

DOI: 10.29295/2311-7257-2019-95-1-147-152
УДК 69.07

Рюмин В.В., Солодовник Ю.Ю.

*Харьковский национальный университет строительства и архитектуры
(ул. Сумская, 40, Харьков, 61002, Украина; e-mail: luger09par@yahoo.com; solladesign@gmail.com;
ORCID: 0000-0001-8884-589X, ORCID: 0000-0002-5243-9993)*

АНАЛИЗ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ТОРГОВОГО ПАВИЛЬОНА В г. ХАРЬКОВЕ

В статье рассмотрены причины обрушения конструкций торгового павильона в городе Харькове. на основании осмотра места аварии и проведенных расчетов выявлены основные факторы, приведшие к исчерпанию несущей способности металлоконструкций павильона.

Ключевые слова: несущая способность, потеря устойчивости, авария.

Введение. В отдельных случаях работы по изготовлению и монтажу конструкций инфраструктуры рынков и торговых площадок города Харькова ведутся с нарушением действующих государственных строительных норм [1,2], что может привести к возникновению аварийных ситуаций. Причины аварий металлических конструкций зданий и сооружений достаточно широко изучены и описаны в [3-9].

В соответствии с обращением управления Нацполиции была оказана экспертная помощь по выявлению причин обрушения конструкций торгового павильона по адресу проспект Московский, 256 [10].

Осмотр места обрушения фото и видеоматериалов. На момент обрушения был смонтирован каркас павильона, основными элементами которого в поперечном направлении являлись стойки и фермы (рис. 1).



Рис. 1. Общий вид обрушившихся конструкций

Размеры павильона в плане составляли 9х11м. Высота стоек – 2.7 м.

Пролет ферм составлял от 8.2м до 9.25м. Шаг ферм составлял 1.2м.

Конструкции ферм были изготовлены из прямоугольных труб сечением 40х20х2 (верхние пояса и решетка) и 40х40х2 (нижний пояс) (рис. 2).



Рис. 2. Размеры поперечного сечения стержней фермы

На основании проведенного осмотра конструкций с учетом рекомендаций [11, 12] установлено, что фермы на стойки и горизонтальные элементы опирались по этажной схеме шарнирно. Концы стоек приваривались угловыми швами к горизонтальным элементам из трубы 50x50x2, уложенным по контуру павильона, что обеспечивало их частичное защемление (рис. 3).



Рис. 3. Конструкция стойки после обрушения

Конструкции были смонтированы таким образом, что в ряде случаев не образовывали плоскую раму (рис. 4).



Рис. 4. Конструктивное решение опирания ферм

В продольном направлении конструкций связей визуальным осмотром выявлено не было.

По верхним поясам ферм на всю длину павильона был уложен дощатый

настил, крепление настила к верхнему поясу осуществлялось с помощью самонарезающих шурупов (рис. 5).



Рис. 5. Фрагменты дощатого настила и элементов крепления по верхним поясам ферм

Сверху дощатого настила был уложен утеплитель из минеральной ваты. Функцию покрытия выполнял профилированный стальной настил, который также прикреплялся к верхнему поясу ферм самонарезающими шурупами.

Наличие дощатого настила и стального профилированного листа, прикрепленных по всей длине верхнего пояса фермы самонарезающими шурупами, обеспечило геометрическую неизменяемость ферм из

плоскости изгиба. Об этом свидетельствует характер взаимного расположения ферм после обрушения.

Исходя из осмотра места обрушения, можно сделать вывод о том, что исчерпание несущей способности конструкций павильона произошло в результате общей потери устойчивости всех рам в поперечном направлении.

Визуальным осмотром были выявлены дефекты сварных швов: непровары, прожоги, кратеры, шлаковые включения, а также низкое качество изготовления строительных конструкций (рис. 6-7). Фермы и стойки из трубчатых элементов прямоугольного профиля были изготовлены с нарушением требований [1]. В частности, размеры профилей не обеспечивали возможность наложения угловых швов, соответствующих требованию пункта 16.1.5 «а» и 16.1.5 «в». Принятое конструктивное решение узлов ферм со стержнями из трубчатых профилей нарушает рекомендации приложения Ф норм [1].

Предельная гибкость квадратных стоек сечением 40х40х2 длиной 2,7м, и при имевших место условиях закрепления составляет:

$$I_{x-x}=I_{y-y}=(4\cdot 4^3)/12-(3\cdot 6\cdot 3\cdot 6^3)/12=7.31\text{см}^4$$

$$i_{x-x}=i_{y-y}=(7.31/3.04)^{0.5}=1.55\text{см}$$

$$\lambda_{x-x}=\lambda_{y-y}=270\cdot 2/1.55=360,$$

где 270см – геометрическая длина стойки, 2 – коэффициент приведения расчетной длины, в соответствии с п.13.3.3 и табл. 13.7 [1].

Значение предельной гибкости стойки в соответствии с требованиями таблицы 13.9 [1] лежит в пределах 120-150, таким образом, фактическая гибкость принятого сечения стойки значительно превышает значения, оговоренные действующими нормами проектирования.



Рис. 6. Дефекты сварных соединений



Рис. 7. Конструктивные решения узловых соединений ферм

Результаты статического анализа.

Статический анализ выполнен с использованием программного комплекса ПК ЛИРА САПР 2017 (R3). Расчетная схема (рис. 8) построена с использованием стержневых конечных элементов (тип элемента 2). Геометрические размеры расчетной схемы и поперечных сечений стержней установлены на основании обмеров конструкций, на месте аварии. Нагрузки от собственного веса

конструкций покрытия и веса снегового покрова на уровне верхних поясов ферм собрана в соответствии с указаниями [13].

Вид расчетной схемы поперечника и приложенных нагрузок представлен на рис. 9.

Для проверки предположения о том, что исчерпание несущей способности конструкций произошло в результате общей формы потери устойчивости, был произведен соответствующий расчет, целью которого являлось выявление коэффициента запаса устойчивости системы.

В ПК ЛИРА имеется возможность оценки устойчивости конструкции в предположении ее упругой работы. Основной задачей расчета на устойчивость является определение значения критического параметра потери устойчивости конструкции – « λ » (физический смысл критического параметра потери устойчивости состоит в том, что если увеличить нагрузки, действующие на конструкцию в « λ » раз, то система потеряет устойчивость) [14]. Выдаваемый в ПК ЛИРА от каждой комбинации нагрузок коэффициент запаса устойчивости, по рекомендациям [15], должен быть не менее 1.3...1.4.

Форма потери устойчивости и коэффициент запаса устойчивости определялся для следующих комбинаций нагрузок:

1. «Собственный вес» + «Вес покрытия»;
2. «Собственный вес» + «Вес покрытия» + «Снег».

При варианте «Собственный вес» + «Вес покрытия» коэффициент запаса устойчивости составляет 1.74 (рис. 10), а при варианте «Собственный вес» + «Вес покрытия» + «Снег» его величина составила значение 0.43 (рис. 11).

Исчерпание несущей способности по первой группе предельных состояний (общая потеря устойчивости) происходит при нагрузке, составляющей 43% от суммарной комбинации нагрузок «Собственный вес» + «Вес покрытия» + «Снег».

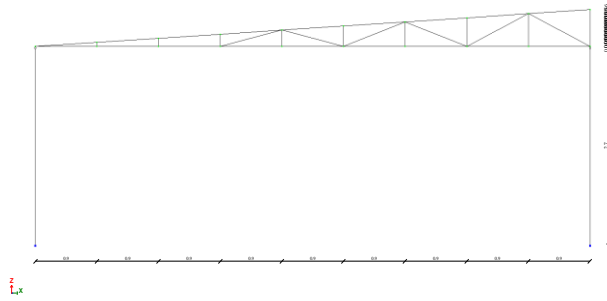


Рис. 8. Расчетная схема поперечника павильона

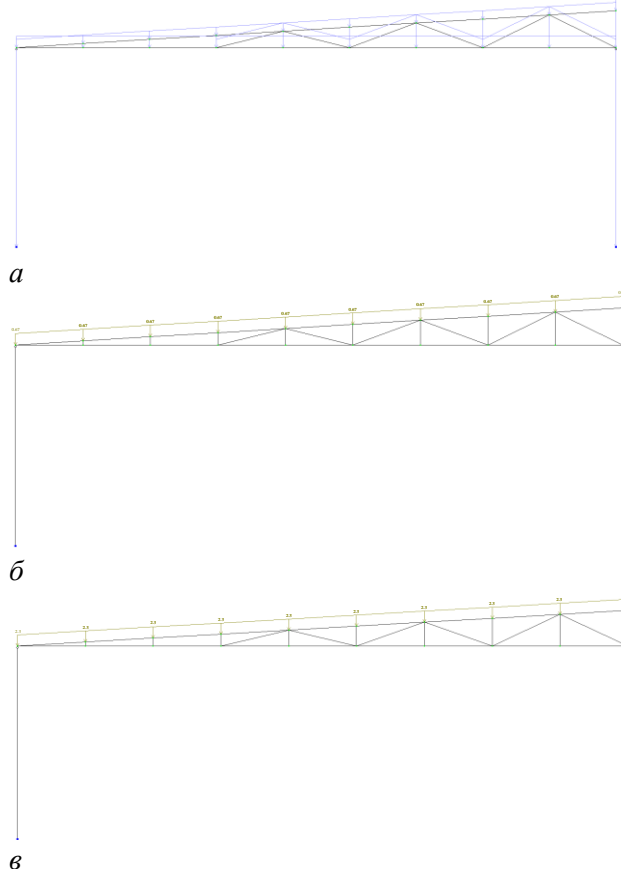


Рис. 9. Нагрузки на расчетную схему: а – от собственного веса металлических конструкций; б – от собственного веса конструкций покрытия; в – от веса снегового покрова

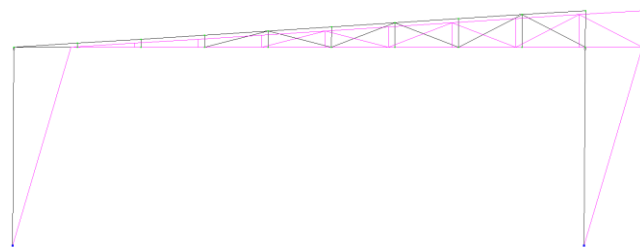


Рис. 10. Форма потери устойчивости при комбинации нагрузок: «Собственный вес» + «Вес покрытия»

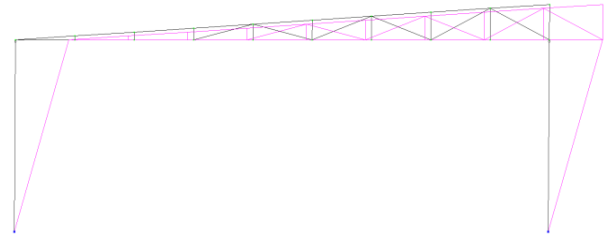


Рис. 11. Форма потери устойчивости при комбинации нагрузок: «Собственный вес» + «Вес покрытия» + «Снег»

Как видно из приведенных схем потеря устойчивости системы осуществляется в результате бокового смещения, при котором обе стойки непрерывно поворачиваются на некоторый угол вплоть до соприкосновения с горизонтальной поверхностью. Шарнирно опертые фермы не препятствуют боковому смещению стоек. Потеря устойчивости стержней ферм не происходит.

Выводы:

1. Нарушение требований нормативных документов [1,2] при изготовлении и монтаже конструкций торгового павильона привело к их обрушению.
2. Форма потери устойчивости схемы, полученная расчетным путем, соответствует фактической картине места аварии.
3. Система сохраняет свою устойчивость при отсутствии снеговой нагрузки. Коэффициент запаса устойчивости составляет 1.74.

Воздействие снеговой нагрузки привело к критическому снижению коэффициента запаса устойчивости системы до значения 0.43.

ЛИТЕРАТУРА:

1. ДБН В.2.6. -198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України 2014. 205с.
2. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України 2009. 39с.

3. Шкинев А.Н. Аварии в строительстве. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 320 с.
4. Аугустин Я., Шледзевский Е. Аварии стальных конструкций. Пер. с польск. М., Стройиздат, 1978.83с.
5. Agocs Z., Ziolk J., Vican J. Assessment and refurbishment of steel structures. Spon Press 2005 - 391p.
6. Лашенко М.Н. Аварии металлических конструкций зданий и сооружений. Л.: Изд-во лит-ры по стр-ву.,1969. – 184с.
7. Сахновский М.М., Титов А.М. Уроки Аварий стальных конструкций. К.: Будівельник, 1969. – 204с.
8. Беляев Б.И., Корниенко В.С. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. М.: Изд-во лит-ры по стр-ву, 1968. – 209с.
9. Мельников Н.П., Винклер О.Н., Махутов Н.А. Условия и причины хрупких разрушений строительных стальных конструкций. Материалы по металлическим конструкциям. Выпуск 16. М.: Изд-во лит-ры по стр-ву, 1972. – с.14-27.
10. В Харькове обрушилась крыша торгового павильона [Электронный ресурс], Режим доступа: <https://news.liga.net/incidents/video/v-harkove-obrushilas-krysha-torgovogo-pavilona-video-foto>, от 11.01.2019.
11. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам. М.: ЦНИИПромзданий, 1989.
12. ДСТУ-Н Б А.3.1-11:2008 Настанова з візуального і вимірювального контролю зварних з'єднань та наплавків металевих конструкцій., К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України., 2009. – 64с.
13. ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. К.: Минстрой Украины.78с.
14. Барабаш М.С., Лазнюк М.В., Мартынова М.Л., Пресняков Н.И. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций /Курсовое и дипломное проектирование. Исследовательские задачи: Учебное пособие для студ. высш. учеб. заведений/ Под ред. проф. Нилова А.А. – М.: Издательство АСВ, 2008-328с.
15. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы конструкций: Учеб. Для строительных вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. - М.: Высш. шк., 2001. – 551 с.

Рюмін В.В., Солодовник Ю.Ю. АНАЛІЗ ПРИЧИН РУЙНУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ТОРГІВЕЛЬНОГО ПАВІЛЬОНА В М. ХАРКОВІ. В статті розглянути причини руйнування конструкцій торговельного павільйону в місті Харкові. На підставі огляду місця аварії та проведених розрахунків виявлені основні чинники, що призвели до вичерпання несучої здатності металоконструкцій павільйону.

Ключові слова: несуча здатність, втрата стійкості, аварія.

Riumin V.V., Solodovnik Y.Y. ANALYSIS OF REASONS WHICH LED TO COLLAPSE OF SHOPPING PAVILION. In current article reasons which led to collapse of shopping pavilion were looked out. On the basis of surveying place of collapse and carried calculations main factors which led to exhaustion of load capacity of pavilion steel constructions were determined.

Key words: load capacity, buckling, collapse.