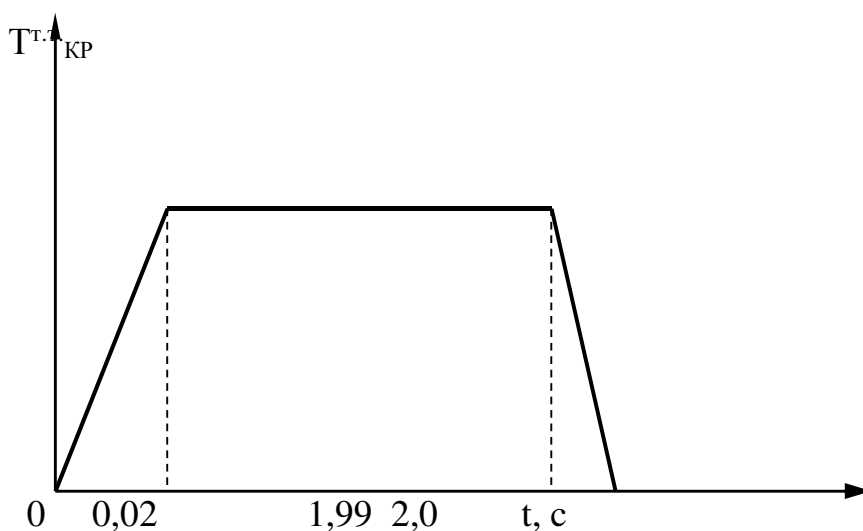
Пространственная расчетная схема построена исходя из принципов и допущений строительной механики и отражает истинную работу каркаса под действием динамических крановых нагрузок. В качестве расчетной схемы принимается трехмерная система, в которой расчетные точки расположены в узлах пересечения колонн и тормозных конструкций, рам и продольной оси покрытия. Кран рассматривается как шарнирная вставка, соединяющая соответствующие узлы перекрестного набора в уровне тормозных конструкций. Каждая расчетная точка системы «балка-колонна» (расчетные точки 1–3, рис. 2) имеет одну степень свободы – горизонтальное смещение в плоскости поперечной рамы, а расчетные точки, расположенные на покрытии, две – горизонтальное смещение в этой же плоскости и угол поворота в плоскости покрытия. Нагрузка возникающая от торможения крановой тележки равна  $T_{кр} = 17,171$  кН, а боковая сила, возникающая при перекосном движении крана равна  $T_{бс} = 22,435$  кН, данные силы приложены во второй расчетной точке, так как доказано [4, 5], что при введении в расчетную схему покрытия как жесткого диска, наибольшее смещение получают расчетные точки в рамах, расположенных ближе к торцу.

При динамическом расчете одноэтажного промышленного здания с жестким в своей плоскости покрытием используется преобразованная расчетная схема, в которой ОПЗ путем приема редуцирования представляется в виде двухмассовой системы. Дискретные массы путем редуцирования приводятся в точку, расположенную в уровне покрытия.



*Рис. 2. Расположение расчетных точек*

Крановую нагрузку при торможении тележки рассматривают изменяющейся по графику, представленному на рис. 3. Тормозная нагрузка возрастает в течение 0,02 сек., затем ее значение сохраняется постоянным в течение 1,97 сек., а затем она снижается до нуля. Таким образом, нагрузка от торможения крановой тележки носит почти ударный характер, вследствие чего и возникают поперечные колебания каркаса.



*Рис. 3. График приложения тормозной силы во времени*

Крановую нагрузку в виде боковой силы рассматривают изменяющейся по графику, представленному на рис. 4.

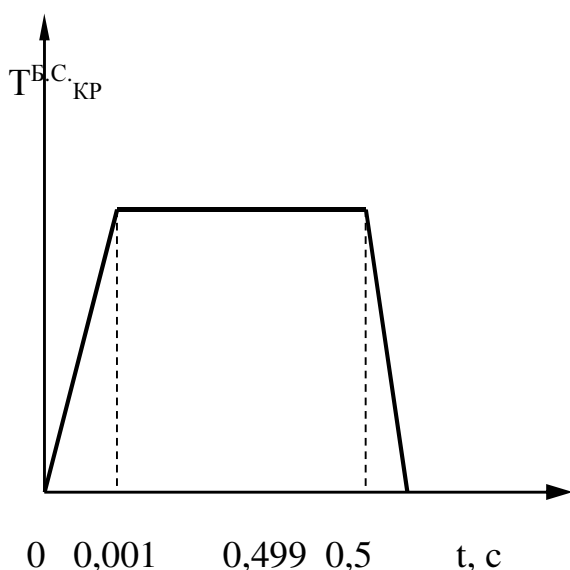


Рис. 4. График приложения боковой силы во времени

Как следует из графиков изменения крановых нагрузок (см. рис. 4–5), они носят ярко выраженный динамический характер, т.к. прикладываются практически мгновенно и действуют очень короткий промежуток времени. В связи с этим при воздействии крановых нагрузок на каркас здания возникают колебания, амплитуду которых можно найти путем решения дифференциального уравнения, который выглядит в виде интеграла Дюамеля.

Дифференциальное уравнение, описывающее колебания одноэтажного промышленного здания под действием динамической нагрузки:

$$\|M\| \cdot \underline{\ddot{q}}(t) + \|X\| \cdot \underline{\dot{q}}(t) + \|C\| \cdot \underline{q}(t) = \{P(t)\}, \quad (1)$$

где  $\|M\|$  – матрица инерционных параметров здания;  $\|X\| = 2\xi\|M\|$  – матрица коэффициентов сопротивления ( $\xi$  – коэффициент демпфирования, определяемый по формуле:  $\xi = \delta w_v / 2\pi\sqrt{1+(\delta/2\pi)^2}$ ,  $\delta$  – логарифмический декремент затухания, равный для стальных конструкций 0,3,  $w_v$  – собственная частота колебаний по  $\nu$ -той форме);  $\|C\|$  – матрица жесткости здания;  $\underline{q}(t)$  – вектор смещения расчетных точек;  $\{P(t)\}$  – вектор динамической крановой нагрузки.

Для решения уравнения (1) используется метод разложения по главным формам колебаний, согласно которому смещение расчетных точек представляется в виде суммы амплитудных значений смещений по главным формам колебания. Смещение представлено интегралом Дюамеля:

$$V_f(t) = \sum_{\nu=1}^m \frac{V_{f\nu} \cdot V_{\mu\nu}}{\sum_{f=1}^m M_f \cdot V_{f\nu}^2} \cdot \frac{1}{w_{\nu 0}} \int_0^t T_{\mu}(\tau) e^{-\xi_{\nu}(t-\tau)} \sin \varpi_{\nu}(t-\tau) d\tau,$$

где  $f$  – номер расчетной точки;  $v$  – номер формы колебания;  $V_{fv}$ ,  $V_{\mu v}$  – амплитудные значения смещений расчетных точек  $f$  и  $\mu$  при  $v$ -то форме колебания;  $\mu$  – расчетная точка, где приложена динамическая крановая нагрузка;  $M_f$  – масса расчетной точки  $f$ ;  $\omega_v$  – собственная частота колебания с учетом затухания  $\omega_v = \sqrt{\omega^2 + n_v^2}$ ;  $\tau$  – текущая функция  $t$ ;  $P_\mu(\tau)$  – значение нагрузки от торможения крановой тележки в расчетной точке  $\mu$  в момент времени  $\tau$ ;  $P_\mu$  – крановая нагрузка, приложенная в расчетной точке  $\mu$ .

Методика пространственного расчета заключается в определении обобщенных перемещений расчетных точек ОПЗ (смещений и углов поворота) от крановых нагрузок, являющимися в последствии исходными данными для определения силы отпора  $P_2$  в уровне покрытия и силы  $P_1$  – составляющей крановой нагрузки в уровне подкрановой балки рассчитываемой рамы по пространственной расчетной схеме. В данном исследовании расчет произведен в программном комплексе DINCIB-new [6].

Матрица жесткости имеет вид:

$$\begin{bmatrix} R_{11} & 0 & 0 & R_1 & R_{1f} \\ 0 & R_{22} & 0 & R_2 & R_{2f} \\ 0 & 0 & R_{33} & R_3 & R_{3f} \\ R_{1v} & R_{2v} & R_{3v} & R_{vv} & R_{vf} \\ R_{1f} & R_{2f} & R_{3f} & R_{vf} & R_{ff} \end{bmatrix}$$

По результатам расчета были построены эпюры изгибающих моментов возникающих в колоннах, при восприятии нагрузки от торможения крановой тележки и боковой силы (рис. 5).

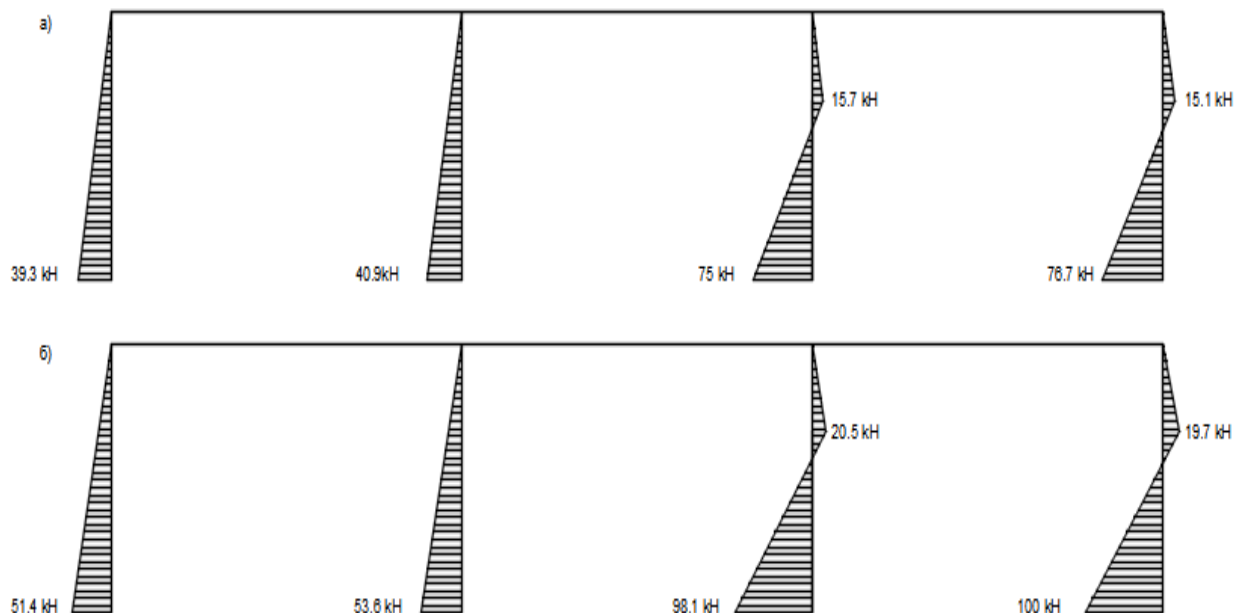


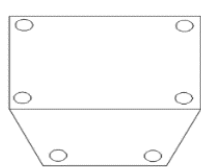
Рис. 5. Эпюры изгибающих моментов  $M$  (кНм):  
а) от торможения крановой тележки, б) от боковой силы

Сравнительный анализ эпюр изгибающих моментов (см. рис. 5) показывает, что при восприятии боковой силы момент в надкрановой части колонны больше на 23 %, в подкрановой - меньше на 17 %, чем при восприятии силы от торможения тележки.

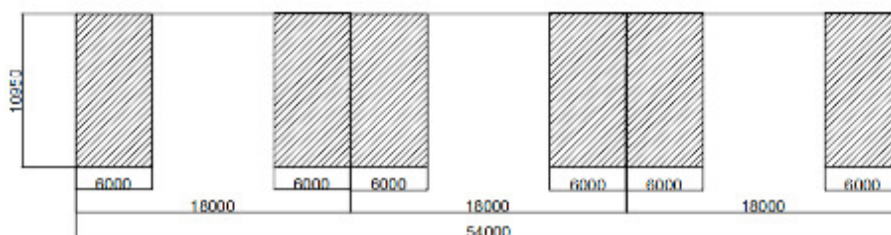
Для улучшения эксплуатационной надежности предлагается ввести конструктивные меры, снижающие деформативность каркаса и повышающие его жесткость. Введение конструктивных мер было предложено в трех вариантах [6]: 1 – увеличение жесткости надкрановой части колонны, 2 – установка торцевых поперечных диафрагм жесткости, 3- совмещение двух предыдущих мер, с целью уменьшения влияния боковых сил. При помощи последующего математического моделирования программным комплексом DINCIB-New [7] все решения были апробированы. Была увеличена пространственная жесткость здания, преобразована матрица жесткости с учетом новых введений в расчетную схему и матрицу жесткости.

Первым конструктивным решением стало увеличение жесткости надкрановой части колонны за счет наращивания его сечения (рис. 6) – результатом стало уменьшение изгибающего момента.

Вторым вариантом введения конструктивных мер стало установление торцевых поперечных диафрагм жесткости (рис. 7), что позволило уменьшить значение изгибающего момента.



*Рис. 6. Первая конструктивная мера*



*Рис. 7. Вторая конструктивная мера*

Заключительным шагом стало совокупное применение первой и второй конструктивных мер.

Результаты расчета до введения конструктивных мер										
Вариант расчета	Торможение двух крановых тележек									
	$T_{mm}$ кН	Частоты, $c^{-1}$			Смещения, мм		Нагрузки на раму, кН		Изгибающий момент, кНм	
Исходные жесткостные характеристики	17,17	$w_1$	$w_2$	$w_3$	$V_1$	$V_2$	$P_1$	$P_2$	$M_{уст}$	$M_{зад}$
Максимальное смещение в уровне подкрановой балки		1,9	14	35	1,71	1,93	13,7	-5,16	-15,1	76,6
Максимальное смещение в уровне покрытия					1,54	1,91	9,27	-2,42	-15,7	75
Результаты расчета до введения конструктивных мер										
Вариант расчета	Боковая сила от одного мостового крана									
	$T_{bc}$ кН	Частоты, $c^{-1}$			Смещения, мм		Нагрузки на раму, кН		Изгибающий момент, кНм	
Исходные жесткостные характеристики	22,43	$w_1$	$w_2$	$w_3$	$V_1$	$V_2$	$P_1$	$P_2$	$M_{уст}$	$M_{зад}$
Максимальное смещение в уровне подкрановой балки		2,6	19	47	2,13	2,49	19,2	-8,07	-19,7	100
Максимальное смещение в уровне покрытия					1,92	2,39	13,4	-4,27	-20,5	98,1

Так как боковая сила больше по значению, чем крановая нагрузка от торможения тележек и от нее возникают наибольшие усилия и моменты, то сравнение производим по боковой силе.

Таким образом, проведенные исследования доказывают необходимость пространственного расчета на динамическую нагрузку и необходимость введения в расчет боковой силы, возникающей при перекосном движении мостового крана. Очевидно, что введение конструктивных мер позволяет увеличить эксплуатационную надежность здания и уменьшить изгибающие моменты в колоннах поперечных рам.

**Сравнительный анализ по введению конструктивных мер**

<b>Результаты расчета после введения конструктивных мер</b>											
№	Вариант расчета	<b>Боковая сила от одного колеса</b>									
		$T_{bc}$	Частоты, $c^{-1}$			Смещения, мм		Изгибающий момент, кНм		Изменение изгибающего $M$ в % <sup>(1)</sup>	
1. Увеличена жесткость надкрановой части	Максимальное смещение в уровне подкрановой балки	22.435	$w_1$	$w_2$	$w_3$	$V_1$	$V_2$	$M_{уст}$	$M_{зад}$	$M_{уст}$	$M_{зад}$
	Максимальное смещение в уровне покрытия		5	16	72	0,98	0,82	-20.2	100.4	Увел. 1,62%	Увел. 0,47%
2. Установлены торцевые диафрагмы жесткости	Максимальное смещение в уровне подкрановой балки	22.435	4,9	14	59,7	0,19	0,33	-20.5	74.3	Увел. 4.32%	умен 26,67%
	Максимальное смещение в уровне покрытия					0,86	0,21	-22.0	73.3	Увел. 7.654%	умен 27,96%
3. Совокупность 1-й и 2-й конструктивной меры	Максимальное смещение в уровне подкрановой балки	22.435	1,5	4,9	20,1	0,85	0,34	-20.5	77.5	Увел. 4.42%	Умен. 21,09%
	Максимальное смещение в уровне покрытия					0,82	0,12	-22.5	59.2	Увел. 9,83%	Умен. 41,98%



### Список литературы

1. Барштейн М. Ф., Зубков А. Н. Исследование поперечных сил, возникающих при движении мостового крана // Динамика сооружений. М. : Стройиздат, 1968. С. 4–31.
2. Золина Т. В., Туснин А. Р. Обоснование необходимости учета боковых сил, возникающих при крановых воздействиях на каркас здания // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 5. С. 17–23.
3. Новые конструкции и технологии при реконструкции и строительстве зданий и сооружений / Д. П. Ануфриев, Т. В. Золина, Л. В. Боронина, Н. В. Купчикова, А. Л. Жолобов. М. : АСВ, 2013. 208 с., ил.
4. Золина Т. В. Работа промышленных зданий при восприятии крановых нагрузок : монография. М. : Издательский центр «Академия», 2012. 272 с.
5. Золина Т. В. Расчет промышленных зданий на крановые нагрузки : учеб. пособие : рекомендовано УМО вузов РФ в качестве учебного пособия для студентов строительных специальностей. Астрахань : АИСИ, 2004. 156 с.
6. Конструктивные средства увеличения пространственной жесткости одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами : патент № 2401364 (приоритет изобретения 21 июля 2008 г., зарегистрирован в госреестре изобретений РФ 10 октября 2010г.) / Т. В. Золина, А. И. Сапожников.
7. Программа «DINCIB-new» : свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2014613866 (дата государственной регистрации в реестре программ 09 апреля 2014г., Роспатент) / Т. В. Золина, П. Н. Садчиков.
8. Завьялова О. Б. Исследование работы рам на горизонтальные нагрузки // Известия вузов. Строительство. 2004. № 3. С. 93–99.

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ СТАЛЬНОГО КАРКАСА СУДОКОРПУСНОГО ЦЕХА

*Т. В. Золина, Р. А. Завьялов*

*Астраханский государственный архитектурно-строительный  
университет, г. Астрахань (Россия)*

Одноэтажные промышленные здания, оборудованные мостовыми кранами, используются во многих отраслях промышленности. При эксплуатации промышленных зданий необходимо обеспечить их долговечность и надежность. Опыт эксплуатации и обследования одноэтажных промышленных зданий показывает, что в процессе эксплуатации конструкции каркаса теряют свою несущую способность, что объясняется неучтенными нагрузками, которые не были рассмотрены в процессе проектирования. Проведенные ранее эксперименты, результаты которых изложены в работе [1], показали, что такими неучтенными нагрузками, вызывающими колебание каркаса в поперечном направлении, являются боковые силы, хотя в соответствии с нормативными документами [2] значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой перекосным движением мостовых электрических кранов и непараллельностью крановых путей, принимаемое равным 0,2 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на колесо, следует учитывать только при расчете прочности и