

ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ. СПЕЦИАЛЬНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 624.69.04.519.2

А.И. Долганов, Д.И. Калеев*

*ФГБОУ ВПО «МГСУ», *ООО «ЖИЛЭКСПЕРТИЗА»*

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ СКЛАДА

Выполнена оценка надежности перекрытия склада в осях «25–38/А–Д» здания ООО «Высоковольтный кабель» по критерию несущей способности. Дана оценка соответствия реконструируемого здания требованиям нормативной документации Ростехнадзора, Федерального закона «О промышленной безопасности опасных производственных объектов» от 21.07.97 г. № 116-ФЗ и Федерального закона РФ от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» в части обеспечения владельцем безопасной эксплуатации вышеуказанного производственного объекта.

Склад расположен на территории Московского кабельного завода в двухпролетном цехе одноэтажного промышленного здания в осях «24–38/А–Д». Климатический район строительства — II, подрайон климатической зоны — 2В. Каркас — металлический, состоит из двутавровых стальных колонн и балок, на которые уложены железобетонные плиты перекрытия. Фундаменты — столбчатые железобетонные по бетонной подготовке.

Специальными расчетами было установлено, что вероятность удовлетворения стальных балок требованиям первой группы предельных состояний с учетом выявленных дефектов характеризуется значением 5σ . Расчеты конструкций перекрытия и колонн показали, что их несущая способность и жесткость достаточны для восприятия нагрузок при основном сочетании, включая нагрузки от перемещения двух смежных погрузчиков серии Doosan (48В АС) с грузом — кратковременная нагрузка.

Ключевые слова: надежность строительных конструкций, техническое состояние, несущая способность конструкций, усиление конструкций, эксплуатационные показатели перекрытия склада.

При реконструкции склада ООО «Высоковольтный кабель» изменились условия эксплуатации и нагрузки на перекрытия. Возникла необходимость оценки надежности перекрытия. Согласно [1] под надежностью понимается вероятность удовлетворения объекта заданным эксплуатационным качествам в течение определенного срока службы. Базовое значение надежности определяется тремя стандартами 3σ , или около 0,99865. Именно такие значения или близкие к ним имеют сопротивления материалов для первой группы предельных состояний. В данной работе выполнена оценка надежности перекрытия по критерию несущей способности. Дана оценка соответствия реконструируемого здания требованиям нормативной документации и Федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» в части обеспечения владельцем безопасной эксплуатации вышеуказанного производственного объекта.

Здание склада расположено на территории Московского кабельного завода, в климатическом районе строительства II, подрайоне 2В климатической зоны в двухпролетном цехе одноэтажного промышленного здания в осях «25–38/А–Д». Каркас здания — металлический, состоит из двутавровых стальных колонн и балок, на которые уложены плиты перекрытия. Фундаменты — столбчатые железобетонные [2].

Расчеты надежности конструкций перекрытия проводились с целью оценки возможности складирования и перемещения погрузчиками на пневмоходу бухт весом 1000 кг. Диаметр бухт — 1,1 м. Нагрузка от бухт на перекрытие при складировании составляет 1100 кгс/м². В расчетах учитывалась осевая нагрузка от двух погрузчиков, перемещающих расчетный груз (две бухты весом 1000 кг) вдоль балки. Распределение нагрузок принималось невыгоднейшим: расстояние между осями принималось минимальным из всех возможных вариантов погрузчиков — 670 мм; нормативные нагрузки

на оси принимались максимальными из всех возможных вариантов погрузчиков — 50 и 6,5 кН. Коэффициент динамичности принимался 1,2. Тогда расчетные нагрузки на оси погрузчиков равны 60 и 7,8 кН.

По этим параметрам формировались матрицы статики и нагрузок соответственно A и F . Опоры балок приняты шарнирными. В матрице статики A описаны условия равновесия узлов и перемещений. Растянутые волокна в балке приняты положительными, а сжатые — отрицательными. В расчетах G означает нагрузку от собственного веса перекрытия, включая собственный вес балки: $(0,017112 \times 78,5 \times 1,05 + 6,48 \times 6) \times Lk = 25,74$ кН, где 0,017112 — площадь сечения балки, m^2 ; 78,5 — плотность стали, kN/m^3 ; 1,05 — коэффициент надежности; 6,48 kN/m^2 — нагрузка от собственного веса плиты перекрытия и пола толщиной 140 мм; 6 — шаг балок, м; Lk — длина конечного элемента балки, м, $Lk = 0,639$.

В соответствии с принятыми правилами знаков матрица жесткости K формировалась через матрицу податливости D : $K = D^{-1}$. В этом случае количество уравнений уменьшается в два раза. Как видим, при решении задачи строительной механики использовался метод равновесных элементов.

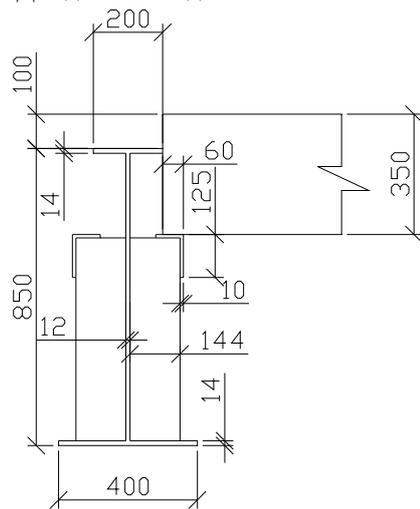
Из технического задания следует, что общая нагрузка на перекрытие не должна превышать 18,66 kN/m^2 . При этом нагрузка от собственного веса равна 6,48 kN/m^2 . Таким образом, допустимая полезная нагрузка равна 12,18 kN/m^2 .

В матрице статики выделялись зоны работы двух сближенных погрузчиков с грузами 1 тс. На остальной части балки размещена складываемая нагрузка: $5 \times 10 \times 10 / 12 \times 0,639 = 26,62$ кН, где 5 — количество бухт, которые могут вместиться между балками; 10 — количество бухт, вмещающиеся вдоль одной балки; 10 — вес одной бухты, кН; 12 — проектная длина балки; 0,639 — длина конечного элемента балки, м. После перемещения погрузчика на его место складывается кабельная бухта.

Матрица податливости имеет диагональный вид. В расчетах модуль упругости балки принят $2 \cdot 10^8$ kN/m^2 . По диагонали в матрице податливости приводятся перемещения от единичной нагрузки.

Таким образом, под надежностью понималась вероятность безотказной работы балок при загрузке ее полезной нагрузкой (бухтами) и при перемещении двух сближенных погрузчиков.

Цели и задачи вероятностных расчетов. Целью вероятностных расчетов была оценка возможности использования погрузчиков при складировании, транспортировке и перемещении кабельных бухт весом 1000 кгс на перекрытии антресолей в осях «25–38/А–Д» здания завода высоковольтного кабеля.



Сечение балки

Конструктивные решения перекрытия. Плиты перекрытия опираются на специальные площадки на стальных балках. Площадки выполнены из неравнополочных уголков $L125 \times 80 \times 10$, ГОСТ 8510—86*, которые приварены к поперечным ребрам сварных балок. Шаг поперечных ребер — 1,2 м. Сечение балок выполнено из сварных неравнополочных двутавров.

Балки шарнирно соединены со стальными колоннами. Сечение колонн выполнено также из сварных двутавров.

Оценка несущей способности и жесткости балок перекрытия. Определим несущую способность M стальных балок. Расчетное сечение балки показано на рис. Здесь и далее приняты обозначения СНиП II-23—81*. Расчетный пролет принят по результатам обследований — 11,5 м.

Исходные данные для выполнения расчетов металлической балки приведены в табл.

$A, \text{см}^2$	$S, \text{см}^3$	$J, \text{см}^4$	$h, \text{см}$	$b_1, \text{см}$	$b_2, \text{см}$	$h_1, \text{см}$	$h_2, \text{см}$	$h_w, \text{см}$	$y_c, \text{см}$
171,12	6267	176859	85	20	40	1,4	1,4	1,2	36,623

В расчетах принята сталь C245, расчетное сопротивление — $R_y = 2350 \text{ кгс/см}^2$.

В табл. приведены результаты расчетов стальной балки. В табл. $M_g + M_q$ и $U_g + U_q$ — моменты и перемещения от постоянной M_g и U_g и полезной (два погрузчика с грузами) нагрузок M_q и U_q ; k — коэффициент использования сечения (отношение фактических напряжений в балке к ее расчетному сопротивлению).

$$S_j = KA^T(AKA^T)^{-1}F, \quad (1)$$

$$u_i = (AKA^T)^{-1}F, \quad (2)$$

где j — номер сечения стержневого элемента фермы; i — номер узла фермы; A — матрица статки; K — матрица жесткости; F — вектор-столбец нагрузок.

Как уже отмечалось, при расчете балок удобнее было пользоваться вместо матрицы жесткости матрицей податливости. В результате количество расчетных сечений в балке уменьшается в два раза. Рядовая строка с ненулевыми значениями матрицы статки имеет вид $-1/l_j, 2/l_{j+1}, -1/l_{j+2}$.

Строка матрицы податливости с ненулевыми значениями имеет вид $l_j/(6 \times E_j \times J_j), (4 \times l_{j+1})/(6 \times E_{j+1} \times J_{j+1}), l_{j+2}/(6 \times E_{j+2} \times J_{j+2})$. В приведенных выше формулах l_j, E_j, J_j — соответственно длина, модуль упругости, момент инерции j -го элемента.

Расчеты показали, что нормальные напряжения в балке не превышают 87 % от ее расчетного сопротивления для стали C245. Расчетный прогиб балки пролетом 11,5 м от общей нагрузки, включая два сближенных погрузчика с грузами, равен 31,26 мм. Предельный нормативный прогиб балки [3]: $l / 350 = 11500 / 350 = 32,86 \text{ мм}$. Таким образом, несущая способность и жесткость балок достаточны для восприятия полезных нагрузок 1218 кгс/м^2 , нагрузок от двух сближенных погрузчиков с грузами 1000 кгс, перемещающихся вдоль балки. Коэффициент динамичности, учитывающий неровности пола, принят 1,2. Осевые расчетные нагрузки, кН, приняты с учетом коэффициента динамичности — 60 и 7,8.

Оценка надежности стальной балки. Оценим надежность стальной балки по критерию ее несущей способности M . Расчетное сечение балки показано на рис.

В качестве случайных независимых величин принимаем сопротивление стали и нагрузку: \tilde{R}_y, \tilde{Q} .

Для стали C245 нормативное R_{ym} и расчетное R_y , сопротивление соответственно равно 2400 и 2350 кгс/см². Согласно ГОСТ 27772—88 нормативное сопротивление стали имеет обеспеченность 0,95. Средний коэффициент вариации одной партии плавки принят на основании многочисленных публикаций в журнале «Заводская лаборатория» и [4] 0,02. Среднее значение сопротивления стали C245 $R_{ym} = 2481 \text{ кгс/см}^2$.

Аналогичные рассуждения будут и для анализа нагрузки (без учета собственного веса): $q_m = 1000 \text{ кгс}$ — среднее значение полезной нагрузки; $q = 1000 \times 1,05 = 1050 \text{ кгс}$.

Таким образом, расчетные коэффициенты вариации сопротивления стали и нагрузки равны: $v_s = 0,02, v_q = 0,05$.

Коэффициент использования сечения определим функцией φ :

$$\varphi = q_j \cdot l^2 / (8R_{yj} \gamma_c w), \quad (3)$$

где индекс j означает, что в (3) подставляются или средние, или расчетные сопротивления из [5].

$$\sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)_m^2 \sigma_{x_i}^2 + 2 \sum_{i < j}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)_m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_j} \right)_m r_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}. \quad (4)$$

Далее возьмем частные производные по случайным величинам R_{yj} и q_i :

$$\partial\varphi/\partial R_y = -8\gamma_c w q_m l^2 / (8R_{ym}\gamma_c w)^2; \quad (5)$$

$$\partial\varphi/\partial q = l^2 / (8R_{ym}\gamma_c w). \quad (6)$$

Определим средние квадратические отклонения сопротивления стали, кгс/см² и нагрузки, кгс:

$$\sigma_{R_y} = v_s \times R_{ym} = 0,02 \times 2481 = 49,62; \quad \sigma_q = v_q \times q_m = 0,05 \times 1000 = 50. \quad (7)$$

Коэффициент использования сечения при средних значениях сопротивления стали и нагрузки $m_Y = \varphi$ и среднее квадратическое отклонение σ_Y коэффициента k определим соответственно по (4—7) с учетом (3). В (3) следует подставлять средние сопротивления, т.е. R_{ym} и q_m .

Таким образом, $k_1 = 0,795$; $k_2 = 0,95148$; $\sigma_Y = 0,00923$. К коэффициенту k_i выдвигаем требование $k_i \leq 1$.

Тогда надежность балки будет:

$$t_1 = (1 - 0,795) / 0,00923 = 22,21; \quad t_2 = (1 - 0,951) / 0,00923 = 5,31. \quad (8)$$

$$Q(t_1, t_2) = Q(t_1) + Q(t_2) - Q(t_1)Q(t_2) \rightarrow 1. \quad (9)$$

Таким образом, из (9) следует, что надежность стальной балки при загрузении антресолей кабельными бухтами весом 1000 кгс выше обеспеченности расчетного сопротивления стали (около 0,99865). Балка удовлетворяет требованиям по несущей способности и нормальной эксплуатации.

Предельная нагрузка на плиты перекрытий соответственно с учетом и без учета их собственного веса не должна превышать 1866 кгс/м² и 1262 кгс/м².

В случае установки промежуточных опор под балками кабельные бухты можно складировать в два, а при специальной расстановке и в три ряда. Проверка несущей способности колонн показала возможность применения такого технологического решения.

Расчет на прочность колонн 40К1 выполнялся по (10). При этом вес погонного метра колонны — 138 кгс, длина — 11 м. Сталь С255, $R_y = 2450$ кгс/см².

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (10)$$

где $N = 2 \times 6 \times 12 + 0,138 \times 11 = 145,518$ тс; $A_n = 175,8$ см²; $W_{xn, \min} = 2664$ см³; $W_{yn, \min} = 880$ см³; $c_x = 1,07 - 0,03 \times 0,67 = 1,05$; $c_y = 1,47$; $n = 1,5$ (при $A_f/A_w = 40 \times 1,65 / [(39,3 - 2 \times 1,65) \times 1,1] = 1,67$); $M_x = 1260 \times 6 \times 6 \times 0,2 = 9072$ кгс×м; $M_y = 0$.

Тогда

$$[145518 / (175,8 \times 2450 \times 0,9)]^{1,5} + 907200 / (1,05 \times 2664 \times 2450 \times 0,9) = 0,377 < 1.$$

Условие прочности колонны обеспечено.

Расчет на устойчивость колонн 40К1 выполняем по (11). При этом гибкость колонны: $\lambda = 1100/17,26 = 64$; $m_{ef} = eA/W_c = 907200/145518 \times 175,8/2664 = 0,41$; $\bar{\lambda} = \lambda(R_y/E)^{1/2} = 64 \times (2450/2000000)^{1/2} = 2,2$.

$$\frac{N}{\phi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (11)$$

где $\phi_e = 0,587$.

Тогда

$$145518 / (175,8 \times 0,587) = 1410 \text{ кгс/см}^2 < 2450 \times 0,9 = 2205 \text{ кгс/см}^2.$$

Условие устойчивости колонны также обеспечено.

Результаты специальных расчетов. Расчеты показали, что несущая способность и жесткость несущих конструкций перекрытия антресолей достаточны для складирования, транспортировки и перемещения кабельных бухт весом 1000 кгс двумя сближенными погрузчиками с осевой нормативной нагрузкой 50 кН на каждую ось.

Библиографический список

1. Долганов А.И. Надежность стержневых железобетонных конструкций. Магадан : МАОБТИ, 2007. 209 с.
2. Долганов А.И. Оценка надежности монолитных многоэтажных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 8. С. 50—51.

3. СНИП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия.
4. Аугусту Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. М.: Стройиздат, 1988. 584 с.
5. СП 52-101—2003. Железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.

Поступила в редакцию в марте 2012 г.

Об авторах: **Долганов Андрей Иванович** — доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных конструкций, **ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»**, 129239, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, doganov@pochta.ru;

Калеев Денис Иванович — ведущий инженер, **ООО «Жилэкспертиза»**, г. Москва, ул. Яблочкова, д. 21, к. 3, (495)978-98-04.

Для цитирования: Долганов А.И., Калеев Д.И. Оценка надежности перекрытий при реконструкции склада // Вестник МГСУ. 2012. № 4. С. 126—130.

A.I. Dolganov, D.I. Kaleev

ASSESSMENT OF RELIABILITY OF OVERLAPPINGS IN THE COURSE OF THE WAREHOUSE RECONSTRUCTION

In the article, the authors perform the assessment of the reliability of overlappings of a warehouse building owned by Vysokovol'tnyy Kabel' Open Joint Stock Company. The assessment is performed in 25–38/A–D axes on the basis of the bearing capacity criterion. The authors have assessed the compliance of the condition of the restructured building with the regulatory requirements issued by the Federal Service in charge of Ecological, Technological and Nuclear Supervision, Federal Law № 116-FZ On Industrial Safety of Hazardous Industrial Facilities, issued on July 21, 1997, and Federal Law № 384-FZ Technical Regulations of Safety of Buildings and Structures, issued on December 30, 2009, in terms of the assurance of safe maintenance of the above industrial building.

The warehouse building is located within the area occupied by the Moscow cable factory. It occupies a two-aisle section of a single-storied industrial building in 25–38/A–D axes. The climatic area represents Area II, the subsection of the climatic zone is 2B. The warehouse has a metal frame; it is made of I-shaped steel columns and beams that have reinforced concrete floor slabs resting on them. The foundations are made of reinforced concrete posts resting on the concrete foundation mat.

As a result of a specialized analysis, the authors have identified that the probability of compliance of the steel beams with the requirements of the first group of limit states, with account for the identified damages, is equal to 5σ . The analysis of the structure of the overlapping and the columns demonstrates that their bearing capacity and rigidity are sufficient to resist the principal combinations of load, including the loads that come from the two allied loaded loaders of Doosan series (48B AC) that represent a short term load.

Key words: reliability of structures, technical condition, strengthening of structures, two-aisle section, slab, foundation mat.

References

1. Augusti G., Baratta A., Kashati F. *Veroyatnostnye metody v stroitel'nom proektirovanii* [Probability Methods in Structural Design]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1988, 584 p.
2. Dolganov A.I. *Nadezhnost' sterzhnevyykh zhelezobetonnykh konstruksiy* [Reliability of Reinforced Concrete Framing Structures]. Magadan, ОАО "МАОБТИ", 2007, 209 p.
3. Dolganov A.I. *Otsenka nadezhnosti monolitnykh mnogoetazhnykh zdaniy* [Assessment of Reliability of Monolithic Multi-storied Buildings]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering]. 2010, no. 8, pp. 50—51.

About the authors: **Dolganov Andrey Ivanovich** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Reinforced Concrete Structures, **Moscow State University of Civil Engineering (MSUCE)**, 26 Yaroslavl'skoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; doganov@pochta.ru;

Kaleev Denis Ivanovich — lead engineer, **Zhilekspertiza Limited Liability Company**, Building 2, 21 Yablochkova St., Moscow, 127322, Russian Federation.

For citation: Dolganov A.I., Kaleev D.I. *Otsenka nadezhnosti perekrytiy pri rekonstruktsii sklada* [Assessment of Reliability of Overlappings in The Course of the Warehouse Reconstruction]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2012, no. 4, pp. 126—130.