КОНСТРУКТИВНАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ

СМОЛЯГО Г.А.¹, ДРОКИН С.В.², ДРОНОВ А.В.¹,
БЕЛОУСОВ А.П.², СМОЛЯГО Е.Г.²

¹Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия

²ООО «Строительная экспертиза», г. Белгород, Россия,

Аннотация. Возникновение аварийных ситуаций зданий и сооружений связано с просчетами и недоработками проектной документации, отклонениям от проекта и строительным браком в процессе строительства. Одними из наиболее распространенных конструкций, применяемых в строительстве, являются монолитные железобетонные перекрытия. При их конструировании необходимо учитывать, что в целом ряде случаев определяющими являются требования по деформативности и трещиностойкости, адекватная оценка которых обусловлена учетом физической нелинейности, ползучести бетона, изменением изгибной жесткости сечений и пр. Приведены результаты обследования технического состояния монолитного железобетонного перекрытия про профилированному настилу со значительными прогибами*. В процессе проведения работ, было установлено, что при производстве строительно-монтажных работ плита и балки перекрытия устроены с отклонениями от проекта, плита перекрытия имеет непроектное армирование, в средних балках перекрытия присутствуют многочисленные нормальные и наклонные трещины, а в крайних балках – трещины, вызванные совместным действием изгибающего и крутящего моментов. Поверочный расчет перекрытия без дефектов (выполненного в соответствии с проектом) на проектные и нормативные нагрузки показал, что прочность и деформативность отдельных элементов и всего перекрытия не обеспечена. На основании вышеизложенного при дальнейшей эксплуатации обследуемого перекрытия возможно его обрушение. Выполнено сравнение расхода материалов и приведенных затрат для различных типов перекрытий применительно к рассматриваемому зданию.

Ключевые слова: дефекты, монолитное железобетонное перекрытие, трещины, кручение с изгибом, прогиб, надежность

ASSESSMENT OF STRUCTURAL SAFETY IN STRENGTH AND DURABILITY OF THE CORRUGATED CONCRETE SLAB

SMOLYAGO G.A.¹, DROKIN S.V.², DRONOV A.V.¹,
BELOUSOV A.P.², SMOLYAGO E.G.²

¹BSTU after V.G. Shukhov, Belgorod, Russia

²ООО «Stroitel'naya expertiza», Belgorod, Russia

Abstract. Emergency cases in buildings are caused by mistakes and imperfections of design documentation, deviations from design documentation and defects of construction. Reinforced concrete structures are the most prevalent type of structures in building and construction. It's necessary to consider that deformability and crack resistance requirements are the main factors of design of such structures. Correct assessment of deformability and crack resistance depends on physical nonlinearity and creep of concrete and change of bending resistance of a section. The results of the assessment of technical condition of the corrugated concrete slab with significant deflections are given in the article. During the assessment it was determined, that in the course of construction the slab and the beams were built with deviations from design, middle beams had numerous normal and shearing cracks, outside beams had cracks caused by torque and bending moment. Calculations of the slab ender reveal that its strength and deformability are not enough to carry the loadings. Further exploitation of the floor slab

* В обследовании также принимали участие Пушкин С.А. и Широкий В.В.

will cause its failure. Economical comparison of various types of floor slabs with reference to the given building is done in the article.

Keywords: *defects, corrugated slab, cracks, torque and bending moment, deflection, durability*

Введение

В настоящее время обеспечение конструктивной безопасности зданий и сооружений различного функционального назначения приобретает все большее значение. Возникновение проблем оценки уровня конструктивной безопасности, с одной стороны, связано со снижением силового сопротивления конструкций во время эксплуатации вследствие появления различных дефектов, включая коррозионные, изменением прочностных и деформативных характеристик материалов, расчетных схем, состояния узлов и связей, просчетами при разработке проектных решений и отступлениями от них в ходе строительства, а также с дефектами, возникающими в ходе строительства и монтажа [1-5].

К основным дефектам при использовании монолитного железобетона можно отнести [6-10]:

- заниженная относительно проектной прочность бетона конструкций вследствие различных причин;
- отклонение величины защитного слоя бетона;
- отклонение от проектных размеров конструкций;
- непроектное расположение конструкций;
- непроектное расположение арматуры.

Методы

Одними из наиболее распространенных конструкций, применяемых в строительстве, являются железобетонные перекрытия, доля затрат на их устройство составляет от 15 до 30% от общей стоимости строительства. Данной факт определяет важность выбора рационального варианта применяемой конструкции перекрытия с точки зрения технологичности изготовления, прочностных и деформативных параметров. При конструировании монолитных железобетонных конструкций перекрытий необходимо учитывать, что в целом ряде случаев определяющими являются требования по деформативности и трещиностойкости, адекватная оценка которых обусловлена учетом физической нелинейности, ползучести бетона, изменением изгибной жесткости сечений и пр. Их неучет может привести, в ряде случаев, к недооценке фактических прогибов монолитного железобетонного перекрытия в процессе возведения и снижению конструктивной безопасности по деформативности [11].

Проводимые обследования технического состояния монолитных железобетонных перекрытий зданий различного функционального назначения свидетельствуют, в целом ряде случаев, как о допущенных просчетах при их проектировании, так и о различных дефектах и несоответствиях, допущенных на стадии изготовления, что нашло своё подтверждение при обследовании 2-х этажного промышленного здания в Белгородской области с размерами в плане 55,0х54,0 м. Конструктивная схема здания представляет собой смешанный каркас с монолитными железобетонными колоннами и монолитным железобетонным перекрытием по профилированному настилу проектной толщиной 234 мм из бетона класса по прочности на сжатие В20. Покрытие – металлические фермы пролетом 16,0; 17,0 и 21,0 м с шагом колонн 6,0 м. Нормативная временная нагрузка на перекрытие согласно проекта составляет 6,0 кПа.

В связи с отсутствием рифленой поверхности настила или профилей, приваренных к настилу поперек гофр, профилированный настил служит в качестве несъемной опалубки для железобетонной монолитной плиты перекрытия.

Проведение обследования было обусловлено определением технического состояния конструкций перекрытий и возможных причин образования существенных прогибов. При

анализе проекта было установлено, что высота плиты перекрытия составляет 234 мм, что меньше рекомендуемых значений (п. 7.7 [12]).

На момент проведения обследования временная нагрузка на перекрытие отсутствовала.

Результаты и обсуждение

При выполнении инженерно-обследовательских работ были выявлены следующие дефекты и повреждения перекрытия.

1) На верхней поверхности монолитного железобетонного перекрытия со стороны 2-го этажа были выявлены многочисленные дефекты и повреждения напольного покрытия (цементно-песчаной стяжки) в виде трещин и отслоений, которые вероятнее всего появились вследствие значительных деформаций перекрытия и нарушения технологии его устройства. Необходимо отметить, что в напольном покрытии над средними балками по всей длине здания присутствуют трещины с шириной раскрытия до 5,0 мм (рис. 1).

**Рисунок 1 – Трещины в напольном покрытии над железобетонными балками перекрытия:
а) участок 1, б) участок 2**

Шурфирование (вскрытие зон) позволило установить, что напольное покрытие выполнено в виде цементно-песчаной стяжки и имеет непостоянную толщину, которая варьируется в пределах от 40 до 60 мм (над балками перекрытия), а на отдельных участках достигает 120 мм (в пролетах). Данный факт свидетельствует о том, что при устройстве перекрытия, варьируя толщиной цементно-песчаной стяжки, входящей в конструкцию пола, выравнивалась верхняя плоскость исследуемого монолитного железобетонного перекрытия, получившего свой первоначальный прогиб уже при его устройстве.

2) Крайние монолитные железобетонные балки перекрытия пролётом 6,0 м имеют силовые трещины шириной раскрытия до 0,3 мм от совместного действия изгибающего и крутящего моментов (рис. 2, а-б).

3) Средние монолитные железобетонные балки перекрытия пролётом 6,0 м имеют многочисленные нормальные и наклонные силовые трещины на опорах и в пролётах (рис. 2, в-г).

4) Значительное количество рабочих швов бетонирования колонн и балок имеют непроектное расположение (рис. 2, д-е), что привело к уменьшению рабочей высоты сечения балок на опоре и образованию силовых трещин.

5) Демонтаж стяжки и защитного слоя бетона позволил установить, что верхнее армирование плиты соответствует проекту (Ø14 А500 шаг 200 мм в обоих направлениях), но стык верхней продольной арматуры плиты перекрытия по длине выполнен над балкой без нахлестки (рис. 3).

Основное верхнее армирование средней балки соответствует проекту (3Ø20 A500), но дополнительная продольная арматура у колонн, а также поперечная арматура отсутствуют.

Рисунок 2 – Трещины в железобетонных конструкциях: а)-б) в крайних балках перекрытия от совместного действия изгибающего и крутящего моментов, в)-г) нормальные и наклонные в средних балках, д)-е) вызванные непроектным расположением рабочего шва колонны и балки перекрытия

6) Инструментальные обследования монолитной железобетонной плиты перекрытия с помощью нивелира позволили установить, что фактический максимальный остаточный прогиб на момент проведения обследования достигал 202 мм, что существенно больше предельно допустимого значения полного прогиба, установленного [13] и равного 44 мм.

7) Часть профилированных листов, используемых в качестве несъемной опалубки под монолитную железобетонную плиту перекрытия, уложены широкими гофрами вверх, что не соответствует требованиям проектной документации и п. 3.12 [14].

Демонтаж фрагмента нижней гофры профлиста плиты перекрытия и защитного слоя бетона до нижней арматуры плиты позволил установить, что фактическое армирование выполнено из арматуры 1Ø16 A500 в каждой гофре, что соответствует требованиям проектной документации.

Вскрытие защитного слоя бетона нижней продольной рабочей арматуры балки перекрытия показало, что фактическое армирование выполнено из 2Ø25 класса A500 и соответствует требованиям проектной документации.

Согласно проекта перекрытие должно выполняться монолитным железобетонным с одновременным бетонированием плиты и балок. Профлист, выполняющий роль несъемной опалубки, должен был опираться на систему стоек и балок, демонтируемых после набора бетоном перекрытия необходимой прочности. Необходимо отметить, что в проекте отсутствовали указания по технологии производства работ на устройство плиты перекрытия.

В ходе проведения обследования было установлено, что в процессе строительства сначала были выполнены железобетонные балки перекрытия высотой, значительно меньше проектной, на них был уложен профилированный лист несъемной опалубки перекрытия, что привело к появлению пустот в бетоне балок (между гофрами профилированного настила) и невозможности установки хомутов в средних балках перекрытия (в крайних балках хомуты частично установлены).

Таким образом, фактическое примыкание плиты перекрытия к балкам не соответствует проекту и сечение плиты не может рассматриваться в качестве верхней полки балки для восприятия возникающих в поперечном сечении элемента внутренних усилий. Сечение балок необходимо рассматривать как прямоугольное с фактической высотой значительно меньше проектного значения.

Стык верхней арматуры плиты перекрытия выполнен над балками перекрытия в зоне максимальных изгибающих моментов без нахлестки. Соответственно, при нагружении это привело образованию в месте опирания плиты перекрытия на балку пластического шарнира и к трансформации расчетной схемы из многопролетной балки в систему шарнирно опертых однопролетных балок, что привело к значительному увеличению изгибающих моментов и прогибов в пролете и углов поворота плиты на опорах.

Указанные обстоятельства привели к снижению несущей способности крайних балок на совместное действие изгибающих и крутящих моментов, изменению расчетной схемы перекрытия, снижению жесткости крайних балок, что привело к значительному увеличению прогибов, особенно в крайних пролетах [15, 16, 17].

Рисунок 3 - Стык верхней продольной рабочей арматуры плиты перекрытия над средней балкой

Расчет конструкций перекрытия производился с использованием ПК «Лира» согласно проектного решения с учётом физической нелинейности материалов на расчетные сочетания нагрузок при различных загружениях временной нагрузкой (расчетная схема плиты – многопролетная неразрезная опертая балка, поперечное сечение балок перекрытия не разделено по высоте на две части профнастилом).

В результате выполненного поверочного расчёта, установлено, что происходит разрушение плиты перекрытия при достижении временной нагрузки 2,60 кПа, что существенно меньше ее проектного значения – 6,0 кПа и минимальной нагрузки для складских помещений, рекомендуемой действующими нормами [13] – 3,0 кПа, а значения прогибов при разрушающей нагрузке значительно превышают предельно допустимое значение – 44,0 мм.

Монолитная плита перекрытия не соответствует требованиям расчета по прочности нормальных сечений, ширине раскрытия трещин и прогибам, согласно разработанному проекту даже при минимальном значении временной нагрузки 3,0 кПа.

Расчет монолитных балок перекрытия показал, что требования по прочности нормальных сечений на действие изгибающих моментов, наклонных сечений на действие поперечных сил и пространственных сечений крайних балок на совместное действие крутящего момента и поперечной силы при значении временной нагрузки 3,0 кПа не выполняются, что свидетельствует о наступлении предельных состояний.

Причинами, приведшими к наступлению предельных состояний исследуемых конструкций монолитного железобетонного перекрытия явились ошибки проектирования и низкое качество строительно-монтажных работ по его устройству.

На основании вышеизложенного при дальнейшей эксплуатации обследуемого перекрытия возможно его обрушение.

Было рекомендовано приостановить дальнейшую эксплуатацию здания по назначению, ограничить доступ и исключить нахождение людей в здании и на прилегающей территории; разработать и выполнить комплекс срочных противоаварийных мероприятий до выполнения работ по замене перекрытия.

Следует отметить, что выполнение ремонтно-восстановительных работ по усилению и восстановлению несущей способности, эксплуатационной пригодности и приведения конструкций перекрытия здания в нормативное состояние для возможности его дальнейшей эксплуатации по назначению с необходимым нормативным сроком, потребует не только значительных затрат, но и технически сложных проектных решений для восстановления эксплуатационной пригодности. Ошибки проектирования, нарушение технологии возведения и, как следствие, дефекты изготовления и монтажа, возникшие необратимые деформации монолитного железобетонного перекрытия, угроза внезапного обрушения не позволяют в полной мере привести его в нормативное техническое состояние с нормативным сроком службы.

Было рекомендовано выполнить работы по полному демонтажу конструкций монолитного железобетонного перекрытия здания с последующим устройством нового в соответствии с рекомендациями разработанного нового рабочего проекта и проекта производства работ по демонтажу и устройству нового перекрытия.

Для выбора оптимального типа железобетонного перекрытия, удовлетворяющего требованиям несущей способности и жесткости, было проведено сравнение расхода материалов для их различных типов при пролете 10,5 м. Ненапрягаемая арматура принята класса А500С, бетон класса по прочности на сжатие В25.

При больших пролетах и значительных нагрузках часто выполняются железобетонные балочные перекрытия. При шаге второстепенных балок 2,1 м высота полки плиты принята 7,0 см. При пролете 10,5 метров высота главных балок составила порядка 1050 мм, что приведет к значительному уменьшению высоты и полезного объема помещения, что особенно важно для складских зданий.

Возможно устройство монолитного предварительно напряженного перекрытия с плоскими балками [18]. При устройстве данного типа перекрытий при пролетах от 9 до 12 м

предусмотрено утолщение плиты в надколонной зоне в направлении большего пролета, что приведет к следующим размерам сечений: толщина перекрытия равна 200 мм в зоне плиты и 340 мм в зоне плоской балки, ширина плоской балки - 2000 мм. Предварительное напряжение выполняется без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном арматурными канатами st.1860 диаметром 15,7 мм, каждый из которых имеет индивидуальную пластиковую оболочку со смазкой. За счет наличия смазочного состава достигается минимальный коэффициент трения каната о стенки канала и соответственно минимальные потери от трения. Также за счет пластиковой оболочки и смазки напрягаемая арматура надежно защищена от коррозии на протяжении всего срока эксплуатации конструкции [19]. Достоинством данного перекрытия является его незначительная высота и плоский потолок.

Перекрытие с повышенными временными нагрузками и значительными пролетами выполняют в виде кессонной плиты [20]. Геометрические размеры элементов перекрытия назначались в соответствии с [21] и равны: общая высота 450 мм, толщина полки 50 мм, ширина ребер внизу и их шаг соответственно 170 мм и 1000 мм. У колонн выполнены сплошные монолитные участки.

Расход материалов и приведенные затраты для различных вариантов перекрытий приведены в табл. 1.

Таблица 1 - Расход материалов и приведенные затраты для различных вариантов перекрытий

Тип перекрытия	Расход бетона, м ³ /м ²	Расход арматуры, кг/м ²	Приведенные затраты, тыс. руб./м ²
Существующее (прочность и жесткость не обеспечены)	0,15	31,0	3,78
Балочное перекрытие	0,16	21,7	2,69
Монолитная предварительно напряженная плита перекрытия с плоскими балками	0,25	предварительно-напряженная арматура st.1860 – 4,2 без предварительного напряжения – 23	3,57
Кессонное перекрытие	0,19	24,2	2,80

Выводы

На основании сравнения расхода материалов и приведенных затрат для различных вариантов перекрытия можно сделать вывод, что обследуемое перекрытие по расходу арматуры уступает предложенным вариантам, при этом его несущая способность не обеспечена. Выполнение балочного перекрытия в виде системы главных и второстепенных балок или кессонного перекрытия позволило бы снизить расход арматуры на 22-30%, а приведенные затраты – на 26,0-29,0% при обеспечении несущей способности и жесткости.

Ошибки в проектировании и возведения зданий ведут к значительным экономическим потерям. Правильный выбор конструктивного решения перекрытия позволяет сократить расход бетона и арматуры, а также уменьшить стоимость его устройства, обеспечить требуемую прочность, жесткость и долговечность железобетонных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аварии зданий и сооружений на территории Российской Федерации в 2003 году / Общероссийский общественный фонд «За качество строительства»: отчет. М., 2004. 67 с.
2. Богданова Е. Н. Анализ причин обрушения зданий и сооружений методы усиления конструкций : обзор.-аналит. докл. Москва: ВНИИТПИ, 2004. 96 с.

3. Леденёв В.В., Однолько В.Г. Анализ причин аварий зданий и пути повышения надежности // Вестник Тамбовского государственного технологического университета. 2012. Т. 18. №2. С. 449-457.
4. Yang, F., Jiang, S., Zhou, Y. F. The Case Analysis of Building Collapse during the Decoration Process // *Applied Mechanics and Materials*. 2013. Vols. 423-426. Pp 1173–1177. doi:10.4028/www.scientific.net/amm.423-426.1173.
5. Hulimka J., Kałuża M. A history of failure and repairs of the reinforced concrete raw coal silo // *Engineering Failure Analysis*. 2019. Vol. 104. Pp. 657–672.
6. Смоляго Г.А., Луценко А.Н., Дрокин С.В. К оценке живучести каркасных конструктивных систем из монолитного железобетона с учетом дефектов изготовления и монтажа // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2010. № 2. С. 80-83.
7. Болотова А.С., Свиридов В.Н. Основные виды аварий и нарушений в монолитном строительстве // Научное обозрение. 2017. № 3. С. 18-22.
8. Гроздов В.Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия. СПб., 2005. 137 с.
9. Garrido Vazquez, E., Naked Haddad, A., Linhares Qualharini, E., Amaral Alves, L., Amorim Féo, I. Pathologies in Reinforced Concrete Structures // *Building Pathology and Rehabilitation*. 2016. Pp. 213–228. doi:10.1007/978-981-10-0651-7_10.
10. Maj M. Some Causes of Reinforced Concrete Silos Failure // *Procedia Engineering*, 2017. Vol. 172. Pp. 685–691. doi:10.1016/j.proeng.2017.02.081.
11. Волков Н. Аварии, аварии, аварии... Почему в России привыкают к этим опасным явлениям // Строительная газета. №5 от 5 февраля 2010 года.
12. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. М, 2007. 22 с.
13. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М, 2016. 104 с.
14. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. М, 1987. 45 с.
15. Демьянов А. И., Сальников А.С., Колчунов Вл.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом и анализ их результатов // Строительство и реконструкция. 2017. №4(72). С. 17-26
16. Mai Chi Trung, Nguyen and Phạm, Tinh. Torsional stiffness of reinforced concrete slab at pre and post-cracking stages // *Journal of Ministry of Construction*. 2016. №10. Pp. 20-23.
17. Křístek, V., Průša, J., Vitek, J. L. Torsion of Reinforced Concrete Structural Members // *Solid State Phenomena*. 2018. Vol. 272. Pp. 178–184. doi:10.4028/www.scientific.net/ssp.272.178.
18. Shruti Vijaykumar, Deshmukh and C. Jawalkar, G. Comparative Analysis of RCC Flat Slab with Post-Tensioned Flat Slab // *International Journal of Scientific Research in Science, Engineering and Technology*. 2019. 06. Pp. 241-249. doi: 10.32628/IJSRSET196356
18. Портаев Д.В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. М.: Издательство ACB, 2011. 248 с.
19. Schwetz, P. F., Gastal, F. P. S. L., da Silva Filho, L. C. P. (2014). Numerical and Experimental Analysis of a Waffle Slab Parking Floor // *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 2014. 19(4). Pp 1-36. doi:10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000164
20. Лоскутов И.С. Монолитные железобетонные кессонные перекрытия. М., 2015. 3 с.

REFERENCES

1. Avarii zdaniy i sooruzheniy na territorii Rossiyskoy Federatsii v 2003 godu. Obshcherossiyskiy obshchestvennyy fond “Za kachestvo stroitel'stva”: otchet [accidents of buildings and structures on the territory of the Russian Federation in 2003. All-Russian Public Fund “For the Quality of Construction”: report]. Moscow, 2004. 67 s.
2. Bogdanova Ye. N. Analiz prichin obrusheniya zdaniy i sooruzheniy metody usileniya konstruktivnykh sistem : obzor.-analit. dokl. [Analysis of the causes of the collapse of buildings and structures; methods for strengthening structures: review-analytical report] Moscow: VNIINTPI, 2004. 96 p.
3. Ledenov V.V., Odnol'ko V.G. Analiz prichin avariya zdaniy i puti povysheniya nadezhnosti [Analysis of the causes of building accidents and ways to improve reliability]. *Vestnik Tambovskogo gosudarstvennogo tekhnologicheskogo universiteta*. 2012. Vol. 18. No 2. Pp. 449-457.
4. Yang, F., Jiang, S., Zhou, Y. F. The Case Analysis of Building Collapse during the Decoration Process. *Applied Mechanics and Materials*. 2013. Vols. 423-426. Pp 1173–1177. doi:10.4028/www.scientific.net/amm.423-426.1173.
5. Hulimka J., Kałuża M. A history of failure and repairs of the reinforced concrete raw coal silo. *Engineering Failure Analysis*. 2019. Vol. 104. Pp. 657–672.
6. Smolyago G.A., Lutsenko A.N., Drokin S.V. K otsenke zhivuchesti karkasnykh konstruktivnykh sistem iz monolitnogo zhelezobetona s uchetom defektov izgotovleniya i montazha [To the assessment of the survivability of

frame structural systems from monolithic reinforced concrete taking into account manufacturing and installation defects]. *Vestnik BGTU im. V.G. Shukhova*. 2010. No 2. Pp. 80-83.

7. Bolotova A.S., Sviridov V.N. Osnovnyye vidy avari i narusheniy v monolitnom stroitel'stve [The main types of accidents and violations in monolithic construction]. *Nauchnoye obozreniye*. 2017. No 3. Pp. 18-22.

8. Grozdov V.T. Defekty stroitel'nykh konstruktsey i ikh posledstviya [Defects in building structures and their consequences]. Saint Petersburg, 2005. 137 p.

9. Garrido Vazquez, E., Naked Haddad, A., Linhares Qualharini, E., Amaral Alves, L., Amorim Féo, I. Pathologies in Reinforced Concrete Structures. *Building Pathology and Rehabilitation*. 2016. Pp. 213–228. doi:10.1007/978-981-10-0651-7_10.

10. Maj M. Some Causes of Reinforced Concrete Silos Failure. *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 172. Pp. 685–691. doi:10.1016/j.proeng.2017.02.081.

11. Volkov N. Avarii, avarii, avarii... Pochemu v Rossii privykayut k etim opasnym yavleniyam [Accidents, accidents, accidents ... Why in Russia they get used to these dangerous phenomena]. *Stroitel'naya gazeta*. No5 from 5 February 2010.

12. Russian Building Code SP 52-103-2007. Zhelezobetonnyye monolitnyye konstruksii zdaniy [Reinforced concrete monolithic structures of buildings]. Moscow, 2007. 22 p.

13. Russian Building Code SP 20.13330.2016. Nagruzki i vozdeystviya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 2.01.07-85* [Loads and impacts. Updated version of SNIp 2.01.07-85 *]. Moscow, 2016. 104 p.

14. Rekomendatsii po proyektirovaniyu monolitnykh zhelezobetonnykh perekrytiy so stal'nym profilirovannym nastilom [Recommendations for the design of monolithic reinforced concrete floors with steel profiled flooring]. Moscow, 1987. 45 p.

15. Dem'yanov A. I., Sal'nikov A.S., Kolchunov V.I. Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobeton-nykh konstruktsey pri kruchenii s izgibom i analiz ikh rezul'tatov. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2017. 4(72). Pp. 17-26

16. Mai Chi Trung, Nguyen and Phạm, Tinh. Torsional stiffness of reinforced concrete slab at pre and post-cracking stages. *Journal of Ministry of Construction*. 2016. No 10. Pp. 20-23.

17. Křístek, V., Průša, J., Vítek, J. L. Torsion of Reinforced Concrete Structural Members. *Solid State Phenomena*. 2018. Vol. 272. Pp. 178–184. doi:10.4028/www.scientific.net/ssp.272.178.

18. Shruti Vijaykumar, Deshmukh and C. Jawalkar, G. Comparative Analysis of RCC Flat Slab with Post-Tensioned Flat Slab. *International Journal of Scientific Research in Science, Engineering and Technology*. 2019. No 06. Pp. 241-249. doi: 10.32628/IJSRSET196356

19. Portayev D.V. Raschet i konstruirovaniye monolitnykh prednapryazhennykh konstruktsey grazhdanskikh zdaniy: Nauchnoye izdaniye [Calculation and design of monolithic prestressed structures of civil buildings: Scientific publication]. Moscow: Izdatel'stvo ASV, 2011. 248 p.

20. Schwetz, P. F., Gastal, F. P. S. L., da Silva Filho, L. C. P. (2014). Numerical and Experimental Analysis of a Waffle Slab Parking Floor. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. 2014. 19(4). Pp 1-36. doi:10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000164

21. Loskutov I.S. Monolitnyye zhelezobetonnyye kessonnyye perekrytiya [Monolithic reinforced concrete caisson floors]. Moscow, 2015. 3 p.

Информация об авторах:

Смоляго Геннадий Алексеевич

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия,
Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры строительства и городского хозяйства
E-mail: tpk-psv@yandex.ru

Дрокин Сергей Владимирович

ООО «Строительная экспертиза», г. Белгород, Россия,
Кандидат технических наук, инженер-проектировщик
E-mail: drokin_sergey@mail.ru

Дронов Андрей Васильевич

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия,
Кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры теоретической механики и сопротивления материалов
E-mail: dronov.andrey.1989@gmail.com

Белоусов Александр Петрович

ООО «Строительная экспертиза», г. Белгород, Россия,
Заместитель директора по техническим вопросам

Смоляго Елена Геннадьевна

ООО «Строительная экспертиза», г. Белгород, Россия,
Кандидат технических наук, начальник отдела строительного аудита

Information about authors:

Smolyago Gennadiy A.

BSTU after V.G. Shukhov, Belgorod, Russia,
Doctor of Sciences, Professor, Department of Building and Urban development
E-mail: tpk-psv@yandex.ru

Drokin Sergey V.

ООО «Stroitelnaya expertiza», Belgorod, Russia,
Candidate of Sciences, Design engineer ООО «Stroitelnaya expertiza»
E-mail: drokin_sergey@mail.ru

Dronov Andrey V.

BSTU after V.G. Shukhov, Belgorod, Russia,
Candidate of Sciences, Assistant Professor, Department of Theoretical Mechanics and Strength of Materials
E-mail: dronov.andrey.1989@gmail.com

Belousov Alexander P.

ООО «Stroitelnaya expertiza», Belgorod, Russia,
Deputy Director of Technical Problems

Smolyago Elena G.

ООО «Stroitelnaya expertiza», Belgorod, Russia,
Candidate of Sciences, Head of Building and Construction Audit Department