

**Ю.П. НАЗАРОВ**, д-р. техн. наук,  
**Ю.Н. ЖУК**, канд. техн. наук,  
**В.Н. СИМБИРКИН**, канд. техн. наук,  
**М.И. ЕГОРОВ**, канд. техн. наук  
(НИЦ «Строительство», ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва)

## БАСМАНЫЙ РЫНОК: АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И ВОЗМОЖНЫХ МЕХАНИЗМОВ РАЗРУШЕНИЯ ЗДАНИЯ

Несущие конструкции здания Басманного крытого рынка в г. Москве были запроектированы в середине 1970-х годов. Строительство здания было завершено в 1977 году. После двадцати девяти лет эксплуатации, 23 февраля 2006 года, здание внезапно обрушилось (рис. 1), что привело к многочисленным человеческим жертвам.



Рис. 1. Здание Басманного рынка после обрушения

В статье представлены результаты исследований, выполненных после этой катастрофы в ФГУП «НИЦ «Строительство» в рамках работы по заданию Мосгорэкспертизы.

### 1. Конструкции здания

Согласно окончательному варианту проектной документации, разработанному в 1976 году, конструктивное решение несущей системы здания рынка было следующим.

Здание имело круглое в плане форму диаметром 80 м и высоту 12 м (рис. 2). Основными несущими элементами здания служили 16 наклонных стальных колонн 1, установленные по периметру здания с равномерным шагом. Колонны имели сложное, переменное по высоте сварное сечение (рис. 3). Материалом колонн была сталь ВстЗспб по ГОСТ 380-71.

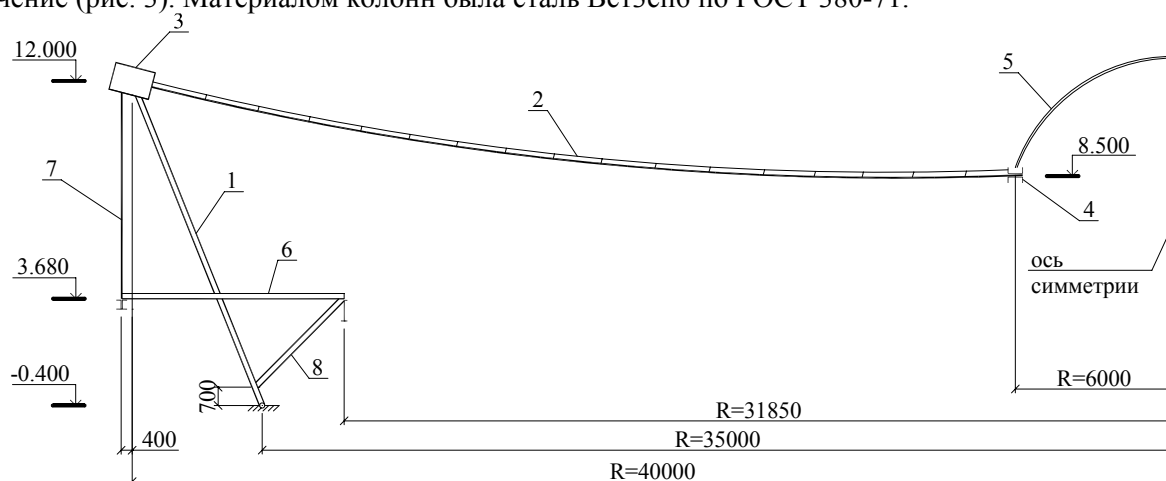


Рис. 2. Схема разреза здания вдоль диаметра



Рис. 3. Фрагмент колонны каркаса здания

Покрытие основного зала рынка представляло собой предварительно напряженную железобетонную сборно-монолитную оболочку 2 положительной гауссовой кривизны. Оболочку монтировали в следующей последовательности. Из сборных корытообразных элементов собирали и затем бетонировали внешнее железобетонное сборно-монолитное кольцо 3 оболочки, имевшее прямоугольное сечение с размерами  $150 \times 105(h)$  см. Кольцо опиралось на оголовки верха колонн. На монтажной мачте устанавливали центральное кольцо оболочки 4, изготовленное из стали марки 10Г2С1 по ГОСТ 5058-65. Поперечное сечение кольца было составлено из двух сварных швеллеров. В наружное, а затем в центральное кольцо запасовывали тросы радиальной вантовой сети. Номинальный диаметр тросов – 52.5 мм, их общее количество – 80, изготовлены они были на Харцизском сталепроволочно-канатном заводе по ТУ 14-285-8-73. Разрывное усилие одного каната составляло 197 т. По вантовой сети раскладывали сборные керамзитобетонные плиты покрытия, в центральной части покрытия устанавливали светопрозрачную сетчатую оболочку (фонарь) 5. Керамзитобетонные плиты были трапециевидной формы в плане и имели ребра вдоль боковых сторон. Толщина полки плиты составляла 80 мм, высота ребер – 200 мм. После раскладки плит размещали армирование кольцевых швов между плитами в виде трех стержней диаметром 25 мм из стали класса АIII, осуществляли бетонирование швов самонапрягающим бетоном. Затем производили предварительное натяжение тросов до усилия 130 т (после потерь преднапряжения усилия в тросах составляли 109 т). Бетонной смесью на расширяющемся цементе заливали радиальные швы, в которых размещалась канатная арматура оболочки. Таким образом канатная арматура оказывалась забетонированной в теле железобетонной оболочки. После этого устраивали кровлю.

На отметке +3.680 м было устроено перекрытие кольцевой в плане формы (антресоль) 6. Перекрытие было набрано из сборных железобетонных ГТ-панелей, опирающихся на стальные балки. По верху панелей, а также в швах между ними был уложен монолитный железобетон. Внешние балки кольца антресоли были подвешены к наружному кольцу оболочки покрытия посредством стержней 7 диаметром 40 мм из арматурной стали класса АI, внутренние балки опирались на стальные подкосы 8, которые жестко крепились к основным колоннам каркаса 1.

Сопряжения колонн каркаса с фундаментом и с наружным кольцом оболочки покрытия в радиальном направлении были приняты шарнирными. В кольцевом направлении колонны были незначительно защемлены в фундаменте и, за счет увеличения сверху расстояния между ветвями колонны до 100 см, имели жесткое сопряжение с железобетонным кольцом. Это защемление обеспечивало восприятие конструкцией горизонтальных и асимметричных вертикальных нагрузок.

## 2. Расчетная модель несущей системы здания

Для анализа конструкций здания была использована пространственная конечно-элементная расчетная модель (рис. 4). В модели наружное железобетонное и внутреннее стальное кольцо оболочки покрытия, а также несущие элементы балочной клетки антресоли представлены стержневыми конечными элементами общего вида, кольцевые швы оболочки – стержневыми элементами, работающими на растяжение-сжатие, несущие ванты оболочки, а также подвески антресоли – стержневыми элементами, работающими только на растяжение. Железобетонный настил покрытия оболочки и перекрытия антресоли представлен пластинчатыми конечными

элементами общего вида (элементами плоской оболочки). Ребра ТТ-панелей в модели перекрытия антресоли представлены стержневыми элементами типа «ребро», сопряженными с эксцентриситетом (по высоте сечения) с пластинчатыми элементами перекрытия.

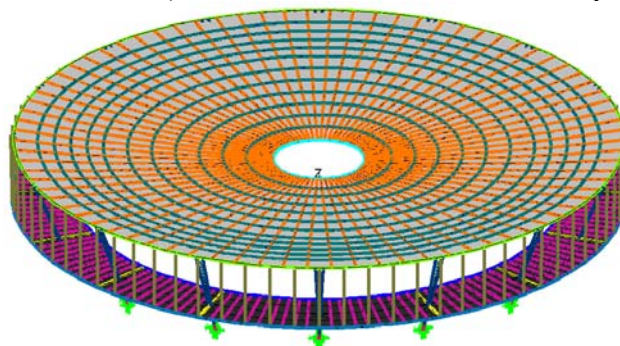


Рис. 4. Общий вид расчетной модели системы здания

Стальные наклонные колонны переменного сечения аппроксимированы стержневыми элементами, представляющими ветви колонны, соединенными пластинчатыми элементами, моделирующими стенку.

Геометрические параметры расчетной модели, сечения элементов, а также условия их сопряжения были приняты по данным проектной документации. Узлы сопряжения колонн с фундаментами и с железобетонным кольцом оболочки в радиальном направлении были приняты шарнирными. Жесткий узел сопряжения колонн с железобетонным внешним кольцом в кольцевом направлении обеспечен развитием сверху расстояния между ветвями колонн до 1 м. Закрепление опорной части колонны в фундаменте от поворота в кольцевом направлении принято жестко-пластическим с ограничением величины изгибающего момента, возникающего в сопряжении. Величина изгибающего момента ограничивалась несущей способностью фундаментных анкеров на растяжение, составлявшей примерно 20 т при номинальном диаметре анкеров 42 мм.

В расчетной модели были учтены эксцентриситеты в узлах сопряжения колонн с железобетонным кольцом и крепления подвесок антресоли к кольцу. Податливость фундаментов колонн, обусловленная их деформацией, а также деформацией грунтового основания, не учитывалась. Предварительно было установлено, что возможные неравномерные осадки фундаментов колонн не были столь существенными, чтобы они оказали значительное влияние на напряженное состояние конструкций здания.

Жесткостные характеристики железобетонных элементов приближенно определены с учетом длительного действия нагрузки путем уменьшения начального модуля упругости бетона в 3 раза.

Значения расчетных нагрузок на здание были определены в соответствии с нормами, действовавшими на момент проектирования, и, в целом, совпадали со значениями нагрузок, которые были использованы при разработке проекта его авторами. Были учтены постоянные нагрузки собственного веса несущих и ограждающих конструкций здания, временные снеговая и ветровая нагрузки, а также временная нагрузка на перекрытие антресоли. Однако, в отличие от авторского варианта расчета оболочки покрытия, при данном расчете рассмотрены разные неблагоприятные комбинации нагружений, сочетающие симметричное и асимметричное в плане распределение временных вертикальных нагрузок и действие ветровой нагрузки.

Выполнены следующие виды расчетов несущих конструкций здания:

- расчет на устойчивость с определением низших форм потери устойчивости системы и соответствующих им критических параметров нагрузки;
- определение собственных форм и частот колебаний сооружения;
- статический расчет с определением напряженно-деформированного состояния несущих конструкций здания;
- проверка несущей способности следующих конструктивных элементов: основных колонн каркаса; подкосов, поддерживающих антресоль; подвесок антресоли; наружных и внутренних балок балочной клетки перекрытия антресоли; железобетонного внешнего кольца и канатной арматуры оболочки покрытия.

Расчет выполнен с учетом геометрической нелинейности и физической нелинейности, обусловленной односторонней работой вант покрытия и подвесок антресоли только на

растяжение, а также ограниченной несущей способностью анкерных стержней в опорных узлах колонн.

При анализе напряженного состояния конструкций оболочки покрытия учтена многостадийная ее работа с применением разных расчетных схем в монтажных и эксплуатационной стадиях.

Моделирование и расчет конструкций здания выполнены с помощью программного комплекса STARK\_ES, разработанного в ООО «ЕВРОСОФТ», г. Москва.

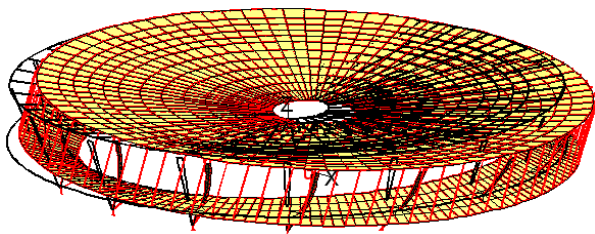
### 3. Результаты расчета

Пространственный расчет модели несущей системы здания рынка в ее проектном состоянии при действии проектных нагрузок показал следующее.

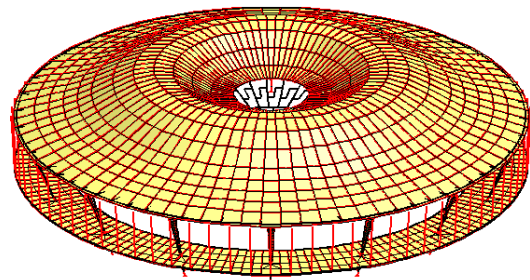
1. Каркас здания рынка имел повышенную деформативность. Об этом свидетельствуют:

- значительные горизонтальные перемещения верха здания при действии асимметричных в плане временных вертикальных нагрузок, а также ветровой нагрузки, составившие более 60 мм, т.е. 1/200 от полной высоты здания при допустимом значении 1/300, приведенном в табл. 45 СНиП II-V.3-72 «Стальные конструкции»;
- характер основных форм потери устойчивости и собственных колебаний системы, показавший, что каркас имел меньшую обобщенную жесткость, чем тонкая оболочка покрытия. Потеря устойчивости модели сооружения по первой форме сопровождалась неограниченным ростом перемещений верха всего каркаса в одном из горизонтальных направлений. Первые три формы собственных колебаний сооружения характеризовались поступательными по горизонтальным направлениям и вращательными вокруг вертикальной оси движениями каркаса, последующие 16 собственных форм были представлены колебаниями оболочки покрытия (рис. 5).

Формы 1, 2 (кратные).  $T_{1,2}=5.36$  с.



Форма 4.  $T_4=1.19$  с.



Формы 5, 6 (кратные).  $T_{5,6}=1.07$  с.

Форма 3.  $T_3=2.69$  с.

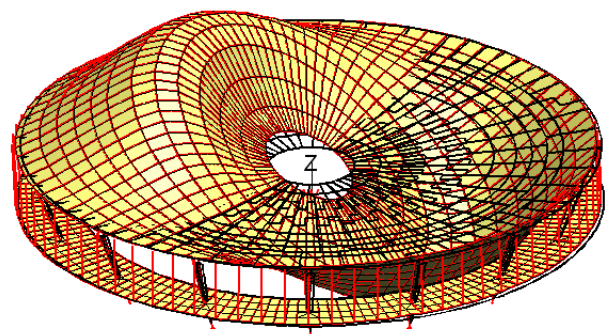
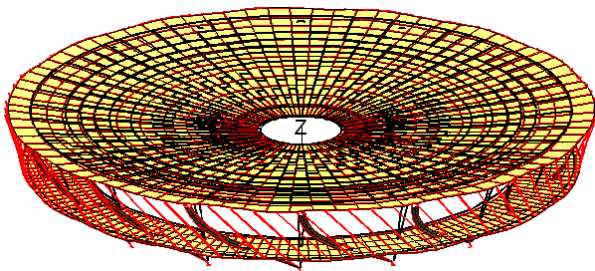


Рис. 5. Низшие формы и соответствующие им периоды  $T_i$  собственных колебаний системы здания

2. Стальные колонны каркаса в нижней своей части, в зоне опирания на них подкосов, поддерживающих перекрытие антресоли с внутренней стороны, а также сами подкосы имели недостаточно развитое поперечное сечение. Величины нормальных напряжений, возникавших в отдельных зонах сечений колонн при действии расчетных проектных нагрузок, составили 327 МПа. При расчетном сопротивлении стали, равном 210 МПа, перенапряжение составило 56%. Такие значения напряжений обусловлены возникновением в колоннах значительных изгибающих моментов, вызванных узловым опиранием на них подкосов. В результате многолетней

эксплуатации сооружения на отдельных участках колонн могло происходить накопление пластических деформаций.

3. Технология монтажа железобетонной оболочки покрытия здания не обеспечивала ее предварительное обжатие в кольцевом направлении. В результате в этом направлении оболочка была растянута при действии на нее нагрузки от массы кровли и снегового покрова. Наибольшая величина растягивающих усилий на единицу ширины оболочки при неравномерном нагружении снегом могла достигать 30 т/м (рис. 6). Армирование кольцевых швов оболочки покрытия (3 стержня диаметром 25 мм из стали класса АIII) обеспечивало частичное восприятие этих усилий в пределах 16.5 т/м. В результате в оболочке могли образовываться радиальные трещины, раскрываться швы между плитами, что могло способствовать коррозии канатной арматуры.

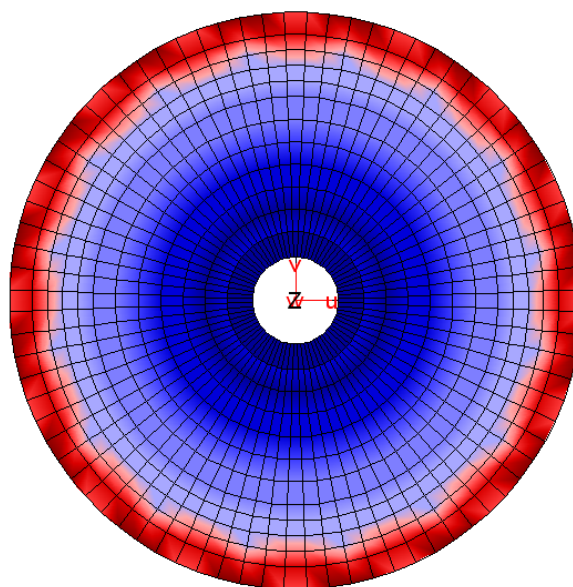


Рис. 6. Характер распределения кольцевых мембранных напряжений в оболочке (внешняя часть оболочки сжата, внутренняя – растянута)

4. В радиальном направлении оболочка покрытия сохраняла усилия сжатия при действии расчетных нагрузок. Поэтому растягивающее усилие в вантах оболочки не увеличивалось по отношению к величине усилия, достигнутому после предварительного натяжения канатов, и составляло около 109 т.

5. Несущая способность железобетонного внешнего опорного кольца оболочки покрытия была достаточной для восприятия проектных нагрузок.

6. Стальные элементы балочной клетки перекрытия антресоли, а также подвески антресоли обеспечивали восприятие проектных нагрузок на перекрытие антресоли.

7. Основания и фундаменты крытого рынка, как установлено в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, были запроектированы в соответствии с требованиями нормативных документов, действовавших на момент проектирования.

#### 4. Возможные механизмы разрушения здания

Каждый из недостатков проектных решений здания рынка, отмеченных в предыдущем разделе, не мог стать прямой и единственной причиной разрушения здания. Однако эти недостатки, вероятно, сыграли определенную роль в произошедшей трагедии, способствуя реализации того характера разрушений, который был в действительности.

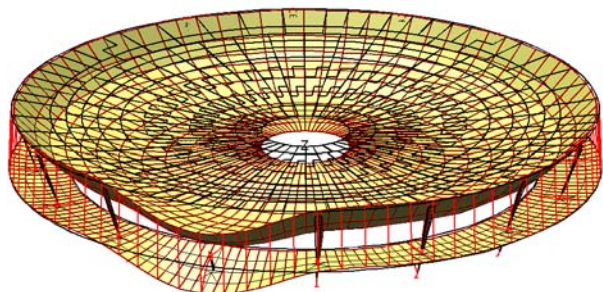
Анализ картины разрушений показал, что подобное обрушение конструкции здания имело бы место в случае разрушения внешнего железобетонного кольца оболочки покрытия. Однако разрушение кольца могло быть обусловлено разными причинами. Оно произошло бы вследствие значительного увеличения вертикальной нагрузки на перекрытие антресоли по отношению к ее проектному значению. Однако расчет показал, что, если конструкция кольца на момент аварии соответствовала чертежам проектной документации, то это было бы возможно при увеличении временной нагрузки на данное перекрытие не менее, чем в два раза, т.е. до  $1 \text{ т/м}^2$  и более. Такое превышение расчетной нагрузки вряд ли было возможным. Поэтому более вероятными причинами разрушения опорного кольца оболочки, по нашему мнению, являются следующие две причины: 1)

отказ одной из стальных колонн каркаса, связанный со значительными перемещениями ее оголовка, 2) последовательный обрыв канатов оболочки покрытия.

#### 4.1. Отказ колонны каркаса

При отказе одной из колонн каркаса здания внешнее железобетонное кольцо начинает работать «двойным» пролетом (рис. 7). Воспринять увеличение усилий, связанное с этим, оно не может и разрушается.

а)



б)

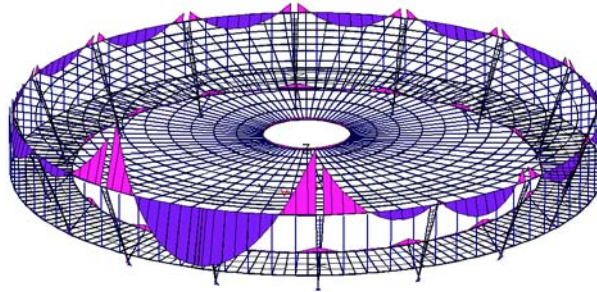


Рис. 7. Напряженно-деформированное состояние конструкций здания при отказе колонны: а) – деформированная схема; б) – эпюры изгибающих моментов  $M_x$  в железобетонном кольце

Отказ несущей колонны каркаса здания со значительными перемещениями ее оголовка возможен при сочетании двух факторов:

- разрушение узла сопряжения опорного железобетонного кольца оболочки покрытия с оголовком несущей стальной колонны;
- нарушение связи колонны с конструкциями антресоли, раскрепляющими колонну в радиальном направлении.

Отдельное действие каждого из двух указанных факторов к полному отказу колонны не приводит.

Разрушение узла сопряжения опорного железобетонного кольца оболочки покрытия с оголовком стальной колонны (рис. 8) может быть обусловлено следующим. В результате знакопостоянных и знакопеременных линейных и угловых циклических деформаций узла сопряжения колонны с кольцом, вызванных изменением диаметра оболочки покрытия и угла поворота сечения кольца при изменении температуры и нагрузки на здание, произошло постепенное разрушение и высыпание бетона из полости закладной детали кольца. После разрушения бетона нагрузка от кольца передавалась через цилиндрическую стальную «ось» (стержень круглого сечения диаметром 70 мм, в местах опирания на проушины закладной детали кольца – диаметром 40 мм), несущая способность которой была изначально недостаточной для передачи нагрузок с покрытия на колонну, что привело к разрушению самой «оси» и сварных швов в данном узле (рис. 9). Следует отметить, что материалом «осей» являлась кипящая малоуглеродистая сталь марки 20кп по ГОСТ 1050. Данная сталь характеризуется тем, что она имеет чрезвычайно низкие эксплуатационные качества и малое сопротивление разрушению, особенно при наличии растягивающих напряжений; обладает очень низкой ударной вязкостью и, как следствие, склонностью к хрупкому разрушению; имеет неблагоприятную структуру, выражающуюся в крупном зерне (балл зерна №№4 ÷ 6) и наличии неметаллических включений.

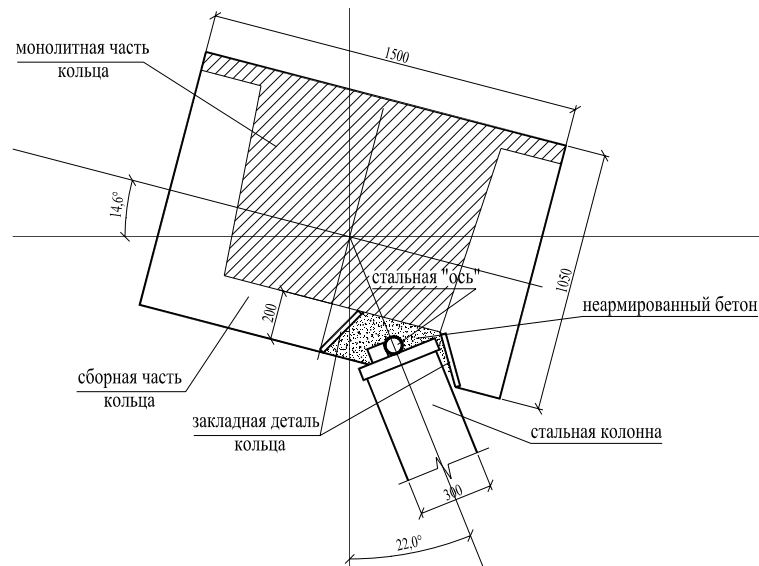


Рис. 8. Узел опирания железобетонного кольца на колонну

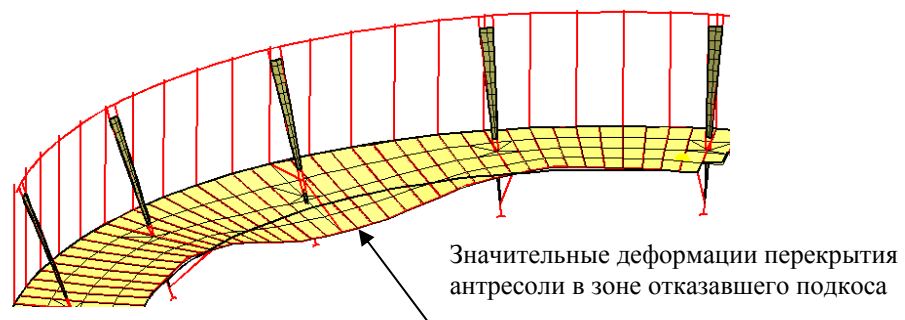


Рис. 9. Разрушение узлов сопряжения колонны с железобетонным кольцом:  
а) – разрушение по сечению «оси»; б) – срез сварных швов и выкол части «оси»

Конструкция могла сохранять несущую способность с разрушенным узлом сопряжения колонны с кольцом определенное время до момента аварии благодаря удержанию колонны распорками, связанными с антресолю, при незначительных опрокидывающих усилиях на колонну.

Нарушение связи колонны с конструкциями антресоли могло произойти вследствие потери несущей способности стального подкоса, поддерживающего антресолю, и разрушения сварного узла крепления распорки крестового сечения, раскрепляющей колонну в уровне перекрытия антресоли (рис. 10). Потеря несущей способности подкоса могла произойти, например, вследствие перегрузки перекрытия антресоли вертикальной нагрузкой.

а)



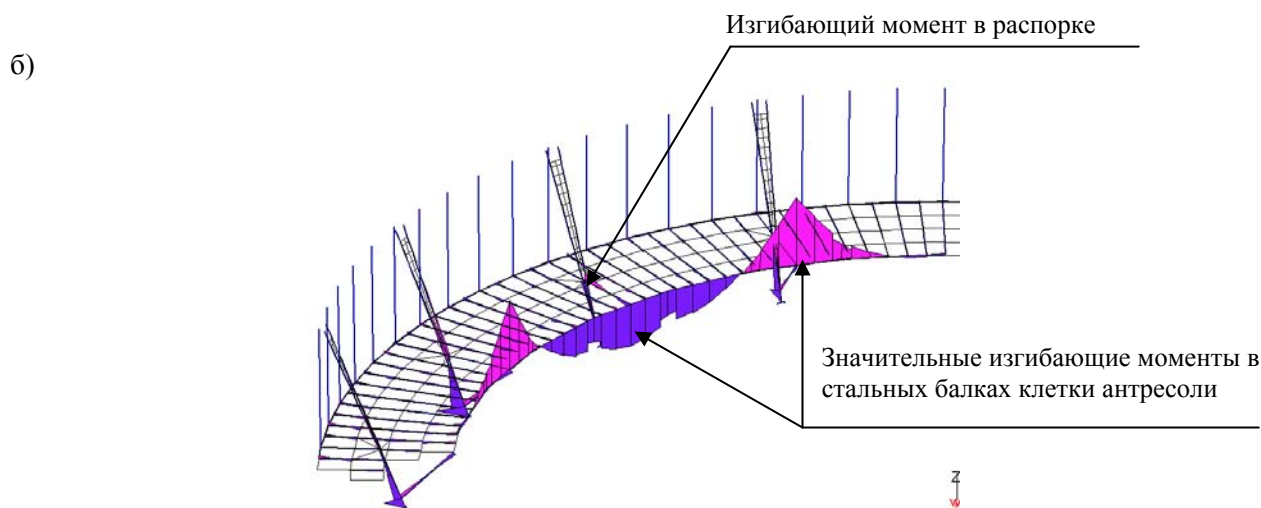


Рис. 10. Напряженно-деформированное состояние конструкций при отказе подкоса:

а) – деформированная схема;

б) – эпюры изгибающих моментов  $M_x$  в элементах перекрытия антресоли

#### 4.2. Последовательный обрыв канатов оболочки покрытия

Обрыв одного из канатов вантовой сети мог произойти при его ослаблении коррозией. Развитию коррозии канатов способствовало наличие растягивающих напряжений, возникавших в оболочке в кольцевом направлении при действии на нее нагрузки от массы кровли и снегового покрова, которые могли приводить к образованию в оболочке радиальных трещин.

При обрыве каната сборные керамзитобетонные плиты, опирающиеся на него, зависают на канатах, соседних с оборванным, передавая на них нагрузку от веса покрытия и снега. Падению плит препятствует арматура, заложенная в кольцевых швах между плитами. В этом случае усилие в канатах, соседних с оборванным канатом, при равномерной снеговой нагрузке интенсивностью  $70 \dots 100 \text{ кг/м}^2$  (вероятная величина снеговой нагрузки на оболочку в момент аварии) составило бы  $175 \dots 193 \text{ т}$ , что близко к разрывному усилию неповрежденного каната ( $197 \text{ т}$ ). При ослаблении канатов коррозией их разрыв был бы весьма вероятным. При разрыве канатов, соседних с первоначально вышедшим из строя канатом, наступает разрушение внешнего железобетонного кольца оболочки покрытия вследствие увеличения эксцентриситетов усилий сжатия, действующих в кольце, и, как следствие, – обрушение оболочки.

#### 5. Выводы

Приведенный в статье анализ несущей конструкции Басманного крытого рынка не выявил грубых ошибок, допущенных при проектировании здания, которые могли бы стать очевидной причиной его обрушения. Однако оказалось, что принятые конструктивные решения не обеспечивали живучесть конструкции в аварийной ситуации, вызванной некоторыми локальными разрушениями несущих элементов здания. В результате здание рынка обрушилось практически полностью задолго до момента истечения срока службы, который должны иметь подобные сооружения.

Уроки, которые были и будут извлечены из трагедии Басманного рынка, должны быть учтены в практике проектирования, строительства и эксплуатации конструкций культурно-массовых сооружений.