

УДК 624.012
DOI 10.52684/2312-3702-2025-54-4-5-11

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ИЗГИБАЕМОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА НА СТАДИИ ОСОБОГО ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ

С. Д. Шмаков

Шмаков Сергей Дмитриевич, доцент кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения», Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Российская Федерация, тел.: + 7 (495) 482-44-65; e-mail: shmakov.eng@yandex.ru

В публикации приводится обзор нормативно-правовых документов, регламентирующих необходимость защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, а также рассматривается актуальность и возможные подходы для уточнения критериев особого предельного состояния. Изложена методика проведения эксперимента, включая характеристики образцов, а также конструкция испытательного стенда. Описываются особенности экспериментального определения напряженно-деформированного состояния сечения изгибаемого железобетонного элемента на стадиях, близких к исчерпанию несущей способности, включая методику определения относительных деформаций бетона и арматуры, когда применение тензорезисторов, как наиболее распространенного метода измерения, не может быть использовано. Изучена техника нахождения кривизны изгибаемого элемента, а также предпосылки для применения аналитического метода установления напряженно-деформированного состояния наиболее нагруженного сечения изгибаемого элемента с учетом изменения модуля упругости бетона на стадии особого предельного состояния.

Ключевые слова: железобетонные изгибаемые элементы, результаты исследования натурного эксперимента, особое предельное состояние.

EXPERIMENTAL STUDY OF THE STRESS-STRAIN STATE OF A BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENT AT THE STAGE OF A SPECIAL LIMIT STATE

S. D. Shmakov

Shmakov Sergey Dmitrievich, Associate Professor of Building Structures, Buildings and Structures Department, Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russian Federation, phone: + 7 (495) 482-44-65; e-mail: shmakov.eng@yandex.ru

This publication provides an overview of regulatory documents governing the need to protect buildings and structures from progressive collapse and examines the relevance and possible approaches to refining the criteria for ultimate limit states. The article presents the experimental methodology, including specimen characteristics and the design of the test rig. It also discusses the specifics of experimentally determining the stress-strain state of a flexural reinforced concrete element at stages close to exhaustion of its bearing capacity, including a method for determining the relative deformations of concrete and reinforcement when strain gauges, the most common measurement method, cannot be used. The article also examines the specifics of determining the curvature of a flexural element, as well as the prerequisites for applying an analytical method for determining the stress-strain state of the most heavily loaded section of a flexural element, taking into account the change in the elastic modulus of concrete at the ultimate limit state stage.

Key words: reinforced concrete bending elements, results of a study of a natural experiment, special limit state.

Введение

Проектирование защиты объектов строительства от прогрессирующего обрушения приобретает особую актуальность ввиду участвовавших в последние десятилетия случаев воздействий на конструкции зданий и сооружений, не предусмотренных в стадии эксплуатации, приводящих к их обрушению. К подобным воздействиям можно отнести террористические акты, взрывы бытового газа и механическое разрушение опор зданий и сооружений вследствие, например, наезда автотранспорта и др. Регламентируемый Федеральными законами №116-ФЗ от 21.07.1997 «О промышленной безопасности опасных производственных объектов», №184-ФЗ от 27.12.2002 «О техническом регулировании», № 384-ФЗ от 30.12.2009 «Техниче-

ский регламент о безопасности зданий и сооружений», а также действующими нормативными документами, например, СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения», вопрос защиты от прогрессирующего обрушения актуален не только для вновь проектируемых и возводимых объектов строительства, соответствующих требованиям СП 385.1325800, но также и для объектов при капитальном ремонте и реконструкции [1].

С целью сохранения жизни находящихся в зданиях и сооружениях людей, повышения безопасности эксплуатации, а также снижения материальных затрат на возведение объектов строительства, при учете аварийной ситуации с малой вероятностью возникновения, допускается использование резервов строительных

конструкций, выраженных в возможности возникновения особого предельного состояния.

Конструктивные меры, принимаемые для обеспечения целостности всего здания или его части в аварийных ситуациях при проектировании на основе существующих критериев метода предельных состояний могут приводить к росту стоимости строительных работ. Снижению стоимости, наравне с совершенствованием конструктивных решений для защиты от прогрессирующего обрушения, способствует использование резервов деформативности несущих элементов, путем большего перераспределения усилий и включения в работу неразрушенных конструкций. Это приводит к возможности изменения границ предельных состояний в нестандартных аварийных расчетных ситуациях, учитывающих работу конструкций в особом предельном состоянии на стадии близкой к исчерпанию несущей способности, т.е. уточнению критериев особого предельного состояния, представленных в СП 385.1325800.

В настоящее время в ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» приведены граничные критерии первой и второй групп предельных состояний, а для особого предельного состояния обозначена лишь область его допускаемого применения.

В научно-технической литературе работа железобетонных конструкций на стадии особого предельного состояния представлена единичными публикациями [2].

По имеющимся экспериментальным [3-5] и теоретическим [6-11] данным, при выполнении нормативных требований по прочности и деформативности материалов арматуры и бетона, а также отсутствию дефектов [12], в конструкциях имеются резервы по прочности до 25 %, а по деформативности – до 35 %, по сравнению с теоретическими данными, полученными на базе расчетов по нормативным документам [13].

Ввиду ограниченного количества экспериментальных данных, критерии особого предельного состояния, представленные в действующей редакции СП 385.1325800, были приняты с некоторым запасом для обеспечения требуемых параметров безопасности строительных конструкций. В связи с этим, для установления возможного дальнейшего безопасного превышения границ первого и второго предельных состояний необходимо уточнение критериев особого предельного состояния экспериментальным методом.

Целью проведения экспериментальной работы являлось исследование изменения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого элемента в процессе нагружения в стадии близкой к несущей способности, а также стадии разгрузки для уточнения критериев особого предельного состояния.

Материалы и методы

Для уточнения критериев особого предельного состояния, а также изучения процесса разрушения изгибаемого элемента, были проведены экспериментальные исследования, выполненные на специально разработанной установке (рис. 1-2).

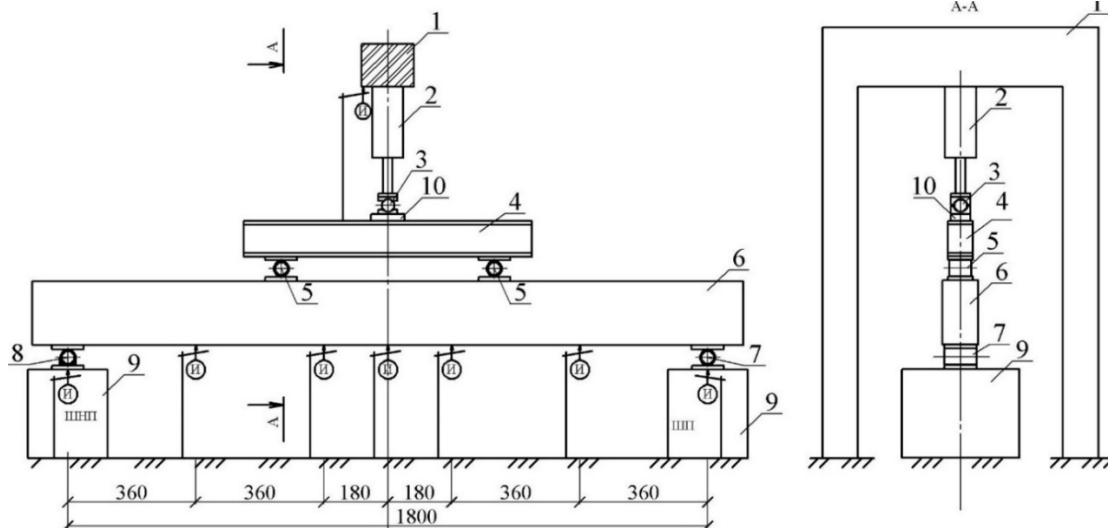


Рис. 1. Схема испытательной установки (иллюстрация автора):

- 1 – рама испытательного стенда (показана условно); 2 – винтовой домкрат; 3 – шаровая опора (шаровый шарнир); 4 – распределительная траверса; 5 – цилиндрический шарнир; 6 – железобетонная балка; 7 – шарнирно-подвижная опора; 8 – шарнирно неподвижная опора; 9, 10 – динамометрическая опора; И – индикатор часового типа (потенциометр); ШНП – шарнирно-не подвижная опора; ШП – шарнирно-подвижная опора

Fig. 1. Test rig diagram (illustration by the author):

- 1 – test rig frame (shown schematically); 2 – screw jack; 3 – ball joint; 4 – distribution crossbar; 5 – cylindrical joint; 6 – reinforced concrete beam; 7 – articulated support; 8 – fixed support; 9, 10 – dynamometric support; И – dial indicator (potentiometer) ШНП – hinged-fixed support; ШП – hinged-sliding support



Рис. 2. Общий вид (вид с торца) испытательной установки (иллюстрация автора)
Fig. 2. General view (end view) of the test setup (illustration by the author)

Для выполнения поставленной цели были спроектированы четыре серии железобетонных

балок, состоящие из четырех балок каждая. Представленные серии отличались содержанием продольной растянутой арматуры и классом бетона. Всего изготовлено и испытано 16 образцов изгибаемых элементов сечением 100×180 (h) мм расчетным пролетом 1800 мм. Габаритный размер балок составил $100 \times 180 \times 2000$ мм.

В растянутой зоне образцы армировались арматурой диаметром 12 и 16 мм из стали класса A500C. Сжатая арматура, а также поперечное армирование во всех случаях выполнено из стали класса A500C диаметром 6 мм.

Шаг поперечного армирования подбирался исходя из условия обеспечения прочности балок по наклонным сечениям и выполнялся в виде гнутых хомутов с шагом 75 мм в крайних третях балки и 150 мм в ее центральной части. Схема армирования изгибаемых элементов представлена на рисунке 3.

В рассматриваемой выборке представлены образцы с бетоном класса B25 и B30.

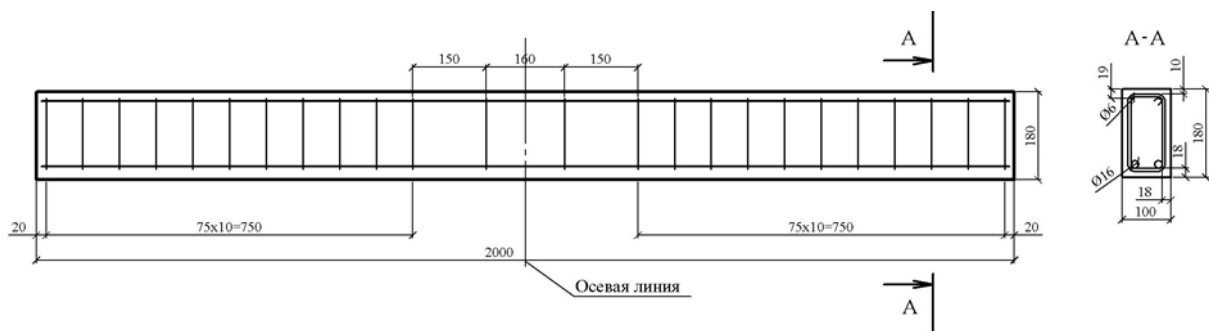


Рис. 3. Схема армирования и габаритные размеры опытных образцов (иллюстрация автора)
Fig. 3. Reinforcement diagram and overall dimensions of the test samples (illustration by the author)

В ходе проведения эксперимента определялись:

- деформации железобетонного элемента посредством измерения прогибов в семи его точках;
- напряженно-деформированное состояние сечения бетона и растянутой арматуры в середине балки с применением тензорезисторов, индикаторов часового типа с чувствительностью 0,001 мм, размещенных при помощи специализированного крепежа (рис. 4), а также датчиков напряжения [14–15], размещенных в теле бетона (заявка на изобретение № 2025129356 от 24.10.2025).

Ввиду необходимости определения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого элемента на стадиях, близких к максимальной несущей способности и стадии особого предельного состояния (разгрузки), необходимо было учесть особенности работы применяемого измерительного оборудования и испытываемых материалов.

При определении деформаций арматуры, учитывая, что имеющиеся в наличии тензорезисторы с высокой точностью позволяли определять относительные удлинения в диапазоне

лишь до $1 \cdot 10^{-3}$, соответствующему началу текучести арматуры, было принято решение дополнительно разместить электронные индикаторы с ценой деления 0,001 мм и максимальным диапазоном измерения 10 мм.

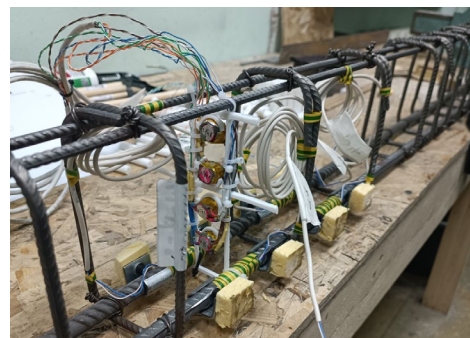


Рис. 4. Каркас балки с датчиками перед заливкой. Общий вид (иллюстрация автора)
Fig. 4. Beam frame with sensors before pouring. General view (illustration by the author)

Для измерения деформаций продольной рабочей арматуры в зоне чистого изгиба применялись

тензорезисторы фольговые константановые, которые наклеивались на подготовленную рабочую арматуру средней части готового арматурного каркаса с помощью цианакрилатного клея. Использовались фольговые тензорезисторы с номинальной базой (длиной тензорешетки) 5 мм, номинальным сопротивлением 120 Ом.

Крепление индикаторов часового типа на арматуру производилось с применением С-образного хомута, создающего при натяжении эффект пружины, закрепленного шпилькой, исключающего проскальзывание при незначительном уменьшении сечения арматуры в ходе деформирования (пластических деформаций).

Измерение продольных деформаций бетона в стадиях работы до образования трещин и лежачих на боковой поверхности производилось при помощи тензорезисторов с номинальной базой (длиной тензорешетки) 50 мм, номинальным сопротивлением 120 Ом, установленных по высоте предполагаемой сжатой зоны на боковых гранях изгибаемого элемента.

В связи с разрушением поверхностных слоев бетона изгибаемого элемента, в стадии близкой к максимальной несущей способности, в общепринятом методе измерения напряжений при помощи тензорезисторов (или механических тензометров), расположенных на поверхности бетонной конструкции обнаруживается ряд недостатков:

- отсутствие полноты картины измеряемых напряжений, ввиду поверхностного расположения тензорезисторов;
- потеря работоспособности тензорезисторов при возникновении лежачих и трещин в поверхностных слоях бетона.

Для устранения данных недостатков, помимо применения тензорезисторов, измерение деформаций бетона производилось с применением:

- электронных индикаторов с базой порядка 100 мм и ценой деления 0,001 мм;
- датчиков напряжения в контрольных балках.

Измерение продольных деформаций бетона после образования трещин и лежачих боковой поверхности, когда тензорезисторы теряли свою работоспособность, производилось при помощи измерительных цифровых головок NORGAU Industrial 12.7/0.5", NID-1201 (номер в Госреестре средств измерения 63681-16) с ценой деления 0,001 мм (рис. 5).

Установка индикаторов производилась в заранее подготовленные отверстия. Для уменьшения зон концентрации напряжений, отверстия для размещения шпилек устраивались с применением при заливке балок формообразователей диаметром 10 мм и длиной 70 мм.

Крепление шпилек в отверстиях производилось с использованием химического анкера, что вкуче с материалом (сталь) и диаметром шпильки (8 мм) не приводило к ослаблению сечения.

Крепление индикатора к шпилькам, для обеспечения измерения продольных деформаций, производилось через резьбовое соединение, обеспечивающее индикаторам возможность ограниченного поворота. Таким образом, индикаторы фиксировали только продольные перемещения двух точек. Влиянием угла поворота сечения можно было пренебречь (рис. 5).



Рис. 5. Измерение продольных деформаций бетона индикаторами после образования трещин и лежачих боковой поверхности (система крепления) (иллюстрация автора)

Fig. 5. Measurement of longitudinal deformations of concrete using indicators after the formation of cracks and ridges on the side surface (fastening system) (illustration by the author)

Для экспериментального определения полных (включая стадию особого предельного состояния) диаграмм деформирования изгибаемого элемента (бетона и арматуры), нагружение балки производилось методом контролируемого перемещения. Загружение опытных образцов осуществлялось сосредоточенными нагрузками в третях пролета. Усилия передавались через распределительную траверсу посредством винтового механического домкрата с контролем перемещения штока индикатором часового типа с ценой деления 0,001 мм.

Контроль усилий, передаваемых с траверсы на изгибаемый элемент, осуществлялся динамометрическими опорами заводского изготовления.

Измерение прогибов изгибаемого элемента и характера его деформирования определялось при помощи предварительно протарированных потенциометров с точностью получения измерения, равной 0,05 мм в семи точках (на опорах и в середине пролета). Показания, получаемые потенциометрами, дублировались показаниями индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм, расположенными на опорах и в середине пролета.

Нагружение образцов производили в 20–50 этапов. Шаг нагружения (перемещение штока винтового домкрата) зависел от стадии работы изгибаемого элемента:

- 1 мм – до усилия, равного 0,5 M_{ult} от теоретического значения;
- 0,5 мм – до момента снижения несущей способности изгибаемого элемента равного 0,5 M_{ult} ;

• 1 мм – после наступления значения сниженной несущей способности, равной $0,5 M_{ult}$.

Эксперимент прекращали после снижения несущей способности изгибаемого элемента ниже $0,3 M_{ult}$, либо после разрыва продольной растянутой арматуры.

С момента начала снижения несущей способности балки и после каждого выкола сжатой зоны бетона определялась рабочая высота сечения изгибаемого элемента.

Выдержка каждой ступени нагружения производилась до стабилизации показаний приборов (показаний тензорезисторов на поверхности бетона и арматуры), или не менее 30 минут. Отсчеты по показаниям индикаторов часового типа снимались в начале и в конце выдержки.

Полученные в ходе эксперимента данные позволили определить:

- прогиб и кривизну изгибаемого элемента;
- напряжения и деформации бетона и арматуры в рассматриваемом сечении, а также усилия по тензометрическим опорам во всем периоде деформирования элемента;
- положение нейтральной оси сечения как на стадии роста сопротивления изгибаемого элемента, так и на стадии снижения несущей способности (подробное описание и основные подходы к обработке результатов по несущей способности образцов до стадии, близкой к максимальной несущей способности и изменение положения нейтральной оси представлены в [16]).

Так как в ходе анализа экспериментальных данных, основной задачей исследования было

определение кривизны конструктивного элемента на различных этапах деформирования, включая стадию особого предельного состояния, при определении кривизны изгибаемого элемента были рассмотрены несколько подходов. Для произвольного этапа деформирования, значение кривизны ($\frac{1}{r}$) можно определить следующим образом:

• в состоянии до наступления текучести в растянутой арматуре:

$$\frac{1}{r_{abs.i}} = \frac{\varepsilon_{sm.i} + \varepsilon_{bm.i}}{h_0},$$

где $\varepsilon_{sm.i}$, $\varepsilon_{bm.i}$ – средние относительные деформации соответственно растянутой арматуры и бетона сжатой грани, измеренные в зоне чистого изгиба;

• в состоянии после наступления текучести в растянутой арматуре – по следующей формуле:

$$\frac{1}{r_{abs.i}} = 2 \frac{f_{2i} - 0,5(f_{1i} + f_{3i})}{a^2},$$

где f_{2i} , f_{1i} , f_{3i} – значения прогибов по показаниям среднего и крайних прогибомеров; a – расстояние между прогибомерами.

Ввиду того, что при определении напряженно-деформированного состояния сечения, деформации бетона и арматуры, помимо тензорезисторов, определялись с применением индикаторов часового типа, диаграммы кривизны изгибаемого элемента имеют следующий вид (представлены на рисунке 6–7 на примере балок Ш12-4 и Ш12-6).

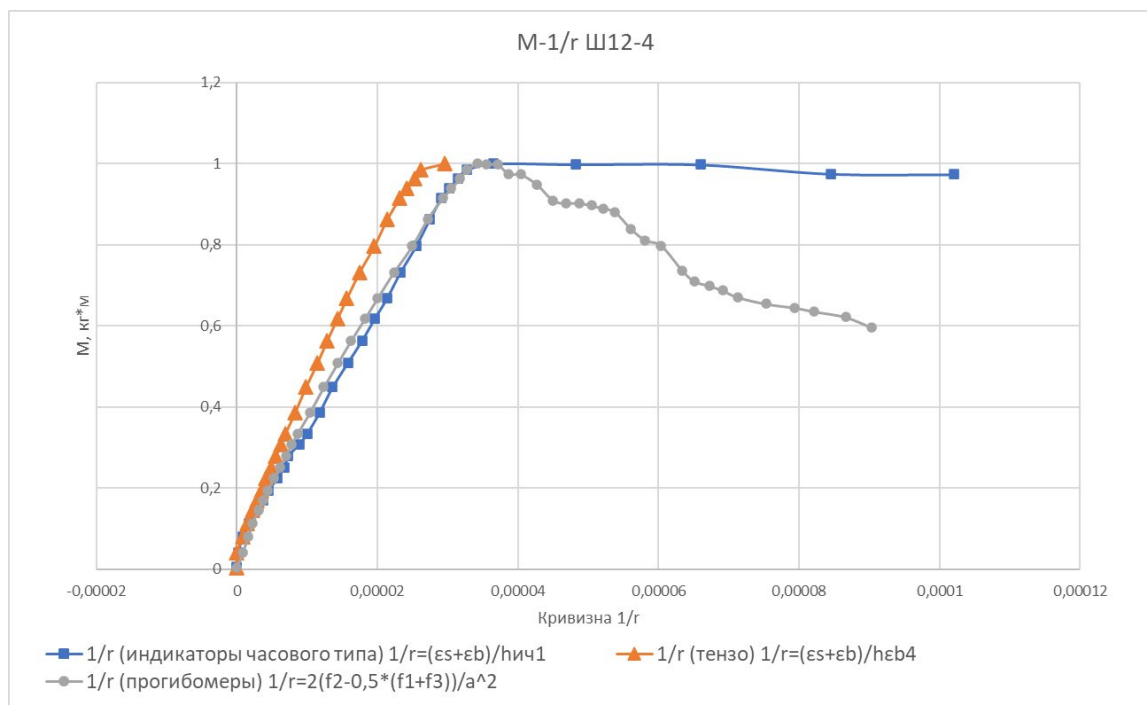


Рис. 6. Диаграмма Момент (М) – кривизна (1/г) для балки Ш12-4 (иллюстрация автора)

Fig. 6. Diagram Moment (M) – curvature (1/r) for beam Ш12-4 (illustration by the author)

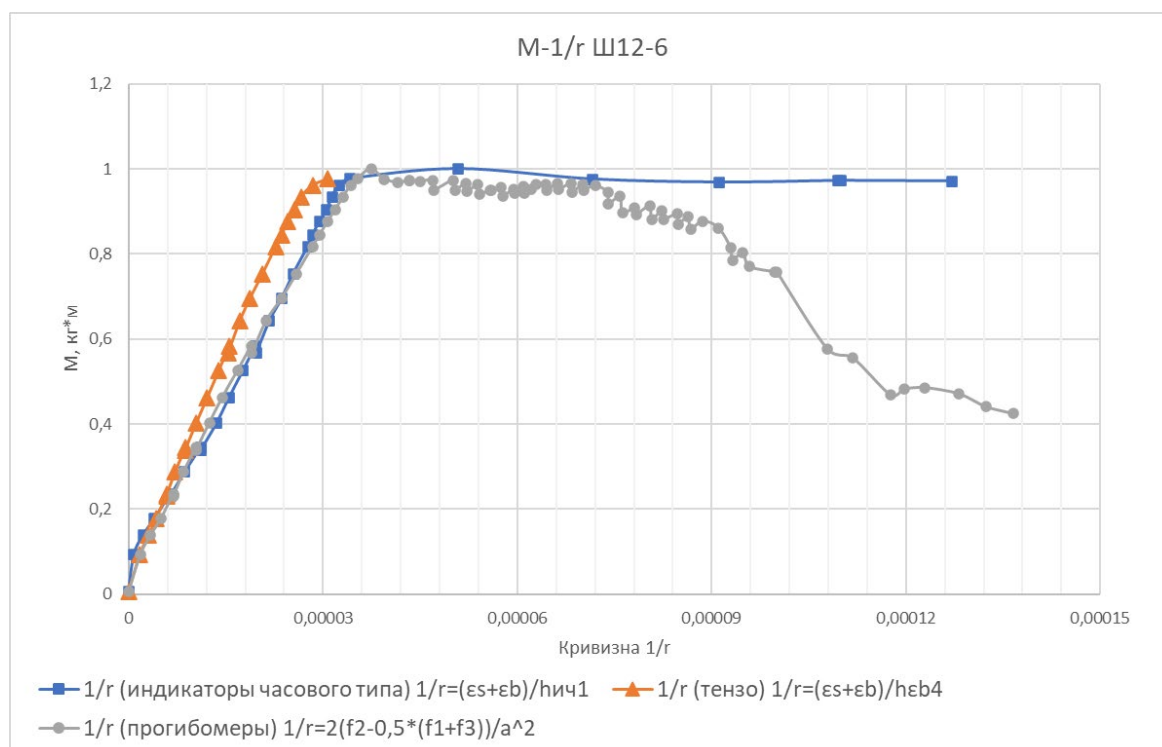


Рис. 7. Диаграмма Момент (M) – кривизна ($1/r$) для балки Ш12-6 (иллюстрация автора)
Fig. 7. Diagram Moment (M) – curvature ($1/r$) for beam Ш12-6 (illustration by the author)

По представленным графикам можно установить границу применения методов определения кривизны балки, а также рассматриваемого метода определения деформаций бетона и арматуры. Из графика видно, что определение кривизны балки через относительные деформации бетона и арматуры имеет ограниченную применимость до момента начала текучести арматуры, однако, полученные данные позволяют учитывать изменяющийся модуль упругости бетона и определять кривизну балки, в том числе на стадии особого предельного состояния.

Учитывая большое многообразие графиков $\sigma_b - \varepsilon_b$, представленных, например, в [16–17], а также то, что построение и учет в аналитической модели графиков деформирования бетона [16] требует определения многочисленных параметров, причем отдельно для восходящей ветви, где учет изменения модуля упругости показывает хорошую сходимость с экспериментальными данными, и отдельно для нисходящей ветви, где имеются отличия как по значениям $\sigma_b - \varepsilon_b$, так и по модулю упругости бетона, что приводит к расхождению с полученными экспериментальными данными.

Выводы

В публикации рассмотрены особенности определения напряженно-деформированного состояния железобетонного изгибаемого элемента на всех стадиях его деформирования, включая стадию особого предельного состояния. Сходимость экспериментальных данных, представленная на примере определения кривизны изгибаемого элемента различными приборами, дублирующими измерения, свидетельствует о достоверности. Данные о деформировании бетона и арматуры, включая стадию особого предельного состояния, позволяют производить аналитический расчет несущей способности конструктивного элемента, а также его деформаций на основе графиков деформирования $\sigma_b - \varepsilon_b$ бетона и арматуры, и учитывать изменение модуля упругости бетона.

Разработанная методика определения модуля упругости бетона в зоне нисходящей ветви, объясняющая диапазон расхождения экспериментальных данных для различных классов бетона, а также сравнение аналитического расчета на стадиях от M_{ult} до снижения несущей способности, равной $0,3 M_{ult}$, будет представлена в следующих публикациях автора.

Список литературы

1. Золина Т. В. Конструктивные решения общественного сооружения при террористических угрозах на примере реализации инвестиционно-строительного проекта / Т. В. Золина, Н. В. Купчикова, А. В. Кулебянов // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2024. – № 2 (48). – С. 118–122. – DOI 10.52684/2312-3702-2024-48-2-118-122. – EDN WUTQNA.

2. Trekin N. N. Determination of the Criteria of Deformation in a Special Limiting State / N. N. Trekin, E. N. Kodysh, S. D. Shmakov, et al. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2021. – Vol. 17, № 1. – P. 108-116. – DOI 10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116. – EDN EZKHKR.
3. Плотников А. И. Динамика упругопластичности железобетонных балок при действии интенсивных кратковременных нагрузок аварийного характера : дисс. ... канд. техн. наук. – Москва, 1994. – 375 с.
4. Гуца Ю. П. Исследование изгибаемых железобетонных элементов при работе стержневой арматуры в упругопластической стадии : дис. ... канд. техн. наук. – Москва, 1967. – 142 с.
5. Тамов М. А. Исследование железобетонных изгибаемых конструкций, армированных стальными стержнями повышенной прочности, при кратковременном динамическом нагружении : дисс. ... канд. техн. наук. – Москва, 1981. – 150 с. – EDN WXUEXH.
6. Белостоцкий А. М. О методах расчета напряженно-деформированного состояния и на устойчивость к прогрессирующему обрушению пространственных плитно-оболочечных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности, трещинообразования и приобретаемой анизотропии / А. М. Белостоцкий, Н. И. Карпенко, П. А. Акимов и др. // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2018. – Т. 14, № 2. – С. 30–47. – DOI 10.22337/2587-9618-2018-14-2-30-47. – EDN XWXBWP.
7. Колчунов В. И. Деформирование железобетонных каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях при особых воздействиях / В. И. Колчунов, О. Б. Бушова // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2022. – Т. 18, № 4. – С. 297–306. – DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-4-297-306. – EDN BUPNOO.
8. Савин С. Ю. Устойчивость железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях / С. Ю. Савин, Н. В. Федорова, В. И. Колчунов // Academia. Архитектура и строительство. – 2023. – № 4. – С. 127–137. – DOI 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137. – EDN DCUCJL.
9. Травуш В. И. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений / В. И. Травуш, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – № 3. – С. 4–11. – EDN TOBVVD.
10. Travush V. I. Survivability of structural systems of buildings with special effects / V. I. Travush, N. V. Fedorova // Magazine of Civil Engineering. – 2018. – № 5 (81). – P. 73–80. – DOI 10.18720/MCE.81.8. – EDN VKGVTX.
11. Зенин С. А. К вопросу расчета железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил по СП 63.13330.2018 / С. А. Зенин // Бетон и железобетон. – 2023. – № 2 (616). – С. 50–55. – DOI 10.37538/0005-9889-2023-2(616)-50-55. – EDN CCTIYB.
12. Терехов И. А. Совместное влияние дефектов на несущую способность железобетонных конструкций / И. А. Терехов, А. В. Ямалов // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2025. – № 3 (53). – С. 5–10. – DOI 10.52684/2312-3702-2025-53-3-5-10. – EDN MGSZAM.
13. Трекин Н. Н. Деформирование железобетонных изгибаемых элементов в стадии разрушения / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, С. Д. Шмаков и др. // Промышленное и гражданское строительство. – 2024. – № 6. – С. 33–39. – DOI 10.33622/0869-7019.2024.06.33-39. – EDN LRZBWW.
14. Трекин Н. Н. Разработка датчика для определения напряжений внутри железобетонных конструкций. Часть 2 / Н. Н. Трекин, К. В. Авдеев, В. Э. Кодыш [и др.] // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2023. – № 5. – С. 40–52. – DOI 10.37153/2618-9283-2023-5-40-52. – EDN IUBQUV.
15. Трекин Н. Н. Разработка датчика для определения напряжений внутри железобетонных конструкций. Часть 1 / Н. Н. Трекин, К. В. Авдеев, В. Э. Кодыш [и др.] // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2023. – № 4. – С. 45–58. – DOI 10.37153/2618-9283-2023-4-45-58. – EDN IQQVOW.
16. Трекин Н. Н. Фактическое напряженно-деформированное состояние железобетонного изгибаемого элемента на различных этапах нагружения / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, С. Д. Шмаков и др. // Бетон и железобетон. – 2025. – № 5 (630). – С. 30–41. – DOI 10.37538/0005-9889-2025-5(630)-30-41. – EDN ZYNWFB.
17. Радайкин О. В. Сравнительный анализ различных диаграмм деформирования бетона по критерию энергосодержания на деформирование и разрушение / О. В. Радайкин // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В. Г. Шухова. – 2019. – № 10. – С. 29–39. – DOI 10.34031/article_5db33945315bb4.76965991. – EDN MPQNB.
18. Кайдас П. А. Прочность монолитных и сборно-монолитных изгибаемых железобетонных элементов при различном характере диаграмм состояния бетона / П. А. Кайдас, С. Р. Меликсетян, О. О. Коренькова // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2025. – № 3 (53). – С. 11–16. – DOI 10.52684/2312-3702-2025-53-3-11-16. – EDN UPQIYZ.

© С. Д. Шмаков

Ссылка для цитирования:

Шмаков С. Д. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента на стадии особого предельного состояния // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГАОУ АО ВО «АГАСУ», 2025. № 4 (54). С. 5–11.