

**ВОССТАНОВЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ
СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА
КАРДИОЛОГИЧЕСКОГО ЦЕНТРА В г.КЕМЕРОВО**

УДК 624.016.5+69.059.7:725.513 (571.17)
ГОУ ВПО «Томский государственный
архитектурно-строительный
университет», г.Томск

Плевков Василий Сергеевич
Профессор кафедры
«Железобетонные и каменные
конструкции»,
доктор технических наук

Балдин Игорь Владимирович
Доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», докторант

Гончаров Максим Евгеньевич
Аспирант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

В настоящей статье приведены результаты обследования технического состояния строительных конструкций кардиологического центра в г. Кемерово.

Несущая способность здания кардиологического центра в г. Кемерово со связевым каркасом из железобетонных конструкций по серии ИИ-04, введенного в эксплуатацию в конце декабря 2006 г., в большей мере зависит от качественного монтажа железобетонных конструкций, формирующих несущую систему здания. Строительство кардиологического центра продолжалось на протяжении 25 лет. Незавершенность строительства объекта в годы перестройки, в результате которой смонтированный каркас здания простоял в незащищенных от атмосферных воздействий условиях более пятнадцати лет, не могла не отразиться на техническом состоянии несущих конструкций каркаса здания. В таких условиях железобетонные конструкции смонтированного каркаса, их узловые сопряжения, снизили свои эксплуатационные качества, что и подтвердилось сразу же после сдачи объекта в эксплуатацию посредством отказа трех наиболее нагруженных колонн на первом этаже здания [1].

С целью разработки противоаварийных мероприятий по обеспечению несущей способности железобетонных конструкций, получивших повреждение в результате разрушения стыковых сопряжений колонн, в январе-феврале 2007 года сотрудниками Томского государственного архитектурно-строительного университета было проведено обследование железобетонного каркаса здания, их узловых сопряжений на всех этажах здания.

Здание кардиологического центра в г. Кемерово построено по типовому проекту, разработанному в 1973 году московским проектным институтом «ГипроНИИЗдрав» и привязанному к местным условиям проектным институтом «Кемеровогражданпроект».

В соответствии с типовым проектом кардиологический центр в г. Кемерово представляет собой двенадцатиэтажное каркасное здание, состоящее из двух блоков, с подвалом и техническим этажом (рис.1).



Рис. 1. Общий вид здания кардиологического центра в г. Кемерово

Конструктивная схема двух блоков кардиологического центра выполнена в каркасно-панельных железобетонных конструкциях по серии ИИ-04 по связевой схеме с поперечным расположением ригелей. Элементами каркаса связевого типа являются: колонны, ригели, рядовые плиты, плиты-распорки и вертикальные диафрагмы – стенки жесткости. Пространственная жесткость здания обеспечивается в обоих направлениях железобетонным каркасом и связевыми диафрагмами. Собственно железобетонный каркас, состоящий из колонн и ригелей, воспринимает только вертикальную нагрузку, а горизонтальная нагрузка от ветра воспринимается вертикальными диафрагмами жесткости. Конструкция каркаса запроектирована с частичным защемлением ригелей с колоннами.

Междуэтажные железобетонные перекрытия из железобетонных панелей с круглыми пустотами выполняют при этом функцию горизонтальных связевых диафрагм, которые, обладая высокой жесткостью в своей плоскости и распределяя горизонтальные нагрузки между многоэтажными рамами и вертикальными диафрагмами, обеспечивают пространственную работу здания.

Железобетонные колонны связевого каркаса приняты сечением 400*400 мм, высотой на один и на два этажа с индивидуальным расположением закладных деталей для всех этажей. Колонны подвального этажа изготовлены из бетона марки 400 (класса В30), все остальные колонны – из бетона марки 300 (класса В25). Армирование колонн выполнено сварными каркасами с продольной рабочей арматурой $\varnothing 40$ мм, $\varnothing 32$ мм или $\varnothing 20$ мм класса А-III в зависимости от марки колонн и этажа здания. По проекту в подвале должны быть установлены колонны с несущей способностью 5800 кН (580 тс), на первом этаже - с несущей способностью 5200 кН (520 тс). Фактическое армирование колонн отличается от проектного. Так в колоннах подвала и первого этажа вместо 8 стержней

Ø40 мм класса А-III (согласно проекту) установлено 6 стержней продольной арматуры Ø40 мм класса А-III.

Стык колонн располагается на 600 мм выше уровня перекрытия. Согласно проекту стыки колонн должны выполняться ванной сваркой четырех угловых стержней диаметром 40 мм, в стыках колонн предусмотрены 3 сетки С-5 и пять сеток С-6 из арматуры диаметром 12 мм класса А-III, с шагом 60 мм по высоте (рис.2). Фактически сварка угловых стержней осуществлялась частично по проекту, частично при помощи двух накладок из арматурных коротышей меньшего диаметра (25-32 мм) на каждом стержне. В стыке колонн отсутствуют сетки С-6, а диаметр арматуры в сетках С-5 равен 6-8 мм.

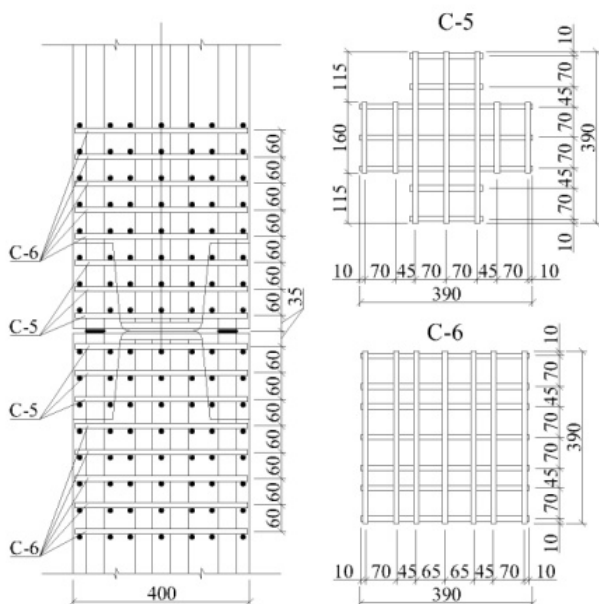


Рис. 2. Схема расположения сеток косвенного армирования проектного стыка железобетонных колонн первого этажа

Сваренные стержни для уменьшения расчетной длины должны были соединяться монтажными хомутами из стали Ø10 мм класса А-I, подрезки должны быть заполнены по проекту мелкозернистым бетоном марки 200 (классом В15). На отдельных участках отмечено отслоение защитного слоя бетона с оголением арматуры и малая величина защитного слоя, которая составляет 15-20 мм, что в 2 раза меньше требуемых нормами величин.

Вышеперечисленные отступления от проекта способствовали разрушению стыков несущих железобетонных колонн каркаса на первом этаже здания (рис.3), аварийному состоянию других девяти колонн первого этажа, неработоспособному состоянию несущих железобетонных колонн подвала, первого, второго, третьего и четвертого этажей. Разрушение стыков произошло со смещением колонн в вертикальной плоскости до 30-50 мм и со смещением в горизонтальной плоскости до 15-20 мм. Стержни продольной арматуры трех колонн первого этажа потеряли устойчивость, произошло их выпучивание, разрушились места соединения продольных стержней при помощи арматурных коротышей. Продольная арматура других шести колонн первого этажа начала терять устойчивость. В некоторых колоннах и их стыках образовались продольные и поперечные трещины.



Рис. 3. Разрушение стыков железобетонных колонн кардиологического центра в г. Кемерово

Для учета влияния дефектов строительных конструкций и отступлений от проекта на перераспределение усилий и деформации каркаса кардиологического центра в г. Кемерово были рассмотрены пространственные схемы здания. При этом рассмотрены 2 пространственных блока, образованных сборными железобетонными колоннами, на консоли которых установлены железобетонные ригели таврового сечения. По полкам ригелей уложены железобетонные многопустотные плиты и плиты-распорки междуэтажных перекрытий и покрытия. В состав расчетных схем входят также железобетонные диафрагмы жесткости. Расчетные схемы содержат: первая – 14885 узлов и 12699 конечных элементов; вторая – 13778 узлов и 11637 конечных элементов. Второй блок зеркален первому и отличается только высотой подвала и первого этажа (3,3 и 4,2 м соответственно).

Общие виды пространственных блоков в осях «А-Ж, 1-9» и «А-Ж, 10-17» кардиологического центра в г. Кемерово представлены на рис.4.

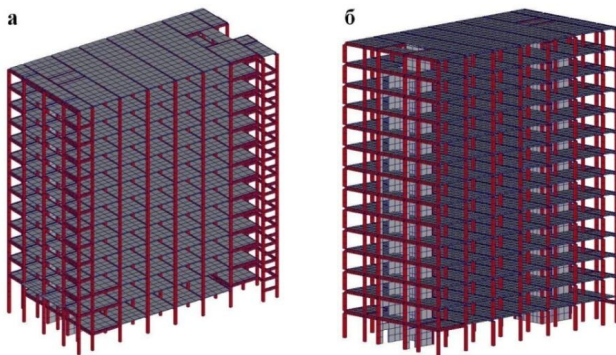


Рис. 4. Общие виды пространственных блоков в осях «А-Ж, 1-9» (а) и в осях «А-Ж, 10-17» (б)

Статический и динамический (с учетом пульсации ветра) расчеты пространственных блоков корпуса выполнены на 19 видов загрузжений. При этом при динамических расчетах сложной пространственной системы было учтено 30 форм собственных колебаний.

В результате статических и динамических расчетов (с учетом пульсации ветра) получены значения перемещений узлов пространственных систем и усилия в элементах от каждого загрузжения; расчетные сочетания усилий в элементах несущих колонн, ригелей, плит перекрытия и покрытия; перемещения и усилия при расчетных комбинациях загрузжений, частоты и периоды собственных колебаний систем при динамических загрузжениях и другие параметры.

Оценка несущей способности стыков железобетонных колонн выполнялась по нормативным документам [2] и по методикам, предложенным различными авторами [3, 4, 5], железобетонных колонн - по методике, основанной на использовании областей относительной прочности нормальных сечений железобетонных элементов, разработанной авторами статьи [6]. Анализ проверочных расчетов сечений колонн при фактическом армировании и при фактических нагрузках показал, что не обеспечивается несущая способность колонн подвального, первого, второго, третьего, четвертого, пятого и восьмого этажей. Перегрузка составляет 3,6-23,8%.

На пространственном блоке каркаса кардиологического центра было промоделировано разрушение стыков колонн на первом этаже с целью изучения перераспределения усилий между колоннами. При этом рассмотрено 2 варианта расчетов: 1-й – при вертикальном смещении верха колонн первого этажа на 20 мм; 2-й вариант – при смещении на 50 мм.

Анализ результатов расчетов показал, что усилия в некоторых колоннах увеличиваются в 1,079-1,088 раза при смещении верха колонн

первого этажа на 20 мм и в 1,257-1,288 раза при смещении верха колонн первого этажа на 50 мм. Проверочные расчеты показали, что несущая способность некоторых колонн в подвальном этаже, на первом, втором, третьем, четвертом и восьмом этажах при учете перераспределения усилий не обеспечивается. Перегрузка составляет 9,5-41,2%.

Стыки железобетонных колонн в здании, в которых произошло выпучивание продольной арматуры, было рекомендовано усилить. При этом в зоне отказа стыков колонн на первом этаже дополнительно была поставлена несъемная металлическая опалубка (разрезанные трубы диаметром 1000 мм) с последующим заполнением пространства между стенкой трубы и колонной мелкозернистым бетоном класса В40 (рис.5).

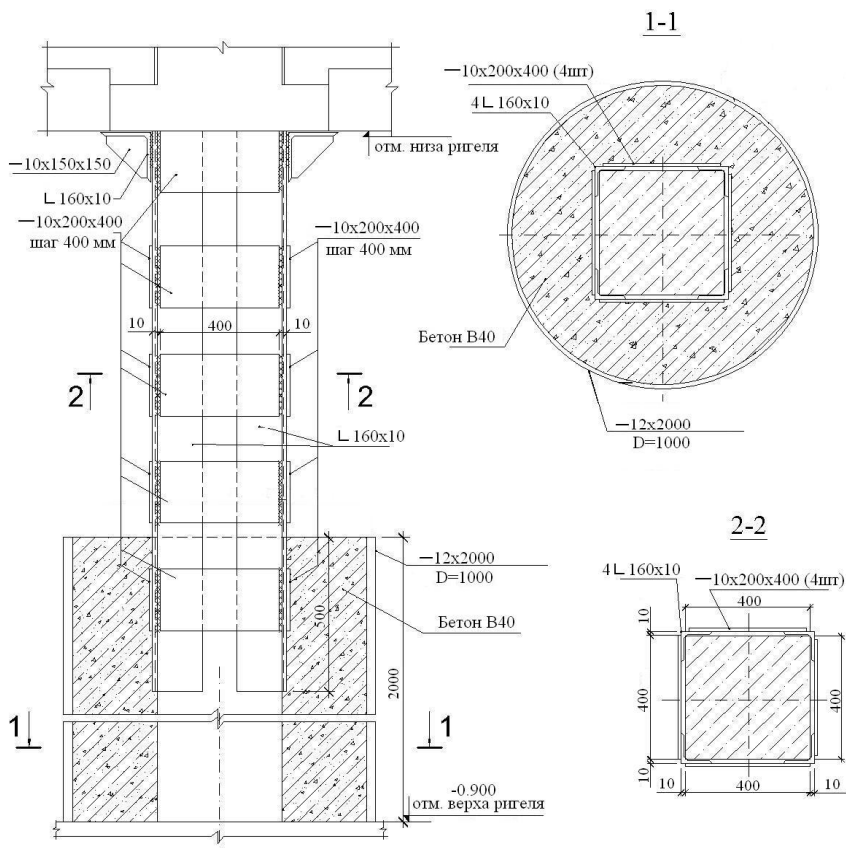


Рис. 5. Усиление железобетонной колонны при разрушении стыка и потере устойчивости рабочей арматуры в зоне стыка

Кроме усиления разрушенных стыков железобетонных колонн, так же было произведено усиление стыков, в которых образовались трещины. Для восстановления несущей способности данных стыков железобетонных колонн каркаса были предложены варианты их усиления металлическими обоймами: обойма в виде уголков и планок (рис.6,а) и обоймы в виде П-образных стержней (рис.6,б,в). Натурные фрагменты усиленных стыков были экспериментально проверены в лаборатории Томского государственного архитектурно-строительного университета и показали свою надежность.

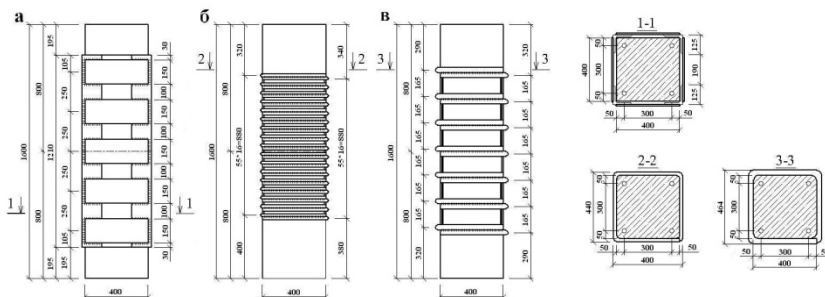


Рис. 6. Опытные образцы стыков железобетонных колонн:

- а – усиленный металлическими планками;
- б – усиленный арматурными стержнями класса А-III $\varnothing 20$ мм;
- в – усиленный арматурными стержнями класса А-III $\varnothing 32$ мм

Для усиления пространственной жесткости здания кардиологического центра на первом этаже были установлены дополнительные металлические связи между усиленными колоннами каркасами в подвале, на первом и втором этажах (рис.7). Металлические порталные связи были выполнены из швеллеров №14 и уголков сечением 125*10 мм.



Рис. 7. Установка дополнительных порталных связей между усиленными колоннами первого этажа

Были выполнены статические и динамические (с учетом пульсации ветра) расчеты пространственных блоков с учетом усиления колонн подвала, первого, второго, третьего, четвертого и восьмого этажей, а также с учетом установки металлических порталных связей в подвале, на первом и втором этажах. Фрагмент пространственного блока с учетом усиления колонн и установкой металлических порталных связей приведен на рис.8.

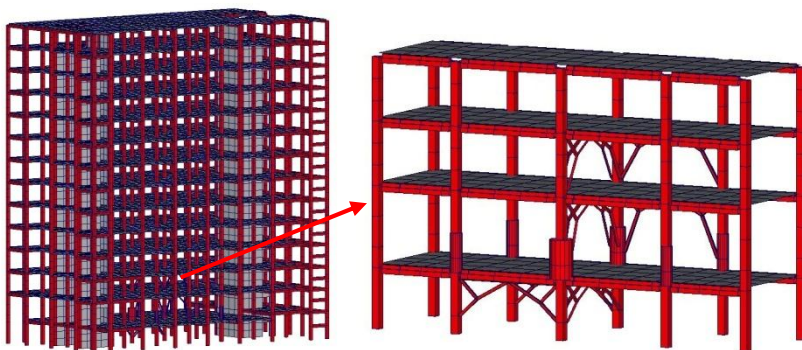


Рис. 8. Фрагмент пространственного блока с учетом усиления колонн и установки металлических порталных связей

Так же было проанализировано влияние установки металлических связей на последующих этажах на жесткость пространственных блоков каркаса при пульсации ветра. Получено, что максимальные перемещения верха колонн уменьшаются незначительно (от 62,8 мм при установке дополнительных связей в подвале, на первом и втором этажах до 55,5 мм при установке связей на всех этажах). При этом максимальные перемещения верха колонн не превышают предельно допустимых горизонтальных перемещений для многоэтажных каркасных зданий. В связи с этим был сделан вывод, что установка дополнительных металлических связей выше второго этажа не требуется.

Из-за общих деформаций каркаса здания образовались нормальные трещины в ригелях перекрытий подвала и первого этажа, трещины в плитах перекрытий, диагональные трещины в сборных железобетонных диафрагмах жесткости первого этажа и трещины в кирпичных перегородках.

Для восстановления несущей способности каркаса кардиологического центра в г.Кемерово были разработаны рекомендации по усилению и восстановлению строительных конструкций каркаса кардиологического центра в г.Кемерово, и в кратчайшие сроки выполнены их усиление и восстановление.

Выполненная оценка несущей способности усиленных железобетонных колонн и их стыков, а также конструкций перекрытий при действии статических и динамических (с учетом пульсации ветра) нагрузок с учетом пространственной работы конструкций, показала правомерность и надежность предложенных способов усиления строительных конструкций каркаса здания кардиологического центра в г. Кемерово, пострадавшего при разрушении стыков железобетонных колонн.

Библиографический список

1. Плевков В.С., Балдин И.В., Гончаров М.Е. Прочность и деформативность железобетонных колонн и их стыков при статических и динамических воздействиях. Том. Гос. Архит.-строит. Ун-т-Томск, 2008. - 25 с. - Библиогр.: 5 назв. -Рус.-Деп. ВИНТИ РАН 05.02.2008, №79-В2008.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (без предварительного напряжения) / ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. Стыки сборных железобетонных конструкций / Под ред. А.П. Васильева. – М.: Издательство литературы по строительству, 1970.
4. Васильев А.П., Матков Н.Г., Жансеитов М.Ф. Контактные стыки колонн с обрывом продольной арматуры // Бетон и железобетон. – 1982. №8. С. 7-9.
5. Кузнецов В.С. Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций: Учебное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2002.
6. Прочность железобетонных колонн пространственно работающих каркасов зданий при динамических воздействиях / В.С. Плевков, И.В. Балдин, С.В. Балдин, Д.Ю. Саркисов, М.Е. Гончаров // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: Материалы Международных академических чтений. Курск. Гос. Техн. Ун-т. – Курск, 2007. С. 123-126.