

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ  
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И  
СТРОИТЕЛЬСТВА»  
Инженерно-строительный институт  
Кафедра «Строительные конструкции»

**ОТЧЁТ**  
по организации и проведению ознакомительной практики

Направление подготовки 08.04.01 «Строительство»

Студент Петржиковский Н. А.

Группа 22СТ2м

Руководитель практики: к.т.н., проф. Комаров В. А.

Обозначение 2069059-08.04.01-220925-2022

Дата защиты отчёта \_\_\_\_\_

Оценка \_\_\_\_\_

Пенза 2022

УДК 624.012.35

*КОПАНИЦА ДМИТРИЙ ГЕОРГИЕВИЧ, докт. техн. наук, профессор,  
kopanitsa@mail.ru*

*КАПАРУЛИН СЕРГЕЙ ЛЬВОВИЧ, канд. техн. наук,  
ст. научный сотрудник,  
skaparulin@mail.ru*

*ДАНИЛЬСОН АРТЕМ ИВАНОВИЧ, магистрант,  
Danilson\_ai@mail.ru*

*УСТИНОВ АРТЕМ МИХАЙЛОВИЧ, аспирант,  
artemustinov@bk.ru*

*УСЕИНОВ ЭМИЛЬ СЕЙРАНОВИЧ, мл. научный сотрудник,  
useinov\_em@mail.ru*

*ШАШКОВ ВАСИЛИЙ ВАСИЛЬЕВИЧ,  
vasya\_shashkov@mail.ru*

*Томский государственный архитектурно-строительный университет,  
634003, г. Томск, пл. Соляная, 2*

## **ДИНАМИЧЕСКАЯ ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ УЗЛА СОПРЯЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА\***

Приводятся результаты экспериментальных исследований узла сопряжения фрагментов колонны и двух фрагментов ригелей на действие трехкратной динамической нагрузки. Свободные торцы ригелей шарнирно опорты. Нагрузка от падающего груза действует на оголовок колонны по направлению ее продольной оси. Для определения деформаций поверхности испытуемого образца во времени использована высокоскоростная камера, совмещенная с цифровой оптической системой VIC-3D. Это позволило определить характер распределения относительных деформаций в процессе ударного нагружения и зафиксировать моменты появления и развития трещин в зоне сопряжения фрагмента колонны с ригелями, приводящих к падению жесткости конструкций и соответствующему снижению частот ее собственных колебаний.

**Ключевые слова:** железобетон; узловое сопряжение; экспериментальные исследования; удар; напряжения; деформации; разрушение.

*DMITRII G. KOPANITSA, DSc, Professor,  
kopanitsa@mail.ru*

*SERGEI L. KAPARULIN, PhD, Senior Research Assistant,  
skaparulin@mail.ru*

*ARTEM I. DANIL'SON, Undergraduate Student,  
Danilson\_ai@mail.ru*

*ARTEM M. USTINOV, Research Assistant,  
artemustinov@bk.ru*

*EMIL' S. USEINOV, Junior Research Assistant,  
useinov\_em@mail.ru*

*VASILII V. SHASHKOV,*

\* Исследование выполнено при финансовой поддержке работ по проекту Министерства образования и науки Российской Федерации.

*vasya\_shashkov@mail.ru  
Tomsk State University of Architecture and Building,  
2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia*

## **DYNAMIC STRENGTH AND DEFORMABILITY OF BEAM-TO-COLUMN JOINT**

The paper presents the results of the experimental analysis of the longitudinal beam-to-column joint under the triple dynamic load. Longitudinal girders have hinged ends. The column head is subjected to the longitudinal load of the weight dropper. A high-speed camera combined with the VIC-3D digital optical system is used to detect surface deformations in the specimen. This allowed detecting the deformation distribution during the impact loading and record crack birth and propagation within the area of the longitudinal beam-to-column joint. Crack birth and propagation result in the reduction of the structural rigidity and eigenfrequency.

**Keywords:** reinforced concrete; beam-to-column connection; experimental analysis; impact; stress; deformation; fracture.

В Томском государственном архитектурно-строительном университете совместно с Томской домостроительной компанией разработана каркасная универсальная сейсмостойкая система жилого дома. При этом учитывался опыт по конструированию и обеспечению сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий, а также результаты исследований колонн на динамические нагрузки [1–4]. Для экспериментальной оценки прочности и деформативности узлового сопряжения колонны каркаса с двумя несущими ригелями проведены экспериментальные исследования.

Узел сопряжения фрагмента колонны с двумя несущими ригелями выполнен из фрагмента колонны высотой 1300 мм и двух фрагментов ригелей длиной 1500 мм. Ширина колонны и ригелей, высота ригелей 400 мм. Конструкции, выполненные из бетона класса В40, армированы арматурой класса А500 СП. Фрагмент колонны и двух фрагментов несущих ригелей полностью изготавливались в заводских условиях. Сборка узлового сопряжения выполнена с применением муфтовых обжимных соединений. Омоноличивание стыков проведено в лаборатории.

Испытания проведены на копровой установке со скоростью нагрузки 4,95...5,18 м/с.

Свободные торцы ригелей устанавливались на две опоры таким образом, чтобы вертикально стоящий фрагмент колонны мог перемещаться под действием падающего груза. Торец колонны, воспринимающий удар, усилен стальной пластиной.

Рассмотрим результаты испытаний образца на действие двух последовательно проведенных ударов. Все образцы доведены до предельного состояния.

Измерение деформаций и процесса образования трещин в стыке колонны и ригелей проведено высокоскоростной камерой FASTCAMSA2, совмещенной с цифровой оптической системой VIC-3D. Измерение виброскорости и виброперемещения средней точки узла по направлению удара проведено лазерным дальномерным виброметром RSV-150. После каждого удара фиксировались перемещения, деформации, схема трещинообразования и ширина раскрытия трещин.

Общий вид испытаний узла сопряжения колонны и двух несущих ригелей показан на рис. 1. Свободные торцы фрагментов ригелей устанавливались на опорах таким образом, чтобы оголовок колонны мог свободно перемещаться по вертикали. Под оголовком было установлено зеркало, отражающее лазерный луч для измерения вибрострелок.

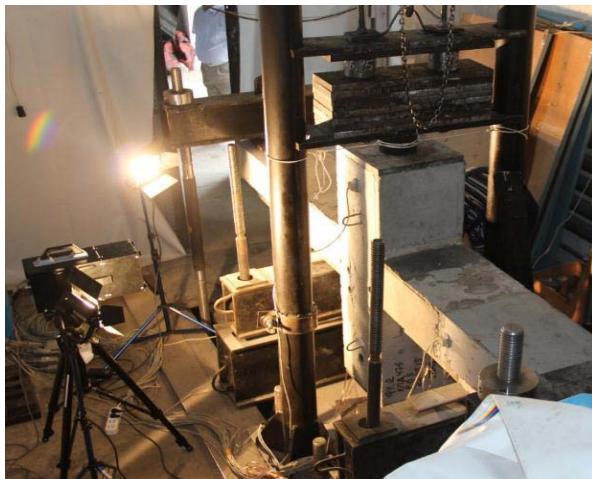


Рис. 1. Конструкция узлового сопряжения на опорах копровой установки

Результаты измерений лазерным виброметром RSV-150 представлены в виде диаграмм скоростей перемещений и ускорений образца (рис. 2).

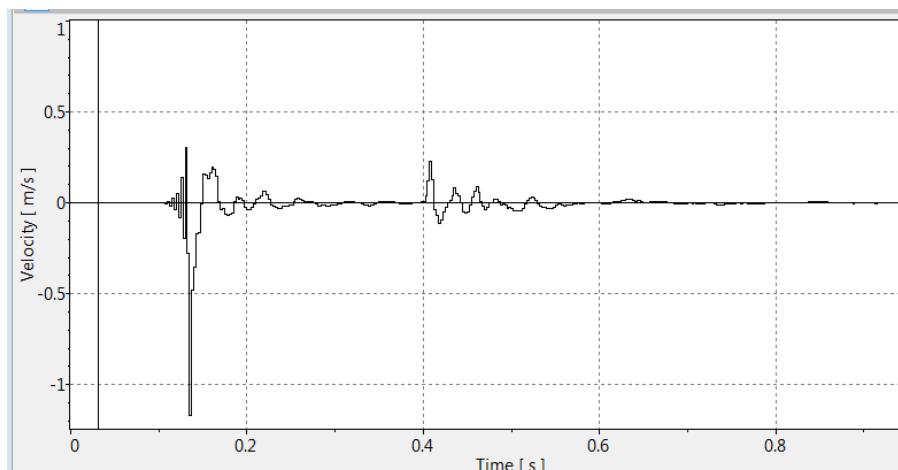


Рис. 2. Велосиграмма средней точки узла в направлении первого удара

Здесь представлена диаграмма изменения скорости средней точки узлового сопряжения по направлению первого удара от падающего груза массой 410 кг с высоты 1,37 м. Скорость груза в момент соприкосновения с оголов-

ком колонны равна 5,18 м/с. Измерения показали, что наибольшая скорость смещения средней точки конструкции узлового сопряжения равна 1,1 м/с.

Соответствующий спектр виброскорости показан на рис. 3, из которого видно, что максимальные значения скорости смещения средней точки определены на частоте 20,45, 61,36 и 88,63 Гц.

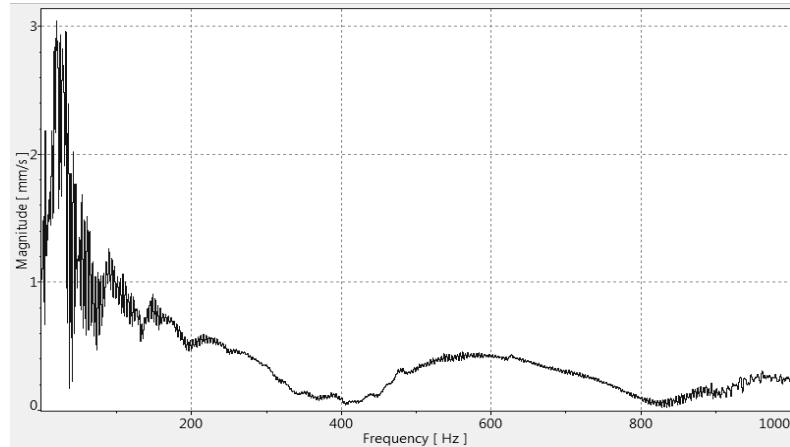


Рис. 3. Спектр виброскорости средней точки узла в направлении первого удара

Анализ диаграмм перемещений показал, что смещение оголовка колонны включает две составляющие: необратимые деформации на опорах (смыкание зazorов, обмятие бетона), равные 4,1 мм, и упругие прогибы конструкции, равные 2,8 мм. Основные смещения конструкции происходили на низких частотах.

Как и в первом случае, при испытании на действие второго удара скорость соприкосновения падающего груза массой 410 кг с высоты 1,37 м равна 5,18 м/с. Диаграмма изменения скорости средней точки узлового сопряжения по направлению второго удара от падающего груза показана на рис. 4. От действия второго удара скорость смещения средней точки конструкции узлового сопряжения увеличилась до значения 1,2 м/с.

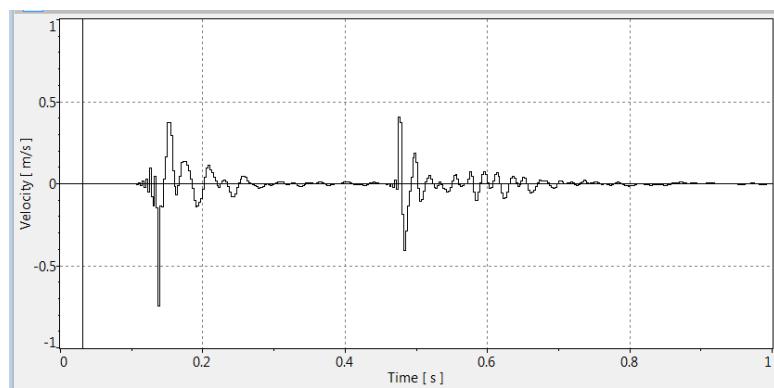


Рис. 4. Велосиграмма средней точки узла в направлении второго удара

Соответствующая диаграмма перемещений показана на рис. 5. Перемещение средней точки включает две составляющие: необратимые деформации на опорах (смыкание зазоров, обмятие бетона), равные 0,4 мм, и упругие деформации конструкции, равные 4,3 мм.

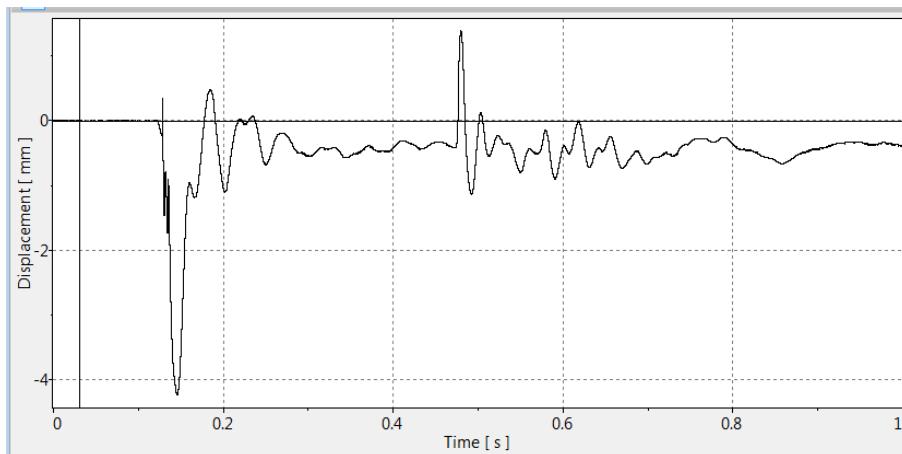


Рис. 5. Диаграмма перемещений средней точки узла в направлении второго удара

Согласно спектру виброскорости, приведенному на рис. 6, максимальные значения скорости смещения средней точки происходили на более высоких частотах 49,65 и 100 Гц.

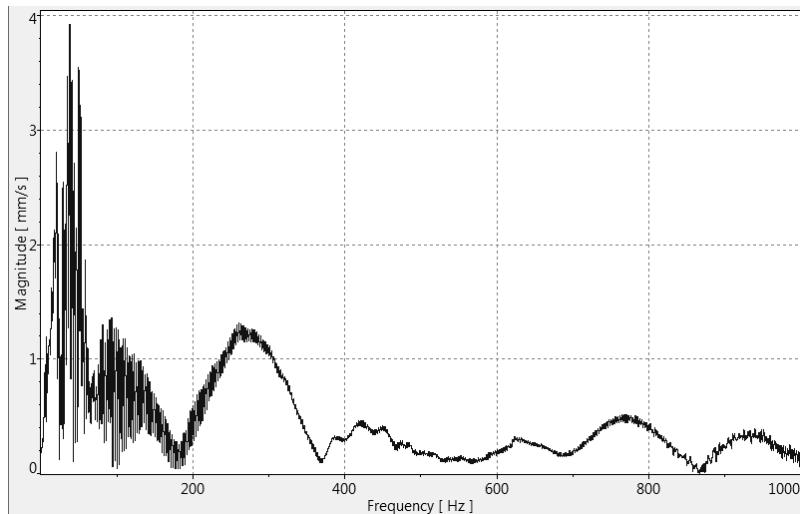


Рис. 6. Спектр виброскорости средней точки узла в направлении второго удара

Динамика деформаций поверхности испытуемого образца отражена на картинах распределения относительных деформаций на главных площадках в процессе ударного нагружения образца.

Картина главных относительных деформаций, представленная на рис. 7, отражает распределение деформаций по боковой поверхности узла колонны и ригеля в момент контакта ударника с оголовком колонны и развитие деформаций в процессе ударного нагружения.

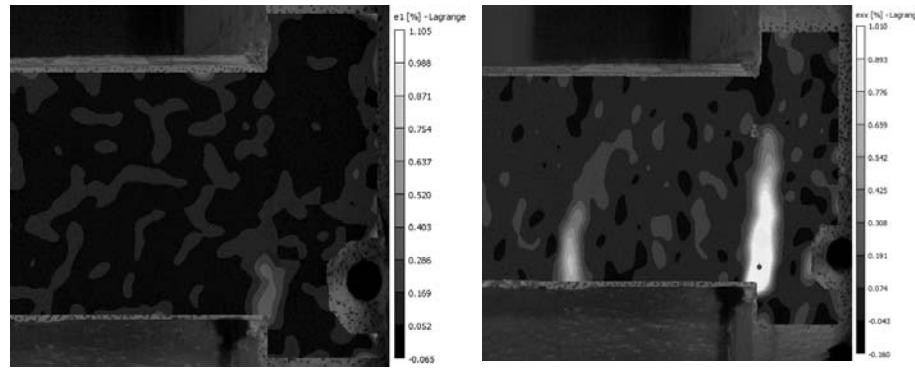


Рис. 7. Развитие деформаций и образование трещин поверхности узла

Образованная в начальный момент трещина развивается по границе бетона омоноличивания и тела колонны. Осветление внутренних областей трещины говорит об увеличении ее раскрытия. Трещины с максимальной шириной раскрытия образовались по границе бетона омоноличивания и тела колонны. С ростом деформаций в нижней зоне появилась и получила развитие трещина на границе бетона омоноличивания и тела ригеля, отстоящая от границы колонны на расстоянии, равном высоте ригеля.

Отпор конструкции и переход растянутой зоны с нижней грани ригеля на картине деформаций вверх сопровождается закрытием трещин в нижней зоне и возникновением трещин в верхней зоне ригеля с развитием на всю высоту, как показано на рис. 8.

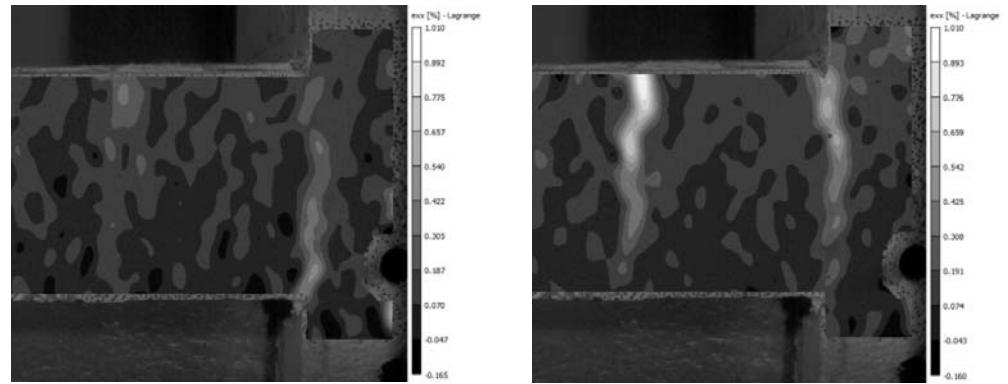


Рис. 8. Отпор конструкции вызвал развитие трещин в верхней зоне ригеля

Анализ результатов измерений показал, что действие падающего груза массой 410 кг со скоростью 5,18 м/с эквивалентно действию статической

нагрузки 90 т. Ширина раскрытия нормальной трещины в стыке колонн при статическом изгибе от действия нагрузки, равной 90 т, и от действия падающего груза массой 580 кг со скоростью 3,5 м/с составила 1,2 мм.

Относительный угол раскрытия шарнира пластичности, полученный при действии динамической нагрузки от падающего груза с массой 580 кг со скоростью 3,5 м/с, равен 0,003, что на порядок меньше предельного значения 0,04. Таким образом, стык железобетонной колоны с ригелем системы «КУПАСС» и соединением рабочей арматуры на обжимных муфтах имеет достаточный запас прочности при обеспечении требований надежности в соответствии с ГОСТ 54257–2010 в диапазоне скоростей нагружения поперечной нагрузкой до 5 м/с.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом / Я.М. Айзенберг, Э.Н. Кодыш, И.К. Никитин, В.И. Смирнов, Н.Н. Трекин. – М. : Изд-во АСВ, 2012. – 264 с.
2. Белов, Н.Н. Экспериментальные исследования железобетонных колонн на неоднократный продольный удар/ Н.Н. Белов, Д.Г. Копаница, Н.Т. Югов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2007. – № 1. – С. 118–126.
3. Копаница, Д.Г. Экспериментальные исследования моделей железобетонных колонн при ударном воздействии / Д.Г. Копаница, А.С. Пляскин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2011. – № 4. – С. 91–96.
4. Nikolaenko, N.A. Динамика и сейсмостойкость сооружений / Н.А. Николаенко, Ю.П. Назаров. – М. : Стройиздат, 1988. – 312 с.

#### REFERENCES

1. Ajzenberg Ja.M., Kodysh Je.N., Nikitin I.K., Smirnov V.I., Trekin N.N. Seismostoikie mnogoetazhnye zdaniya s zhelezobetonnym karkasom [Antiseismic multistorey buildings with reinforced concrete frame]. Moscow : ASV Publ., 2012. 264 p. (rus)
2. Belov N.N., Kopanitsa D.G., Yugov N.T. Eksperimental'nye issledovaniya zhelezobetonnykh kolon na neodnokratnyi prodl'nyi udar [Experimental study of concrete columns under longitudinal impact load]. Vestnik TSUAB. 2007. No. 1. Pp. 118–126. (rus)
3. Kopanitsa D.G., Plyaskin A.S. Eksperimental'nye issledovaniya modelej zhelezobetonnyh kolon pri udarnom vozdejstvii [Experimental study of concrete columns under impact load]. Vestnik TSUAB. 2011. No. 4. Pp. 91–96. (rus)
4. Nikolaenko N.A., Nazarov Yu.P. Dinamika i sejsmostojkost' sooruzhenij [Dynamics and anti-seismic construction]. Moscow : Stroyizdat, 1988. 312 p. (rus)

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ. ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

УДК 624.074.4

DOI: 10.22227/1997-0935.2018.1.33-43

## ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЙ УСИЛЕННЫХ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ НА КОЛОННЫ

---

**А.М. Людковский, Б.С. Соколов<sup>1</sup>**

*НПЦ «Реконструкция», 115280, г. Москва, ул. Автозаводская, д. 1;*

*<sup>1</sup>НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6*

---

**Предмет исследования:** приведены некоторые результаты испытаний двух вариантов усиленных узлов опирания железобетонных перекрытий на колонны с расположением капителей на верхней поверхности плиты перекрытия.

**Цели:** испытания проведены с целью подтверждения рациональности и надежности проектных решений усиления.

**Материалы и методы:** испытания выполнены нагружением отдельных усиленных железобетонными капителями или в сочетании со стальной обоймой узлов железобетонных каркасов зданий в построенных условиях.

**Результаты:** получены экспериментальные данные о работе исследуемых узлов. Выполнен анализ напряженно-деформированного состояния узлов. Обсуждаются практические достоинства и недостатки таких узлов.

**Ключевые слова:** железобетонное перекрытие, колонна, капитель, узел опирания, результаты натурных испытаний

**Для цитирования:** Людковский А.М., Соколов Б.С. Опыт проектирования и испытаний усиленных узлов опирания монолитных железобетонных перекрытий на колонны // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 1 (112). С. 33–43.

## EXPERIENCE OF DESIGNING AND TESTING STRENGTHENED JOINTS OF SUPPORT OF CAST-IN-SITU REINFORCED CONCRETE FLAT SLABS ONTO COLUMNS

---

**А.М. Lyudkovsky, B.S. Sokolov<sup>1</sup>**

*Scientific Technical Center “Rekonstruktsiya”, 1 Avtozavodskaya st., Moscow, 115280, Russian Federation;*

*<sup>1</sup>Research and Design Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev  
(NIIZhB named after A.A. Gvozdev), JSC Scientific Research Center “Stroitel’stvo”,  
6 2nd Institutskaya st., Moscow, 109428, Russian Federation*

---

**Subject:** in this paper, the results of some tests are presented for two variants of strengthened joints of support of reinforced concrete flat slabs onto columns with the arrangement of capitals on the upper surface of the flat slab.

**Research objectives:** the tests were conducted to confirm the rationality and reliability of the design solutions of reinforcement.

**Materials and methods:** the tests were performed by loading selected joints of reinforced concrete building's frameworks under construction conditions. The joints were strengthened by reinforced concrete capitals or in combination with the steel girdle.

**Results:** the experimental data on the response of joints under study was obtained. The analysis of the stress-strain state of the joints was carried out. Practical advantages and disadvantages of such joints were described.

**KEY WORDS:** reinforced concrete flat slab, column, cap, supporting joint, full-scale test results

**FOR CITATION:** Lyudkovsky A.M., Sokolov B.S. Opyt proektirovaniya i ispytaniy usilennykh uzlov opiraniya monolitnykh zhelezobetonnykh perekrytiy na kolonny [Experience of designing and testing strengthened joints of support of cast-in-situ reinforced concrete flat slabs onto columns]. Vestnik MGSU [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2018, vol. 13, issue 1 (112), pp. 33–43.

## ВВЕДЕНИЕ

В практике проектирования и строительства бывают ситуации, когда приходится выполнять усиление конструкции еще до окончания строительных работ. В особо сложных случаях правильность смелых инженерных решений приходится проверять натурными испытаниями.

ООО «НПЦ «РЕКОНСТРУКЦИЯ» на ряде объектов провело усиление узлов опирания капителями, устраиваемыми снизу плиты, — принятые технические решения заказчиков не удивили; на других объектах были применены капители, расположенные поверх плиты, что сопровождалось вопросами. Иногда чтобы различать эти технические решения, применяют термины «подкапитель» (обычная капитель) и «надкапитель».

Однако у проектировщиков при проведении контрольных расчетов опорных узлов железобетонных каркасов, усиленных как с устройством подкапителей, так и при устройстве надкапителей, возникали одни и те же вопросы, связанные с обеспечением работоспособности и надежностью усилений.

Для подтверждения рациональности принятых решений потребовалось проведение испытаний. В построенных условиях выполнены испытания двух вариантов усиленных узлов опирания железобетонных перекрытий на колонны. Из необходимости сохранения одинаковых уровней потолка в пролете и на опорах были приняты решения выполнить усиления капителями, расположив их на верхней поверхности железобетонных плит. На рис. 1, 2 представлена конструктивная схема с монолитной железобетонной верхней капителью — объект № 1 [1]. На рис. 3 — схема с плоской металлической верхней капителью — объект № 2 [2].

## ОПИСАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ

**Объект № 1.** Железобетонная плита, узел опирания на колонну которой представлен на рис. 1, является покрытием стилобатной части жилого комплекса. Шаг колонн сечением  $400 \times 400$  мм —  $8,1 \times 8,1$  м. Фундаментом является монолитная железобетонная плита толщиной 1 м.

Железобетонные конструкции выполнены из бетона класса В25. Армирование — арматурой класса А-III и А-I.

Усиление выполнено следующим образом. Колонны стилобатной части усилены металлическими обоймами из четырех уголков  $\text{L } 100 \times 100 \times 8$ , соединенных планками. Сверху и снизу уголки объединяются воротниками из таких же уголков, через которые передаются нагрузки от покрытия на фундаментную плиту. Зазоры между металлическими воротниками и бетонными поверхностями зачекиваются цементно-песчаным раствором. Перекры-

тие усилено набетонкой 150 мм с устройством над колоннами железобетонных утолщений высотой 600 мм (включая накладную плиту) и размерами в плане  $2400 \times 2400$  мм. Накладная плита толщиной 150 мм имеет соединение с существующей плитой перекрытия железобетонной шпонкой вокруг колонн по квадрату размером от  $3,6 \times 3,6$  до  $2,0 \times 2,0$  м. Соединение выполнено посредством сварки арматурных стержней со вскрытием верхнего слоя бетона существующей плиты на глубину 100 мм с шириной полосы 800 мм вокруг каждой колонны. Снимаемый слой бетона вокруг зоны утолщения накладной плиты, внутрь существующей, выполняет роль шпонки, позволяющей воспринимать горизонтальные сдвигающие деформации от действия поперечной силы вблизи опорной зоны перекрытия.

Технические требования к помещению гаража не позволили сделать капители по нижней поверхности плиты перекрытия.

Нагрузка на колонну от собственной массы перекрытия и набетонки с учетом веса песка, керамзита и армированной бетонной подготовки под асфальт составила 25,44 кПа. В процессе испытаний предстояло додгрузить узел нагрузкой, эквивалентной распределенной нагрузке на перекрытие 23,60 кПа.

**Объект № 2.** Железобетонная плита, фрагмент которой показан на рис. 3, является перекрытием в составе железобетонного каркаса жилого здания. В связи с увеличением нагрузок на перекрытие с 9,8 до 14,0 кПа было принято решение усилить опорные узлы металлическими капителями и армированными набетонками (см. рис. 1). Фундаменты здания и колонны имели достаточный (не менее 30 %) резерв несущей способности.

Капители из металлических уголков ( $\text{L } 250 \times 100 \times 16$ ) крепили к вертикальной арматуре колонн и к горизонтальной арматуре армированных набетонок, устраиваемых вокруг колонн. Металлические капители соединялись на сварке с арматурой колонн. К капителям приваривалась арматура в двух направлениях. Для обеспечения сцепления металлических капителей и арматуры с плитой перекрытия набетонка выполнялась из специального клеевого состава и устанавливались вертикальные химические анкера. Размеры армированных набетонок были подобраны из конструктивных соображений, чтобы обеспечить анкеровку дополнительной арматуры, воспринимающей возникающие над опорой усилия растяжения. Армирование набетонок было принято  $\text{Ø}10 \text{ A500C}$  с шагом 150 мм. Толщина набетонки 50 мм была принята равной толщине выравнивающей стяжки, заданной в проекте здания, с тем, чтобы элементы усиления не были видны после завершения строительных работ.

Необычная конструкция усиления потребовала проведения натурных испытаний усиленных узлов опирания перекрытий на колонны. Были испытаны один узел без усиления с опиранием перекрытия на

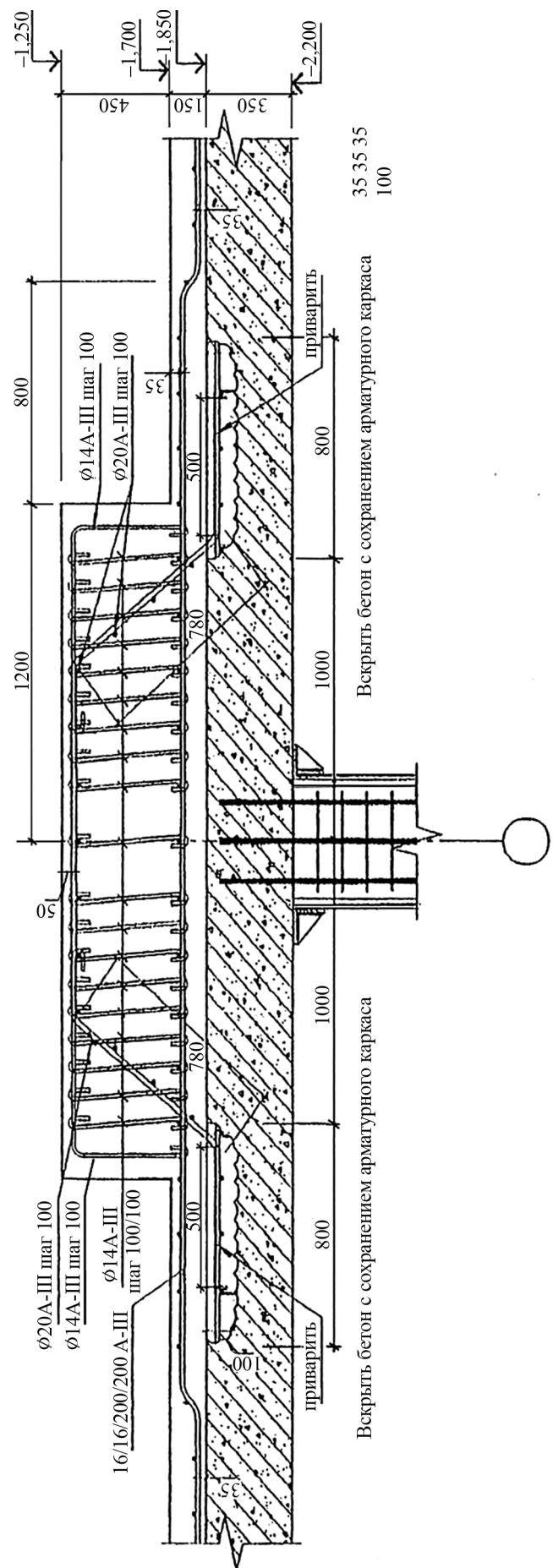
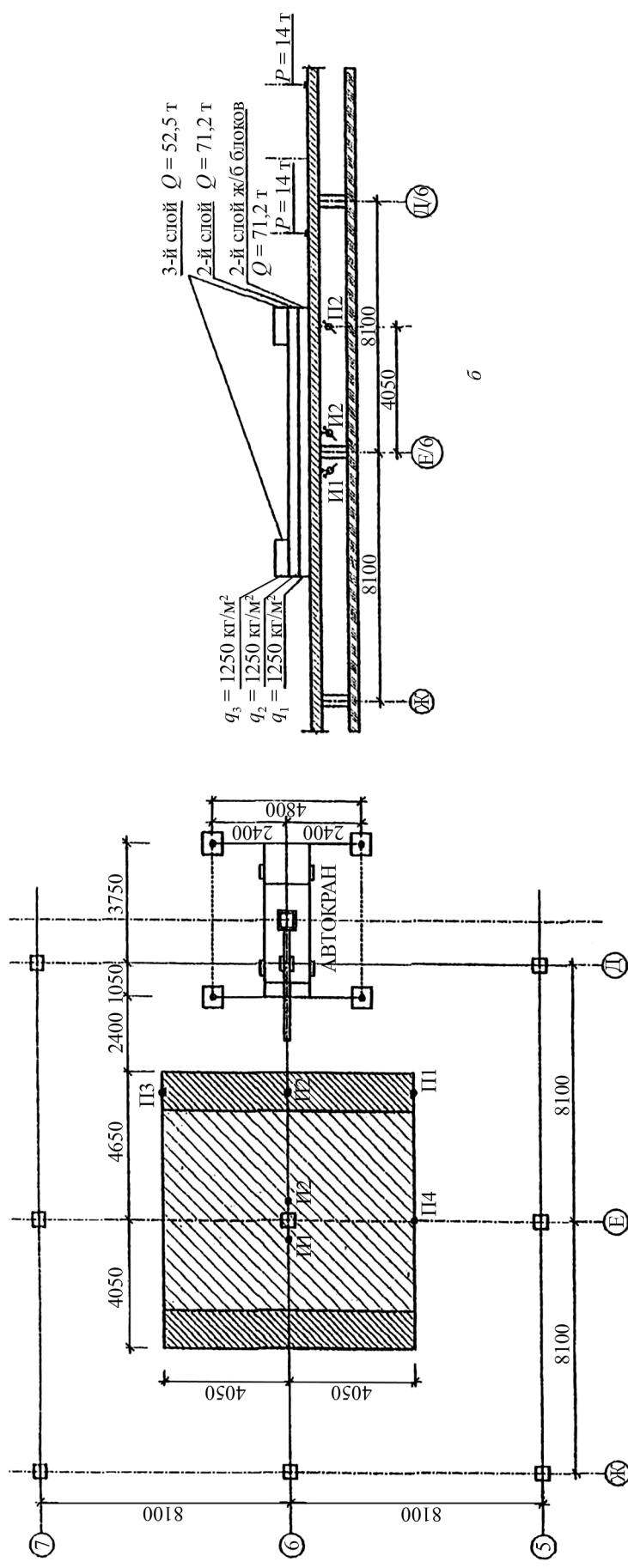


Рис. 1. Конструкция узла усиления плиты на продавливание



**Рис. 2.** Схема приложения нагрузок в натурном испытании узла опирания монолитной плиты покрытия подземного гаража:  $a$  — план;  $\delta$  — разрез по оси 6, И1 и И2 — индикаторы, фиксирующие смещение плиты покрытия рядом с колонной, II — прогибомеры.

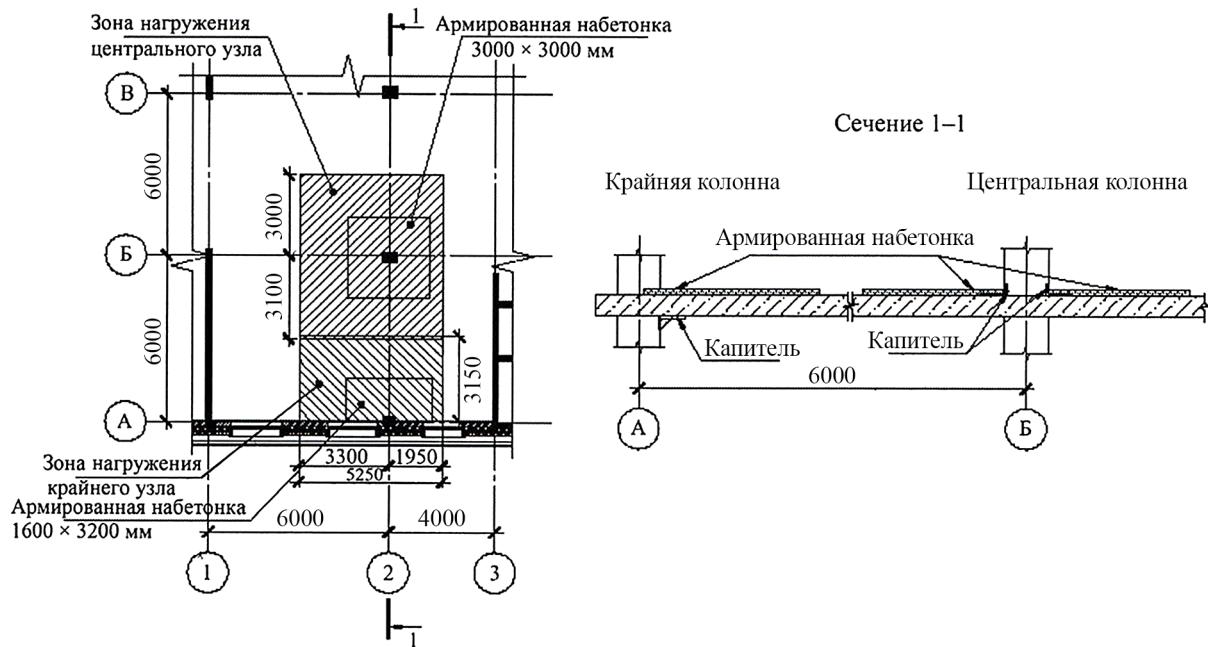


Рис. 3. Фрагмент конструкций зданий: план набетонок и схема нагружений

центральную колонну сечением  $400 \times 400$  мм и четыре усиленных узла: два центральных с опиранием на колонны  $400 \times 550$  мм и два крайних (фасадных) с опиранием на колонны  $400 \times 400$  мм.

## МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ

Методика испытаний на обоих объектах была идентична.

Нагрузки в процессе испытаний прикладывались на площади, размеры которой определялись половиной пролетов перекрытия в направлениях буквенных и цифровых осей (см. рис. 2, 3). На объекте № 1 площадь приложения нагрузки составила  $72,9 \text{ м}^2$  (рис. 2). На объекте № 2 для центральных узлов площадь нагружения составила  $32 \text{ м}^2$ , для крайних узлов —  $16 \text{ м}^2$ .

Нагружение узлов проводилось кратковременной статической нагрузкой. В процессе испытаний фиксировались трещины и их развитие, измерялись прогибы. Трещины и прогибы сопоставлялись со значениями, допускаемыми нормами, и с результатами расчетов МКЭ.

Сложности проведения натурных испытаний в построенных условиях не позволили применять необходимые приборы для возможности полноценного анализа напряженно-деформированного состояния испытанных узлов.

На объекте № 1 нагрузки в процессе испытания прикладывались на площади —  $8,1 \times 9 \text{ м}$  (рис. 2, 4). Статическая нагрузка  $1912,9 \text{ кН}$  интенсивностью  $26,56 \text{ кПа}$  была реализована укладкой на поверхность покрытия бетонных фундаментных блоков ФБС  $2,4 \times 0,4 \times 0,6 \text{ м}$ . Вес одного фундаментного

блока  $12,26 \text{ кН}$ . Блоки укладывались самоходным подъемником массой  $6,8 \text{ т}$  и краном массой  $26,8 \text{ т}$ . Прогибы покрытия фиксировались приборами часового типа.

На объекте № 2 нагружение велось мелкоштучными керамзитобетонными блоками. Один этап был принят равным одному слою блоков, что соответствовало распределенной нагрузке на площадке нагружения  $1,4 \text{ кПа}$ . Нагрузка на узел на одном этапе нагружения получилась для центральных узлов  $44,8$  и  $22,4 \text{ кН}$  — для крайних узлов.

Максимальная опытная нагрузка на центральный узел составляла  $313,8$  и  $156,9 \text{ кН}$  — на крайний узел. Нагрузка на центральный узел, включая массу перекрытия и перегородок, составила  $541,32 \text{ кН}$ .



Рис. 4. Общий вид строительной площадки со стороны оси 5 с полной нагрузкой на испытываемый узел

До начала испытаний были зафиксированы трещины на верхней и на нижней поверхностях перекрытий. После приложения нагрузки отрисованные картины трещин на нижней поверхности были скорректированы с учетом их развития в процессе нагружения.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ И ИХ АНАЛИЗ

**Объект № 1.** Графики прогибов приведены на рис. 5. Максимальные прогибы плиты перекрытия по оси колонн: по оси 6 — 1,6 мм, по оси Е — 2,6 мм. Максимальный пролетный прогиб в середине плиты: прогибомер П1 — 3,02 мм, прогибомер П3 — 2,03 мм. Значение максимального прогиба по отношению к пролету составляет  $w/L = 1/2682$ . Жесткость плиты очень высока.

Плита работала упруго при нагружении и при разгрузке. Трещины в растянутой зоне плиты не обнаружены. Увеличение прогибов при разгрузке, которая длилась 16 ч, составило 0,2 мм, или 14 %, по прогибомеру П2, и 0,5 мм, или 38 %, по прогибомеру П3. Остаточные деформации по обоим прогибомерам одинаковые — 0,3 мм, что составило 19 % для П2 и 17 % для П3 от полных прогибов.

Появление остаточных деформаций явилось следствием проявления быстронатекающей ползучести, для учета которой нормами рекомендован понижающий коэффициент 0,85 к модулю деформации бетона<sup>1</sup>. С учетом точности натурных экспериментов полученные экспериментальные результаты следует считать удовлетворительными.

Согласно показаниям индикаторов И1 и И2 (точность измерения 0,001 мм) имело место взаимное перемещение конструкции стальной обоймы, опирающейся на фундаментную плиту, и нагруженной железобетонной колонны. Взаимные перемещения (проскальзывания бетонного стержня внутри сталь-

ной обоймы) составили по приборам: И1 — 0,479 мм; И2 — 0,524 мм. Замеренные перемещения характеризуют укорочение колонны при нагружении.

Увеличение размера площади нагружения по оси 6 на 0,6 м (в сторону оси Д) плюс размещение вдоль оси 6 крана массой 28 т, стоящего практически вплотную к грузам (фундаментным блокам), создало нагружение не только зоны над колонной Е/6, но и всей зоны Е/6–Д/6. Увеличение жесткости плиты на последнем этапе нагружения (третий ряд блоков двумя полосами — см. рис. 3, 4) объясняется тем, что нагрузка была приложена неравномерно и перераспределась на колонну Д/6.

**Объект № 2.** Повышенное трещинообразование и соответственно большие прогибы были зафиксированы в неусиленном узле (рис. 6), несмотря на то, что прочность бетона в этом узле на 32 % выше, чем в усиленных узлах.

Узлы с плоскими капителями по результатам расчетов были близки к образованию пластических шарниров в плите.

Локальное разрушение тонкой плиты на опоре, если прочность на продавливание обеспечена, характеризуется образованием радиальных и кольцевого пластических шарниров. Разрушение с образованием пластических шарниров носит пластический характер в отличие от хрупкого разрушения при продавливании. В узле с высокой капителью пластический шарнир не обнаруживался.

Узел с высокой капителью (объект № 1) лучше воспринимает внецентренное сжатие, так как в нем высота сжатой зоны велика и напряжения в ней при фактическом сочетании нагрузок значительно меньше предельно допустимых значений.

Натурные испытания узлов железобетонных каркасов, усиленных верхними капителями, как железобетонными, так и металлическими, проводились на объектах, построенных по прошедшем экспертизу проектам. Нагрузки принимались по своду правил СП 20.13330.2011<sup>2</sup>. При проектировании были

<sup>1</sup> СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

<sup>2</sup> СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия.

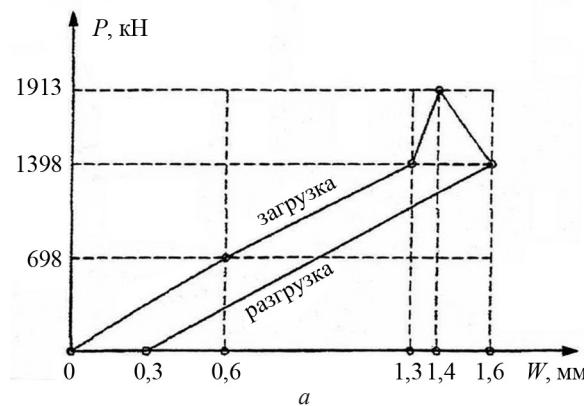
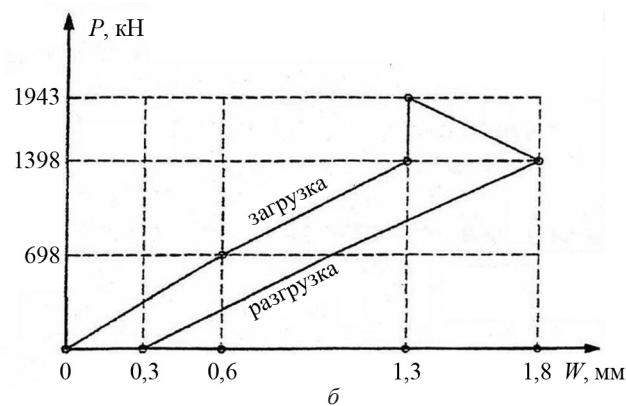


Рис. 5. Графики прогибов: а — межколонные прогибы плиты (прибор П2); б — прогиб центра плиты (прибор П3)



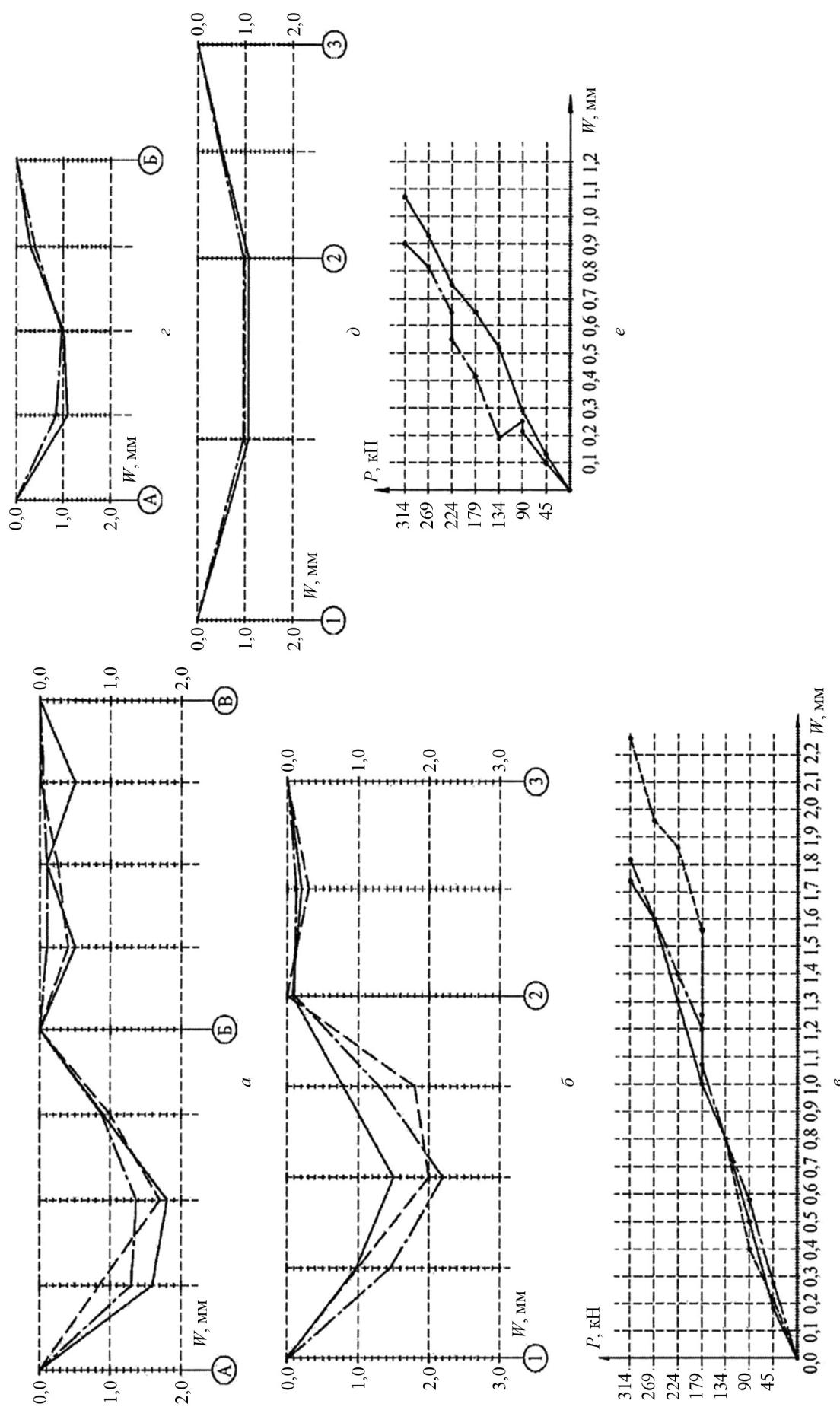


Рис. 6. Прогибообразование: пунктирная линия — узлы без усилия на отметке + 39,600; сплошная линия — узлы с усилием на отметке + 9,900; пунктирная линия с точкой — узлы с усилием на отметке + 13,200; прогоны по сечениям: а — отметка +9,900; б — отметка +13,200; в — оси Б2; протябы в центре плиты А-Б1-2 на отм. +9,900 и +13,200, крайние узлы: г — отм. +9,900; д — отм. +13,200; е — оси А/2

проведены расчеты каркасов МКЭ, а подлежащие усилению узлы были рассчитаны на продавливание по СП 63.13330.2012. Представляется, что значения моментов в узлах, полученные МКЭ и используемые в расчетах на продавливание, были завышены. Контрольное испытание локальной статической кратко-временной нагрузкой узла без усиления не привело к его разрушению и не показало опасных повышенных деформаций. Следует отметить, что в плите вокруг колонны имелась сеть трещин, образовавшихся до начала испытаний. Картина трещин была близка к радиально-кольцевой схеме. Однако ряд экспериментов, проведенных в лабораторных условиях, показал, что первоначально появляющиеся радикальные трещины на верхней поверхности плиты не оказывают существенного влияния на процесс разрушения, которое происходит от продавливания формированием «конуса продавливания».

## **ОСОБЕННОСТИ РАЗРУШЕНИЯ ПЛИТЫ ОТ ПРОДАВЛИВАНИЯ**

В российских нормах проектирования железобетонных конструкций принята за основу схема разрушения плит от продавливания в виде выделения конуса или пирамиды продавливания с углом наклона образующей, равным  $45^\circ$ , в отличие от положенного в основу европейских норм Модельного кодекса *fib* [3], где угол наклона образующей конуса принят в пределах  $30\ldots35^\circ$ . В значительном количестве экспериментов образующая конуса продавливания имела ломаное очертание. Например, в испытаниях [4] при разрушении выделялся не просто конус, а сочетание двух конусов: нижний с углом образующей к вертикали  $15\ldots20^\circ$  и верхний с углом образующей к горизонтали  $15\ldots20^\circ$ . Естественно, в реальности, эти два конуса плавно объединены кривой. Наиболее выраженным это явление наблюдалось в испытаниях преднапряженных плит [5], в которых узкая часть конуса продавливания выраждалась в цилиндр или близкую к нему фигуру. Характер поверхности цилиндрической части конуса продавливания свидетельствует о том, что по этой поверхности происходил срез в стесненных условиях обжатия по нормали к поверхности цилиндра. В обычных железобетонных плитах с двойным армированием это явление сложнее увидеть, так как проявляется нагельный эффект от присутствия арматуры поперечной к поверхности среза. Однако это не изменяет принципиально важной особенности процесса разрушения: разрушение по цилиндрической поверхности получается пластичным, а не хрупким, как по наклонной поверхности. При разрушении с выделением конуса продавливания одновременно происходит отрыв по наклонной поверхности и начинается пластичный процесс среза в условиях обжатия по цилиндрической (или близ-

кой к цилиндуру) поверхности. Дальше происходит смещение конуса продавливания относительно плиты со скольжением по цилиндрической поверхности и разрушением бетона конической части, повисающей на арматуре.

Преднапряжение повышает сопротивление плиты продавливанию [6]. Иногда обсуждается возможность использования преднапряженных вставок в опорных зонах плиты — преднапряженных скрытых капителей. Но для этого препятствием являются технологические сложности.

В качестве поперечной арматуры в опорных зонах, кроме традиционных решений [7], применяются иногда сварные каркасы (см. Объект № 2), а также дорогостоящие импортные каркасы заводского изготовления, представляющие собой, например, арматурные стержни диаметром  $10\ldots12$  мм, длиной 200 мм и собранные в блок из шести штук при помощи двух арматурных стержней на точечной сварке.

Более перспективным, по нашему мнению, является предложение использовать в качестве скрытых капителей вставки из прокатных профилей.

## **АНАЛИЗ РАСЧЕТОВ И СОПОСТАВЛЕНИЕ С ЭКСПЕРИМЕНТАМИ**

Расчеты каркаса были проведены тремя независимыми организациями. Использовались различные программные комплексы МКЭ, реализующие плитно-стержневые модели в линейной постановке. Результаты расчетов не были противоречивы, все расчеты показали необходимость усиления каркаса.

Следует отметить, что распространенные расчетные программные комплексы, реализующие МКЭ, при использовании плитно-стержневых расчетных моделей несущих строительных систем не позволяют достоверно оценить влияние ряда конструктивных особенностей усиления по следующим причинам.

1. Фактическое напряженное состояние узловых соединений перекрытия с колонной имеет сложный объемный характер как в теле колонны, так и в области примыкания перекрытия к колонне. Общее представление о картине напряженного состояния узла сопряжения колонны с плитой перекрытия дают эпюры нормальных и касательных напряжений в центральном сечении узла, полученные линейным расчетом (рис. 7). Картина напряженного состояния характеризуется неравномерностью распределения напряжений, наличием зон их высокой концентрации, высокой зависимостью картины распределения напряжений в узле от величины изгибающих моментов.

2. При использовании плитно-стержневых моделей следует учитывать проявление сингулярности, приводящей к резкому искажению картины внутрен-

них усилий вблизи узла сопряжения моделирующего колонну стержневого и плитных элементов. С целью снижения этого эффекта следует использовать предлагаемые различными программными комплексами специальные способы корректного учета реальных размеров сопрягаемых в узле конструктивных элементов. Однако и при их использовании картина распределения изгибающих моментов и поперечных сил вблизи колонны нередко оказывается довольно далекой от достоверной [7].

3. В массовой проектной практике расчеты напряженно-деформированного состояния несущих систем выполняются в линейной постановке. При этом нет учета перераспределения усилий в соответствии с изменением жесткостей вследствие трещинообразования. В отдельных случаях это может привести к существенным ошибкам в армировании опорных и пролетных зон перекрытий, а также в оценке работы перекрытий на продавливание. Так, в плитно-стержневых моделях с капителями, учтываемыми толщиной КЭ в сочетании с эксцентрикитетом смещения в них срединной плоскости плиты перекрытия, при использовании оболочечных КЭ возникает эффект распорности. Распорность обнаруживается, как правило, во внутренних ячейках перекрытия; если не используется постнапряжение, то в крайних ячейках при обычных соотношениях жесткостей перекрытий и колонн распорность перекрытия снимается горизонтальными деформациями колонн внешних рядов. Результаты линейного рас-

чета показывают, что наличие распорности радикально снижает количество требуемой продольной арматуры плиты, однако при учете физической нелинейности влияние этого эффекта может существенно снижаться.

4. В плитно-стержневых моделях прямое корректное детальное моделирование элементов усиления технически невыполнимо ввиду условности формы применяемых типов конечных элементов.

Перспективным путем преодоления указанных выше проблем при моделировании рассматриваемых узлов является использование объемных конечных элементов с выполнением расчета в физически нелинейной постановке.

Следует, однако, заметить, что детальное моделирование элементов усиления в моделях из объемных элементов является достаточно сложным и трудоемким процессом. В практических проектных расчетах, выполняемых в настоящее время, как правило, на пространственных моделях несущей системы здания совместно с фундаментом и основанием, объем решаемой задачи становится весьма значительным и требующим больших ресурсов, в особенности при учете нелинейности.

В этом случае целесообразно разделить решение на два этапа. На первом этапе следует выполнить расчет напряженно-деформированного состояния несущей системы здания с использованием пространственной плитно-балочной модели. На следующем этапе выполняется расчет сложных уз-

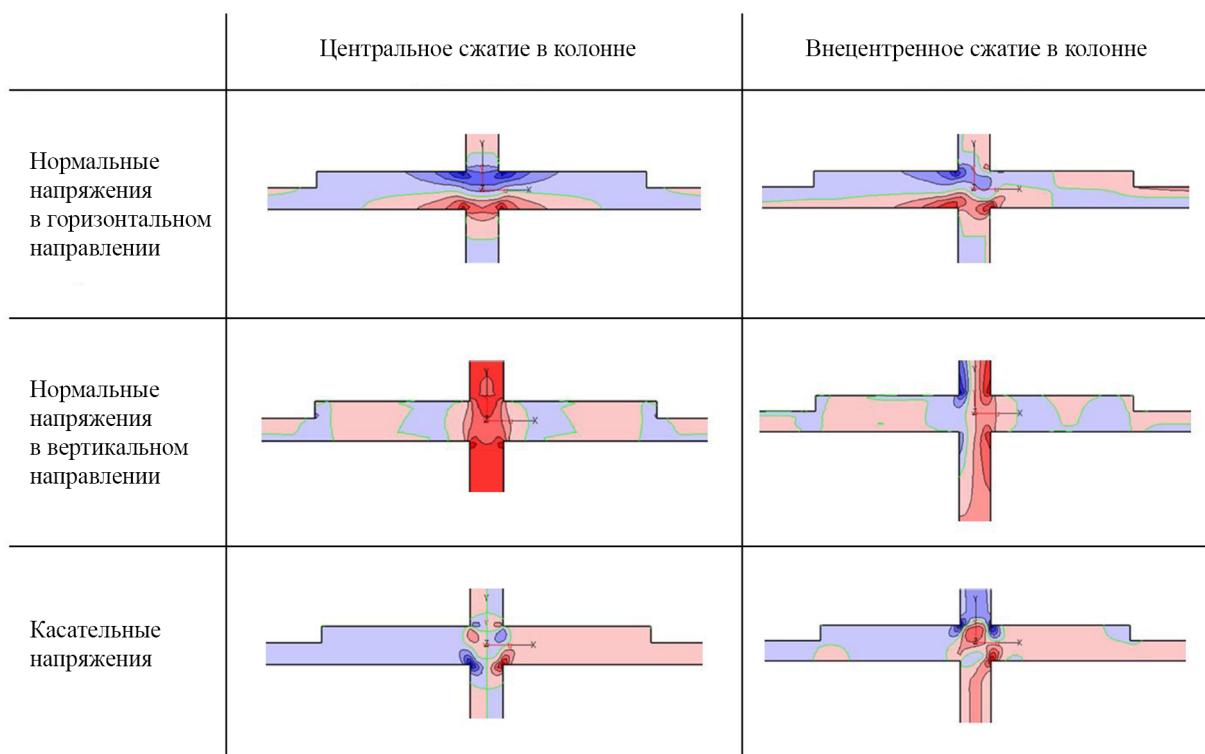


Рис. 7. Качественная картина напряженного состояния узла сопряжения колонны с плитой перекрытия при центрально и внекентренно сжатой колонне

лов на детальных расчетных моделях из объемных конечных элементов с использованием в качестве граничных условий рассматриваемых фрагментов результатов расчета первого этапа.

## **ВЫВОДЫ**

1. Практика проектирования и устройства усилений узлов железобетонных каркасов на продавливание верхними капителями, как железобетонными объемными, так и металлическими плоскими, доказала их технологичность. Натурные испытания подтвердили надежность примененных таких конструктивных решений усилений. Надо отметить, что натурные испытания, как правило, не доводятся до разрушения конструкций, так как усиление узлов производится с необходимым запасом  $\gamma_n = 1,2$ . Поэтому выявить реальную форму разрушения не удается.

2. Результаты испытаний показали очень маленькие прогибы перекрытий. Для жилых и офисных зданий при пролетах около 5...6 м жесткость перекрытий толщиной 20 см избыточна. При рациональном армировании достаточно толщины перекрытий 17...18 см. Однако на опорах плита должна быть усиlena капителями или жесткими вставками для обеспечения несущей способности на продавливание.

Жесткие вставки в узлах на продавливание в сравнительно тонких плитах выгодны: экономия бетона на толщине плит; упрощается технология установки поперечной арматуры в узле, так как на-

грузка снижается на 5...7 %; сохраняются гладкими потолок и пол.

Нелинейные расчеты показывают, что «надкапитель» — не эффективное решение по расходу арматуры.

Однако и «подкапитель» является металлоемким решением, поскольку выполняется, как правило, почти полностью из металла. К тому же приходится на колонне выполнять металлическую обойму, так как иначе не удается опереть подкапитель на существующую железобетонную колонну.

3. Нормы и рекомендации по конструированию [4] требуют установки большого количества часто расположенной поперечной арматуры в плите вокруг опоры для обеспечения прочности плиты на продавливание. Выполнение этих требований на стройке технологически сложно. Поэтому можно рекомендовать применение скрытой капители в виде жесткой вставки, например, из четырех швеллеров.

4. Распространенные расчетные программные комплексы МКЭ, применяемые при проектировании строительных конструкций, не позволяют достоверно оценить влияние ряда конструктивных особенностей. Поэтому для подтверждения достаточности несущей способности усиленных узлов следует проводить натурные испытания. По мере накопления опыта экспериментальных и расчетно-теоретических исследований работы рассматриваемых узлов возможна разработка обоснованных методик их расчета и рекомендаций по назначению расчетных параметров для использования в расчетах плитно-балочных расчетных моделей.

## **ЛИТЕРАТУРА**

1. Кудряшов С.Ю., Людковский А.М. Опыт усиления плиты покрытия подземной автостоянки армированной набетонкой // Бетон и железобетон. 2011. № 1. С. 13–16.
2. Людковский А.М. Опыт усиления железобетонного каркаса плоскими капителями, установленными сверху перекрытия // Вестник МГСУ. 2015. № 4. С. 80–89.
3. fib Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin : Ernst & Sohn, 2013. 402 p.
4. Болгов А.Н., Соколов А.З., Алексеенко Д.В. Продавливание промежуточных узлов сопряжения плита — колонна, усиленных вклеенной поперечной арматурой // Бетон и железобетон. 2014. № 3. С. 10–13.
5. Людковский А.М. О моделировании работы массивных железобетонных элементов АЭС при

действии концентрированных нагрузок // Вопросы атомной науки и техники. Серия: Проектирование и строительство. 1986. Вып. 3.

6. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. М. : ФГУП ЦПП, 2007. 170 с.

7. Соколов Б.С., Пасхин Д.В. Расчетный анализ при экспертизе проектных конструктивных решений и оценке технического состояния строительных конструкций // Прошлое и современное состояние исследований, проектирования и строительства тонкостенных пространственных конструкций (к 85-летию НИИЖБ им. А.А. Гвоздева) : тез. докл. науч. сессии МОО «Пространственные конструкции» и научного совета РААСН «Пространственные конструкции зданий и сооружений». М., 2013. С. 46–47.

Об авторах: **Людковский Андрей Михайлович** — кандидат технических наук, директор, НПЦ «Реконструкция», 115280, г. Москва, ул. Автозаводская, д. 1, stroybis@mail.ru;

**Соколов Борис Сергеевич** — кандидат технических наук, почетный строитель РФ, заведующий лабораторией, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, moo-shell@mail.ru.

## REFERENCES

1. Kudryashov C.Yu., Lyudkovskiy A.M. Opyt usileniya plity pokrytiya podzemnoy avtostoyanki armirovannoy nabetonkoy [Experience of Strengthening of Roof Slab of Underground Parking Using Reinforced Concrete Layer]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2011, no. 1, pp. 13–16. (In Russian)
2. Lyudkovskiy A.M. Opyt usileniya zhelezobetonnogo karkasa ploskimi kapitelyami, ustanovlennymi sverkhу perekrytiya [The experience of strengthening reinforced concrete frame by flat capitals, installed on the top of slabs]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2015, no. 4, pp. 80–89. (In Russian)
3. fib Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin, Ernst & Sohn, 2013. 402 p.
4. Bolgov A.N., Sokurov A.Z., Alekseenko D.V. Prodavlivanie promezhutochnykh uzlov sopryazheniya plita — kolonna, usilennykh vkleennoy poperechnoy armaturoy [Punching of intermediate joints plate-column, reinforced with glued lateral reinforcement]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2014, no. 3, pp. 10–13. (In Russian)
5. Lyudkovskiy A.M. O modelirovaniy raboty masivnykh zhelezobetonnykh elementov AES pri deystvii kontsentrirovannykh nagruzok [Modelling of behavior of massive reinforced concrete elements of NPS under concentrated loads]. *Voprosy atomnoy nauki i tekhniki. Seriya: Proektirovanie i stroitel'stvo* [Problems of Atomic Science and Technology. Series: Design and construction]. 1986. Issue 3. (In Russian)
6. Tikhonov I.N. *Armirovaniye elementov monolitnykh zhelezobetonnykh zdaniy* [Reinforcement of elements of monolithic reinforced concrete buildings]. Moscow, FGUP TsPP, 2007. 170 p. (In Russian)
7. Sokolov B.S., Pashkin D.V. Raschetnyy analiz pri ekspertize proektnykh konstruktivnykh resheniy i otsenke tekhnicheskogo sostoyaniya stroitel'nykh konstruktsiy [Calculation analysis in the examination of design solutions and assessment of the technical condition of building structures]. *Proshloe i sovremennoe sostoyanie issledovaniy, proektirovaniya i stroitel'stva tonkostennyykh prostranstvennykh konstruktsiy (k 85-letiyu NIIZhB im. A.A. Gvozdeva) : tez. dokl. nauch. sessii MOO «Prostranstvennye konstruktsii» i nauchnogo soveta RAASN «Prostranstvennye konstruktsii zdaniy i sooruzheniy»* [Past and current state of research, design and construction of thin-walled spatial structures (on the occasion of the 85th anniversary of A.A. Gvozdev Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete): abstracts of the papers of scientific session of the IPO “Spatial Structures” and the Scientific Council of the RAASN “Spatial Structures of Buildings and Installations”]. Moscow, 2013, pp. 46–47. (In Russian)

Received March 5, 2017.

Adopted in final form on October 2, 2017.

Approved for publication on December 25, 2017.

**ABOUT THE AUTHORS:** **Lyudkovskiy Andrey Mikhaylovich** — Candidate of Technical Sciences, Director, **Scientific Technical Center “Rekonstruktsiya”**, 1 Avtozavodskaya str., Moscow, 115280, Russian Federation, stroybis@mail.ru;

**Sokolov Boris Sergeevich** — Candidate of Technical Sciences, Honorable Builder of the Russian Federation, Head of Laboratory, **Research and Design Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (NIIZhB named after A.A. Gvozdev), AO Scientific Research Center “Stroitel'stvo”**, 6 2nd Institutskaya str., Moscow, 109428, Russian Federation, moo-shell@mail.ru.

УДК 624

С.Г. ЕМЕЛЬЯНОВ, советник РААСН, д-р техн. наук (esg@mail.ru),  
 Н.В. ФЕДОРОВА, советник РААСН, д-р техн. наук, (klynavit@yandex.ru),  
 В.И. КОЛЧУНОВ, академик РААСН, д-р техн. наук (asiorel@mail.ru)

Юго-Западный государственный университет (ЮЗГУ) (305040, г. Курск, ул. 50 лет Октября, 94)

## Особенности проектирования узлов конструкций жилых и общественных зданий из панельно-рамных элементов для защиты от прогрессирующего обрушения

Приведена методология расчетного анализа живучести конструктивных систем зданий из железобетонных панельно-рамных элементов индустриального изготовления. Показано, что при расчете и проектировании несущих элементов и узлов каркаса здания по вторичной расчетной схеме после выключения одного из несущих элементов должен учитываться коэффициент динамических догружений.

Приведены примеры конструктивных решений узлов и стыков панельно-рамных элементов и плит перекрытия для снижения вероятности прогрессирующего разрушения здания при аварийных воздействиях.

**Ключевые слова:** прогрессирующее обрушение, защита, живучесть конструктивных систем зданий, железобетонные панельно-рамные элементы, железобетонные элементы индустриального изготовления, каркас здания, расчет конструкций по предельным состояниям.

**Для цитирования:** Емельянов С.Г., Федорова Н.В., Колчунов В.И. Особенности проектирования узлов конструкций жилых и общественных зданий из панельно-рамных элементов для защиты от прогрессирующего обрушения // Строительные материалы. 2017. № 3. С. 23–26.

S.G. EMELIANOV, Councillor of RAASN, Doctor of Sciences (Engineering) (esg@mail.ru), N.V. FEDOROVA, Councillor of RAASN, Doctor of Sciences (Engineering) (klynavit@yandex.ru), V.I. KOLCHUNOV, Academician of RAASN, Doctor of Sciences (Engineering) (asiorel@mail.ru)  
 Southwest State University (94, 50-let Oktyabrya Street, 305040, Kursk, Russian Federation)

### Design Peculiarities of Nodes of Residential and Public Buildings' Structures Made of Panel-Frame Elements for Protection against Progressive Collapse

The methodology of computational analysis of endurance of structural systems of buildings constructed of industrially manufactured reinforced concrete panel-frame elements is presented. It is shown that, when calculating and designing bearing elements and nodes of the building frame according to the secondary calculation scheme after breakdown one of the bearing elements, the coefficient of dynamic additional loading should be taken into account. Examples of structural solutions of nodes and joints of panel-frame elements and floor slabs for reducing the probability of progressive collapse of the building under emergency impacts are presented.

**Keywords:** progressive collapse, protection, durability of structural systems of buildings, reinforced concrete panel-frame elements, industrially manufactured reinforced concrete elements, building frame, calculation of structures according to limit states.

**For citation:** Emelianov S.G., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Design peculiarities of nodes of residential and public buildings' structures made of panel-frame elements for protection against progressive collapse. Stroitel'nye Materialy [Construction materials]. 2017. No. 3, pp. 23–26. (In Russian).

В последние годы во многих странах существенно изменились требования к проектированию несущих конструкций зданий и сооружений. В России с принятием Федерального закона ФЗ 384 «Безопасность зданий и сооружений. Технический регламент» и актуализированной редакции ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» наряду с традиционным расчетом конструкций по предельным состояниям требуется расчет конструктивной системы на аварийное воздействие, вызванное внезапным выключением одного из несущих элементов [1–4] и др. Методология такого расчета до настоящего времени по ряду причин носит дискуссионный характер, но, несмотря на это, в некоторых странах активно создаются методы и нормативная база для проектирования конструкций зданий, предусматривающие их защиту от прогрессирующего обрушения, и в первую очередь для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности [5–7].

В основу этих методов положена идея допустимости локального разрушения части здания, но при этом ограничиваются размеры зоны разрушения. Далее производится расчет здания по так называемой первичной расчетной схеме, затем назначаются возможные выключаемые элементы, и на этой основе строится так называемая вторичная расчетная схема. Производится расчет здания по вторичной расчетной схеме и определяются усилия в измененной конструктивной системе. Результатом рас-

чета по вторичной расчетной схеме является определение новых измененных (по отношению к проектным) силовых потоков в конструктивной системе здания после ее структурной перестройки, вызванной удалением из первичной расчетной схемы несущего вертикального или горизонтального элемента. Обеспечение прочности оставшихся неразрушенных конструкций конструктивной системы здания в запредельном состоянии, на уровне их геометрической неизменяемости достигается расчетом и соответствующим конструированием этих конструкций и узлов их соединения. При этом важнейшей задачей расчетного анализа является задача определения динамических догружений в элементах конструктивной системы. При внезапной структурной перестройке конструктивной системы и соответственно расчетной схемы из первичного статического состояния во вторичное динамическое состояние все конструктивные элементы и узлы их соединения получают динамические догружения [8, 9].

Коэффициент динамических догружений  $\theta$  в сечении элемента конструктивной системы после ее внезапной структурной перестройки определяется как отношение обобщенного усилия, действующего в этом сечении во вторичной расчетной схеме (после выключения из системы одного из элементов) к усилию в этом же сечении в исходной (первичной), расчетной схеме (рис. 1). Количественные значения этих догружений зависят от материала конструкций, характера деформиро-

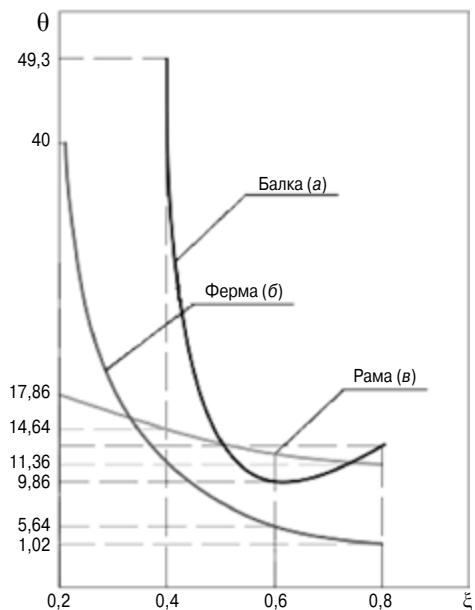
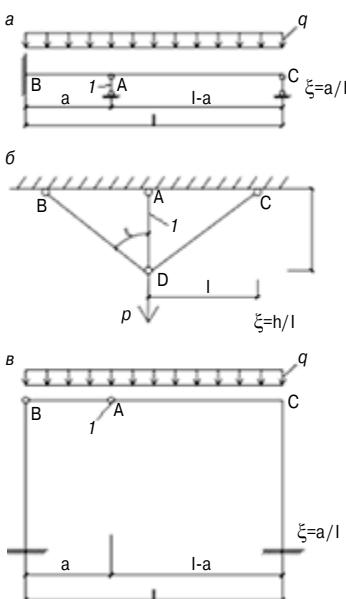


Рис. 1. График зависимости « $\theta$ – $\xi$ » в сечении А для стержневых систем: а – балка; б – ферма; в – рама; 1 – выключаемый элемент;  $q$  и  $P$  – соответственно распределенная и сосредоточенная нагрузки



вания сечений конструкций, топологических особенностей конструктивной системы, местоположения выключаемого элемента и рассматриваемого расчетного сечения в оставшихся неразрушенными элементах конструкции.

Анализируя полученные графики изменения коэффициента динамических догружений  $\theta$  для трех характерных типов конструкций в зависимости от параметра топологии конструктивной системы  $\xi$ , можно видеть влияние этого параметра. Причем для разных типов рассматриваемых конструктивных систем это значительное влияние существенно отличается: максимально оно проявляется в балке и ферме и существенно меньше в раме. Исходя из этих усилий должно производиться конструирование несущих конструкций здания и узлов их сопряжения для снижения вероятности прогрессирующего разрушения.

Описанная и применяемая в настоящее время схема расчетного анализа для защиты здания от прогрессирующего разрушения имеет как минимум два принципиальных недостатка.

Первый состоит в том, что назначение выключаемых элементов для различных типов зданий производится исходя из опыта проектировщика и, естественно, носит в известной степени субъективный характер. Второе – назначение выключаемых элементов, как правило, связывают с конкретным типом здания (каркасное, панельное, сборное, кирпичное и др.) и технологиями его исполнения (монолитное, сборное, сборно-монолитное). По этому принципу были разработаны все имеющиеся в стране и за рубежом нормативные и рекомендательные документы [5–7, 10–13].

Несмотря на названные недостатки, а также крайне ограниченное экспериментальное обоснование предлагаемых решений, некоторые общие принципы конструирования зданий для их защиты от прогрессирующего разрушения могут быть названы.

Общую устойчивость пространственной системы здания можно повысить постановкой связевых элементов по соответствующим направлениям силовых потоков, которые образуются в процессе выключения вертикальных или горизонтальных элементов системы.

Внутренние связи в конструктивной системе каркаса многоэтажного здания устанавливаются в пределах перекрытия каждого этажа в двух направлениях (рис. 2). Они должны быть прямыми и проходить непрерывно через все перекрытия от одного до другого края. При этом их необходимо соответствующим образом закрепить в связевых элементах, располагаемых по периметру здания. Для каркаса здания из панельно-рамных элементов [2] система горизонтальных связей устанавливается в пределах монолитных участков сборно-монолитных ригелей рам (рис. 2, а). Вертикальные связи, объединяющие стойки панелей рам, устанавливаются по высоте здания от нижнего до верхнего уровня перекрытий (рис. 2, б). Конструктивно их выполняют с помощью закладных деталей в стойках панелей рам и соединяют между собой стальными накладками.

Для обеспечения расчетной прочности вертикальных несущих элементов (стоеч панелей рам) на растяжение они должны иметь расчетную прочность на растяжение и соответственно армирование, равное наибольшему усилию, возникающему в этом элементе от расчетной комбинации вертикальных нагрузок и передающемуся на этот элемент с обратным знаком после аварийного вы-

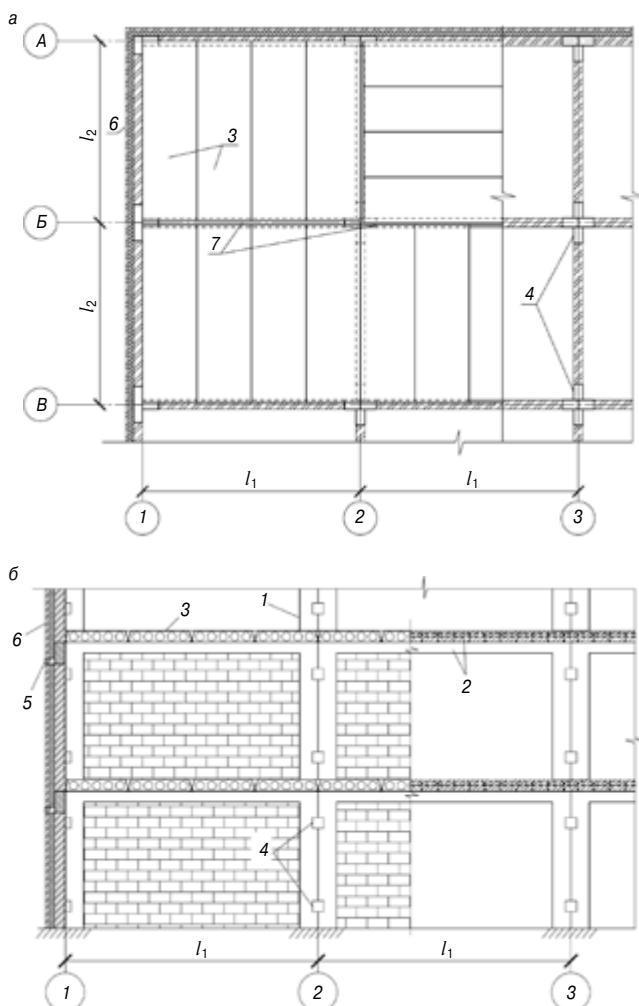
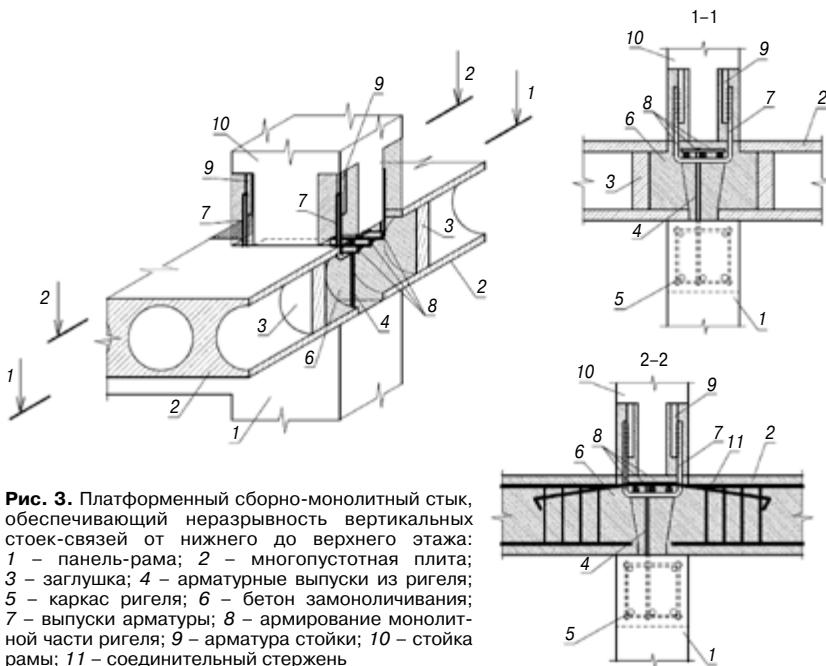


Рис. 2. Схема горизонтальных (а) и вертикальных (б) связей в многоэтажном каркасно-панельном здании: 1 – стойка панели рамы; 2 – сборно-монолитный ригель; 3 – панель перекрытия; 4 – вертикальные связи; 5 – обвязочный ригель; 6 – наружная стена; 7 – горизонтальные связи в плоскости перекрытия



**Рис. 3.** Платформенный сборно-монолитный стык, обеспечивающий неразрывность вертикальных стоек-связей от нижнего до верхнего этажа: 1 – панель-рама; 2 – многопустотная плита; 3 – заглушка; 4 – арматурные выпуски из ригеля; 5 – каркас ригеля; 6 – бетон замоноличивания; 7 – выпуски арматуры; 8 – армирование монолитной части ригеля; 9 – арматура стойки; 10 – стойка рамы; 11 – соединительный стержень

лючения из работы нижележащего элемента. Соответственно платформенный сборно-монолитный стык, обеспечивающий неразрывность вертикальных стоек-связей от нижнего до верхнего этажа, рекомендуется выполнять по схеме, представленной на рис. 3, приоритет которой защищен патентом РФ № 2589779 С1 [14].

Для снижения вероятности прогрессирующего разрушения конструктивной системы здания в результате внезапного выключения вертикальной опоры разрушение конструкции должно быть ограничено некоторой допустимой зоной, определяемой в зависимости от расположения удаляемого вертикального элемента по наружному контуру здания или внутри здания. Если выключаемая вертикальная опора расположена в пределах одного этажа внутри каркаса здания в неконтролируемой зоне первого этажа или зоне подземной парковки (например, колонна Б–2 на рис. 2, а), то локальное разрушение должно быть ограничено пролетами здания, непосредственно связанными с внезапно удаляемым вертикальным элементом (на рис. 2, а пролеты 1–2; 2–3; Н–Б; Б–В). Если вертикальная опора расположена на внешнем контуре здания (например, колонна Б–1 на рис. 2, а), то локальное разрушение должно быть ограничено пролетами здания, непосредственно связанными с удаляемой опорой (пролеты А–Б; Б–В; Б–2 на рис. 2, а). Названные критерии расчета подтверждены экспериментальными исследованиями фрагментов каркаса здания [8–9]. Аналогичные критерии приняты и нормами США при расчете зданий на прогрессирующее разрушение [5].

Для снижения вероятности прогрессирующего разрушения в результате внезапного выключения одного из горизонтальных сборно-монолитных ригелей также должны быть введены критерии зон соответствующим образом обоснованного локального разрушения каркаса здания в зависимости от расположения выключаемого элемента или сечения. Например, если выключается опорное сечение ригеля по оси Б, расположенное над стойкой Б–2 (рис. 2, а), то локальное разрушение следует ограничить двумя соседними примыкающими к этой опоре пролетами ригеля по оси Б и соответственно плитами, опирающимися на этот ригель. При выключении пролетного сечения ригеля локальное разрушение следует ограничить самим ригелем и опирающимися на него плитами смежных пролетов этих плит.

Выполнение этих критериев обеспечивается проведением расчетного анализа здания на сочетание проектных нагрузок и на запроектное воздействие в виде внезапного выключения опорного или проектного сечения ригеля. Обеспечение требуемой прочности несущих конструкций за пределами допустимой зоны локального разрушения производится усилением конструкций, расположенных за пределами этих зон. Например, в рассматриваемой конструктивной системе усиление ригелей, примыкающих к выключаемым во вторичной расчетной схеме пролетом, может быть выполнено постановкой дополнительной верхней и нижней арматуры, обеспечивающей необходимую прочность при изменении знака изгибающего момента с учетом динамических дрогажений в сечениях рассчитываемой конструкции ригеля.

Увеличение несущей способности плит перекрытия в пролетах, примыкающих к зоне допустимого локального разрушения, выполняется постановкой дополнительного армирования при опорных каркасах и соединительных стержней в приопорных зонах плит. Один из вариантов такого решения для рассматриваемой панельно-рамной конструктивной системы показан на рис. 3.

Приведенная методология расчетного анализа живучести конструктивных систем и особенности конструирования узлов конструкций применительно к каркасно-панельным зданиям из железобетонных панельно-рамных элементов показывает, что традиционные требования к проектированию таких зданий должны быть дополнены новыми элементами, обеспечивающими их защиту от прогрессирующего разрушения.

#### Список литературы

1. Травуш В.И., Колчунов В.И., Клюева Н.В. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений // *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. № 3. С. 4–11.
2. Колчунов В.И., Емельянов С.Г. Вопросы расчетного анализа и защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения // *Жилищное строительство*. 2016. № 10. С. 17–21.
3. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Чесноков Д.А. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 6. С. 12–15.
4. Шапиро Г.И., Гасанов А.А., Юрьев Р.В. Расчет зданий и сооружений в МНИИТЭП // *Промышленное и гражданское строительство*. 2007. № 6. С. 31–33.
5. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive Reston, Virginia 20191, 2010, 658 р.
6. Еврокод 1. Воздействия на конструкции, ч. 1–7. Общие воздействия. Особые воздействия. Белорусская редакция. Минск, 2010. 67 с.
7. Code of practice for the use of masonry, the Standards Policy and Strategy Committee, 2005. 80 р.
8. Гениев Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2004. 216 с.
9. Колчунов В.И., Андронова Н.Б., Клюева Н.В., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2014. 208 с.

10. СТО 008-02495342-2009. Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. М.: АО «ЦНИИПромзданий», 2009. 23 с.
11. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. МНИИТЭП, 2002. 16 с.
12. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. МНИИТЭП, 2005. 76 с.
13. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. НИЦ СтАДио., 1999. 35 с.
14. Патент РФ № 289779. *Платформенный сборно-монолитный стык* / Колчунов В.И., Клюева Н.В., Филатова С.А., Мартыненко Д.В. Опубл. 10.07.2016. Бюл. № 19.
6. Evrokod 1. Vozdeistviya na konstruktsii, chast' 1-7. Obshchie vozdeistviya. Osobye vozdeistviya, Belorusskaya redaktsiya. Minsk. 2010, 67 p.
7. Code of practice for the use of masonry, the Standards Policy and Strategy Committee, 2005. 80 p.
8. Geniev G.A. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruktsii pri zaproektnykh vozdeistviyakh [The strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond design impacts]: Nauchnoe izdanie. Moscow: ASV, 2004. 216 p.
9. Kolchunov V.I., Androsova N.B., Klyueva N.V., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' zdani i sooruzhenii pri zaproektnykh vozdeistviyakh [Vitality buildings at beyond design impacts] Moscow: ASV, 2014. 208 p.
10. STO 008-02495342-2009. Predotvrashchenie progres-siruyushchego obrusheniya zhelezobetonnnykh monolitnykh konstruktsii zdani [Prevention of progressive collapse of reinforced concrete monolithic constructions of buildings] Moscow: TsNIIIPromzdanii, 2009. 23 p. (In Russian).
11. Rekomendatsii po zashchite zhilykh karkasnykh zdani pri chrezvychainykh situatsiyakh, [Advice on protection of residential frame buildings in emergencies] MNIITEP, 2002. 16 p. (In Russian).
12. Rekomendatsii po zashchite monolitnykh zhilykh zdani ot progressiruyushchego obrusheniya, [Advice on protection monolithic apartment buildings from the progressive collapse] MNIITEP, 2005. 76 p. (In Russian).
13. Rekomendatsii po predotvrashcheniyu progressiruyush-chikh obrushenii krupnopanel'nykh zdani, [Recommendations to prevent progressive collapse of large buildings] Nits Stadio., 1999. 35 p. (In Russian).
14. Patent RF 289779. *Platformennyi sborno-monolitnyi styk* [The platform prefabricated monolithic joint]. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Filatova S.A., Martynenko D.V. Published 10.07.2016. Bulletin No. 19. (In Russian).

## References

1. Travush V.I., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Some areas of survivability theory of structural systems of buildings and structures. *Promyshlennoe i gragdanskoe stroitelstvo*. 2015. No. 3, pp. 4–11. (In Russian).
2. Kolchunov V.I., Emel'yanov S.G. Questions billing analysis and protection of large buildings against progressive collapse. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 10, pp. 17–21. (In Russian).
3. Kodysh E.N., Trekin N.N., Chesnokov D.A. Protection of high-rise buildings from the progressive collapse. *Promyshlennoe i gragdanskoe stroitelstvo*. 2016. No. 6, pp. 12–15. (In Russian).
4. Shapiro G.I., Gasanov A.A., Yur'ev R.V. The calculation of buildings and structures in MNIITEP. *Promyshlennoe i gragdanskoe stroitelstvo*. 2007. No. 6, pp. 31–33. (In Russian).
5. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive Reston, Virginia 20191, 2010, 658 p.



Мы работаем для



10  
2006-2016

РЕКЛАМА



ПРОИЗВОДИТЕЛЕЙ ЦЕМЕНТА И СУХИХ СМЕСЕЙ



ПРОИЗВОДИТЕЛЕЙ БЕТОНА



ПРОИЗВОДИТЕЛЕЙ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

- специализированными организациями). [Текст]: Принят Госгортехнадзором России 21.12.1997 г.
2. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. [Текст]: Принят и рекомендован к применению в качестве нормативного документа в Системе нормативных документов в строительстве Постановлением Госстроя России от 21августа 2003 г. № 153.
  3. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\*. [Текст]: Утверждён приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 29 декабря 2011 г. N 635/5 и введен в действие с 01 января 2013 г.
  4. Федеральные нормы и правила в области промышленной безопасности «Правила проведения экспертизы промышленной безопасности». [Текст]: Зарегистрированы в Минюсте РФ 26 декабря 2013 г. Регистрационный N 30855.
  5. Федеральный закон от 21.07.1997 N 116-ФЗ (ред. от 13.07.2015) «О промышленной безопасности опасных производственных объектов». Принят Государственной Думой 20 июня 1997 года.
- 

**Рекомендации по восстановлению (усилению) узлов опирания  
железобетонных стропильных ферм на колонны**  
**Смирнов В. В.<sup>1</sup>, Свитцов М. А.<sup>2</sup>, Шилеева А. Ю.<sup>3</sup>,**  
**Шихова Е. Н.<sup>4</sup>, Поникарова Ю. Е.<sup>5</sup>**

<sup>1</sup>Смирнов Валерий Владимирович / Smirnov Valery Vladimirovich – зам. нач. отдела ЭПБ ЗиС,  
эксперт;

<sup>2</sup>Свитцов Максим Александрович / Svitsov Maksim Aleksandrovich – эксперт;

<sup>3</sup>Шилеева Анна Юрьевна / Shilieeva Anna Yur'evna – эксперт;

<sup>4</sup>Шихова Елена Николаевна / Shikhova Yelena Nikolaevna – эксперт,

<sup>5</sup>Поникарова Юлия Евгеньевна / Ponikarova Yuliya Evgenievna – инженер-строитель,  
Общество с ограниченной ответственностью «Промышленная экспертиза», г. Череповец

**Аннотация:** в статье рассмотрены повреждения в узлах опирания стропильных ферм на колонны и приведены рекомендации по восстановлению (усилению) узлов опирания железобетонных стропильных ферм на колонны.

**Ключевые слова:** восстановление, усиление, узлы опирания, стропильные фермы, колонны, воздействия, дефекты, повреждения.

УДК 699.88

Обследуемое здание формовочного цеха занимает площадь 10368 м<sup>2</sup>. Здание одноэтажное, трёхпролётное. Пролёты здания 24 м каждый. Протяжённость здания 144 м. Высота здания до низа стропильных ферм – 12,6 м.

Здание выполнено в сборном железобетонном каркасе с железобетонными продольными и поперечными стенами. Железобетонные колонны по крайним рядам расположены с шагом 6 м, по средним рядам – с шагом 12 м. Железобетонные фермы по крайним рядам опираются непосредственно на колонны, а по средним рядам - на подстропильные фермы.

Для производственного процесса в здании формовочного цеха установлены мостовые краны.

При обследовании железобетонных конструкций здания выявлены дефекты и повреждения узлов опирания стропильных ферм на колонны, произошедшие в результате воздействия паровоздушной смеси и конденсата из пропарочных камер, вследствие отсутствия отопления и вытяжной принудительной вентиляции. Эти

воздействия привели в совокупности к высокому насыщению влагой железобетонных конструкций и вызвали процесс быстрого корродирования арматурного каркаса колонн с последующим разрушением (разрывом) защитного слоя бетона.



*Рис. 1. Дефекты узлов опирания стропильных ферм на колонны*

Состояние узлов опирания стропильных ферм на колонны оценивается как ограниченно работоспособное, согласно РД 22-01-97 [1].

Для дальнейшей безопасной эксплуатации узлов опирания стропильных ферм на колонны необходимо:

- в местах, имеющих разрушение защитного слоя и сколы бетона, оголение и поверхностную коррозию арматуры, необходимо удалить слабый защитный слой бетона, очистить арматуру от продуктов коррозии, обработать арматуру преобразователем ржавчины и восстановить защитный слой бетона;
- металлические опорные пластины и арматурные элементы (имеющие признаки поверхностной и язвенной коррозии) необходимо очистить от продуктов коррозии, обработать преобразователем ржавчины, нанести грунтовку и защитное анткоррозионное лакокрасочное покрытие;
- необходимо выполнить восстановление (усиление) узлов опирания стропильных ферм на колонны.

Рекомендовано восстановление (усиление) узлов опирания стропильных ферм на колонны выполнить с использованием материалов и технологий системы «ЭМАКО» и «МАСТЕРСИЛ» для ремонта.

Это материалы на основе нанотехнологий с исключительными свойствами:

- высокая прочность на отрыв;
- полная совместимость с ремонтируемым субстратом бетона;

- новый механизм компенсации усадки.

Восстановление (усиление) узлов опирания стропильных ферм на колонны выполнить в следующей технологической последовательности:

- удалить ослабленный защитный слой бетона;

- очистить арматуру и закладные детали от продуктов коррозии пескоструйной обработкой;

- выполнить защиту арматуры двухкомпонентным материалом «МАСТЕРСИЛ 300 В», который обеспечивает анткоррозионную защиту, высокое сцепление с бетоном, сталью и водонепроницаемость;

- восстановить несущую способность бетонных конструкций с помощью применения безусадочной бетонной смеси «ЭМАКО S88C». Это смесь тиксотропного типа (т. е. сцепление со старым бетоном без его оплыивания), содержащая полимерную фибрю, предназначена для нанесения на вертикальные и потолочные поверхности без опалубки толщиной слоя от 20 до 50 мм.

- выполнить защиту закладных деталей железобетонных конструкций от коррозии при помощи обработки грунтовкой ГФ-21.

Выполнение данных рекомендаций позволит восстановить повреждённые узлы опирания стропильных ферм на колонны.

### *Литература*

1. РД 22-01-97 Требования к проведению оценки безопасности эксплуатации производственных зданий и сооружений поднадзорных промышленных производств и объектов (обследования строительных конструкций специализированными организациями). [Текст]: Принят Госгортехнадзором России 21.12.1997 г.
  2. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. [Текст]: Принят и рекомендован к применению в качестве нормативного документа в Системе нормативных документов в строительстве Постановлением Госстроя России от 21августа 2003 г. № 153.
  3. Федеральные нормы и правила в области промышленной безопасности «Правила проведения экспертизы промышленной безопасности». [Текст]: Зарегистрированы в Минюсте РФ 26 декабря 2013 г. Регистрационный N 30855.
  4. Федеральный закон от 21.07.1997 N 116-ФЗ (ред. от 13.07.2015) «О промышленной безопасности опасных производственных объектов». Принят Государственной Думой 20 июня 1997 года.
-

- Гроздов, В. Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений / В. Т. Гроздов. – СПб.: Издательский дом КН+, 2000. – 48 с.
- Гуркова, Л. И. Реконструкция и техническая реставрация зданий и сооружений: учебно-методический комплекс: курс лекций. В 2 ч. Ч. 1 / Л. И. Гуркова, Е. В. Логинова. – Абакан: Издательство Хакасского государственного университета им. Н. Ф. Катанова, 2008. – 52 с.

© Логинова Е. В., Красиков В. В., 2015

УДК 624.014

## УЗЛЫ И КОНСТРУКЦИИ ОЛИМПИЙСКОГО СТАДИОНА «ФИШТ»

**E. В. Логинова, A. Ю. Поваренко**  
Хакасский технический институт – филиал СФУ

*В статье рассмотрены узлы и уникальные конструкции сооружения на примере Олимпийского стадиона «Фишт» в г. Сочи.*  
**Ключевые слова:** олимпийский стадион, Сочи, олимпиада 2014, Фишт, конструкции.

В XXI веке к строительным объектам предъявляются повышенные требования, особенно это касается архитектурной выразительности и красоты зданий. Актуальность выбранной темы связана с тем, что в наше время, благодаря достижениям в строительстве, часто используют комбинирование и сочетания различных видов конструкций, таких как металл, бетон, дерево стекло, пластик. Эти комбинации помогают обеспечить быстрое возведение конструкции, её безопасность, экономичность и архитектурную выразительность.

Олимпийский стадион «Фишт» рассчитан на 40 тысяч зрителей для проведения Олимпиады, на 45 тысяч зрителей для футбольных матчей международного уровня и на 25 тысяч зрителей для менее важных зрелищ (рис. 1, 2, 3, 4, 5).



Рис. 1. План олимпийских объектов



Рис. 2. Расположение олимпийского стадиона «Фишт» на карте города

К одному из самых уникальных и огромных проектов в Олимпийском парке г. Сочи относится стадион «Фишт», в котором проводились церемонии открытия и закрытия зимних Олимпийских игр 2014 года. Его строительство велось в течение 5 лет под пристальным вниманием не только первых лиц государства, но и самих участников проекта.

На территории стадиона могут располагаться до 40 000 человек одновременно. Планируется увеличение площади стадиона и соответственно его вместительности до 45 000 человек. Этот проект был создан с учётом требований ФИФА, что позволяет проводить матчи чемпионата мира по футболу, организовать тренировочную базу для спортсменов, а также проводить массовые развлекательные мероприятия.

При проектировании и строительстве объекта были соблюдены и учтены все требования Паралимпийского комитета к дополнительным специализированным конструкциям для людей с ограниченными возможностями, а также требования комфорта как для спортсменов, так и для зрителей. Пристальное внимание уделено всем

аспектам безопасности и охраны на Олимпиаде. При строительстве такого огромного стадиона специалисты предусмотрительно минимизировали ущерб для окружающей среды.



*Рис. 3. Олимпийский стадион «Фишт»*



*Рис. 4. Олимпийский стадион «Фишт» вид с набережной моря*

Природа региона, где расположен рассматриваемый объект, уникальна. Её великолепие проектировщики спортивных сооружений для Олимпийских игр постарались передать при их проектировке. Так, купол здания выполнен из прозрачного материала, позволяющего увидеть Кавказские горы с северной стороны и Черное море – с южной. Необходимо отметить, что даже само здание по форме напоминает заснеженную вершину горы Фишт, именем которой назван стадион.

Основные технические параметры Олимпийского стадиона следующие [3]:

- вместимость на период проведения олимпиады – 40 000 мест;
- вместимость на период проведения чемпионата мира по футболу – 47 000 мест;
- вместимость на период повседневного использования – 25 000 мест;
- размеры поля – 105×68 м;
- общая площадь – 128 480 м<sup>2</sup>;
- строительный объем – 916 096 м<sup>3</sup>;
- сейсмоустойчивость – до 9 баллов по шкале MSK-64.

На всех стадиях создания стадиона, при проектировании и при строительстве, максимальное внимание уделялось абсолютной безопасности для зрителей. Большую помощь оказал и Паралимпийский комитет, принявший активное участие в обеспечении комфорта на арене и для инвалидов. В настоящее время, по мнению экспертов, «Фишт» является самым безопасным стадионом в мире. Внушительна и его высота – семьдесят метров.

По окончании сочинских Белых игр 2014-го года он переквалифицирован в арену для проведения игр российской футбольной сборной. Кроме того, здесь предполагается организовывать шоу и другие развлекательные мероприятия, увеличив вместимость стадиона на пять тысяч.

Предлагаемые конструктивные решения (рис. 5, 6, 7) основаны на разработках фирмы Buro Happold и учитывают требования нормативных документов, действующих на территории Российской Федерации.



Рис. 5. Олимпийский стадион «Фишт» без фасадной отделки

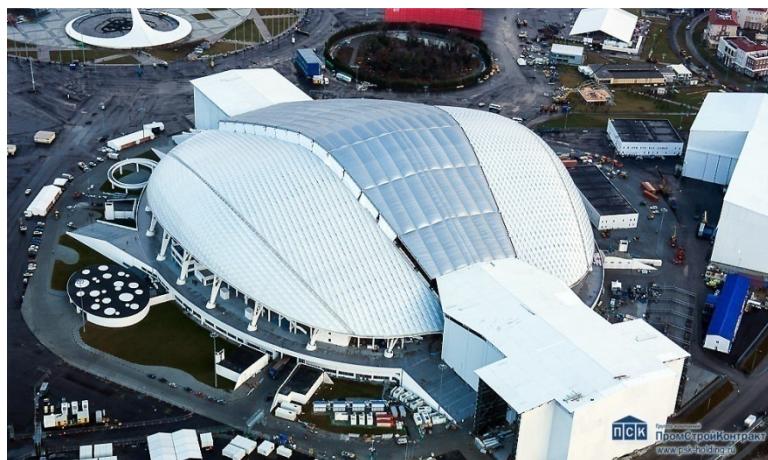


Рис. 6. Олимпийский стадион «Фишт» во время строительства

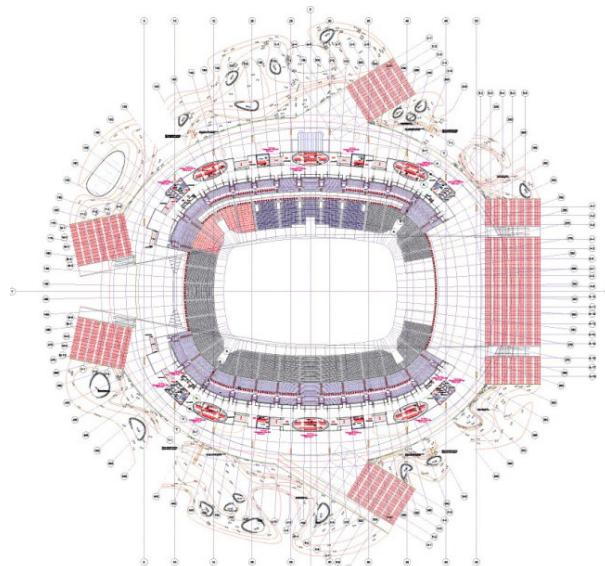


Рис. 7. План Олимпийского стадиона в осях

Фундамент выполнен в виде железобетонной плиты для несущих конструкций трибун и подтрибунных про странств и арок покрытия над трибунами.

Конструктивная схема трибун и подтрибунной части здания – каркасная (рис. 8, 9). Материал каркаса для нижнего уровня трибун и постоянных трибун верхнего яруса – монолитный железобетон. Каркас несёт вертикальную и сейсмическую нагрузку, его основная функция – поддерживать трибуны и плиты вестибюля верхней чаши. Материал каркаса для сборно-разборных трибун верхнего уровня в западной и восточной частях стадиона – металлоконструкции, сборно-разборные железобетонные конструкции.

Ядра жёсткости – монолитные железобетонные конструкции в форме лестнично-лифтовых блоков. Из монолитного железобетона спроектированы дополнительные стены жёсткости для сокращения восприятия боковой нагрузки ядрами жёсткости и снижения эксцентричности сейсмических нагрузок на отдельные элементы конструкции.

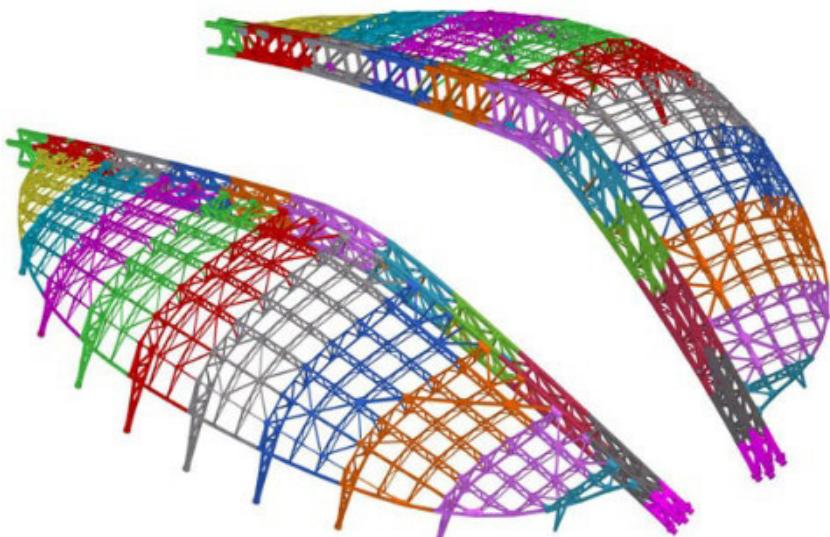


Рис. 8. Трехмерная модель каркаса



Рис. 9. Главные арки длиной 285 м

Арки покрытия, опирающиеся на железобетонные фундаменты, спроектированы в стальных конструкциях.

Вертикальные нагрузки на кровельное покрытие передаются через систему крепления кровельного материала и обрешётку крыши на вспомогательные стропильные фермы, которые, в свою очередь, опираются на полуарки, ведущие к цоколю.

Торцевой край вспомогательных ферм поддерживается основными арками (рис. 10, 11, 12), передающими нагрузку на опоры. Боковые нагрузки на покрытие передаются через основные арки, несущие осевую нагрузку, а также на вспомогательные подпирающие фермы к основанию фундамента. Для усиления малых осей основных арочных ферм между точками поперечного закрепления предусмотрены стягивающие элементы.



Рис. 10. Металлический каркас Олимпийского стадиона



Рис. 11. Основная арка

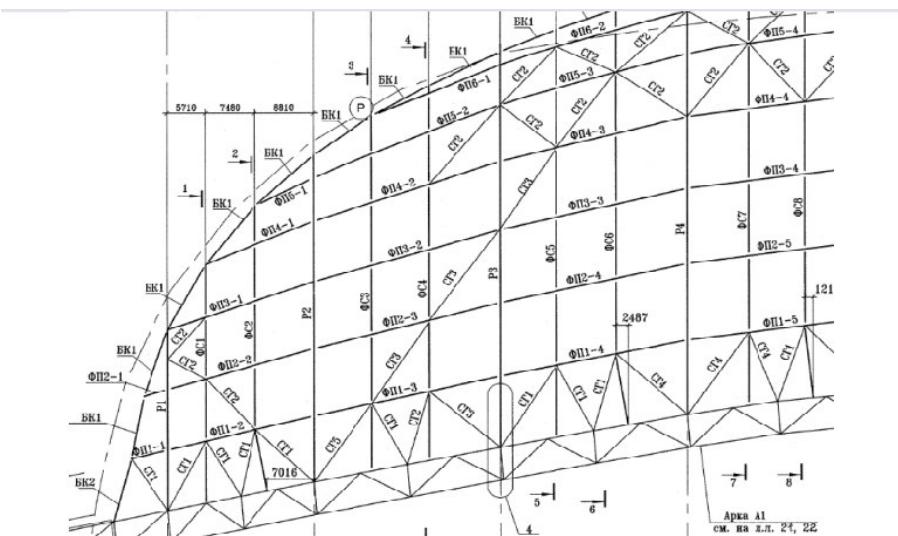


Рис. 11. Элементная модель расчётной схемы

Мероприятия по обеспечению безопасности сооружения от прогрессирующего разрушения разработаны в соответствии со Специальными техническими условиями.

Вертикальные нагрузки от трибун стадиона и подиума передаются на плиты перекрытий и трибуны, распределяются на основной каркас, далее – на фундамент.

Боковые нагрузки от чаши стадиона и подиума воспринимаются ядрами жёсткости и поперечными стенами через каркас и плиты перекрытий, выступающие в качестве диафрагм.

Для защиты подземных конструкций здания от подтопления грунтовыми водами по всему периметру сооружения предусмотрен кольцевой дренаж со сбором и отводом дренажных вод в систему ливневой канализации.

Одним из ярких представителей уникальных зданий и сооружений, возведённых за последний период в России, является Олимпийский стадион «Фишт».

Знакомство с подобным инженерным шедевром побуждает к новым, зачастую невероятным идеям, которые и воплощаются в реальные уникальные здания и сооружения.

#### Библиографический список

1. Официальный сайт Администрации города Сочи: Олимпийские объекты Сочи. – URL: <http://www.sochiru.ru> (дата обращения: 14.08.2015).
2. Официальный сайт Оргкомитета Олимпиады Сочи-2014. – URL: <http://sochi2014.ru> (дата обращения: 14.08.2015).
3. Официальный сайт Олимпстроя. Олимпийский стадион «Фишт». – URL: <http://www.sc-os.ru/tu/press/news/index> (дата обращения: 14.08.2015).
4. Сочи-24 (информационное агентство). – URL: <http://sochi-24.ru> (дата обращения: 17.08.2015).
5. Архитектура Сочи. Интернет-журнал об архитектуре, недвижимости и строительстве в городе Сочи. – URL: <http://arch-sochi.ru/2009/11/> (дата обращения: 25.08.2015).

© Логинова Е. В., Поваренко А. Ю., 2015

УДК 624.078.412

**Фабричная К.А.** – кандидат технических наук, старший преподаватель

E-mail: [fabrichnayaka@gmail.com](mailto:fabrichnayaka@gmail.com)

**Абдрахимова Н.С.** – ассистент

E-mail: [Lis258.86@mail.ru](mailto:Lis258.86@mail.ru)

**Альтапов С.Р.** – студент

E-mail: [earlaltapov@mail.ru](mailto:earlaltapov@mail.ru)

**Казанский государственный архитектурно-строительный университет**

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

### **Особенности моделирования каркаса здания с учетом податливости узлов сопряжения при ветровых воздействиях**

#### **Аннотация**

В последние годы увеличивается объем проектирования и строительства высотных зданий различного назначения и возникает множество проблем, связанных, в том числе со сжатыми сроками разработки проектных решений. На всех стадиях проектирования многоэтажного здания, включая моделирование каркаса в расчетных программных комплексах необходимо учесть фактор податливости стыка, значение которого не только количественно, но и качественно изменяет перераспределение усилий в элементах несущей системы здания, в том числе приложении ветровых нагрузок. Определение ветровых нагрузок на сооружение является проблемой, связанной с решением нескольких задач различного характера.

**Ключевые слова:** податливость узлов сопряжения, ветровое воздействие, аэродинамические коэффициенты, напряженно-деформированное состояние конструкций несущей системы здания, геометрическая нелинейность.

На напряженно-деформированное состояние многоэтажных каркасных зданий заметное влияние оказывает физическая и геометрическая нелинейность деформирования несущей системы и ее элементов, что особенно важно учесть при проектировании сборных элементов. Для узлов соединения сборных железобетонных элементов характерен особый вид нелинейности – конструктивной. Численные методы, в том числе МКЭ позволяют задавать деформационные свойства не только элементов конструкций, но и узлов. Чтобы определить параметры нелинейности для узлов расчетной модели, необходимо вычислить фактические перемещения и усилия на каждом участке с использованием диаграмм деформирования. При этом необходимо выделить соотношение  $N/Q$ ,  $M$ . Для получения решения, наиболее точно отражающего фактическое напряженно-деформированное состояние конструкции, геометрическую нелинейность следует рассматривать по расчетной схеме [1], представленной на рис. 1, где учтено изменение первоначального положения конструкции, а линии действия нагрузок смешены в соответствии со смещениями каждой точки их приложения.

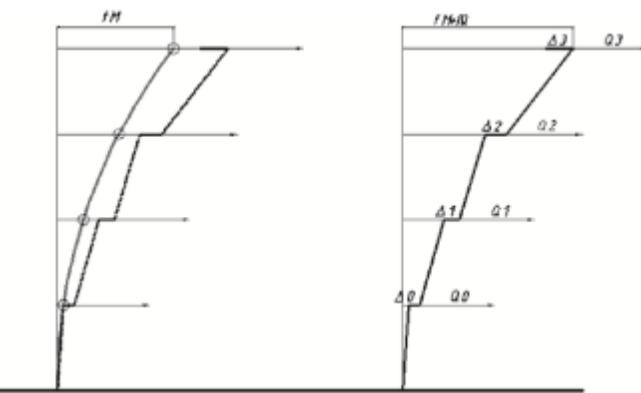


Рис. 1. Расчетная схема к учету деформированного состояния

Влияние ветровых усилий учитывается дополнительными нагрузками, приложенными по высоте здания. Полученные перемещения в случае каркасов с податливыми узлами сопряжений, могут негативно отражаться на работе несущей системы, что видно из схемы деформирования, представленной на рис. 1.

Согласно нормам проектирования зданий, предельная величина поперечного прогиба при расчете конструкций по недеформированной схеме, недолжна превышать:

$$f_u = f_m + f_Q \leq [H/500]. \quad (1)$$

При повышенной этажности, чтобы не превысить предельных прогибов и ускорений колебаний, в ряде случаев необходимо увеличивать жесткость здания. Один из путей повышения жесткости – уменьшение податливости узлов сопряжения, с учетом определенного  $f_Q$  – предельного прогиба при действии поперечной силы.

В отечественной и зарубежной практике проектирования для соединения элементов ж/б каркасов используются штепсельные стыки, являющиеся податливыми [2]. Одной из современных быстровозводимых сборных ж/б систем является УИКСС, состоящая из двух основных элементов – колонн и плоских плит, образующих бескапительные безбалочные диски перекрытий. Все соединения элементов осуществляются с помощью высокотехнологичных и с низкой металлоемкостью штепсельных стыков, исключающих применение закладных деталей и производство сварочных работ при монтаже конструкций [3].

Такой каркас применен при проектировании жилого здания, состоящего из 3-х секций: двух угловых восьмисторонних и центральной 22-х этажной, разделенных между собой деформационно-осадочными швами. Высота каждого этажа 3,0 м. Продольный шаг колонн в обоих направлениях одинаковый – 6,0 м. Габаритные размеры здания в плане 78,35×48,30 м, высота угловых секций – 27,00 м, рядовой секции – 71,10 м. Общий вид здания показан на рис. 2. Несущая система зданий выполнена из:

- сборных железобетонных колонн высотой 2,84 м, сечением 400×400 мм в угловых секциях, сечением 500×500 мм с 1 по 10 этаж, сечением 400×400 мм с 11 по 18 этаж, сечением 300×300 с 19 по 22 этаж в центральной секции;
- сборных железобетонных панелей перекрытий и покрытия – надколонных, размерами 2,98×2,98 м и 3,25×2,98 м; пролетных и межколонных размерами 2,98×2,98 м. Материалы каркаса: для колонн принят бетон класса В40, для плит перекрытия – класса В30, арматура для всех конструкций: рабочая – класса А400, распределительная – класса А240.



Рис. 2. Общий вид здания

Жесткость каркаса обеспечивается симметричной расстановкой сборных диафрагм. При проектировании подобного здания требуется учесть податливость стыков, расположенных в зоне совместного действия продольной силы, момента и поперечной силы.

Определение ветровых нагрузок на сооружение подобной формы является проблемой, связанной с решением нескольких задач различного характера. При действии

ветрового потока на сооружения действуют такие факторы, как скорость ветра, порывистость скоростного напора и аэродинамические характеристики здания или сооружения [4]. Упрощение действительного ветрового воздействия и его распределения по фасадам здания приводит к экономически неэффективному решению для несущей системы с избыточным запасом прочности, а оптимизация формы здания с учетом ветрового давления позволяет снизить материалоемкость каркаса.

Известно, что при оценке ветровых воздействий на здания используют различные методы. Это расчет ветровых нагрузок по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» или экспериментальные методы путем «продувания» модели здания в аэродинамических трубах [5]. Но в расчетных методах по СП возникают трудности с оценкой аэродинамических коэффициентов зданий сложных форм, а испытание моделей в аэродинамических трубах технически сложно, затратно и продолжительно по времени. Расчет по нормам не в полной мере отвечает действительной работе высотных башен и несимметричных высотных зданий на действие статической и пульсационной составляющей ветрового давления [4].

В последние годы для оценки ветрового давления созданы различные компьютерные программы, основанные на численном решении систем уравнений, отражающих общие законы аэро- и гидродинамики, позволяющими выполнять расчеты с минимальными затратами времени. В связи с этим все большее использование находят численные методы анализа ветровых воздействий [6]. Наиболее распространенными программными комплексами, применяемыми при расчете конструкций на статические и динамические воздействия, являются: MicroFe, Лира, СКАД, СТАРК, Autodesk Robot Structural Analysis, Autodesk Flow Design 2015 и другие.

Эффективность расчета высотного здания сложной формы в разных программных комплексах можно оценить на примере 30-ти этажного гостиничного комплекса, формообразование объема которого выполнялось таким образом, чтобы снизить ветровое давление на несущий каркас [7]. На первоначальном этапе исследований был проведен анализ объемной модели здания, созданной в программе SketchUp 2015, в виртуальной аэродинамической трубе при помощи программы Autodesk Flow Design 2015, которая позволяет получить полную информацию о ветровых воздействиях на здание: ветровое давление (или разряжение) на различных участках фасада; скорость ветровых потоков. Были определены ветровые воздействия для здания традиционной формы в виде параллелепипеда, нашедшего широкое распространение в строительстве и сложной геометрии. Использованный метод анализа позволил без больших затрат оптимизировать геометрию здания и его отдельных частей с учетом ветровых воздействий, преобладающих для площадки строительства направлений, а так же при необходимости учесть влияние окружающей застройки.

На втором этапе исследований выполнены расчеты несущей конструкции здания, в том числе с учетом обтекаемости. Для моделирования использовались такие программные комплексы, как Мономах-САПР 2013, Лира-САПР 2013 и Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015. Исходные расчетные модели каркаса одинаковые, вплоть до разбиения сетки конечных элементов с шагом 0,5 м. Все вышеуказанные программные комплексы позволяют автоматически задавать ветровые нагрузки, но только последний из них на данный момент позволяет выполнить расчет с учетом обтекаемости здания, тогда как в остальных реализовано традиционное равномерное распределение ветрового давления по площади фасада. В расчетной программе Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 при имитации ветровых нагрузок моделируется ветровой поток вокруг конструкции. Эта функция особенно полезна для конструкций со сложной геометрией, для которых обычно трудно определить ортогональную ветровую нагрузку.

Анализ результатов, полученных в виде изополей перемещений в разных расчетных программах, рис. 3, показал значительное снижение величин горизонтальных перемещений в случае учета обтекаемости формы здания: максимальные горизонтальные перемещения в программе Лира-САПР 2013 по оси X составили 31,4 мм (а) и по оси Y – 41,4 мм (б); тогда как в программе Autodesk Robot SAP 2015 по оси X – 4,6 мм (в) и по оси Y – 10 мм (г), т.е. получено снижение перемещений по оси X до 6,8 раз, а по оси Y – в 4 раза.

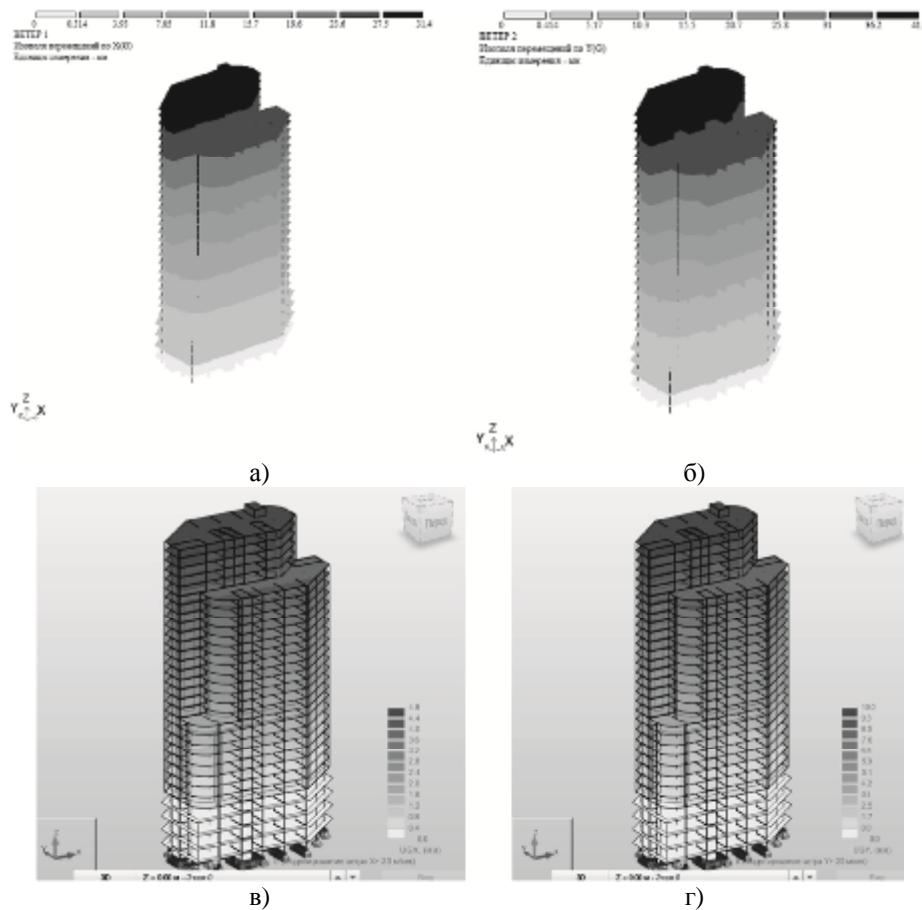


Рис. 3. Изополя горизонтальных перемещений каркаса здания от ветровых нагрузок:  
Лира по оси X (а), Y (б); Autodesk Robot по оси X (в), Y(г)

Подобный результат связан с тем, что: во-первых, значения нагрузок прилагаемые к модели от ветрового воздействия при расчете в программе Autodesk Robot SAP 2015 получаются намного меньше, во-вторых, программа Autodesk Robot SAP 2015 генерирует нагрузки от ветра не только в строго горизонтальном направлении, как это делается в программе Лира-САПР 2013, но и в зонах разряжения, даже в вертикальном направлении, что вызывает эффект «всплытия» – уменьшения продольной нагрузки за счет парусности в колоннах верхних этажей. Данному эффекту удалено мало внимания и его изучение в будущем является одним из перспективных направлений исследований при оценке деформативности и прочности каркасов зданий и, особенно стыков конструктивных элементов верхних этажей.

Таким образом, результаты расчетов показали, что упрощение ветровых загружений по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» для многоэтажных зданий сложной формы является некорректным, приводит к увеличению перемещений, следовательно, к повышению материалоемкости каркаса здания. Возникает необходимость совершенствования нормативной документации с учетом применения при проектировании современных программных комплексов, с использованием исследований моделей зданий в аэродинамической трубе, экспериментального определения действительных ветровых воздействий на существующие аналогичные здания.

### Вывод

Авторами предлагается следующая последовательность расчета сборного каркаса 22-х этажного здания сложной формы:

1. Выделение расчетных случаев стыков по высоте каркаса, в зависимости от соотношения, полученных из статического расчета усилий  $N$ ,  $M$ ,  $Q$ , в том числе с учетом ветровых воздействий, по результатам предварительного расчета каркаса в программном

комплексе, учитывающем фактическое действие ветрового потока, без введения податливости в узлы модели;

2. Определение величины податливости стыков, при определении которых значения горизонтальных перемещений в узлах находится с помощью полученных экспериментальным путем диаграмм деформирования бетона при сжатии, в виде трех- и двулинейных зависимостей « $\sigma-\varepsilon$ » [9]. На рис. 4 показана трансформированная трехлинейная диаграмма деформирования стыка, характеризующая работу стыка под нагрузкой.

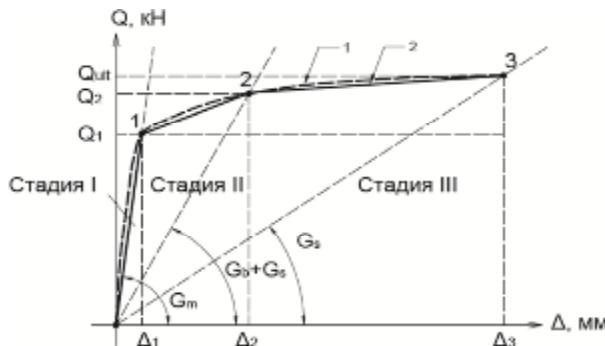


Рис. 4. К определению сдвиговой податливости стыков

Расположение параметрических точек в координатной системе (системе координат « $Q-\Delta$ ») определяет напряженно-деформированное состояние проектируемого стыка:

- стадия 1 – « $Q_1-\Delta_1$ », при  $0 < Q \leq Q_1$ ,  $Q_1=0,5Q_{ult}$  – упругая стадия работы стыка, к окончанию которой появляются трещины отрыва в защитном слое бетона, и разрушается растворный шов, здесь  $Q_{ult}$  – разрушающая поперечная сила;

- стадия 2 – « $Q_2-\Delta_2$ », при  $Q_1 < Q \leq Q_2$ ,  $Q_2=0,85Q_{ult}$  – неупругая работа стыка, при которой происходит развитие трещин в защитном слое бетона, нарушение сцепления продольной арматуры с бетоном, смятие бетона под стержнями продольной арматуры, возникновение нагельного эффекта и откол защитного слоя бетона в конце стадии;

- стадия 3 – « $Q_3-\Delta_3$ », при  $Q_2 < Q \leq Q_3$ ,  $Q_3=Q_{ult}$  – стадия разрушения.

На рассматриваемом рисунке в точках 1, 2 и 3 проведены секущие, тангенс угла наклона которых равен условному модулю деформаций стыка при сдвиге для данной стадии, а  $\Delta_1$ ,  $\Delta_2$  и  $\Delta_3$  – горизонтальное перемещение, соответственно при образовании трещин в растворном шве, в бетоне стыка, и при разрушении.

Аналитические выражения, описывающие рабочие трёхлинейные диаграммы деформирования, имеют следующий вид [10]:

$$Q = \begin{cases} \frac{Q_1}{\Delta_1} \Delta, & 0 < \Delta \leq \Delta_1 \\ \left[ \left( 1 - \frac{Q_1}{Q_2} \right) \frac{\Delta - \Delta_1}{\Delta_2 - \Delta_1} + \frac{Q_1}{Q_2} \right] Q_2, & \Delta_1 < \Delta \leq \Delta_2 \\ \left[ \left( 1 - \frac{Q_2}{Q_3} \right) \frac{\Delta - \Delta_2}{\Delta_3 - \Delta_2} + \frac{Q_2}{Q_3} \right] Q_3, & \Delta_2 < \Delta \leq \Delta_3 \end{cases} \quad (2)$$

Сдвиговую податливость стыков можно определить из условия:

$$\frac{1}{C_{gl}} = \frac{\Delta_1}{Q_1}. \quad (3)$$

Выделить участие каждого из элементов штепсельного стыка на первых двух стадиях затруднительно, но конечным результатом их совместного сопротивления внешнему воздействию ( $Q_1$ ,  $Q_2$ ) являются деформации  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$ . Координаты параметрической точки 3, соответствуют предельной деформации  $\Delta_3$  при действии разрушающей поперечной силы  $Q_3$  и определяют прочность стыка.

При расчете каркаса используем значение  $\Delta_1$ , а величину  $\Delta_2$  можно учесть при расчете на исчерпание несущей способности, что актуально при оценке деформативности стыков существующих зданий.

3. Ввести полученные значения допустимых перемещений (податливости) в узлы модели каркаса и выполнить ее повторный расчет для подтверждения достаточной жесткости здания при выбранной схеме и принятых сечениях элементов.

4. Сравнить полученные величины перемещений с предельно допустимыми, определенными по (1), в соответствии с действующими нормами проектирования.

5. При необходимости снижения деформативности стыков, в проектной стадии выполнить изменение физических и геометрических характеристик элементов каркаса, а при анализе существующих зданий требуется разработать усиление стыков.

Предлагаемая последовательность расчета сборного каркаса позволит точнее оценить его деформативность, для предотвращения возможных аварийных ситуаций в процессе его эксплуатации.

### **Список библиографических ссылок**

1. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. – М.: Издательство АСВ, 2009. – 352 с.
2. Отчет о научно-исследовательской работе. Мордич А.И. Эффективные конструктивные системы многоэтажных жилых домов и общественных зданий (12...25 этажей) для условий строительства в Москве и городах Московской области, наиболее полно удовлетворяющие современным маркетинговым требованиям. – Минск: «Институт БелНИИС», 2002. – 117 с.
3. Соколов Б.С., Поздеев В.М., Трошков Е.О. Технико-экономическое обоснование целесообразности использования нового решения узла сопряжения колонн с надколонной плитой в сборных железобетонных безбалочных перекрытиях // Вестник ВолгГАСУ, 2013, № 31 (50). – С. 58-61.
4. Реттер Э.И. Архитектурно-строительная аэродинамика. – М.: Стройиздат, 1984. – 240 с.
5. Дубинский С.И. Численное моделирование ветровых воздействий на высотные здания и комплексы. – М.: МГСУ, 2010. – 198 с.
6. Пузырев П.И., Оленьков В.Д. Моделирование ветровой нагрузки на уникальные здания на примере церкви Покрова Пресвятой Богородицы. – Челябинск: ЮУрГУ, 2014. – 87 с.
7. Куприянов В.Н., Альтапов С.Р. Моделирование ветровых воздействий изменением формы здания // Известия КГАСУ, 2016, № 2 (33). – С. 100-104.
8. Лизунова Н.С. Соколов Б.С. Анализ результатов экспериментальных исследований сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Вестник ВолгГАСУ, 2013, № 31 (50). – С. 52-57.
9. Абдрахимова Н.С. Соколов Б.С. Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Известия КГАСУ, 2014, № 4 (32). – С. 169-176.

**Fabrichnaya K.A.** – candidate of technical sciences, senior lecturer

E-mail: [fabrichnayaka@gmail.com](mailto:fabrichnayaka@gmail.com)

**Abdrakhimova N.S.** – assistant

E-mail: [Lis258.86@mail.ru](mailto:Lis258.86@mail.ru)

**Altapov S.R.** – student

E-mail: [earlaltapov@mail.ru](mailto:earlaltapov@mail.ru)

**Kazan State University of Architecture and Engineering**

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya str., 1

### **Features of the building frame modeling taking into account compliance with the interface nodes wind impacts**

#### **Resume**

The article deals with the question of determining the horizontal deformation of precast concrete skeletons of multi-storey buildings, taking into account the compliance of joints. At the

same time, considerable attention is paid to the definition of the load from wind exposure for complex shapes of buildings, with more than two storey floors. Comparison of displacement values obtained as a result of the calculation frame model 30-storey building in a variety of software systems, which showed the need for programs that simulate wind flow around structures. The authors proposed sequence determination movement building frame sequential simulation using software systems with and without taking into account the compliance of joints, the value of which is determined using the stress-strain diagram of concrete in compression of the experimental-theoretical method. The proposed sequence of calculation of precast frame will allow a more accurate assessment of its deformability, to prevent possible accidents during its exploitation.

**Keywords:** compliance interface nodes, wind impact, aerodynamic coefficients, the stress-strain state of the structures of the building bearing system, geometric nonlinearity.

### Reference list

1. Kodysh E.N., Trekin N.N., Nikitin I.K. Design of multi-storey buildings with concrete frame. – M.: Publishers ASV, 2009. – 352 p.
2. The report on research work. Mordich A.I. Effective design systems of apartment houses and public buildings (12 ... 25 floors) for the construction of the conditions in the cities of Moscow and the Moscow region, the most fully meet the requirements of modern marketing. – Minsk: «Institute BelNIIS», 2002. – 117 p.
3. Sokolov B.S., Pozdeev V.M., Troshkov E.O. Feasibility study of the feasibility of using a new decision node interface columns with over column plate in precast concrete beamless ceilings // Vestnik VolgGASU, 2013, № 31 (50). – P. 58-61.
4. Retter E.I. Architectural and construction aerodynamics. – M.: Stroyizdat, 1984. – 240 p.
5. Dubinsky S.I. Numerical modeling of wind effects on tall buildings and complexes. – M.: MGSPU, 2010. – 198 p.
6. Puzyrev P.I., Olen'kov V.D. Simulation of wind load on the unique building on the example of the Church of the Intercession of the Holy Virgin. – Chelyabinsk: SUSU, 2014. – 87 p.
7. Kupriyanov V.N., Altapov S.R. Simulation of wind effects a change in the form of building // Vestnik KGASU, 2016, № 2 (33). – P. 100-104.
8. Lizunova N.S. Sokolov B.S. Analysis of the results of experimental studies of the shear compliance socket joints of reinforced concrete columns // Vestnik VolgGASU, 2013, № 31 (50). – P. 52-57.
9. Abdurakhimova N.S., Sokolov B.S. Experimentally-theoretical method of estimating the shear compliance socket joints of reinforced concrete columns // Izvestiya KGASU, 2014, № 4 (32). – P. 169-176.