

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

устойчивости балок крановых путей и их креплений к колоннам в зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К. При этом считается, что нагрузка передается на балку кранового пути от всех колес с одной стороны крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета здания. Из этого следует вывод, что каркас здания не должен включаться в работу от действия боковой силы, поэтому при проектировании каркаса, боковые силы не учитываются в расчете. Однако экспериментальные исследования показали, что при движении крана в пролете, здание колеблется, и уровень этих колебаний выше, чем от торможения тележки. Следовательно, нагрузка, возникающая при перекольном движении мостового крана, возникает значительно большего уровня и в расчете каркаса должна учитываться, тем более, что в процессе эксплуатации боковые силы разрушительно действуют на узловое сопряжения рельсов с подкрановыми балками и через них на сопряжения балок с колоннами, тем самым несущие конструкции здания изнашиваются быстрее.

Для того, чтобы продемонстрировать влияние боковой силы на работу каркаса здания, был выполнен его расчет по пространственной схеме на восприятие крановых нагрузок.

В качестве объекта исследования взят судокорпусный цех ОАО «СЗ «Красные Баррикады».

Здание представляет собой двухпролетный цех с размерами в плане 60х228 м. Высота верхней части колонны 6,275 м, высота нижней части колонны 20,675 м, шаг поперечных рам 12 м, сопряжение ригеля с колоннами шарнирное. В цехе расположены: 4 крана грузоподъемностью 100 т и 2 крана грузоподъемностью 50 т. Здание не имеет температурных швов.

Каркас здания выполнен в стальном исполнении. Колонна – двухветвевая (подкрановая ветвь в виде сварного двутавра, наружная ветвь в виде швеллера), диск покрытия выполнен из железобетонных ребристых плит. Ограждающие конструкции стен – из железобетонных стеновых панелей и лент остекления, в здании используются подкрановые балки разрезного типа.

Пространственная расчетная схема построена исходя из принципов и допущений строительной механики с учетом исследований [5, 6], и отражает истинную работу каркаса под действием динамических крановых нагрузок (рис. 1).

В качестве расчетной схемы принимается трехмерная система, в которой расчетные точки (рис. 2) 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 1–5) имеет одну степень свободы – горизонтальное смещение в плоскости поперечной рамы, а расчетные точки, расположенные на покрытии, две – горизонтальное смещение в

этой же плоскости (расчетная точка 6) и угол поворота в плоскости покрытия (расчетная точка 7). Крановая нагрузка приложена в первой расчетной точке.

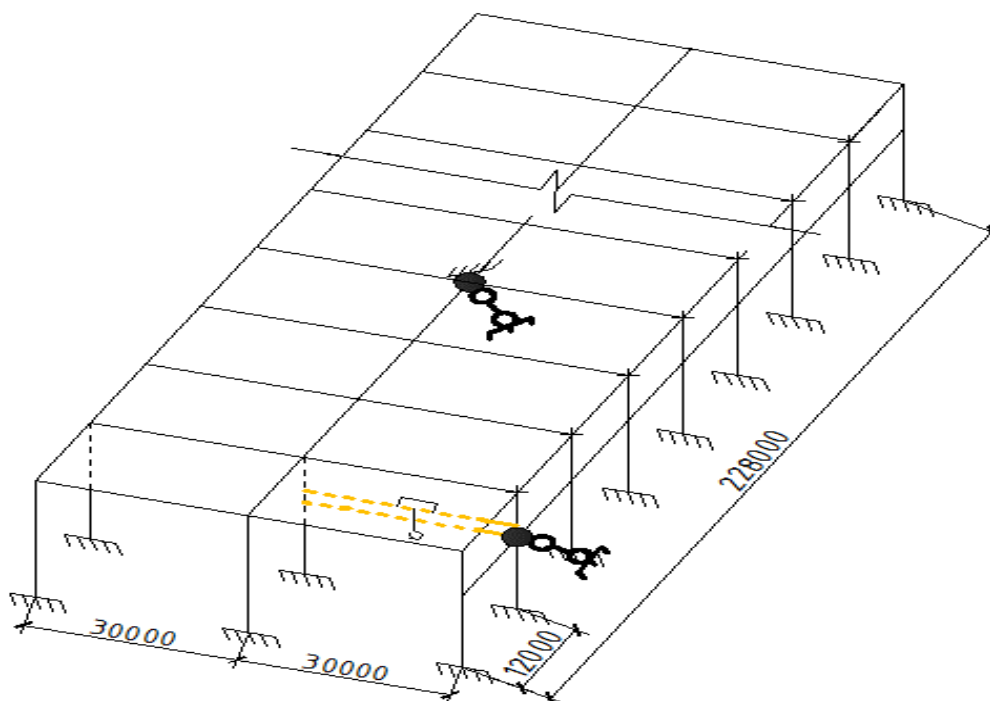


Рис. 1. Пространственная расчетная схема

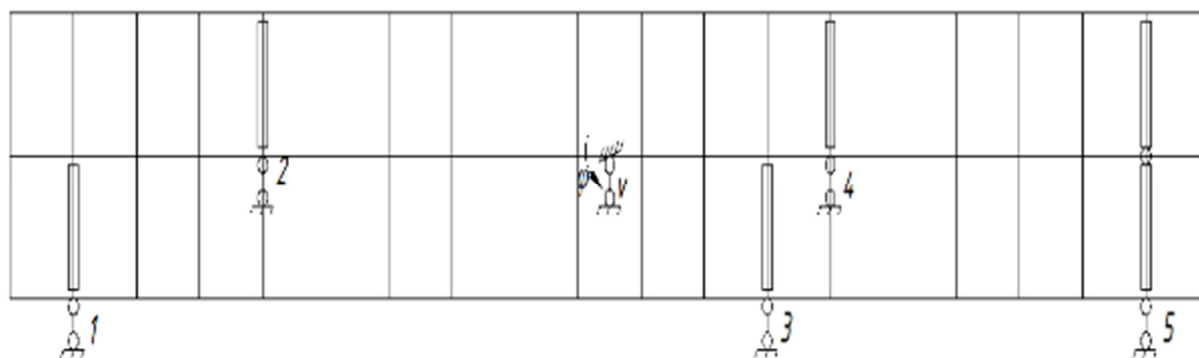


Рис. 2. Схема расположения расчетных точек и мостовых кранов на плане здания

В соответствии с принятой расчетной схемой в уровне покрытия в точках пересечения рам и продольной оси покрытия сосредотачиваются массы покрытия и ближайших к ригелям поперечных рам участков стеновых ограждений.

Матрица жесткости здания имеет вид:

$$C := \begin{pmatrix} R11 & 0 & 0 & 0 & 0 & R1v & R1\phi \\ 0 & R11 & 0 & 0 & 0 & R1v & R2\phi \\ 0 & 0 & R11 & 0 & 0 & R1v & R3\phi \\ 0 & 0 & 0 & R11 & 0 & R1v & R4\phi \\ 0 & 0 & 0 & 0 & R55 & R1v & R5\phi \\ R1v & R1v & R1v & R1v & R5v & Rvv & R\phi v \\ R1\phi & R2\phi & R3\phi & R4\phi & R5\phi & R\phi v & R\phi\phi \end{pmatrix}$$

Ниже приведены графики приложения крановых нагрузок (от торможения тележки и боковых сил) во времени (рис. 3).

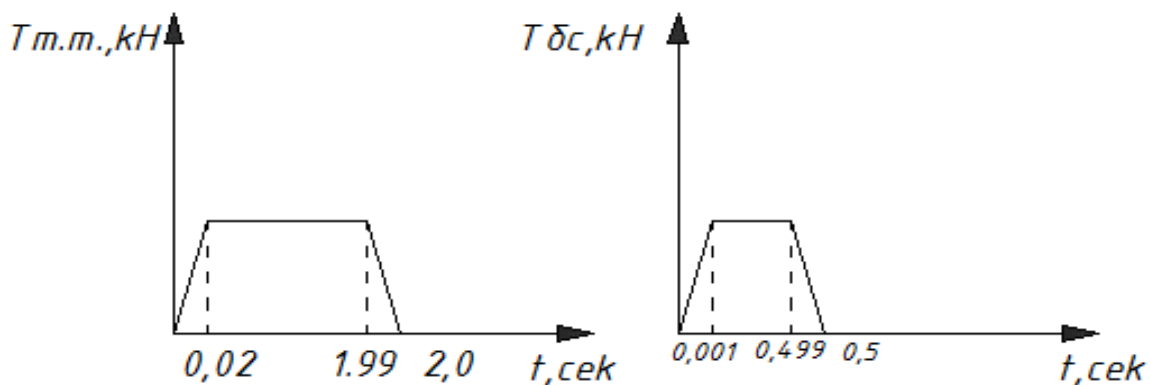


Рис. 3. Графики приложения крановых нагрузок во времени

На графике видно, что эти нагрузки имеют динамический характер, так как прикладываются практически мгновенно и действуют короткий промежуток времени. В связи с этим, при восприятии зданием крановых нагрузок в каркасе возникают колебания, амплитуду которых можно найти из интеграла Дюамеля, который является решением дифференциального уравнения, описывающего колебания ОПЗ под действием динамических крановых нагрузок.

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

$$\|M\| \cdot \{q''(t)\} + \|X\| \cdot \{q'(t)\} + \|C\| \cdot \{q(t)\} = \{P(t)\}, \quad (1)$$

где $\|M\|$ – матрица инерционных параметров здания; $\|X\| = 2\xi\|M\|$ – матрица коэффициентов сопротивления (ξ – коэффициент демпфирования, определяемый по формуле:

$$\xi = \delta w_v / 2\pi\sqrt{1+(\delta/2\pi)^2} \quad (2)$$

δ – логарифмический декремент затухания, равный для стальных конструкций равен 0,3; w_v – собственная частота колебаний по v -той форме); $\|C\|$ – матрица жесткости здания; $\{q(t)\}$ – 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 суммарных амплитудных значений смещений по главным формам колебания. Смещение представлено в виде интеграла Дюамеля:

$$V_f(t) = \sum_{v=1}^m \frac{V_{fv} \cdot V_{\mu v}}{\sum_{f=1}^m M_f \cdot V_{fv}^2} \cdot \frac{1}{w_v} \int_0^t T_{\mu}(\tau) e^{-\xi_v(t-\tau)} \sin \varpi_v(t-\tau) d\tau, \quad (3)$$

где f – номер расчетной точки; v – номер формы колебания; V_{fv} , $V_{\mu v}$ – амплитудные значения смещений расчетных точек f и μ при v -той форме колебания; μ – расчетная точка, где приложена динамическая крановая нагрузка; M_f – масса расчетной точки f ; ϖ_v – собственная частота колебания с учетом затухания, определяется по формуле:

$$\varpi_v = \sqrt{\omega_v^2 + n_v^2}, \quad (4)$$

τ – текущая функция t ; $P_{\mu}(\tau)$ – значение крановой нагрузки в расчетной точке μ в момент времени τ ; P_{μ} – крановая нагрузка, приложенная в расчетной точке μ .

По результатам расчетов построены эпюры изгибающих моментов в колоннах при восприятии крановых нагрузок (рис. 3).

Из анализа эпюр видно, что момент, возникающий от действия боковой силы, больше, чем от торможения крановой тележки, следовательно, боковую силу обязательно необходимо учитывать при проектировании каркаса. Следует отметить, что существующие здания были запроектированы без учета влияния боковой силы на напряженно деформированное состояние несущих конструкций, поэтому в процессе эксплуатации они получают износ из-за неучтенной нагрузки, в связи с этим предлагается ввести конструктивные меры [3], снижающие деформативность каркаса и повышающие его жесткость: увеличить жесткости надкрановой части колонны, поставить в торцах здания диафрагмы жесткости, и совместно применить два вышеназванные варианта. Дальнейший расчет будет производиться только на действие боковой силы, так как изгибающие моменты от ее воздействия – наибольшие в нашей расчетной схеме.

Первый вариант: введем первую конструктивную меру – увеличим жесткость надкрановой части колонны с помощью увеличения размеров сечения – наварим с наружной стороны двутавр (рис. 4).

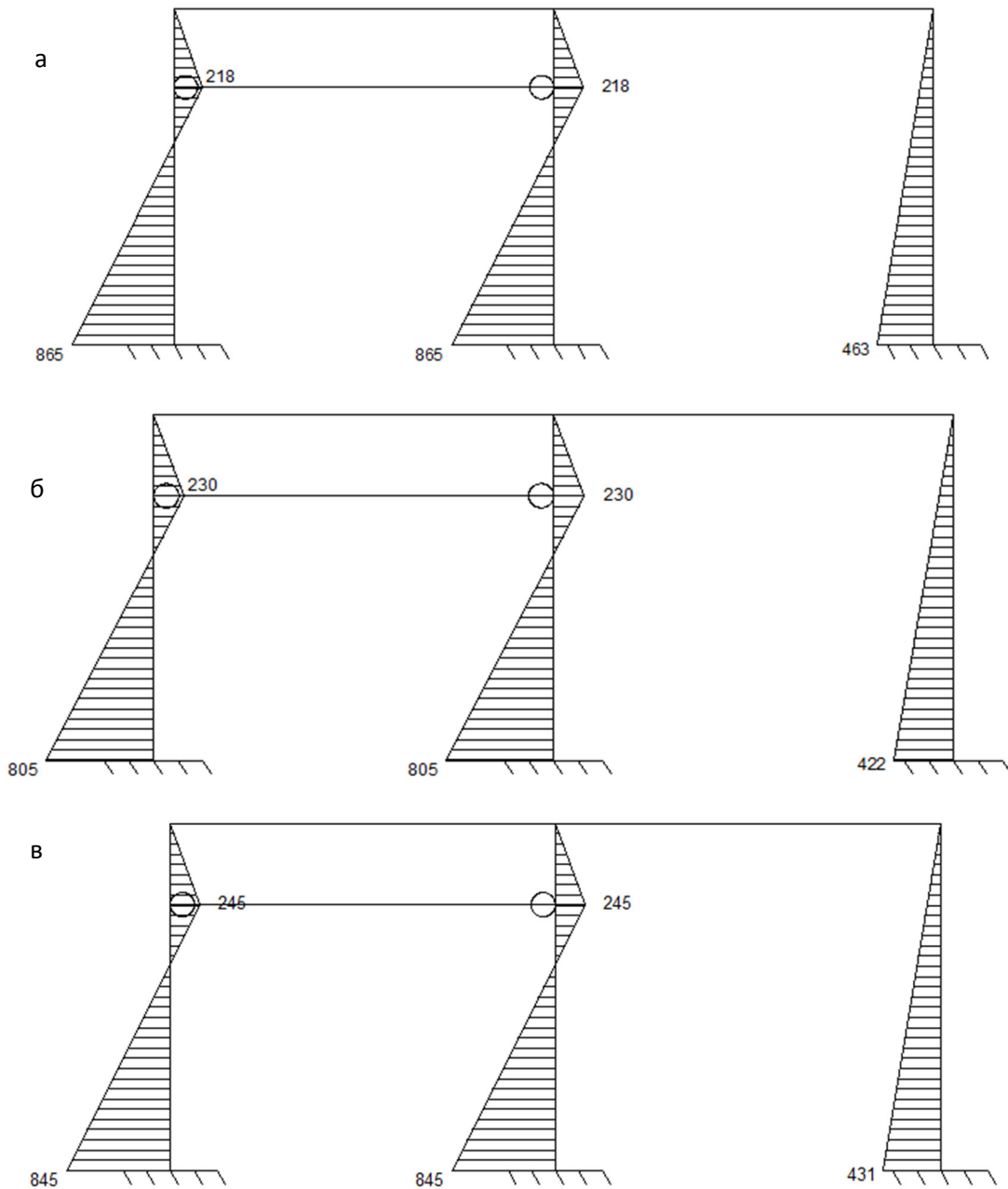


Рис. 3. Эпюры изгибающих моментов M (кН·м), возникающих в колоннах поперечной рамы: а) от торможения крановой тележки без учета ее динамического характера; б) от торможения крановой тележки с учетом динамического характера; в) от боковой силы, возникающей от движения мостового крана с перекосом

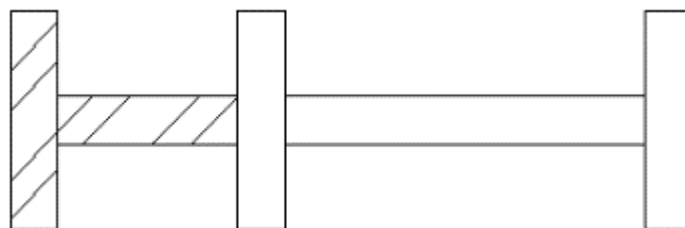


Рис. 4. Схема увеличения сечения

По результатам расчетов получим эпюру изгибающих моментов от боковой силы с учетом введения первой конструктивной меры (рис. 5).

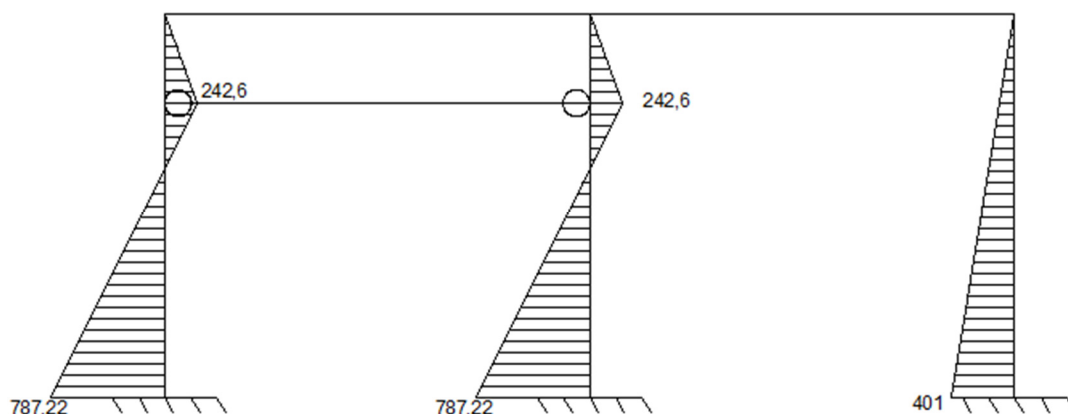


Рис. 5. Эпюра изгибающих моментов M (кН·м) с применением первой конструктивной меры

Второй конструктивной мерой будет устройство в торцах здания диафрагм жесткости из монолитного железобетона (рис. 6).

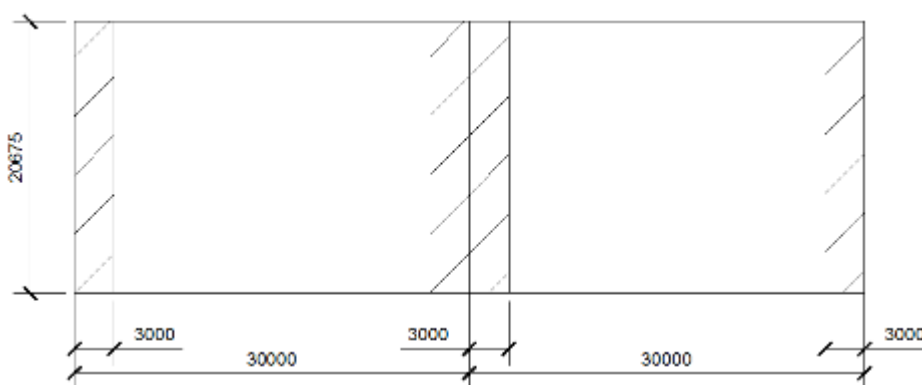


Рис. 6. Схема расположения диафрагм жесткости

По результатам расчетов получим эпюру изгибающих моментов от боковой силы с учетом введения второй конструктивной меры (рис. 7).

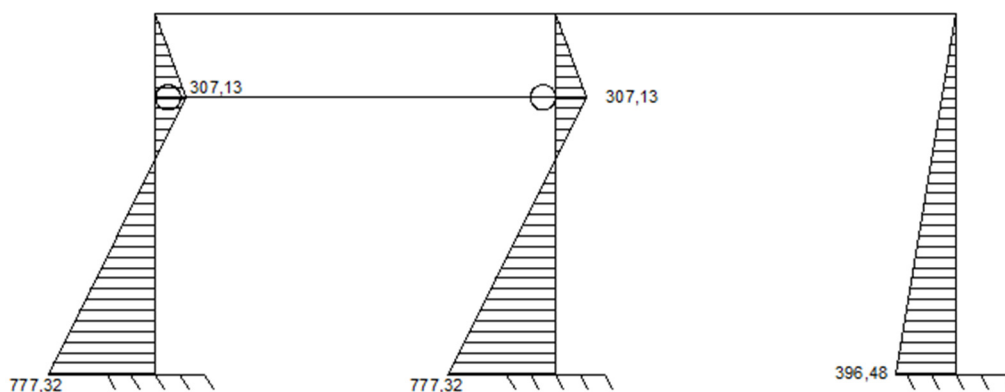


Рис. 7. Эпюра изгибающих моментов M (кН·м) с применением второй конструктивной меры

Третьим вариантом было совместное применение двух конструктивных мер. После расчета с помощью программного комплекса DINCIB-new [4] и обработки результатов расчета были получены эпюры изгибающих моментов для третьего варианта (рис. 8).

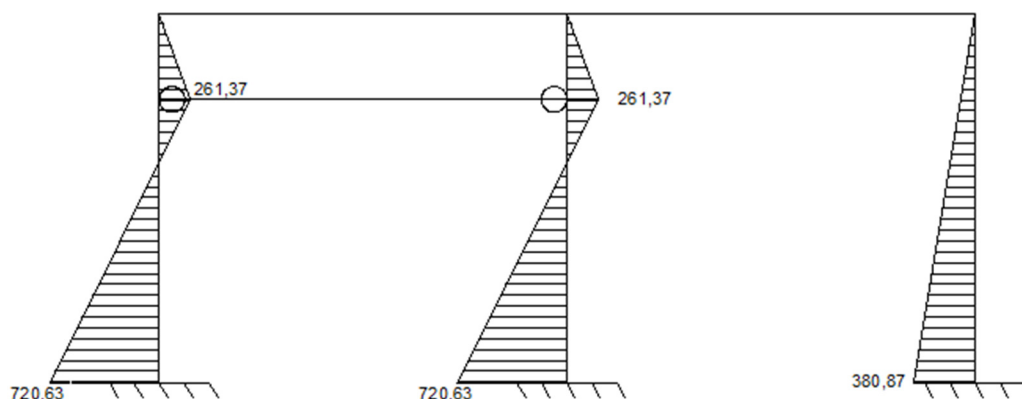


Рис. 8. Эпюры изгибающих моментов M (кН·м) с применением первой и второй конструктивных мер

Приведем сравнительный анализ применения конструктивных мер (табл. 1), чтобы оценить целесообразность их введения при реконструкции данного одноэтажного промышленного здания.

Таблица 1

Сравнительный анализ результатов расчета

№ варианта	Расчетные точки	Т б.с.	Изгибающий момент в колоннах поперечной рамы		Изменение изгибающего момента (%)
			Первоначальный	С конструктивными мерами	
1	Уступ	89.6	245	236	3.8
	Заделка		845	787	6.8
	Без крана		431	401	7.0
2	Уступ		245	307	25.0
	Заделка		845	777	8.0
	Без крана		431	397	7.9
3	Уступ		245	261	6.7
	Заделка		845	721	14.7
	Без крана		431	381	11.6

Из сравнительного анализа результатов расчета (см. табл. 1) следует, что при введении конструктивных мер в рассматриваемое здание наблюдается снижение изгибающих моментов в уступе и в заделке колонн. Применение этих конструктивных мер при реконструкции промышленных зданий целесообразно, так как снижение изгибающих моментов положительно скажется на напряженно деформированном состоянии колонн каркаса здания.

Список литературы

1. 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.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия.
3. 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 2010 г.) / Т. В. Золина, А. И. Сапожников.
4. 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.
5. Завьялова О. Б. Исследование работы рам на горизонтальные нагрузки // Известия вузов. Строительство. 2004. № 3. С. 93–99.
6. Юзиков В. П., Завьялова О. Б. Расчет тонкостенных стержней открытого профиля с учетом сдвига срединной поверхности // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2011. № 1. С. 108–115.

ПЛАНИРОВАНИЕ И ПОДГОТОВКА ЭКСПЕРИМЕНТА ПО УСИЛЕНИЮ ОСНОВАНИЙ «КОРНЕВЫМИ» ГРУНТОБЕТОННЫМИ КОМПОЗИЦИЯМИ

Ю. Г. Кожевникова, О. С. Гусев, А. О. Лобанова
Астраханский государственный архитектурно-строительный
университет, г. Астрахань (Россия)

В результате увеличения объемов строительства инженерам-проектировщикам все чаще приходится сталкиваться с проблемой возведения объектов в сложных инженерно-геологических условиях. Основной проблемой, стоящей перед специалистами, является наличие или вторичное проявление слабых, структурно-неустойчивых водонасыщенных грунтов.

Замена грунтов оснований – это затратный процесс, поэтому в геотехническом строительстве все больше прибегают к изменению структурных характеристик с помощью физических, механических или химических способов преобразования грунтов.

Одним из наиболее эффективных направлений в работе по улучшению физико-технических свойств оснований является армирование. В строительной науке и практике уже имеются примеры послойного армирования грунтов гео-синтетическими материалами, предлагаются варианты фиброармирования с введением в грунтовую матрицу коротких дискретных волокон, имеющих достаточно высокую прочность на восприятие растягивающих усилий. Предполагается, что повышение прочности и устойчивости грунтовых массивов будет достигаться за счет работы волокон, имитирующих корневую систему растений.