

## СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

УДК 624.074:539.3

*КАБАНЦЕВ ОЛЕГ ВАСИЛЬЕВИЧ, канд. техн. наук,  
ovk531@gmail.com*

*ГОРБАТОВ СЕРГЕЙ ВАСИЛЬЕВИЧ, канд. техн. наук, профессор,  
gvsmy@mail.ru*

*Московский государственный строительный университет,  
129337, г. Москва, Ярославское ш., 26,*

*ПЕСИН КИРИЛЛ ОЛЕГОВИЧ, инженер,  
pesinkirill@rambler.ru*

*ООО «МонолитСтройПроект»,  
125413, г. Москва, пр. Мира, д. 101-Д, корп. 1*

### **ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ЛОКАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ ПЕРЕКРЫТИЯ НА ОСНОВЕ УЧЕТА ПОЭТАПНОГО ИЗМЕНЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ПОД НАГРУЗКОЙ**

В работе выполнен анализ основных этапов работы конструкций с дефектами. Показано, что влияние локальных дефектов на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции проявляется на одном из этапов нагружения (в общем случае – не первом).

Обосновано, что для корректной оценки НДС конструкции с дефектами необходимо применение расчетных методов, позволяющих отслеживать поэтапное накопление и перераспределение напряжений. Применение многоэтапного расчетного анализа позволяет учесть имеющиеся резервы несущей способности конструкции с дефектами.

Расчетный анализ конструкций с дефектами, выполняемый в традиционных расчетных технологиях в рамках принципа суперпозиции нагрузок, дает чрезвычайно консервативную оценку НДС, что определяется невозможностью учитывать такие важнейшие факторы, как многорежимность работы конструкции и «реакция» конструкции на локальное превышение несущей способности, приводящее к перераспределению усилий.

**Ключевые слова:** несущие конструкции; дефекты конструкций; моделирование; напряженно-деформированное состояние; расчетный прогноз; расчетная технология; расчетная модель.

*OLEG V. KABANTSEV, PhD,  
ovk531@gmail.com*

*SERGEI V. GORBATOV, PhD, Professor,*

*gvsmy@mail.ru*  
*Moscow State University of Civil Engineering,*  
*26, Yaroslavskoe Road, 129337, Moscow, Russia,*  
*KIRILL O. PESIN, Engineer,*  
*pesinkirill@rambler.ru*  
*ООО 'MonolitStroiProekt',*  
*101D, Mira Ave., Moscow, Russia*

## **ESTIMATION OF LOCAL DEFECTS OF LOADED SLABS CONSIDERING A STEP CHANGE IN DESIGN DIAGRAM**

The paper presents the analysis of structural behavior with defects. It is shown that the influence of local defects on the stress-strain state of the structure is demonstrated at one of the loading stages.

The estimation of stress-strain state of defective structure requires the use of computational methods to track the gradual stress accumulation and redistribution. The multi-stage computational analysis accounts for the available reserves of bearing capacity of the structure with defects.

Design analysis of defective structures performed using the traditional technology in terms of the stress superposition principle gives an extremely conservative estimate of the stress-strain state, which is defined by the inability to take into account such important factors as design and multi-mode structural behavior at a local excess of bearing capacity leading to the force redistribution.

**Keywords:** load-bearing structures; defective structures; modeling; stress-strain state; estimated forecast; design technology; design model.

### **Введение**

Наличие дефектов в конструкциях зданий и сооружений достаточно распространенное явление. Дефекты в конструкциях могут возникнуть как при их изготовлении, так и вследствие эксплуатационных воздействий. Объем дефектов в конструктивных элементах может существенно различаться – от массового распространения дефекта (например, в конструктивном элементе применен материал пониженной прочности) до локальных дефектов в отдельных узлах или участках конструкции. Дефекты конструкций имеют различный генезис – от нарушений проекта или технологии изготовления (человеческий фактор) до повреждений вследствие коррозионных процессов и превышения допустимой нагрузки на конструкцию. Конструкция при наличии дефектов (даже при тотальном снижении прочности материала) имеет некоторый уровень несущей способности, обеспечивающий принятие определенных нагрузок.

Таким образом, факт наличия дефекта (в большем или меньшем объеме) не является однозначным основанием для принятия решения о непригодности конструкции к эксплуатации. Заключение о работоспособности конструкции в целом либо отдельного конструктивного элемента может быть принято только на основании детального анализа влияния дефекта на несущую способность конструкции в целом (конструктивного элемента).

Анализ жизненного цикла сооружения показывает, что нагрузка на несущую систему не возникает мгновенно и в полном объеме, а величины нагружений в различных режимах существенно отличаются, более того – возможна и разгрузка конструкции на каком-то этапе ее работы. Можно выделить следующие основные режимы работы сооружения: режим возведения здания, режим основного эксплуатационного периода, режимы особых условий эксплуатационного периода. Каждому из таких режимов соответствует свой вид расчетной модели несущих конструкций сооружения.

Проблема учета изменений расчетной модели, связанной с режимами возведения, основным эксплуатационным периодом с различными связями между воздействиями, а также с особым режимом эксплуатационного периода, исследована в работах [1–4]. Анализ влияния изменения расчетной модели сооружения в процессе поэтапного замыкания расчетной схемы в режиме возведения представлен в работах [5–7], где показаны существенные отличия в расчетных величинах деформаций несущих конструкций многоэтажных и высотных железобетонных зданий, полученных с учетом и без учета поэтапных изменений расчетной схемы.

Существует особый режим работы конструкции под нагрузкой – режим деградации конструкции в ситуации, связанной с различными причинами: вследствие снижения несущей способности конструктивного элемента, определяемого внешним воздействием (коррозионное поражение элементов конструкции, износ и т. п.), вследствие исчерпания несущей способности локального участка конструкции при возрастающей нагрузке. В последнем случае причиной пониженного уровня несущей способности на локальном участке может быть, например, дефект бетона или нарушение конструкции армирования.

Деградация не проявляется одновременно в пределах всей конструкции. Процесс деградации происходит в виде формирования микроразрушений в теле конструкции, роста объема микроразрушений с переходом к макроразрушению фрагмента конструкции, после чего (при дальнейшем росте нагрузки либо повреждающего фактора) процесс выходит на уровень общего разрушения конструкции. Таким образом, процесс деградации конструкции является многоэтапным процессом, при котором от этапа к этапу происходит изменение исходной расчетной модели. Теоретические обоснования многоэтапной механики разрушения приведены в работах [8, 9].

Принципиальная возможность реализации конечно-элементного расчетного анализа НДС деградирующей системы представлена в работе [10] на примере исследования коррозионного поражения элементов конструкции в течение некоторого времени. Пример численного исследования процесса разрушения модели в условиях деградации конструкции под возрастающей нагрузкой приведен в работе [11].

Общая методика расчетного анализа, позволяющая выполнять отслеживание напряженно-деформированного состояния конструкции при поэтапном изменении расчетной модели (в том числе и в режиме деградации), представлена в работе [12], где сформулированы и обоснованы базовые операции (инструменты), при помощи которых выполняется корректировка исходной модели от этапа к этапу, а также изложена технология многоэтапного расчета.

### Постановка задачи

В 1954 г. А.Р. Ржаницыным в работе [13] отмечено: «В статически неопределимых конструкциях исчерпание несущей способности одного из элементов не вызывает разрушения всей системы, т. к. остальные элементы, образуя неизменяемую систему, могут выдержать еще дополнительную нагрузку. При этом в результате пластических деформаций элементов, достигших предельного состояния, происходит перераспределение напряжений в других элементах в более выгодную для конструкции сторону». Цитата из работы [13] показывает, что даже на самых первых этапах исследований работы конструкций в упругопластической стадии было очевидно, что проявление пластичности в локальных зонах неизбежно приводит к изменениям исходной расчетной схемы конструкции – процесс перераспределения усилий не может реализовываться в режиме линейной работы расчетной схемы в ее исходном стабильном состоянии.

В наиболее распространенных конструкциях из железобетона процессы развития пластических деформаций связаны с формированием пластических шарниров. Общие принципы проявления механизма пластических шарниров в железобетонных статически неопределимых схемах детально описаны в работе [14].

Однако понимание действительной схемы многоэтапного характера нагружения конструкции и работы последней в одном из возможных режимов (возведения, основного эксплуатационного периода или особого режима эксплуатационного периода) требует применения таких инструментов расчетного анализа, которые позволят определить уровень напряжений в любой локальной зоне конструкции, возникающий на любом из этапов нагружения системы. Превышение порогового уровня напряжений, который соответствует уровню несущей способности сечения в локальной зоне, приведет к формированию пластического шарнира. Расчетный инструмент должен обеспечивать учет проявившегося дефекта (в виде пластического шарнира) путем пересчета НДС системы, сложившегося к этому моменту, т. к. расчетная модель получила изменения при неизменных параметрах нагрузки. Таким образом, дефект в конструкции, сформировавшийся под нагрузкой на одном из этапов нагружения, внесет изменения в распределение усилий (напряжений), сложившихся в расчетной модели на предшествующих этапах.

Целесообразность и эффективность приведенного подхода к анализу конструкций с дефектами могут быть иллюстрированы на примере наиболее распространенных монолитных железобетонных несущих конструкций зданий.

Конструкции из монолитного железобетона (в целом – весьма надежные и обладающие высокой устойчивостью к отказам) обладают некоторыми «точками» уязвимости, к которым в первую очередь можно отнести качество бетонной смеси.

Качество бетонной смеси обеспечивается не только соблюдением рецептуры при ее изготовлении, но и соблюдением требований по доставке смеси на объект, ее укладке в тело конструкции, а также соблюдением требований по защите бетона при наборе прочности.

Практика возведения зданий с несущими конструкциями из монолитного железобетона определяет необходимость производства работ в условиях отрицательных температур наружного воздуха. При этом должны быть обеспечены условия сохранения бетонной смеси и предотвращения промораживания бетона в конструкциях возводимого здания. Известны методы электропрогрева бетона, технология выполнения железобетонных конструкций по методу «термоса» и т. п. Однако в результате нарушения технологии производства работ допускаются отдельные случаи повреждения бетонной смеси отрицательными температурами.

Так, при возведении многоэтажного жилого дома с монолитным железобетонным рамно-связевым каркасом в Московской области было допущено промораживание бетона одного из междуэтажных перекрытий. При этом (в силу различных причин) в пределах перекрытия локальные участки бетона пониженной прочности расположены хаотично, более того – такие участки приурочены к разным плоскостям перекрытия (нижней или верхней) (рис. 1). Прочностные параметры бетона перекрытия определены группой специалистов НИИЖБ под руководством М.И. Брусера.

Армирование перекрытия выполнено в виде сетки из отдельных арматурных стержней D12 A500C с шагом 200 мм, устанавливаемых в зоне верхнего и нижнего армирования. На опорных участках (в направлении, перпендикулярном стене) устанавливаются стержни дополнительного армирования D16 A500C с шагом 200 мм. Принятая схема армирования представляет собой ярко выраженный пример реализации принципа унификации конструктивного решения армирования перекрытия.

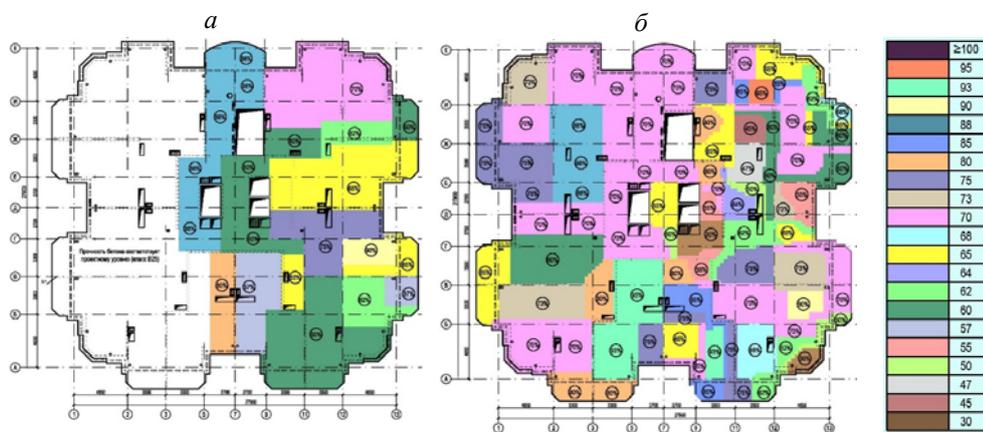


Рис. 1. Схема распределения дефектов бетона перекрытия:

*a* – распределение дефектов по нижней плоскости перекрытия; *б* – распределение дефектов по верхней плоскости перекрытия; справа – цветовая шкала уровня прочности бетона (% от проектного уровня)

Известно, что при проектировании несущих монолитных железобетонных конструкций выполняется (в большем или меньшем объеме) унификация конструкторских решений: колонны проектируются с несколькими типами

армирования, армирование перекрытий выполняется с использованием заранее назначенного шага арматурных стержней, сортамент которых ограничивается утвержденным перечнем. При этом в каждом расчетном сечении армирование устанавливается с величиной, не ниже определенной в рамках расчета, а с учетом унификации – с некоторым превышением расчетного уровня. Таким образом, в системе несущих конструкций формируется некоторый резерв несущей способности, связанный с применением принципа унификации конструктивного решения армирования.

В случае детального исследования НДС важнейшего элемента несущей системы многоэтажного здания с монолитными железобетонными несущими конструкциями – межэтажного перекрытия – необходимо определить основные этапы работы такого конструктивного элемента в течение жизненного цикла сооружения.

В режиме возведения для конструкции перекрытия следует выделить несколько этапов: этап укладки бетона в опалубку (как правило, укладка выполняется отдельными захватками), этап набора прочности бетоном перекрытия в условиях установленной опалубки (в ряде случаев на финальной стадии этого этапа возводятся вертикальные несущие конструкции следующего яруса), этап демонтажа опалубки рассматриваемого перекрытия с передачей нагрузок от собственного веса на бетон перекрытия.

В рамках режима возведения сооружения в целом для конструкции межэтажного перекрытия следует выделить этап устройства наружных самонесущих стен, опирающихся на перекрытие, и перегородок, после чего выполняется этап выполнения конструкций пола. Нагрузки от наружных стен и перегородок, а также от конструкций пола относятся к временным длительно действующим. С учетом приведенной последовательности этапов режима возведения указанные нагрузки не являются независимыми и действуют на конструкции перекрытия, деформированные нагрузками собственного веса.

Эксплуатационный режим работы перекрытия характеризуется наличием эксплуатационных нагрузок на перекрытие, которые (в соответствии с действующими нормами) являются временными кратковременными нагрузками. В рамках принятой последовательности этапов и режимов работы здания указанные эксплуатационные нагрузки действуют на конструкции перекрытия, деформированные нагрузками собственного веса и нагрузками от перегородок и полов.

Существенную роль в работе конструкции играют дефекты разного рода, которые (в общем виде) включаются на различных этапах работы конструкции при разном уровне нагрузок.

Рассмотрим наиболее характерные дефекты монолитных железобетонных перекрытий.

1. Бетон перекрытия по всему объему конструкции имеет пониженную (по отношению к проектному уровню) величину прочности. В этом случае расчетный анализ с учетом этапности нагружений и формирования НДС позволит выявить резервы несущей способности, определяемые взаимосвязанным характером действия различных загрузжений. В рамках каждого из этапов загрузжения конструкции представляется возможным определить зоны с недо-

статочным уровнем несущей способности и смоделировать в таких зонах пластические шарниры, что приведет к перераспределению напряжений в конструкции перекрытия.

При наличии некоторых резервов армирования (вследствие унификации – см. выше) перераспределение усилий в ряде случаев не сможет привести к исчерпанию несущей способности конструкции в целом. Следует отметить, что при существенном снижении уровня прочности бетона расчетный анализ может показать и отрицательный результат – высокая степень детализации модели конструкции лишь столь же детально продемонстрирует недостаточный уровень ее несущей способности.

2. Локальные участки бетона с пониженной (по отношению к проектному уровню) величиной прочности. Такой вид дефектов конструкции имеет несколько разновидностей.

2.1. Локальный участок перекрытия с бетоном пониженной прочности по всему объему локального участка.

2.2. Локальный участок перекрытия с бетоном пониженной прочности, который расположен у одной из плоскостей конструкции (нижняя или верхняя плоскости). Такая ситуация возникает, например, в условиях промораживания верхней или нижней зоны бетона при выполнении строительно-монтажных работ.

В случае локализации бетона пониженной прочности у одной из плоскостей плиты перекрытия (дефект типа 2.2) необходимо установить наличие или отсутствие влияния (либо степень влияния) такого дефекта на несущую способность перекрытия. При расположении локального дефекта в зоне напряжений растяжения у определенной плоскости перекрытия (нижней или верхней) такой растянутый бетон не включается в работу сечения – работа этой части сечения обеспечивается растянутой арматурой. Очевидно, что в указанном случае влияние локального пониженного уровня прочности бетона на несущую способность перекрытия будет минимальным. Аналогично при разном уровне потери прочности бетоном у верхней и нижней плоскостей в расчет следует вводить ту величину прочности (с соответствующим модулем упругости), которая соответствует положению сжатой зоны бетона.

Расчетный анализ перекрытия с дефектами типа 2, выполняемый с учетом последовательных этапов нагружения конструкции и отслеживанием НДС, представляет возможность оценить степень влияния локального дефекта на уровень несущей способности конструкции в целом. В зависимости от расположения локального дефекта и с учетом разного уровня напряжений в конструкции такие дефекты могут приводить к формированию зон пластических шарниров. При этом момент формирования пластического шарнира может наступать на более раннем или более позднем этапах работы конструкции. Это определяется как уровнем напряжений в зоне локального дефекта, так и уровнем армирования этой зоны. Выше было показано, что в рамках принципа унификации на конкретном участке конструкции может быть установлено армирование, превышающее требуемый по расчету уровень. Такого увеличенного уровня армирования может быть достаточно для принятия напряжений одного из начальных этапов работы конструкции. Однако при

дальнейшем увеличении нагрузки напряжения превысят уровень, обеспечиваемый несущей способностью участка с локальным дефектом, что приведет к формированию пластического шарнира с последующим перераспределением напряжений в конструкциях перекрытия.

Для моделирования процесса формирования пластического шарнира в железобетонной конструкции необходимо выполнить видоизменение расчетной модели – ввести элемент существенно меньшей жесткости в ту зону модели, в которой величина установленного продольного армирования ниже уровня, определенного расчетом. Контроль уровня прочности следует выполнять на каждом этапе нагружения, а сами нагружения должны учитываться как накапливаемые (за исключением временных кратковременных нагрузок).

Процедура введения пластического шарнира имеет ряд особенностей. В общем виде пластический шарнир может сформироваться на любом этапе нагружения модели. Если этот этап не является первым, то вводимые в модель пластические шарниры (элементы существенно меньшей жесткости) должны влиять на распределение усилий (напряжений), полученное на предыдущих этапах расчета, а также учитываться на последующих этапах расчетного анализа. Таким образом, расчетная технология должна обеспечить не только наследование НДС расчетной модели от этапа к этапу с учетом всех вносимых в модель на разных этапах изменений, но и учитывать возможное влияние модификации модели на сложившееся к этому моменту напряженное состояние.

#### **Общие принципы технологии расчетного анализа с поэтапным учетом изменений расчетной модели**

Задача исследования влияния дефектов на работу конструкции под возрастающей (в общем виде – изменяющейся) нагрузкой может быть решена на основе сформулированных в работе [15] и дополненных в [12] базовых принципов моделирования изменения расчетной модели в режиме многоэтапного расчета.

Так как в рамках конечно-элементного расчетного анализа должна решаться задача исследования деградации конструкции под возрастающей нагрузкой, то ключевым элементом процедуры поэтапного изменения обобщенной матрицы жесткости является корректировка величины жесткости того конечного элемента (или группы КЭ), для которого на одном из этапов расчета установлен факт недостаточного уровня несущей способности. В остальном многоэтапная расчетная технология вполне соответствует изложенной в работе [12]:

Разрешающие уравнения метода перемещений, реализованного в конечно-элементном расчете:

$$\mathbf{K}(\mathbf{r}) \Delta \mathbf{u}(\mathbf{r}) = \Delta \mathbf{q}(\mathbf{r}), \quad (1)$$

где  $\mathbf{K}(\mathbf{r})$  – матрица жесткости системы на  $\mathbf{r}$ -м этапе, а  $\Delta \mathbf{u}(\mathbf{r})$  и  $\Delta \mathbf{q}(\mathbf{r})$  – соответственно векторы дополнительных перемещений и дополнительных приведенных узловых нагрузок, относящихся к  $\mathbf{r}$ -му этапу. Зная  $\Delta \mathbf{u}(\mathbf{r})$ , можно опреде-

лить приращения усилий  $\Delta s(r)$  и получить накопленные по всем  $r$ -м этапам значения перемещений  $u(r)$  и усилий  $s(r)$ :

$$u(r) = u(r-1) + \Delta u(r), \quad (2)$$

$$s(r) = s(r-1) + \Delta s(r). \quad (3)$$

Такое поэтапное суммирование компонент НДС необходимо проводить в силу свойства своеобразной «памяти» системы. Соотношения (2) и (3) являются законами наследования монтажных состояний конструкции. Одновременное выполнение линейных соотношений (1) и законов наследования (2), (3) порождает генетическую нелинейность задачи [15].

При переходе к следующему  $(r+1)$ -му этапу расчета меняется матрица жесткости  $K(r)$ , которая получает приращение  $\Delta K(r)$  положительное, если в систему на этапе  $r+1$  добавляются элементы, и отрицательное, если элементы выбывают из системы на этапе  $r+1$ :

$$K(r+1) = K(r) + \Delta K(r). \quad (4)$$

Специфическая особенность расчетного анализа процесса деградации конструкции состоит в том, что изменение расчетной схемы связано с корректировкой параметров жесткости тех или иных конечных элементов, входящих в расчетную модель конструкции (изменение модуля упругости и т. п.). В этом случае происходит замена ранее введенной, например, на  $s$ -м этапе матрицы жесткости  $\Delta K(s)$  на новую матрицу  $\Delta K(r)$ :

$$K(r+1) = K(r) - \Delta K(s) + \Delta K(r). \quad (5)$$

Корректировка параметров жесткости одного или нескольких конечных элементов выполняется при помощи одного из базовых инструментов многоэтапной расчетной технологии, а именно базовой операции  $H$  («изменение модуля упругости элемента для текущей и всех последующих стадий расчета» [12]). Следует подчеркнуть, что расчетный инструмент (вычислительный комплекс) должен обеспечивать учет возможного влияния изменения параметров жесткости на сформированное к моменту корректировки НДС системы.

Результатом расчета в рассматриваемом случае является приращение перемещений на этапе ( $\Delta U r = j$ ), что позволяет получить полные перемещения модели, сформированные за весь набор этапов расчета (от  $r = 1$  до  $r = j$ ), и, в свою очередь, приращения усилий (напряжений)  $\Delta S r = j$  и полные значения усилий (напряжений) в рамках всех этапов расчета. Важнейшим аспектом такого многоэтапного расчета является то, что приращение перемещений на некотором этапе связано не только с изменением нагрузочного фактора, но и с изменением параметров жесткости конечных элементов, что приводит к перераспределению напряжений в ансамбле конечных элементов модели.

Очевидно, что для воздействий, относящихся к различным стадиям одного и того же этапа монтажа, действуют обычные линейные законы механики, а расчетная схема конструкции меняется только при переходе к следующему монтажному этапу. В этой связи под приращениями  $\Delta u(r)$  и  $\Delta s(r)$  следует понимать изменение перемещений и усилий, произошедшее от момента завершения последней стадии предшествующего этапа монтажа.

Расчетная технология с условным названием «Монтаж», позволяющая выполнять многоэтапный расчет и учитывать при этом изменения расчетной модели от этапа к этапу с отслеживанием НДС, включена в расчетный комплекс SCAD (версия 11.3 и выше). Расчетный модуль «Монтаж» верифицирован [16] по принятой технологии с использованием референсного расчетного комплекса ANSYS.

Возможность учета режима деградации конструкции под нагрузкой иллюстрируется на примере расчета однопролетной рамы с тремя этапами работы (рис. 2). На 1-м этапе к ригелю рамы приложена равномерно распределенная нагрузка  $5,0$  т/м пог., которая формирует эпюру моментов с опорным моментом  $M_{оп} = -15$  тм и пролетным моментом  $M_{пр} = +8$  тм (рис. 2, а, б). На 2-м этапе к ригелю рамы также приложена равномерно распределенная нагрузка  $5,0$  т/м пог., которая формирует суммарную эпюру моментов с опорным моментом  $M_{оп} = -30$  тм и пролетным моментом  $M_{пр} = +16$  тм (рис. 2, в, г). На третьем этапе в опорные зоны ригеля введен пластический шарнир – модуль упругости приопорных конечных элементов понижен на 2 порядка (рис. 2, д).

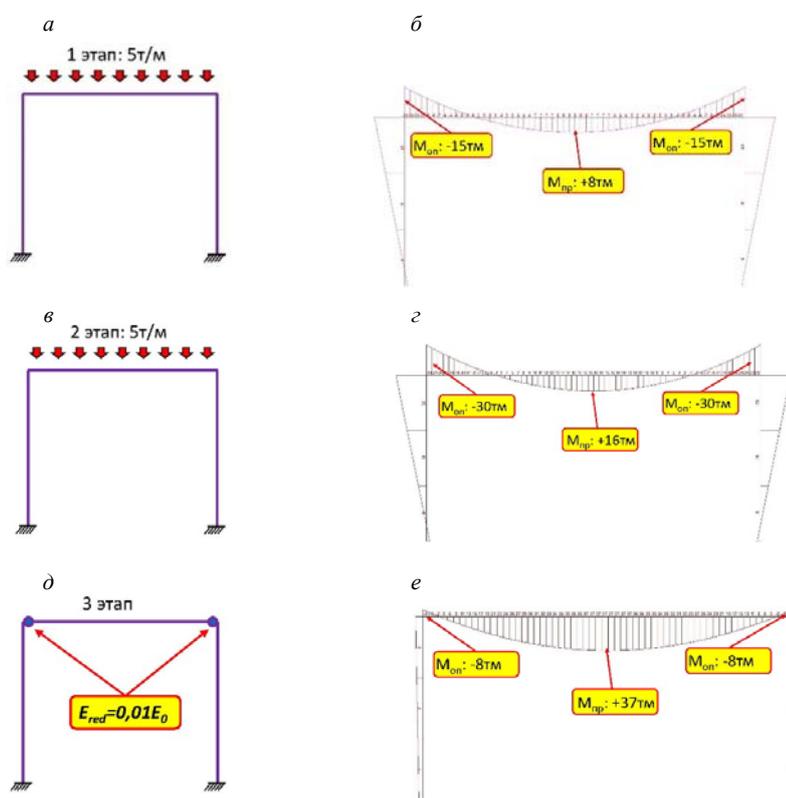


Рис. 2. Схема расчета, при котором реализуется отслеживание поэтапного изменения расчетной модели:

а – вид модели с нагрузкой 1-го этапа; б – эпюра изгибающих моментов 1-го этапа; в, г – то же 2-го этапа (с учетом накопления нагрузки); д – 3-й этап работы модели с введением пластических шарниров; е – эпюра изгибающих моментов на 3-м этапе с учетом введенных пластических шарниров

В результате введения пластического шарнира НДС расчетной модели существенно меняется при неизменных внешних нагрузках, приложенных на 1-м и 2-м этапах, – опорные моменты снижаются до  $-8$  тм, а пролетный момент возрастает до  $+37$  тм (рис. 2, *e*). Указанные значения моментов свидетельствуют о том, что введение пластического шарнира повлияло на усилия в элементах рамы, сформированные на всех предыдущих этапах загрузки модели. Для сравнения приведены результаты линейного расчета однопролетной рамы с шарнирами в приопорных зонах и нагрузкой на ригель, равной нагрузке каждого из этапов предыдущего примера (рис. 3).

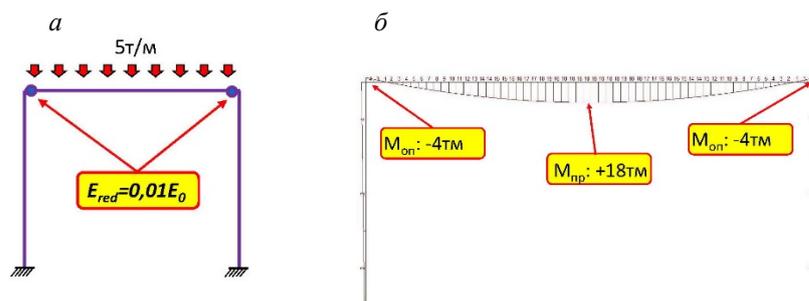


Рис. 3. Схема расчета рамы с пластическим шарниром в опорной зоне:  
*a* – вид модели с нагрузкой; *б* – эпюра изгибающих моментов

Реализация процедуры пересчета усилий (напряжений) в системе конструкций после снижения жесткости элементами расчетной схемы при действующем уровне нагрузок является обязательным условием получения корректного результата расчета параметров НДС модели, работающей в режиме деградации. Необходимость процедуры пересчета с перераспределением усилий (напряжений) определяется тем фактом, что после модификации жесткостей возникает, по существу, новая расчетная схема, которая формирует иную реакцию на те нагрузки, которые были приложены к исходному виду расчетной модели.

Следует отметить, что увеличение жесткости элемента расчетной схемы на одном из этапов расчета не приводит, как правило, к перераспределению усилий в системе конструкций. Процесс увеличения жесткости элемента может рассматриваться по концепции «метода параллельного элемента» [17, 18], в соответствии с которой случай увеличения жесткости моделируется добавлением в расчетную схему нового элемента с жесткостью, равной приросту жесткости исходного элемента системы. Новый элемент (с нулевым уровнем напряжений) устанавливается параллельно исходному элементу, что обеспечивает отсутствие влияния нового элемента на сложившееся НДС модели. Включение нового элемента в работу произойдет на следующих этапах расчета, в рамках которых произойдет либо увеличение нагрузки, либо деформационное воздействие, либо изменение самой расчетной схемы.

Результаты расчета тестового примера, приведенного на рис. 2, показывают: расчетная технология «Монтаж», реализованная в комплексе SCAD,

соответствует общим принципам моделирования изменения модели в режиме многоэтапного расчета [12] и позволяет выполнить корректное отслеживание НДС в режиме деградации конструкции методом прямой корректировки параметра жесткости. Предложенная расчетная технология обеспечивает (при необходимости) перераспределение усилий (напряжений) в модели с учетом влияния модифицированной жесткости элементов расчетной схемы при сложившейся к этому моменту модели нагрузок.

#### Анализ несущей способности плиты перекрытия типового этажа

Для расчетной оценки несущей способности плиты перекрытия типового этажа (по I и II группам предельных состояний) с учетом фактического уровня прочности бетона, определенного исследованиями специалистов НИИЖБ, разработана расчетная модель, с высокой точностью отражающая геометрию конструкции и состоящая из 3 типовых этажей. Анализ НДС выполнялся для среднего перекрытия как для элемента расчетной модели, для которого влияние условий закрепления сведено к минимуму. Общий вид расчетной модели приведен на рис. 4.

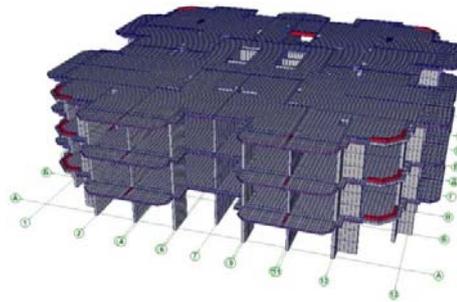


Рис. 4. Общий вид расчетной модели перекрытия

Для определения участков сжатого бетона на верхней и нижней плоскостях перекрытия выполнен предварительный этап расчета, в рамках которого модуль упругости бетона для всех элементов модели принят равным проектному уровню ( $E_0$ ); нагрузки приняты равными собственному весу конструкций. Все поле плиты перекрытия разделено на участки сжатия, приуроченные либо к верхней, либо к нижней плоскости перекрытия. Для участков сжатого бетона назначены редуцированные модули упругости ( $E_{red}$ ), соответствующие материалам обследования (рис. 5). Модули упругости назначались с учетом положения сжатой зоны – для сжатой зоны, приуроченной к нижней плоскости, данные принимались по рис. 1, а; для сжатой зоны, приуроченной к верхней плоскости, данные принимались по рис. 1, б.

Полученная на предварительном этапе распределения жесткостей принята в качестве исходной для выполнения многоэтапного расчетного анализа НДС и несущей способности плиты перекрытия.

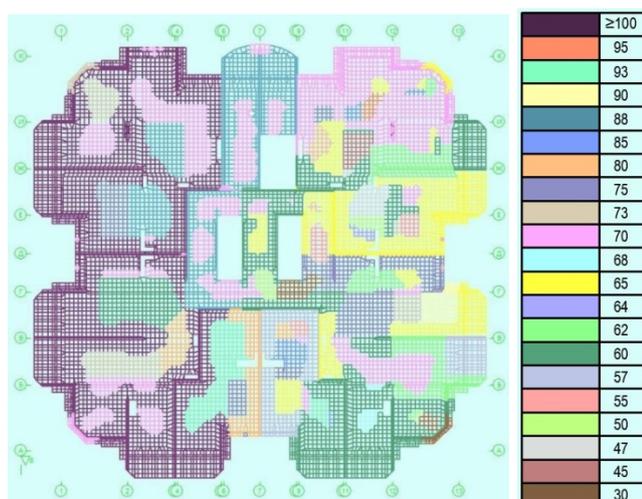


Рис. 5. Распределение жесткостей бетона с учетом зон сжатия, формирующихся в перекрытии от нагрузок собственного веса (слева); справа – цветовая шкала уровня модуля упругости (% от  $E_0$ )

Для оценки НДС и несущей способности перекрытия выполнен расчет, состоящий из 6 этапов.

На 1-м этапе модель испытывает нагрузки от собственного веса конструкций, что соответствует этапу демонтажа опалубки, и выполнен расчет армирования (по прочности) в соответствии с полученными усилиями от нагрузок 1-го этапа. Анализ результатов расчета показал: уровень установленного армирования плиты перекрытия существенно превосходит уровень, требуемый по расчету 1-го этапа.

На 2-м этапе к расчетной модели (в дополнение к нагрузкам 1-го этапа) приложены нагрузки от наружных ограждающих конструкций, которые (в соответствии с принципом наследования НДС от этапа к этапу) являются накапливаемыми. На базе полученных на 2-м этапе усилий выполнен расчет армирования (по прочности) плиты перекрытия, который показал превышение установленного армирования по отношению к расчетному уровню. На основе анализа распределения напряжений от нагрузок 2-го этапа получено новое распределение зон сжатия на плоскости перекрытия: изменения (по отношению к исходному распределению) незначительные. По результатам расчета 2-го этапа внесены коррективы в распределение жесткостей плиты перекрытия, учитывающие изменение зон сжатия.

На 3-м этапе расчета к расчетной модели (в дополнение к нагрузкам 1-го и 2-го этапов) приложены нагрузки от перегородок, которые также отнесены к накапливаемым нагрузкам. По результатам расчета 3-го этапа выполнен расчет армирования (по прочности), который показал превышение установленного армирования по отношению к расчетному уровню. На основе анализа распределения напряжений от нагрузок 3-го этапа получено новое распределение зон сжатия на плоскости перекрытия, которое незначительно

отличается от принятого на 2-м этапе. По результатам расчета внесены необходимые коррективы в распределение жесткостей плиты перекрытия.

На 4-м этапе расчета к расчетной модели (в дополнение к нагрузкам 1, 2 и 3-го этапов) приложены нагрузки от конструкций полов (загружение отнесено к накапливаемым нагрузкам). Результаты расчета армирования (по прочности) на 4-м этапе показали превышение установленного армирования по отношению к расчетному уровню. Суммарное (от четырех этапов) загрузку конструкции плиты также привело к некоторому изменению зон сжатия, которое было учтено в новом распределении жесткостей плиты перекрытия.

На 5-м этапе расчета к расчетной модели (в дополнение к нагрузкам 1–4-го этапов) приложены эксплуатационные нагрузки (в соответствии с действующими нормами эти нагрузки являются временными кратковременными и не могут быть отнесены к классу накапливаемых нагрузок). По результатам расчета 5-го этапа выполнен расчет армирования (по прочности), который показал наличие отдельных зон у верхней плоскости плиты перекрытия, в которых уровень установленного продольного армирования был ниже уровня, требуемого по расчету. В таких зонах (в соответствии с [14]) формируются зоны пластического шарнира, в которых уровень воспринимаемых напряжений определяется расчетом предыдущего этапа, т. е. в условиях достаточного уровня несущей способности.

Для учета процесса формирования пластического шарнира зоны недостаточного верхнего армирования были локализованы (рис. 6). При этом в поэтапном расчетном анализе был выполнен «служебный» этап расчета, на котором в зоны недостаточной несущей способности введены пластические шарниры (понижены на два порядка величины модуля упругости).

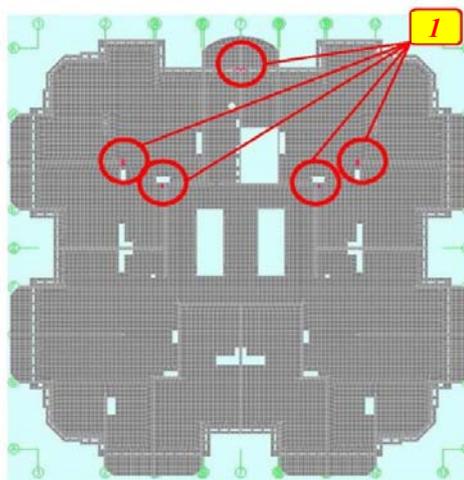


Рис. 6. Зоны недостаточного армирования I по критериям I группы предельных состояний (результат расчета этапа 5)

Целью расчета «служебного» этапа 5-1 является пересчет нового вида расчетной модели (с учетом появления пластических шарниров), что приведет

к перераспределению усилий с увеличением значений изгибающих моментов в пролетах, прилегающих к зонам пластики на опорах плиты перекрытия. В свою очередь, увеличение пролетных моментов может (при недостаточном уровне несущей способности) привести к формированию пластических шарниров в пролете, что потребует выполнения следующего «служебного» этапа расчета для учета влияния пластики в пролетных зонах.

Анализ результатов расчета этапа 5-1 показал:

1. При действии накапливаемых и временных кратковременных нагрузок зоны недостаточного армирования (зоны пластических шарниров) не увеличиваются.

2. Формирование зон пластических шарниров приводит к снижению ( $\approx -18\%$ ) опорных моментов и увеличению ( $\approx +42\%$ ) значений моментов в пролетах, прилегающих в зонах пластических шарниров. Следует отметить, что столь значимые в процентном выражении изменения величин изгибающих моментов соответствуют весьма незначительным абсолютным значениям – десятым долям единиц.



Рис. 7. Эпюры изгибающих моментов в перекрытии по линии оси «Ж» (см. рис. 1) от действия комбинации всех расчетных нагрузок: сверху – эпюры изгибающих моментов в результате расчета без учета формирования пластических шарниров; снизу – то же в результате многоэтапного расчета с учетом формирования пластических шарниров на этапе действия эксплуатационных нагрузок

По результатам расчета этапа 5-1 (с учетом зон пластических шарниров) выполнен расчет армирования по критериям прочности и предельно допускаемой ширины раскрытия трещин, который показал отсутствие зон недостаточного армирования по всей площади плиты перекрытия. Исключения составляют зоны пластических шарниров – по критерию ограничения ширины раскрытия трещин. В этих зонах следует выполнить мероприятия,

обеспечивающие защиту арматуры от коррозионного повреждения, что не представляет особых проблем (с учетом устройства цементно-песчаной подготовки под полы).

На 6-м этапе выполнен расчет деформаций перекрытия от действия накапливаемых (нормативные значения) и длительно действующей части временных эксплуатационных нагрузок. В соответствии с требованиями действующих норм (СНиП 52-01–2003) модули упругости бетона перекрытия на 6-м этапе расчета были редуцированы с введением коэффициента, учитывающего продолжительное действие нагрузки. Результаты расчета представлены на рис. 8. Анализ результатов расчета деформаций при наличии зон пластических шарниров и редуцированных модулей упругости бетона показал, что расчетный уровень деформаций не превышает предельно допустимых величин.

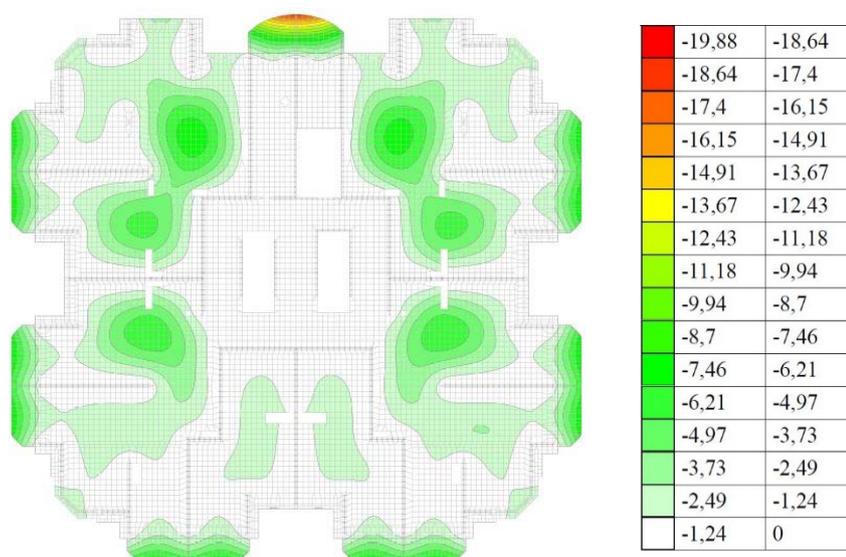


Рис. 8. Расчетные значения деформаций от длительно действующих нагрузок с учетом редуцированных модулей упругости бетона. Справа – цветовая шкала [мм]

Для сопоставления представленного подхода к анализу несущих конструкций на основе многоэтапного расчета с учетом деградации элементов конструкции под нагрузкой выполнен расчет плиты перекрытия в традиционной расчетной технологии в рамках принципа суперпозиции нагрузок (нагрузки приняты в виде отдельных независимых нагружений, действующих на исходную недеформированную расчетную модель). Расчетная модель перекрытия разработана с учетом данных обследования по прочностям участков бетона. Распределение жесткостей бетона по расчетной схеме перекрытия выполнено с учетом положения сжатой зоны бетона от нагрузок собственного веса (такая модель соответствует модели 1-го этапа многоэтапного расчета). Расчет в традиционной постановке показал существенно больший объем зон с недостаточным уровнем армирования (в основном – весьма незначительной

площади), что может быть оценено как свидетельство недостаточного уровня несущей способности конструкции в целом (рис. 9).

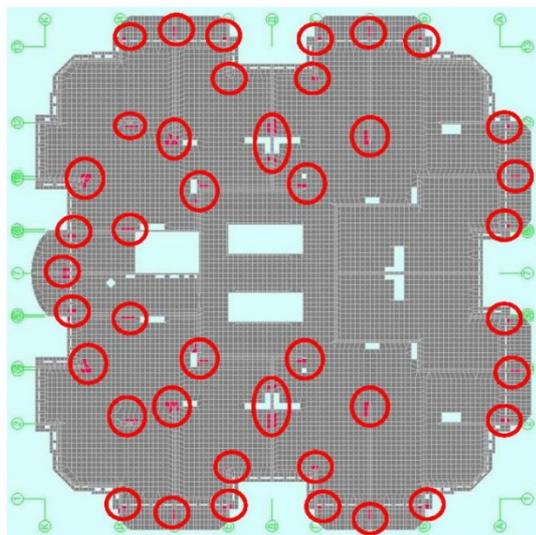


Рис. 9. Зоны недостаточного армирования по результатам расчета в традиционной расчетной технологии (маркированы участки с дефицитом армирования)

Таким образом, детальный расчетный анализ по технологии многоэтапного расчета с наследованием НДС и учетом влияния деградации элементов конструкции под возрастающей нагрузкой показал, что локальное снижение прочности бетона приводит к формированию малых зон пластических шарниров и увеличению пролетных изгибающих моментов. Величина зон пластики и их распространение по площади конструкции в значительной степени определяются параметрами армирования.

### Заключение

На основе анализа основных режимов работы перекрытия установлено, что влияние локальных дефектов на напряженно-деформированное состояние конструкции проявляется на одном из этапов нагружения (в общем случае – не первом).

Для корректной и обоснованной оценки НДС конструкции с дефектами необходимо применение расчетных методов, позволяющих отслеживать поэтапное накопление напряжений как следствие не только изменений нагружения, но и изменений (при формировании локальных зон пластики) расчетной модели конструкции от этапа к этапу, что позволяет оценить влияние локальных дефектов на несущую способность конструкции в целом.

В соответствии с общими положениями метода анализа конструкции в режиме деградации выполнена оценка несущей способности монолитного железобетонного перекрытия типового этажа многоэтажного жилого здания

с локальными зонами бетона пониженной прочности. Реализованная в многоэтапном расчете возможность оценки уровня накопленных напряжений и их сопоставления с уровнем несущей способности локальной зоны конструкции позволяет применять механизм введения пластических шарниров на любом из этапов нагружения с пересчетом НДС, сформировавшегося на предшествующих этапах. Предложенная технология расчетной оценки позволяет учесть резервы несущей способности конструкции с дефектами.

Расчетный анализ конструкций с дефектами, выполняемый в традиционных расчетных технологиях в рамках принципа суперпозиции нагрузок, дает чрезвычайно консервативную оценку НДС, что определяется невозможностью учитывать такие важнейшие факторы, как многорежимность работы конструкции и поэтапное накопление напряжений. Результаты такого расчетного анализа не могут быть признаны вполне корректными, т. к. принципиальные положения традиционной расчетной технологии не позволяют учесть «реакцию» конструкции на локальное превышение несущей способности, что приводит к формированию зон пластических деформаций и последующему за этим перераспределению усилий (напряжений).

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кабанцев, О.В. Расчет конструкций многоэтажных и высотных железобетонных зданий с учетом изменения основных параметров расчетной модели в режимах возведения и эксплуатации / О.В. Кабанцев // Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12–16 мая 2014 г.). Т. 1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. – С. 282–292.
2. Кабанцев, О.В. Расчет несущих конструкций с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели / О.В. Кабанцев, А.В. Карлин // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 7. – С. 33–35.
3. Kabantsev, O. Modeling transition in design model when analyzing specific behaviors of structures / O. Kabantsev, A. Perelmutter // 11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques MBMST 2013. – Vilnius. 2013. *Procedia Engineering*. V. 57 (2013). – P. 479–488.
4. Городецкий, С.А. Компьютерные модели конструкций / С.А. Городецкий, И.Д. Евзров. – Киев : Факт, 2007. – 394 с.
5. Snehal, D. Patel Axial deformation of columns in multi-story R.S. buildings / Snehal, D. Poojara, Paresh, V // *International journal of civil engineering and technology (IJCIET)*. – V. 5. – Issue 3. – March (2014). – P. 294–300.
6. Kim, H.S. (2011): Column Shortening Analysis with Lumped Construction Sequences / H.S. Kim, A.K. Shin // Elsevier / *Procedia Engineering*. – V. 14. – P. 1791–1798.
7. Jayasinghe, M.T.R. (2004) Effects of Axial Shortening of Columns on Design and Construction of Tall Reinforced Concrete Buildings / M.T.R. Jayasinghe, and W.M.V.P.K. Jayasena // *Pract. Period. On Struct. Des. And Constr., ASCE*. – V. 9. – No. 2. – P. 70–78.
8. Бураго, Н.Г. Моделирование разрушения упругопластических тел / Н.Г. Бураго // *Вычислительная механика сплошных сред*. – 2008. – Т. 1. – № 4. – С. 5–20.
9. Вильдеман, В.Э. Механика неупругого деформирования и разрушения композиционных материалов / В.Э. Вильдеман, Ю.В. Соколкин, А.А. Ташкинов ; под ред. Ю.В. Соколкина. – М. : Наука. Физматлит, 1997. – 228 с.
10. Szary, T. Numerische Bewertung lokaler Verschwächungen in Ölfeldrohren, Erdöl, Erdgas Kohle / T. Szary, V. Köckritz. – Hamburg/Wien. – 2004. – V. 11. – P. 403–407.
11. Новосёлов, А.В. Исследование характера процесса разрушения ортотропных пластин с концентраторами напряжений на базе вычислительного эксперимента / А.В. Новосё-

- лов, В.Э. Вильдеман // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. – 2012. – № 4. – С. 66–78.
12. Кабанцев, О.В. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции / О.В. Кабанцев, А.Г. Тамразян // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 5. – С. 15–26.
  13. Ржаницын, А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов / А.Р. Ржаницын. – М. : СИ, 1954. – 289 с.
  14. Крылов, С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых конструкциях / С.М. Крылов. – М. : СИ, 1964. – 168 с.
  15. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М. : СКАДСОФТ, АСВ, ДМК Пресс, 2011. – 709 с.
  16. Кабанцев, О.В. Верификация расчетной технологии «Монтаж» программного комплекса «SCAD» / О.В. Кабанцев // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2011. – Issue 3. – V. 7. – P. 103–109.
  17. Сергеев, Н.Д. Расчет статически неопределимых систем при их многократной последовательной модификации / Н.Д. Сергеев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – № 6. – С. 11–16.
  18. Мажид, К.И. Оптимальное проектирование конструкций / К.И. Мажид. – М. : Высшая школа, 1979. – 237 с.

## REFERENCES

1. Kabantsev O.V. Raschet konstruktсии mnogoetazhnykh i vysotnykh zhelezobetonnykh zdaniy s uchetom izmeneniya osnovnykh parametrov raschetnoi modeli v rezhimakh vozvedeniya i ekspluatatsii [Structural analysis of multistoried and tall reinforced concrete buildings]. *Proc. 3<sup>rd</sup> All-Rus. Conf. on Concrete and Reinforced Concrete*. 2014. V. 1. Pp. 282–292. (rus)
2. Kabantsev O.V., Karlin A.V. Raschet nesushchikh konstruktсии s uchetom istorii vozvedeniya i poetapnogo izmeneniya osnovnykh parametrov raschetnoi modeli [Load-bearing structural analysis and main parameter change in design model]. *J. Industrial and Civil Engineering*. 2012. No. 7. Pp. 33–35. (rus)
3. Kabantsev O., Perelmutter A. Modeling transition in design model when analyzing specific behaviors of structures. *Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. on Modern Building Materials, Structures and Techniques MBMST 2013. Procedia Engineering*. 2013. V. 57. Pp. 479–488.
4. Gorodetskii S.A., Evzerov I.D. Komp'yuternye modeli konstruktсии [Computer models of structures]. Kiev : Fakt Publ., 2007. 394 p. (rus)
5. Snehal D., Poojara, Paresh V. Patel Axial deformation of columns in multi-story R.S. buildings. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*. 2014. V. 5. No. 3. Pp. 294–300.
6. Kim H.S., Shin A.K. Column shortening analysis with lumped construction sequences. *Procedia Engineering*. 2011. V. 14. Pp. 1791–1798.
7. Jayasinghe M.T.R., Jayasena W.M.V.P.K. Effects of axial shortening of columns on design and construction of tall reinforced concrete buildings, *ASCE – Practice Periodical on Structural Design and Construction*. 2004. V. 9. No. 2. Pp. 70–78.
8. Burago N.G. Modelirovanie razrusheniya uprugoplasticheskikh tel [Elastoplastic body fracture modeling]. *Computational Continuum Mechanics*. 2008. V. 1. No. 4. Pp. 5–20. (rus)
9. Vil'deman V.E., Sokolkin Yu.V., Tashkinov A.A. Mekhanika neuprugogo deformirovaniya i razrusheniya kompozitsionnykh materialov [Mechanics of inelastic deformation and fracture of composites]. Moscow : Nauka, Fizmatlit Publ., 1997. 228 p. (rus)
10. Szary T., Köckritz V. Numerische Bewertung lokaler Verschwächungen in Ölfeldrohren, Erdöl, Erdgas Kohle. Hamburg/Wien. 2004. V. 11. Pp. 403–407. (Germ.)
11. Novoselov A.V., Vil'deman V.E. Issledovanie kharaktera protsessa razrusheniya ortotropnykh plastin s kontsentratorami napryazhenii na baze vychislitel'nogo eksperimenta [Computing experiment of fracture process of orthotropic plates with stress concentrators]. *PNRPU Mechanics Bulletin*. 2012. No. 4. Pp. 66–78. (rus)

12. *Kabantsev O.V., Tamrazyan A.G.* Uchet izmenenii raschetnoi skhemy pri analize raboty konstruktzii [Design model modification at structural analysis]. *Magazine of Civil Engineering*. 2014. No. 5. Pp. 15–26. (rus)
13. *Rzhanitsyn A.R.* Raschet sooruzhenii s uchetom plasticheskikh svoistv materialov [Structural analysis and plastic properties of materials]. Moscow : SI Publ., 1954. 289 p. (rus)
14. *Krylov S.M.* Pereraspredelenie usilii v staticheski neopredelimykh konstrukttsiyakh [Force redistribution in statically redundant structures]. Moscow : SI Publ., 1964. 168 p. (rus)
15. *Perel'muter A.V., Slivker V.I.* Raschetnye modeli sooruzhenii i vozmozhnost' ikh analiza [Structural design and analysis of models ]. Moscow : SKADSOFT, ASV, DMK Press, 2011. 709 p. (rus)
16. *Kabantsev O.V.* Verifikatsiya raschetnoi tekhnologii 'Montazh' programmnoogo kompleksa SCAD ['Montazh' design technique verification of SCAD software]. *Int. J. Computational Civil and Structural Engineering*. 2011. No. 3. V. 7. Pp. 103–109. (rus)
17. *Sergeev N.D.* Raschet staticheski neopredelimykh sistem pri ikh mnogokratnoi posledovatel'noi modifikatsii [Statically redundant structure design at multiple subsequent modification]. *Stroit. mekh. i raschet sooruzhenii*. 1975. No. 6. Pp. 11–16. (rus)
18. *Mazhid K.I.* Optimal'noe proektirovanie konstrukttsii [Optimum structural design]. Moscow : Vysshaya Shkola Publ., 1979. 237 p. (rus)