

На правах рукописи



Цацулин Илья Владимирович

**НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МАЛОЦИКЛОВЫХ НАГРУЗКАХ ТИПА  
СЕЙСМИЧЕСКИХ С УЧЕТОМ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ  
АРМАТУРЫ**

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

**АВТОРЕФЕРАТ**

диссертации на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Москва – 2023

Работа выполнена в Федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет».

**Научный руководитель:** Кандидат технических наук, доцент  
**Курнавина Софья Олеговна**

**Официальные оппоненты:** **Смоляго Геннадий Алексеевич**  
доктор технических наук, профессор, ФГБОУ ВО «Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова», кафедра «Строительство и городское хозяйство», профессор

**Болгов Андрей Николаевич**  
кандидат технических наук, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», заведующий лабораторией железобетонных конструкций и контроля качества.

**Ведущая организация:** Акционерное общество «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий»

Защита состоится «27» сентября 2023 г. в 15:30 (по местному времени) на заседании диссертационного совета 24.2.339.09, созданного на базе ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», по адресу: 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, 9 студия «Открытая сеть».

С диссертацией можно ознакомиться в научно-технической библиотеке ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» и на сайте <https://mgsu.ru/>.

Автореферат разослан «\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2023 г.

Ученый секретарь  
диссертационного совета

Сафина Галина Леонидовна

## 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

**Актуальность темы.** Более 10% территории Российской Федерации расположено в сейсмически опасных районах. На этих территориях проживает более 16% населения страны. Поэтому обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений является одной из важнейших задач проектирования.

В процессе эксплуатации здания и сооружения подвергаются динамическим нагрузкам высокой интенсивности, в частности сейсмическим, что приводит к развитию пластических деформаций в арматуре и образованию несомкнутых остаточных трещин. Действующие нормы Российской Федерации по сейсмостойкому строительству допускают образование пластических деформаций в элементах конструкций, а также локальных повреждений. В то же время должны быть соблюдены меры для снижения риска прогрессирующего обрушения всей конструкции или отдельных ее частей, а также для обеспечения живучести системы. При проектировании зданий и сооружений в сейсмически опасных зонах предпочтение следует отдавать системам, в которых зоны пластичности формируются в основном в горизонтальных элементах каркаса.

Возникает необходимость в комплексной оценке несущей способности, разработки критериев предельного состояния и оценки работы конструкций в пластической стадии при знакопеременных нагрузках.

Очевидно, что наличие несомкнутых трещин в сжатой зоне изгибаемых железобетонных элементов, должно существенным образом сказываться на напряженно-деформированном состоянии, механизме разрушения и их несущей способности. Возникает необходимость экспериментальной оценки влияния пластических деформаций арматуры при знакопеременном воздействии большой интенсивности и разработки методики корректного учета этого фактора в практических расчетах.

**Степень разработанности темы исследования.** Изучением работы железобетонных конструкций в упругопластической стадии занимались: М.С. Абаканов, В.И. Жарницкий, Т.Ж. Жунусов, А.С. Залесов, Н.И. Карпенко, О.В. Кабанцев, И.Л. Корчинский, А.В. Забегаев, А.Г. Тамразян, И.Т. Мирсяпов, О.В. Мкртычев, С.В. Поляков, Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, В.А. Ржевский и др. Однако вопрос, посвященный влиянию пластических деформаций при действии малоцикловых знакопеременных нагрузок на изгибаемые железобетонные элементы, ранее не был рассмотрен.

Во всех вышеперечисленных работах не учтен ряд особенностей работы конструкций в условиях знакопеременных нагрузок, в частности не рассматривается учет влияния пластических деформаций арматуры на несущую способность элемента на последующих полуциклах нагружения, на его напряженно-деформированное состояние, механизм разрушения, а также на картину трещинообразования. В монографии М.С. Абаканова наиболее подробно рассмотрено поведение изгибаемых железобетонных элементов при действии знакопеременных нагрузок, а также сделан ряд определяющих выводов, подтвержденных экспериментально.

Из вышесказанного можно заключить, что необходимо уточнить существующую методологию расчета изгибаемых железобетонных элементов, а также провести экспериментальные исследования при действии знакопеременных нагрузок.

**Целью диссертационной работы** является анализ напряженно-деформированного состояния, оценка несущей способности и механизма разрушения изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия с учетом влияния пластических деформаций арматуры.

**Задачи, поставленные для достижения цели:**

- Анализ отечественных и зарубежных работ по вопросу работы железобетонных конструкций, работающих в условиях знакопеременных воздействий типа сейсмических;
- Экспериментальные исследования работы изгибаемых железобетонных элементов на знакопеременную нагрузку;
- Определение зависимости относительной несущей способности балок во втором полуцикле нагружения (при смене знака усилия) от коэффициента пластичности по арматуре в первом полуцикле нагружения, при значениях коэффициента пластичности по деформациям арматуры в пределах от 1,21 до 5,51;
- Определение зависимости предельного значения коэффициента пластичности, соответствующего разрушению балки, во втором полуцикле нагружения от коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле нагружения;
- Анализ напряженно-деформированного состояния и механизма разрушения балок при смене знака усилия в зависимости от максимального коэффициента пластичности по деформациям арматуры на первом полуцикле нагружения;
- Разработка инженерного метода оценки несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия;
- Моделирование работы изгибаемых железобетонных элементов при знакопеременном воздействии в расчетных комплексах, использующих метод конечных элементов, и сравнение численных данных с экспериментальными.

**Объектом исследования** являются изгибаемые железобетонные элементы зданий и сооружений, работающих в условиях малоцикловых знакопеременных воздействий большой интенсивности типа сейсмических.

**Предметом исследования** является напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов, имеющих несомкнутые остаточные трещины в сжатой зоне бетона.

**Научно-техническая гипотеза исследования.** Развитие пластических деформаций в арматуре при малоцикловых знакопеременных воздействиях большой интенсивности типа сейсмических приводит к значимому снижению прочности конструкции на последующих циклах, связанному с образованием несомкнутых остаточных трещин в сжатой зоне бетона. Остаточная несущая способность связана с коэффициентом пластичности по деформациям арматуры нелинейной зависимостью.

Эпюра деформаций нормального сечения на всех стадиях работы может быть аппроксимирована билинейной зависимостью (геометрическая гипотеза билинейных сечений).

**Научную новизну** работы составят:

1. Экспериментальная оценка относительной несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия в зависимости от коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле нагружения;
2. Экспериментальная оценка предельного значения коэффициента пластичности по деформациям арматуры, соответствующего разрушению при смене знака усилия в зависимости от коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле нагружения;

3. Анализ напряженно-деформированного состояния и механизма разрушения нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов в процессе прямого нагружения при смене знака усилия;
4. Экспериментальная проверка гипотезы билинейных сечений, определение эмпирического коэффициента  $A$  данной гипотезы в зависимости от величины пластических деформаций;
5. Разработка инженерного метода расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов с учетом наличия остаточных деформаций бетона и арматуры.

**Теоретическая значимость:**

Результаты исследования напряженно-деформированного состояния, несущей способности и механизма разрушения при смене знака усилия в зависимости от максимальной величины пластических деформаций позволяют дополнить и уточнить методы расчета сейсмостойких железобетонных конструкций.

Теоретическая значимость полученных результатов заключается в разработке подхода, связанного с ограничением пластических деформаций арматуры, что позволяет повысить прочность и надежность сейсмостойких зданий и сооружений.

**Практическая значимость** диссертационной работы заключается в использовании предложенного метода расчета и результатов экспериментальных исследований при проектировании сейсмостойких зданий и сооружений и в разработке практических рекомендаций по расчету изгибаемых элементов на сейсмические воздействия.

**Методологической основой** диссертационной работы послужили: труды отечественных и зарубежных ученых, посвященные работе железобетонных конструкций в условиях малоцикловых воздействий, в т.ч. и знакопеременных, а также фундаментальные основы теории железобетона и строительной механики.

**Степень достоверности результатов.** Достоверность предложенной методики расчета, основанной на теории В.И. Жарницкого, подтверждается сравнением с результатами экспериментальных данных. Полученные данные соответствуют имеющимся сведениям о работе железобетонных конструкций по нормальным сечениям.

**Положения, выносимые на защиту:**

- Результаты экспериментальной оценки относительной несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия в зависимости от коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полупериоде нагружения;
- Результаты экспериментальной оценки предельного значения коэффициента пластичности по деформациям арматуры, соответствующего разрушению при смене знака усилия в зависимости от коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полупериоде нагружения;
- Результаты анализа напряженно-деформированного состояния и механизма разрушения балок при смене знака усилия в зависимости от максимального коэффициента пластичности по деформациям арматуры на первом полупериоде нагружения;
- Инженерный метод расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия;

- Результаты моделирования работы изгибаемых железобетонных элементов при знакопеременном воздействии в расчетных комплексах, использующих метод конечных элементов, и сравнение численных данных с экспериментальными.

**Личный вклад автора** в результаты диссертационной работы, заключается в выборе объекта и предмета исследования, в подготовке методики проведения экспериментальных исследований, в обработке результатов и их анализе, в разработке инженерного метода расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия; в численных расчетах изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих знакопеременную нагрузку.

**Апробация работы.** Результаты диссертационной работы докладывались на следующих конференциях: Международная научная конференция, XXII International Scientific Conference on Advanced In Civil Engineering. CONSTRUCTION. The Formation of Living Environment, Ташкент, Узбекистан, 18-21 апреля 2019; Международная научная конференция «Моделирование и методы расчёта строительных конструкций»/The International Conference «Modelling and Methods of Structural Analysis» (MMSA-2019), г. Москва, 2019 г.; Первая национальная конференция «Актуальные проблемы строительной отрасли и образования», г. Москва, 2020 г.; Международная научная конференция «Моделирование и методы расчёта строительных конструкций»/The International Conference «Modelling and Methods of Structural Analysis» (MMSA-2021), г. Москва, 2021 г.; VIII Международная научная конференция «Интеграция, партнёрство и инновации в строительной науке и образовании» (IPICSE-2022), г. Москва, 2022 г.

В полном объеме работа была доложена на заседании кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ, г. Москва, 2022 г.

**Публикации.** Материалы диссертационной работы в достаточном объеме отражены в 8 научных публикациях, 5 из которых входят в журналы, включенные в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук (Перечень рецензируемых научных изданий), 2 публикации в журналах, входящих в международную базу цитирования Scopus/WoS, и 1 публикация – РИНЦ.

**Структура и объем диссертации.** Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы и 1 приложения. Общий объем работы 271 страница, включающая 134 рисунка и 29 таблиц. Количество источников использованной литературы – 169, в том числе 14 зарубежных источника.

**Содержание диссертации** соответствует пунктам 1 и 3 паспорта научной специальности 2.1.1 – строительные конструкции, здания и сооружения:

1. Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений.

3. Развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности.

Работа выполнена на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» ФГБОУ ВО НИУ «МГСУ» под руководством кандидата технических наук, доцента С.О. Курнавиной.

Автор выражает глубокую благодарность и признательность д.т.н., проф. В.И. Жарницкому, своему научному руководителю к.т.н., доц. С.О. Курнавиной и всему коллективу кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» за оказанную помощь в подготовке настоящей диссертации.

## 2. ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

**Во введении** обоснована актуальность темы диссертационного исследования, сформулирована основная научно-техническая гипотеза, цели и задачи диссертационного исследования, представлены пункты научной новизны, теоретической и практической значимости диссертации, данные о методологической основе, апробация результатов исследований, а также данные об объеме и структуре диссертации.

**В первой главе** рассмотрены последствия сильных землетрясений, а также характер разрушения железобетонных элементов при сейсмических воздействиях.

Проведен обзор литературы по теме исследования, и рассмотрены главные этапы развития теории сейсмостойкости. Основной вклад в развитие теории и практики сейсмостойкого строительства внесли такие ученые и исследователи, как: А.А. Гвоздев, И.Л. Корчинский, И.И. Гольденблат, С.В. Поляков, Д.Д. Баркан, К.С. Завриев, А.Г. Назаров, Т.Ж. Жунусов, Н.Н. Попов, Е.С. Сорокин, Цейтлин А.И., А.А. Кусаинов, Я.М. Айзенберг, Э.Е. Хачиян, Н.Г. Ашкинадзе, А.А. Беспаяев и др. Из зарубежных ученых можно выделить работы Р. Клафа, Дж. Пензиена, Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт, Д. Хаузнера, Дж. Борждеса, А. Равара, Ш. Окамото, Д. Блюма и др.

В целях принятия экономически целесообразных и в то же время надежных решений при проектировании зданий и сооружений Гольденблатом, Николаенко и Поляковым был предложен двухуровневый расчет на сейсмические воздействия. Расчет с учетом упругой стадии работы материалов с исключением значительных локальных разрушений рекомендовалось вести на слабые землетрясения, но на сильные землетрясения было принято решение вести расчет с учетом проявления неупругих деформаций в отдельных элементах конструкций, исключив при этом обрушение здания и обеспечив живучесть системы в целом.

Спустя годы, именно вышеизложенная концепция, и была принята Российской Федерацией, согласно которой расчеты на сейсмостойкость производились по двум уровням: ПЗ и МРЗ, с дальнейшим принятием различных критериев предельных состояний.

При дальнейшем развитии норм по сейсмостойкому строительству, в основу легло большое количество теоретических и экспериментальных исследований сопротивления железобетонных конструкций сейсмическим нагрузкам. Данные исследования впоследствии послужили базой для разработки корректного и обоснованного расчета сейсмостойкости сооружений. В современных сводах правил по сейсмостойкому строительству, в том числе в нормах зарубежных стран, в большинстве случаев учет нелинейных свойств материалов основан лишь на применении «коэффициента поведения», который во многом зависит от пластических свойств элементов сооружения, оцениваемых коэффициентом пластичности  $K_{\mu}$ .

Теоретические положения по исследованию коэффициента допускаемых повреждений основаны в основном на коэффициенте пластичности конструкции, либо на параметре ее повреждаемости.

Исследования работы железобетонных конструкций в упругопластической стадии при интенсивных динамических нагрузках, а также при малоцикловых знакопеременных нагрузках

типа сейсмических, отражены в трудах: М.С. Абаканова, В.И. Жарницкого, Т.Ж. Жунусова, А.С. Залесова, Н.И. Карпенко, О.В. Кабанцева, И.Л. Корчинского, А.В. Забегаева, А.Г. Тамразяна, И.Т. Мирсяяпова, О.В. Мкртычева, С.В. Полякова, Н.Н. Попова, Б.С. Расторгуева, В.А. Ржевского и др.

Количество циклов нагружения и уровень нагрузки, воспринимаемые элементами, во многом зависят от величины пластических деформаций, возникших на первом полупериоде нагружения.

Имеется сравнительно небольшой объем экспериментальных исследований работы изгибаемых железобетонных элементов в условиях знакопеременных нагрузок, а влияние пластических деформаций арматуры, возникших на первом полупериоде нагружения, на напряженно-деформированное состояние конструкции на последующих полупериодах и вовсе не рассматривалось ранее.

**Во второй главе** представлены результаты экспериментальных исследований. Целью проведения эксперимента являлось изучение работы изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия. В данной главе проведена экспериментальная проверка основной научной гипотезы.

Задачи проведения экспериментальных исследований:

1. Определить зависимость разрушающей нагрузки изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия при разных коэффициентах пластичности по деформациям арматуры в первом полупериоде нагружения:  $\mu_{pl,1} = 1,21 \div 5,51$ ;
2. Определить зависимость предельного коэффициента пластичности по арматуре, соответствующего разрушению во втором полупериоде нагружения, от коэффициента пластичности по арматуре в первом полупериоде нагружения;
3. Подтвердить или опровергнуть опытным путем, что при значениях коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полупериоде, превышающих предельное значение, имеет место хрупкое разрушение образца на последующих циклах нагружения;
4. Определить предельный коэффициент пластичности по деформациям арматуры на первом полупериоде нагружения, при котором образуется сквозная трещина на втором полупериоде нагружения при смене знака усилия;
5. Выполнить анализ эпюр деформирования нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при знакопеременном воздействии;
6. Выполнить анализ эпюр деформирования бетона по берегам несомкнутой остаточной трещины на всех этапах нагружения при смене знака усилия;
7. Выполнить анализ напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов в области смыкающихся трещин;
8. Проанализировать механизм разрушения при смене знака усилия в зависимости от максимального коэффициента пластичности на первом полупериоде нагружения.

Программа экспериментальных исследований включала лабораторные испытания пятнадцати шарнирно опертых железобетонных балок на действие двух сосредоточенных сил. I-я серия – эталонные балки, загружавшиеся монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до разрушения. Образцы II–VII серии – балки, подверженные воздействию двух полупериодов знакопеременной нагрузки. В первом полупериоде образцы загружались до достижения заданной величины коэффициента пластичности. Во втором полупериоде балки переворачивались и загружались по той



же схеме вплоть до разрушения. Параметры опытных образцов приведены в таблице 1. Схема нагружения опытных образцов представлена на рис. 1.

Таблица 1 – Серии и характеристики основных экспериментальных образцов

Серия	Шифр образца	$b/h_0$ , мм	$a$ , мм	$c_0/h_0$	$L$ , м	$R_b$ , МПа	$R_{s,n}$ , МПа	$A_s$ , см <sup>2</sup>	$A'_s$ , см <sup>2</sup>	$\mu_{pl.1}$
I	БО-I-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	–
	БО-I-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	–
	БО-I-03	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	–
II	БО-II-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	1,21
	БО-II-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	1,23
III	БО-III-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	1,49
	БО-III-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	1,52
IV	БО-IV-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	1,62
	БО-IV-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	2,14
V	БО-V-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	2,53
	БО-V-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	2,73
VI	БО-VI-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	4,64
	БО-VI-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	4,93
VII	БО-VII-01	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	5,36
	БО-VII-02	200 / 170	30	400 / 170	1500	21,3	657	1,571	1,571	5,51

Примечание:  $\mu_{pl.1}$  – коэффициент пластичности по деформациям арматуры на первом полуцикле нагружения (отношение полных деформаций к деформациям, соответствующим пределу текучести).

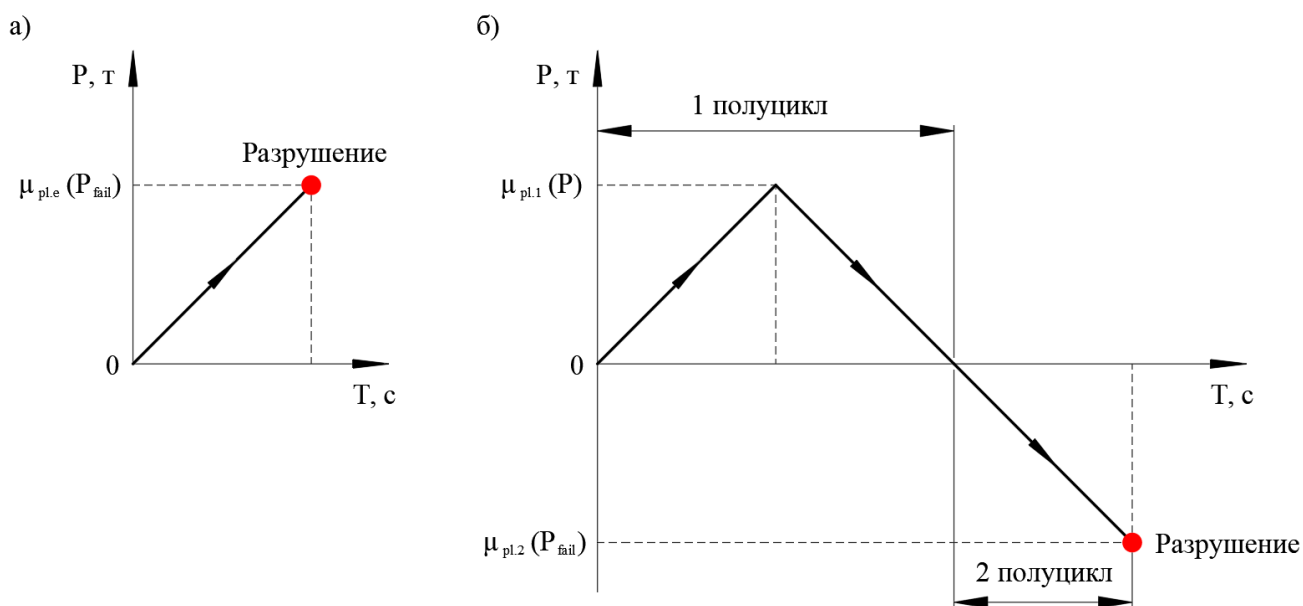


Рисунок 1 – Схема нагружения во времени образцов I серии (а) и II-VII серий (б)

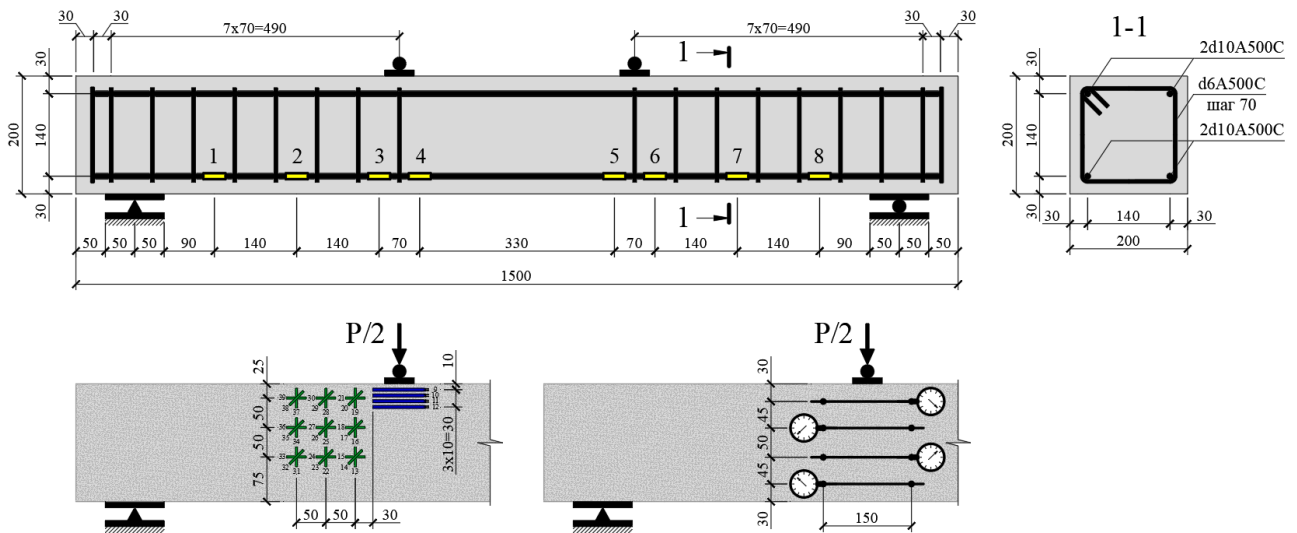


Рисунок 2 – Схема расположения цифровых индикаторов и тензодатчиков на бетоне и арматуре в эталонных балках

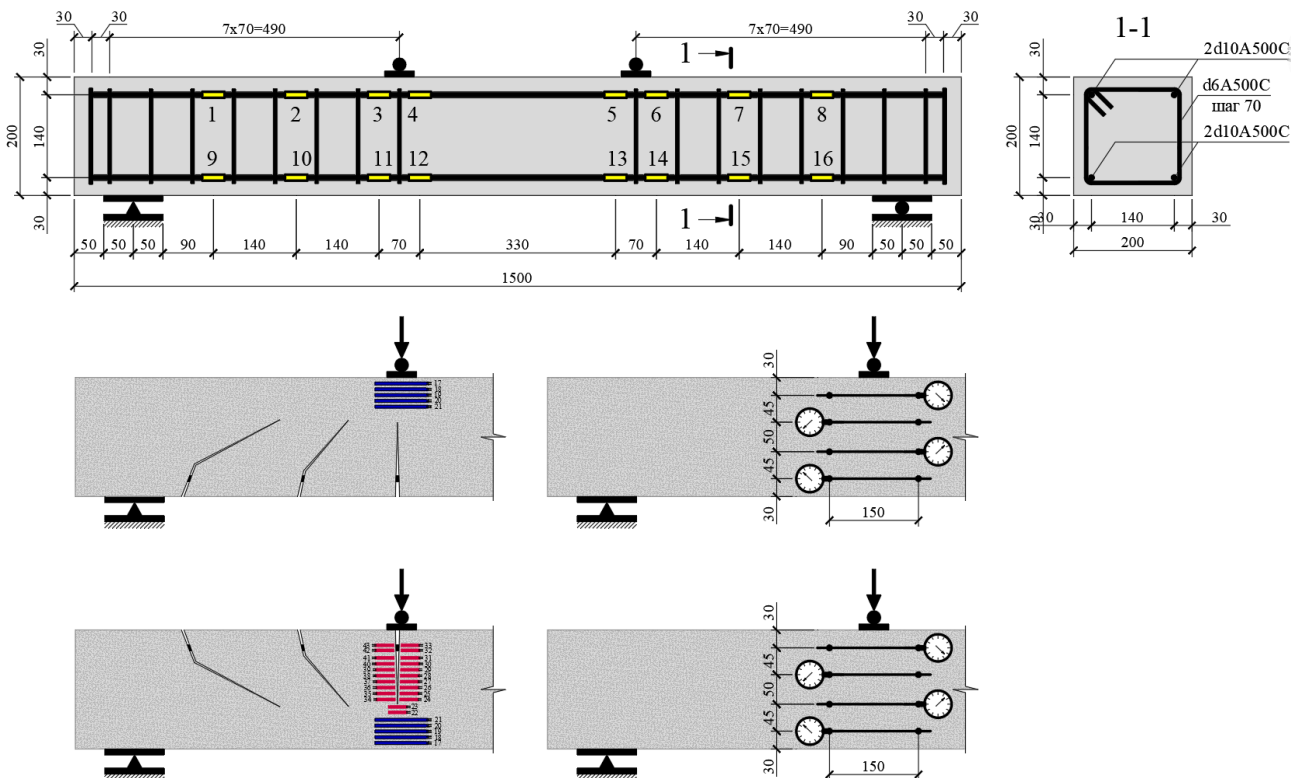


Рисунок 3 – Схема расположения тензодатчиков на арматуре для балок серий II-VII; Схема расположения цифровых индикаторов и тензодатчиков на бетоне для балок серий II-VII

Для сопоставления результатов влияния различных факторов на напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов армирование всех опытных образцов принималось одинаковым:  $\mu = 0,426\%$ . В качестве симметричного продольного армирования принята арматура периодического профиля  $\text{Ø}10\text{A}500$ . Для обеспечения необходимой анкеровки растянутой арматуры на торцах стержней приваривались поперечные пластины  $150 \times 150 \times 4$  мм по ГОСТ 19903-74. Арматурные каркасы железобетонных балок изготовлены с замкнутыми двухсрезными хомутами из стержней  $\text{Ø}6\text{A}500$  с шагом 70 мм.

Перед испытанием балок проводились испытания контрольных образцов 6 кубов  $100 \times 100 \times 100$  мм для определения прочности бетона по ГОСТ 10180-2012. Для определения

призмной прочности, начального модуля упругости и коэффициента Пуассона испытывались 3 призмы 100×100×400 мм. Испытания арматурных стержней выполнялись согласно ГОСТ 12004-81. Для определения физико-механических характеристик арматуры было отобрано и испытано 6 стержней длиной 400 мм.

Экспериментальные исследования проводились на базе экспертно-диагностической испытательной лаборатории строительных конструкций (НИУ МГСУ).

Основной целью испытаний балок I серии являлось:

- определение несущей способности балок при однократном нагружении;
- определение величины коэффициента пластичности по деформациям арматуры, соответствующей разрушению бетона сжатой зоны;
- исследование напряженно-деформированного состояния сечения при монотонном нагружении;
- определение зависимости между коэффициентом пластичности и прогибом для следующих серий испытаний.

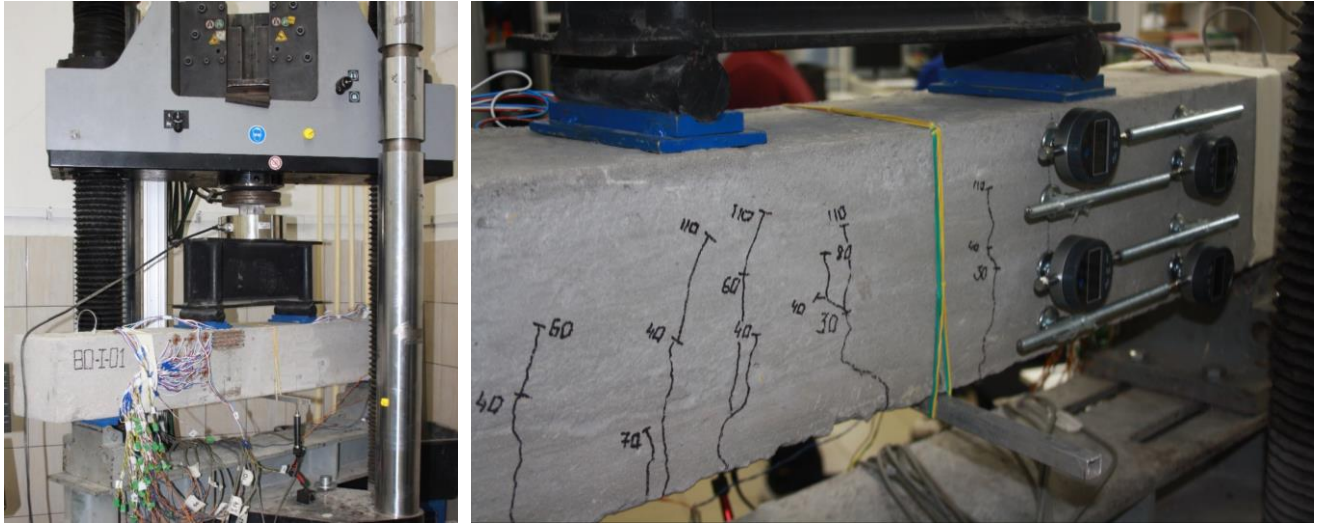


Рисунок 4 – Схема испытаний эталонных балок I серии

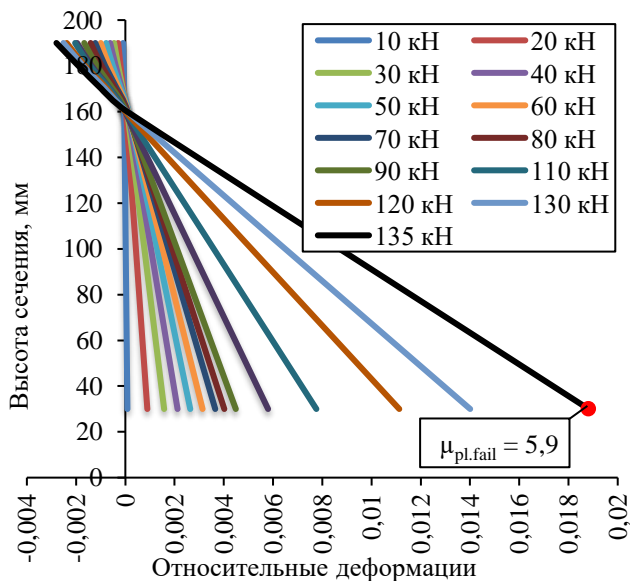


Рисунок 5 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-I-02 по ступеням нагружения

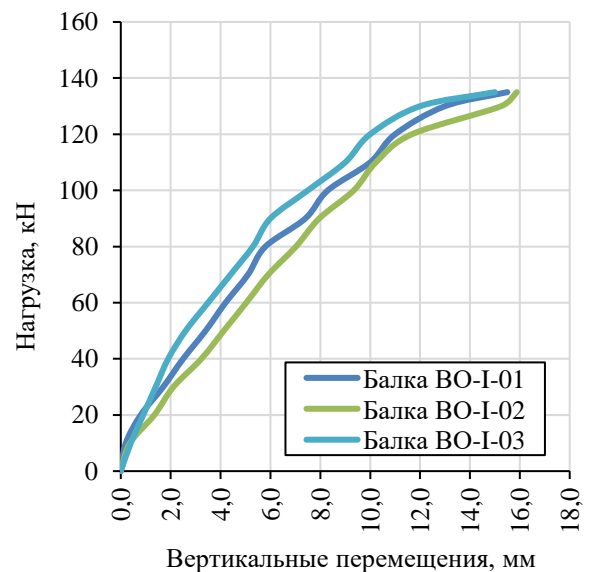


Рисунок 6 – График зависимости вертикальных перемещений от нагрузки для образцов I серии

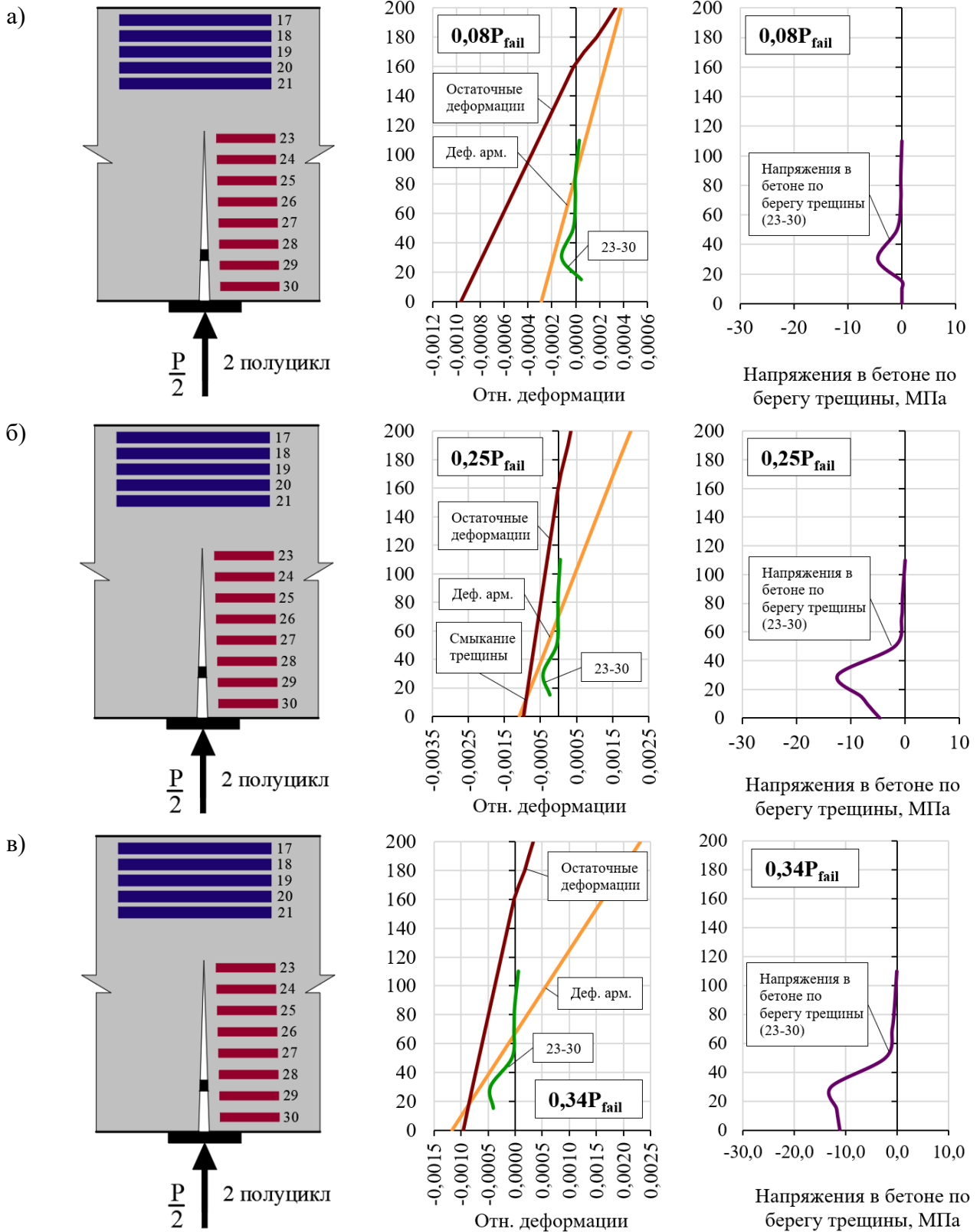


Рисунок 7 – Деформированное состояние балки серии БО-II-02: а – при нагрузке 8% от разрушающей, б – при нагрузке 25% от разрушающей; в – при нагрузке 34% от разрушающей

Характер трещинообразования и разрушения балок БО-I-01, БО-I-02 и БО-I-03 совпадал между собой с достаточной точностью. После образования наклонных трещин по мере развития неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны распределение продольных деформаций начало отклоняться от линейного. На эпюре деформаций появился излом, сохранявшийся и после

разгрузки, и для остаточных деформаций (рис. 5, 8). После начала текучести в растянутой арматуре, излом на эпюре деформаций изменил характер.

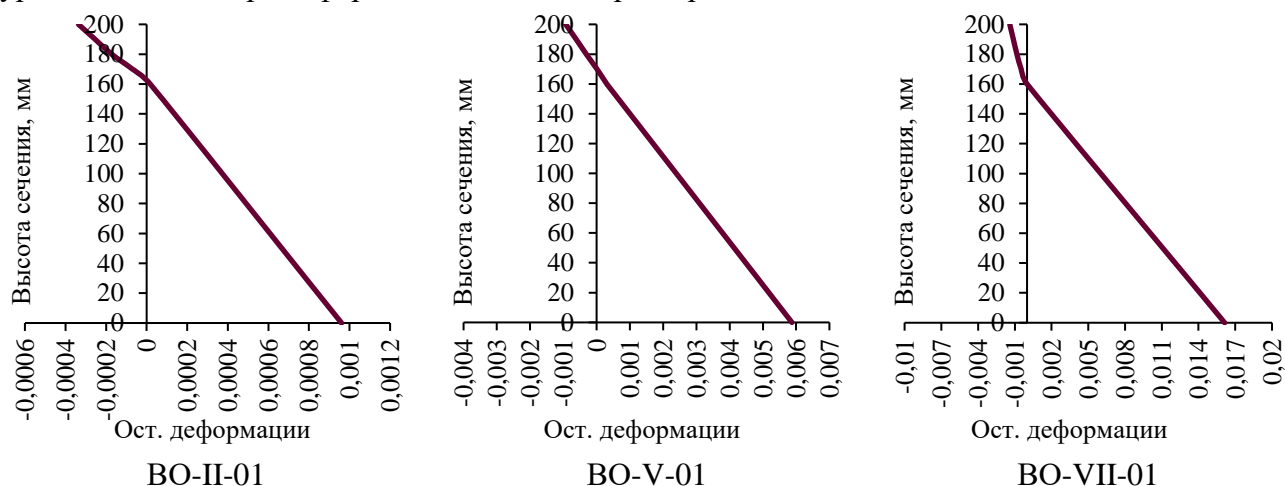


Рисунок 8 – Эпюры остаточных деформаций для балок различных серий

Максимальные вертикальные перемещения перед разрушением составили 15,1 мм. В момент разрушения эпюра относительных деформаций бетона сжатой зоны приняла параболический характер. Предельные относительные деформации бетона сжатой зоны перед разрушением составили  $-2,8 \cdot 10^{-3}$ . Предельные относительные деформации растянутой арматуры в момент разрушения составили  $18,8 \cdot 10^{-3}$ , что соответствует коэффициенту пластичности по деформациям  $\mu_{pl, fail} = 5,9$ .

Балки серий II-VII испытывались двумя полуциклами нагружения (рис. 1). Вначале балка загружалась монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до достижения заданного коэффициента пластичности по деформациям арматуры, который варьировался от 1,21 до 5,51. Нагружение осуществлялось ступенчато  $0,1 \cdot P_{fail}$  с десятиминутной выдержкой между ступенями.

После полной разгрузки балка переворачивалась, и наклеивались тензорезисторы PL-30-11 с базой 30 мм и сопротивлением 120 Ом по берегам нормальных трещин (рис. 3), образовавшихся в процессе первого полуцикла нагружения. Снимались показания тензорезисторов на сжатой и растянутой арматуре и на бетоне по берегам трещины.

В целом характер напряженно-деформированного состояния балок II-VII серий на 1 полуцикле нагружения практически ничем не отличался от эталонных балок I серии.

Как показали результаты испытаний эталонных балок и испытаний балок остальных серий на первом полуцикле нагружения, эпюры деформаций, как при нагружении, так и при разгрузке в общем случае не соответствуют гипотезе плоских сечений (рис. 8). Деформации балки можно аппроксимировать ломаной линией в соответствии с гипотезой билинейных сечений.

Анализ эпюр деформаций на втором полуцикле показал, что даже если величины пластических деформаций в первом полуцикле были небольшими, на обратном полуцикле нагружения в момент начала раскрытия трещины обратного знака нейтральная ось находилась в пределах несомкнутой остаточной трещины в сжатой зоне бетона. В связи с этим скорость раскрытия трещины обратного знака опережала скорость смыкания остаточной трещины в сжатой зоне, и раскрывалась сквозная трещина.

Предполагалось, что смыкание берегов трещины имеет место, когда скомпенсированы остаточные деформации растянутой на первом полуцикле арматуры. Оно должно сопровождаться изломом на графике деформаций бетона по берегам трещины от нагрузки в связи с включением сжатого бетона в работу (рис. 7, б).



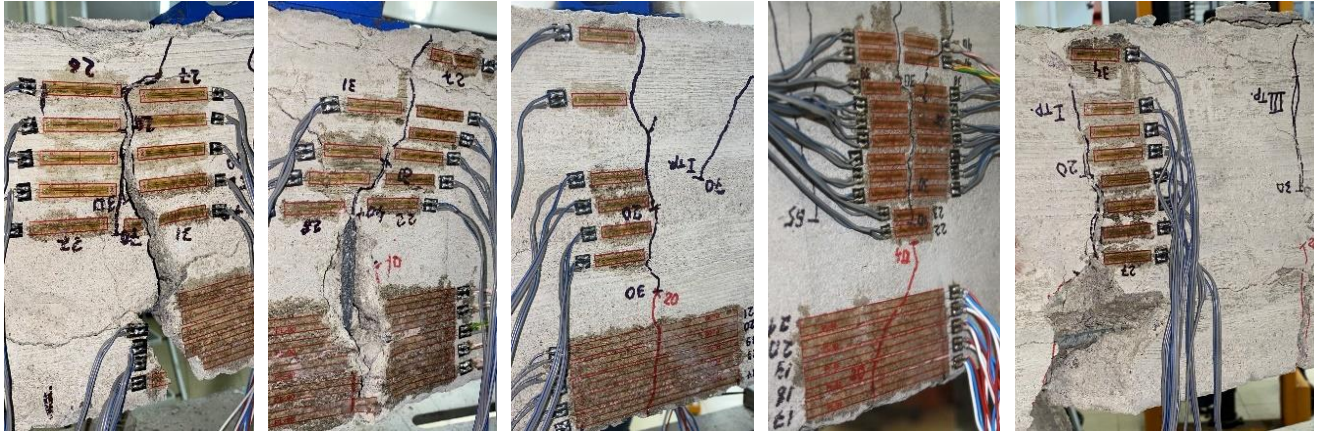


Рисунок 9 – Расположение тензорезисторов по берегам трещин

В области бетона, прилегающего к арматурному стержню, за счет деформации сечения возникают дополнительные сжимающие деформации, проявляющиеся в виде скачка на эпюре деформаций (рис. 7) по берегам трещин.

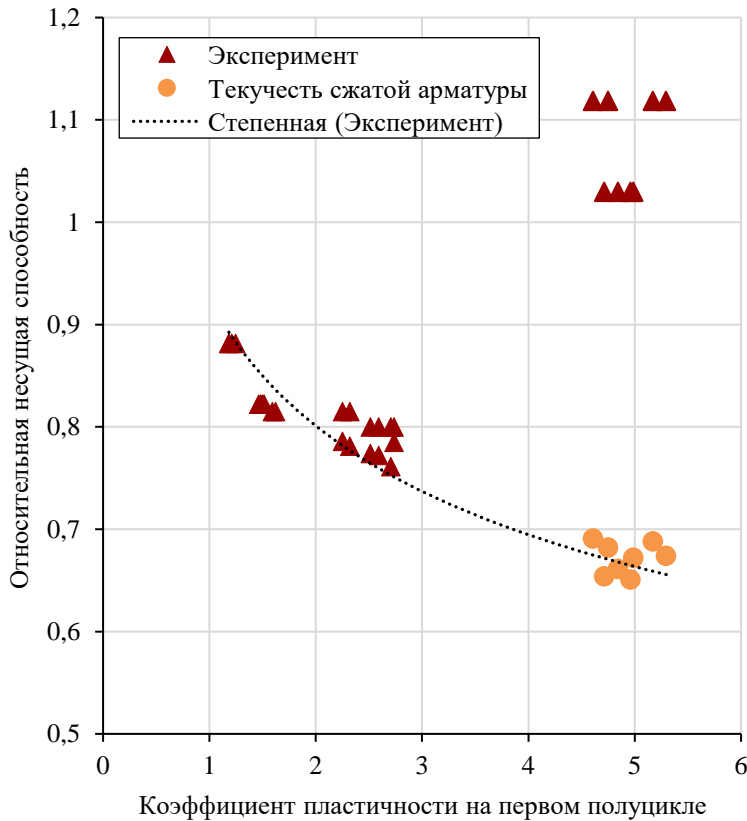


Рисунок 10 – Зависимость отношения разрушающей нагрузки во втором полуцикле нагружения к несущей способности эталонных балок от макс. коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле

Этот факт может быть объяснен выходом арматуры на ветвь временного сопротивления. Возрастающую на втором полуцикле нагрузку, после образования сквозной трещины, воспринимала только сжатая и растянутая арматура, вследствие выключения из работы слоев бетона. При больших пластических деформациях  $\mu_{pl.1} \geq 4,64$  бетон выключался из работы в начале нагружения обратного знака вследствие образования сквозной несмыкающейся трещины. Разрушение балок происходило от мгновенного разрыва растянутой арматуры.

Проведенные экспериментальные исследования показали снижение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов вследствие наличия остаточных трещин в сжатой зоне бетона. При значениях коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения меньше  $\mu_{pl.1} \leq 2,14$ , когда имело место смыкание остаточной трещины, и разрушение балки происходило вследствие дробления бетона сжатой зоны, снижение несущей способности составило 25% (рис. 10) по сравнению с эталонными балками. При больших значениях коэффициента пластичности  $\mu_{pl.1} \geq 4,64$  несущая способность балок при смене знака усилия превышала несущую способность эталонных балок на 12%.

По результатам проведенных экспериментальных исследований выявлен ряд особенностей в механизме разрушения при действии знакопеременных нагрузок различного уровня. При коэффициентах пластичности на первом полуцикле в пределах  $\mu_{pl.1} = 1,21 \div 2,14$ , на втором полуцикле наблюдалось смыкание сквозной трещины. При коэффициентах пластичности на первом полуцикле в пределах  $\mu_{pl.1} = 2,53 \div 5,51$ , на втором полуцикле происходило образование сквозной трещины, которая не смыкалась вплоть до разрушения.



Рисунок 11 – Зависимость коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле

Для случаев, когда образовывались несмыкающиеся сквозные трещины, дополнительно желтыми точками показаны относительные величины нагрузки, при которых напряжения в сжатой арматуре достигли предела текучести (рис. 10). Предполагалось, что в этот момент балка достигла предельного состояния.

На рисунке 11 представлен график зависимости коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле.

В расчетах на сейсмические воздействия необходимо учитывать снижение несущей способности изгибаемых железобетонных элементах вследствие развития пластических деформаций и ограничивать величины максимальных пластических деформаций, чтобы избежать разрушения бетона сжатой зоны и образования сквозных несомкнутых трещин при смене знака усилия, а также учитывать мгновенное изменение расчетной схемы из-за наличия сквозных трещин.

В качестве рекомендуемого значения коэффициента пластичности на первом полуцикле рекомендуется принять  $\mu_{pl.1} = 1,4$ . Если пластические деформации в первом полуцикле нагружения не превышают это значение, то при смене знака усилия смыкание остаточной трещины в сжатой зоне бетона происходит до начала текучести в растянутой арматуре. В качестве предельной рекомендуется принять величину коэффициента пластичности по деформациям арматуры  $\mu_{pl.1} = 2,14$  поскольку смыкание трещины при смене знака усилия в данном случае происходит практически перед разрушением.

Увеличение пластических деформаций в первом полуцикле нагружения приводит к интенсивному снижению предельных значений коэффициента пластичности во втором полуцикле.

Согласно графику, представленном на рисунке 12 видно, что при увеличении коэффициента пластичности на первом полуцикле нагружения наблюдается тенденция к значительному снижению предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению образца при смене знака усилия. При увеличении максимальных пластических деформаций в первом

полуцикле нагружения до величины коэффициента пластичности  $\mu_{pl.1} = 5,51$  происходит снижение в 3 раза значения предельного коэффициента пластичности во втором полуцикле.

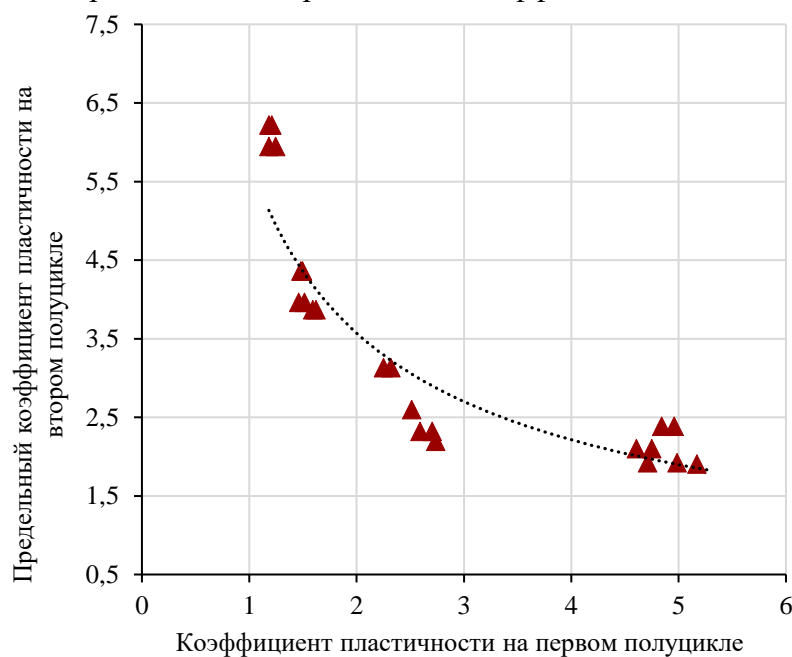


Рисунок 12 – Зависимость предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны на втором полуцикле, от коэффициента пластичности в первом полуцикле

В дальнейшем продолжается интенсивное снижение коэффициента пластичности, и в момент разрушения он достигает 0,6.

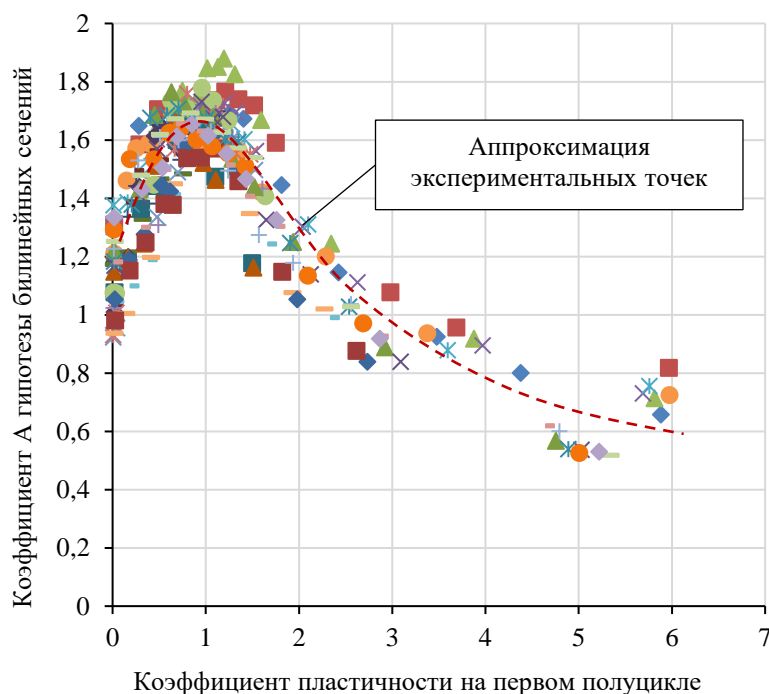


Рисунок 13 – Зависимость коэффициента гипотезы А от коэффициента пластичности на 1 полуцикле нагружения

Как видно из графика, коэффициент А гипотезы билинейных сечений является переменным в процессе нагружения и зависит от величины пластических деформаций арматуры. В упругой стадии работы арматуры этот коэффициент больше 1. По мере развития пластических деформаций арматуры этот коэффициент интенсивно снижается и достигает величины, примерно равной 1 (что соответствует гипотезе плоских сечений) при коэффициенте пластичности равном 3. Это значение коэффициента пластичности достигается при нагрузке примерно 80-85% от эталонной разрушающей.

На рисунке 13 представлены обобщенные зависимости коэффициента А гипотезы билинейных сечений от коэффициента пластичности по деформациям арматуры на 1 полуцикле нагружения.

Как видно из эпюр деформаций, представленных во второй главе, при разгрузке гипотеза плоских сечений также в общем случае не соблюдается.

При коэффициентах пластичности на первом полуцикле нагружения больше 2,14, значения коэффициента гипотезы билинейных сечений  $A < 1$  при полной разгрузке.



В третьей главе представлена основная научная гипотеза, приведены основные расчетные предпосылки и допущения, представлены расчетные уравнения для определения несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия.

Как показали расчеты железобетонных рам на сейсмическое воздействие с учетом упругопластических диаграмм материалов, максимальные перемещения наблюдались в течение первых двух полуциклов нагружения, а затем уменьшались, об этом свидетельствуют данные В.И. Жарницкого, Ю.Л. Голды и С.О. Курнавиной. Это дает возможность в исследованиях напряженно-деформированного состояния и определении критериев предельного состояния конструкций ограничиться первыми двумя полуциклами нагружения после достижения максимального прогиба.

Проф. В.И. Жарницким была предложена гипотеза, позволяющая заменить возможные варианты распределения деформаций в нормальном сечении двумя прямыми.

На рисунке 14 представлены возможные варианты распределения деформаций  $\varepsilon_x(y)$  в нормальном сечении и показан способ замены их приближенной зависимостью в виде двух прямых. Такая аппроксимация зависимости  $\varepsilon_x(y)$  В.И. Жарницким была названа гипотезой билинейных сечений.

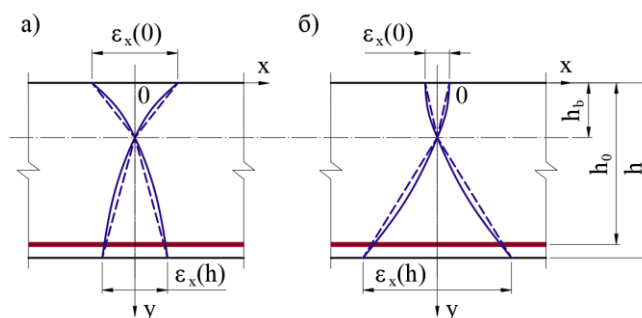


Рисунок 14 – гипотеза билинейных сечений (для нормальных сечений) при различных очертаниях  $\varepsilon_x(y)$ : а) –  $A > 1$ ; б) –  $A < 1$ ;

Для нормального сечения она запишется следующим образом:

$$\begin{cases} \varepsilon_x(y) = A \cdot (h_b - y) \cdot \chi & \text{при } (0 \leq y \leq h_b) \\ \varepsilon_x(y) = (h_b - y) \cdot \chi & \text{при } (h_b \leq y \leq h) \end{cases} \quad (2.1)$$

где  $A$  – коэффициент, определяемый экспериментально или, если это возможно, теоретически,  $\chi$  – кривизна,  $h_b$  – высота сжатой зоны. При  $A = 1$  гипотеза билинейных сечений переходит в гипотезу плоских сечений.

Для моделирования напряженно-деформированного состояния нормального сечения в железобетонных изгибаемых элементах при действии знакопеременных нагрузок приняты следующие гипотезы и допущения:

1. Рассматриваются три этапа нагружения конструкции: момент достижения максимальных деформация (прогиба) на первом полуцикле нагружения, момент окончания разгрузки сечения, после первого полуцикла нагружения и третий этап – момент разрушения бетона сжатой зоны при смене знака усилия.
2. Деформации нормального сечения и их приращения на всех этапах нагружения подчиняются гипотезе билинейных сечений (рис. 15). Величина коэффициента  $A$  принимается разной для каждого этапа работы конструкции и определяется на основе экспериментальных данных.

3. В случае развития значительных пластических деформаций зависимость между напряжениями и деформациями бетона, как при сжатии, так и при растяжении аппроксимируется квадратной параболой. При незначительных пластических деформациях в бетоне сжатой зоны принята упругая зависимость между напряжениями и деформациями.
4. Разгрузка бетона происходит по прямому, параллельным касательной в начальной точке диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ ».
5. Работа арматуры соответствует диаграмме Прандтля.
6. Динамическая работа материалов учитывается только путем введения соответствующих повышающих коэффициентов к сопротивлению материалов.
7. Смыкание остаточной трещины имеет место, когда скомпенсированы остаточные деформации предыдущего цикла нагружения.

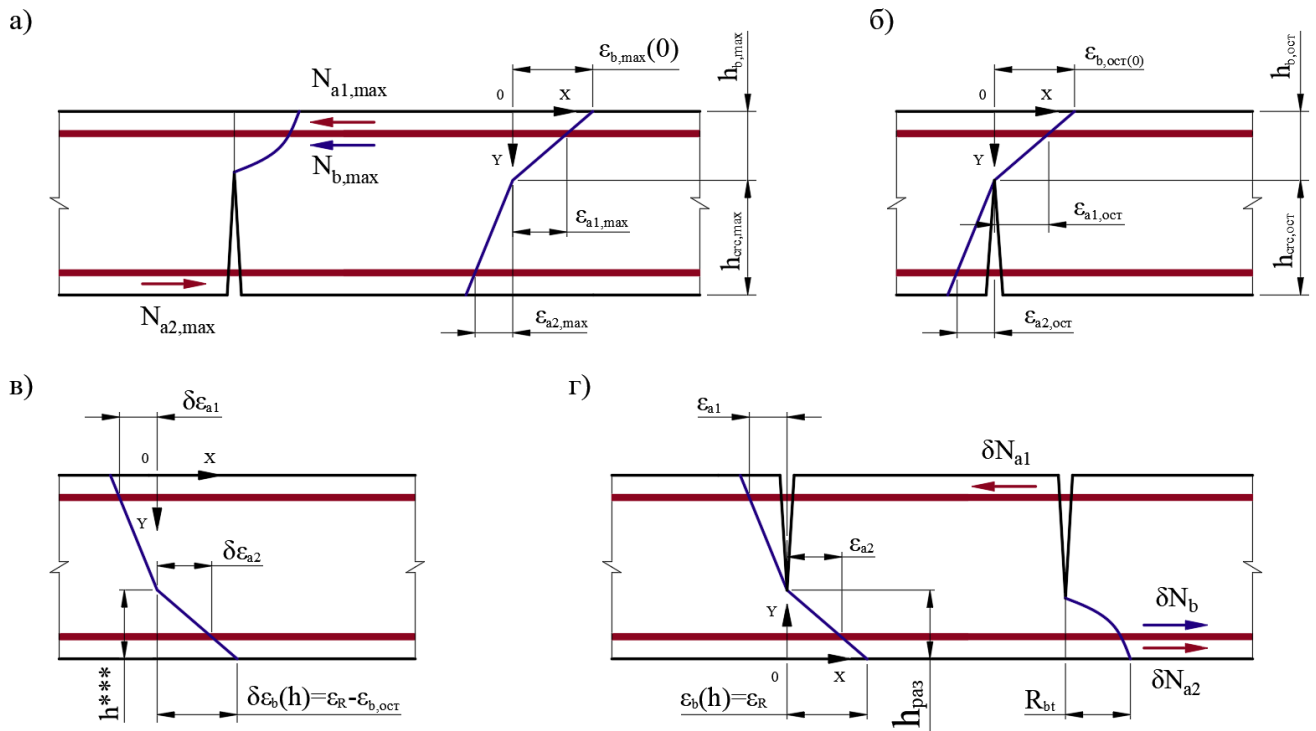


Рисунок 15 – а) Распределение деформаций по высоте сечения в момент достижения максимального прогиба в первом полупереме; б) Распределение деформаций по высоте сечения в момент разгрузки; в) Распределение приращений деформаций по высоте сечения в момент разрушения бетона сжатой зоны. г) Распределение деформаций и усилий по высоте сечения в момент разрушения на обратном полупереме нагружения;

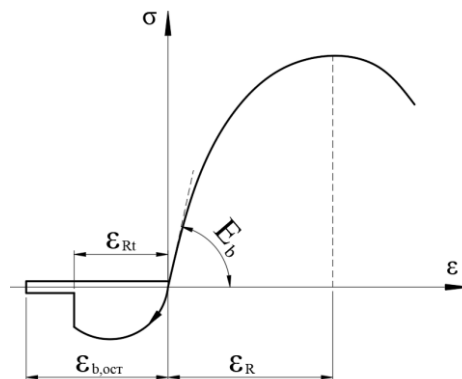


Рисунок 16 – Зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » в момент разрушения бетона сжатой зоны

Усилия в сжатом бетоне определяются путем интегрирования напряжений по высоте сжатой зоны:

$$N_b = b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \sigma_b(y) dy \quad (2)$$

Принята параболическая зависимость между деформациями и напряжениями:

$$\sigma_b(y) = E_b \cdot \left( \varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right) \quad (3)$$

$\varepsilon_R$  – предельная деформация бетона,  $E_b$  – модуль упругости бетона.

Усилие в сжатой арматуре:

$$N_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \varepsilon_{a1,\max} \quad (4)$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$N_{a2,\max} = -A_{s2} \cdot R_{sn} \quad (5)$$

$A_{s1}, A_{s2}$  – площадь сжатой и растянутой арматуры соответственно.

Высоту сжатой зоны бетона в момент достижения максимального прогиба  $h_{b,\max}$  можно найти из уравнения равновесия продольных сил в сечении (рис. 15, а):

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 0 \quad (6)$$

где  $N_b$  – усилие в бетоне сжатой зоны,  $N_{a1,\max}$  – усилие в растянутой арматуре,  $N_{a2,\max}$  – усилие в сжатой арматуре.

При разгрузке сечение получает приращение кривизны  $\delta\chi$  обратного знака, которое должно уменьшить до нуля усилия в бетоне сжатой зоны и в арматуре, пренебрегая работой растянутого бетона. Предполагается, что разгрузка всех слоев бетона происходит по прямым, параллельным к касательной в начальной точке диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ ». При этом в бетоне и арматуре сохраняются некоторые остаточные деформации.

Деформации и их приращения также подчиняются гипотезе билинейных сечений. Пусть деформирование происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси  $h^*$ .

Изменение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot R_{sn} \quad (7)$$

Изменение усилия в сжатой арматуре:

$$\delta N_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \delta\varepsilon_{a1} \quad (8)$$

Изменение усилия в бетоне находим путем интегрирования напряжений по высоте сжатой зоны:

$$\delta N_b = b \cdot \int_0^{h^*} \delta\sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot A_2 \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot \frac{(h^*)^2}{2} \quad (9)$$

Из условия равновесия всех продольных сил на горизонтальную ось (рис. 15, в):

$$\delta N_b + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} = 0 \quad (10)$$

Из уравнения (10) можно выразить расстояние от сжатой грани до мгновенного положения нейтральной оси  $h^*$ , а через него, величины приращения деформаций, остаточную кривизну

$\chi_{ост}$ , остаточные деформации бетона и арматуры, и глубину остаточной трещины на момент разгрузки  $h_{crc,ост}$ .

При смене знака усилия приращение деформаций происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси  $h^{***}$  (рис. 15, г).

Приращение усилия в сжатой арматуре:

$$\delta N_{a2} = E_s \cdot A_{s2} \cdot \delta \varepsilon_{a2} \quad (11)$$

Приращение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a1} = -R_{sn} \cdot A_{s1} \quad (12)$$

Предполагается, что разрушение бетона сжатой зоны начинается тогда, когда деформации сжатой зоны достигают предельного значения. Бетон сжатой зоны включится в работу на некоторой высоте  $h_{раз}$ , когда будут скомпенсированы остаточные деформации растяжения.

$$h_{раз} = \frac{\chi_{ост} \cdot h_{crc,ост} - A_3 \cdot \delta \chi_2 \cdot (h - h^{***})}{\chi_{ост} - A_3 \cdot \delta \chi_2} \quad (13)$$

Приращение усилия в бетоне сжатой зоны к моменту разрушения:

$$\delta N_b = b \cdot \int_{h-h_{раз}}^h \sigma_b(y) \cdot dy = b \cdot E_b \cdot \int_{h-h_{раз}}^h \left[ \varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{\varepsilon_b(y)^2}{\varepsilon_R} \right] \cdot dy \quad (14)$$

Из уравнения равновесия всех сил на продольную ось находим  $h_{раз}$ .

В сжатой зоне бетона напряжения меняются по параболической зависимости. Расстояние от центра тяжести параболической эпюры до сжатой грани равно  $3/8 \cdot h_{раз}$ . Несущую способность можно определить, составив уравнение моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры. Несущая способность нормального сечения:

$$M_u = N_b \cdot \left( h_0 - \frac{3}{8} \cdot h_{раз} \right) + N_{a2} \cdot (h_0 - a) \quad (15)$$

Коэффициент пластичности, соответствующий разрушению равен  $\delta \varepsilon_{a1} / \varepsilon_{мек}$ .

Предложен инженерный метод расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия с учетом пластических деформаций арматуры. Пластические деформации арматуры на первом полуцикле нагружения учитываются коэффициентом пластичности по деформациям арматуры  $k_{pl,a} = \varepsilon_{a2} / \varepsilon_{мек}$ .

Теоретически доказано, что высота сжатой зоны бетона в момент достижения предельного прогиба, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны при монотонном нагружении, а также усилия в бетоне и арматуре и, соответственно, плечо внутренней пары сил не зависят от коэффициента гипотезы билинейных сечений  $A$ . Поэтому, в расчетах на прочность по нормальному сечению на основное сочетание нагрузок можно использовать общепринятую гипотезу плоских сечений (при  $A = 1$ ).

На основании разработанной методики выполнен анализ:

- влияния пластических деформаций арматуры на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия;
- влияния коэффициента  $A$  гипотезы билинейных сечений на распределение деформаций в нормальном сечении на всех этапах знакопеременного нагружения.

Предложенный инженерный метод позволяет упрощенно определять деформации нормальных сечений, глубину остаточной трещины и величины усилий в бетоне и арматуре на всех стадиях знакопеременного нагружения и дает удовлетворительную сходимость с экспериментом, при среднем отклонении в 13% по деформациям и 23% по несущей способности.

**В четвертой главе** выполнен сопоставительный анализ опытных данных с результатами расчета в вычислительном комплексе, использующем метод конечных элементов SIMULIA Abaqus компании Dassault Systèmes.

Цель численного исследования – определить несущую способность при прямом монотонном нагружении; определить значения максимальных пластических деформаций растянутой арматуры, соответствующих разрушению бетона сжатой зоны; оценить влияние пластических деформаций арматуры на первом полуцикле нагружения на несущую способность изгибаемых элементов при смене знака усилия; оценить напряженно-деформированное состояние в области нормальных трещин при смене знака усилия.

Бетон моделировался объемными конечными элементами. Моделирование бетона и арматуры осуществлялось с помощью КЭ C3D8(R) (brick mesh) или C3D4(R), в ряде случаев высокоточными КЭ C3D10M (tetra mesh). Для выполнения численных расчетов экспериментальных образцов была использована модель бетона с повреждениями «concrete damaged plasticity», данная модель учитывает образование и раскрытие трещин при растяжении, сжатии и срезе, а также теорию прочности бетона. Работа арматуры моделировалась билинейной диаграммой с упругой и пластической участками работы.

Рассматривалась железобетонная балка с симметричным продольным армированием под действием двух сосредоточенных сил. Геометрические параметры и физическо-механические характеристики полностью соответствуют экспериментальным образцам.

Результаты расчета несущей способности моделей, идентичных экспериментальным образцам в программном комплексе Abaqus, показали удовлетворительную сходимость определяющих параметров с результатами эксперимента при монотонном нагружении.

Значения предельных коэффициентов пластичности по деформациям арматуры, соответствующих разрушению на втором полуцикле нагружения показали удовлетворительную сходимость с экспериментальными точками при  $\mu_{pl.1} \leq 2,5$ .

Относительная несущая способность при смене знака усилия, в зависимости от коэффициента пластичности на первом полуцикле нагружения, показала удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными при коэффициенте пластичности в первом полуцикле нагружения при  $\mu_{pl.1} \leq 2,5$ .

При коэффициенте пластичности на первом полуцикле  $\mu_{pl.1} > 2,5$  расчетные данные существенно разнятся с экспериментальными. Это касается как несущей способности, так и предельного коэффициента пластичности. Данный эффект вызван разницей в механизме разрушения, а также принятой в расчете моделью бетона.

В данной главе также приведены результаты расчета балок с характеристиками, как у опытных образцов на 5, 10 и 50 циклов нагрузки при коэффициенте пластичности  $\mu_{pl.1} \leq 1,62$  (рис. 17). Коэффициент асимметрии цикла принят  $\rho = -1$ . Проведено сравнение с результатами расчета и экспериментальными данными образцов, испытанных одним циклом знакопеременного нагружения.

С увеличением пластических деформаций в первом полупериоде нагружения значения предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны, интенсивно снижаются, об этом свидетельствуют как численные расчеты, так и экспериментальные данные. Численные исследования показали, что при  $\mu_{pl.1} \leq 1,62$  приращения пластических деформаций арматуры к 3 циклу нагружения практически стабилизировались и к 40-50 циклу увеличивались незначительно. Определенная форма петель гистерезиса формируется и стабилизируется к 3 циклу знакопеременного нагружения и практически не меняется вплоть до 50 цикла. Количество циклов лишь незначительно скачивается на относительной несущей способности. Отклонение не превышает 10%.

Представлен алгоритм и пример расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия предложенным инженерным методом на примере каркасного здания.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенных экспериментальных и теоретических исследований изгибаемых железобетонных элементов на знакопеременную нагрузку, можно сделать следующие выводы:

1. На основании проведенных экспериментальных исследований можно сделать вывод о снижении на 25% несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия с увеличением пластических деформаций арматуры на первом полупериоде нагружения до величины коэффициента пластичности  $\mu_{pl.1} \leq 2,73$ .

2. При увеличении максимальных пластических деформаций в первом полупериоде нагружения до величины коэффициента пластичности  $\mu_{pl.1} = 5,51$  происходит снижение в 3 раза значения предельного коэффициента пластичности при смене знака усилия, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны.

3. При смене знака усилия в изгибаемых элементах образуются сквозные трещины, которые при небольших величинах пластических деформаций в первом полупериоде нагружения  $\mu_{pl.1} \leq 2,14$ , смыкаются по мере увеличения нагрузки обратного знака. При величине коэффициента пластичности в первом полупериоде нагружения  $\mu_{pl.1} \leq 1,4$  смыкание берегов трещины при смене знака усилия имеет место до начала текучести растянутой арматуры. При значениях коэффициента пластичности на первом полупериоде нагружения  $\mu_{pl.1} > 2,14$  происходит формирование сквозной несмыкающейся трещины.

4. Анализ эпюр деформаций на первом полупериоде нагружения показал, что гипотеза плоских сечений в процессе деформирования не соблюдается. Распределение деформаций по высоте сечения можно аппроксимировать билинейной зависимостью.

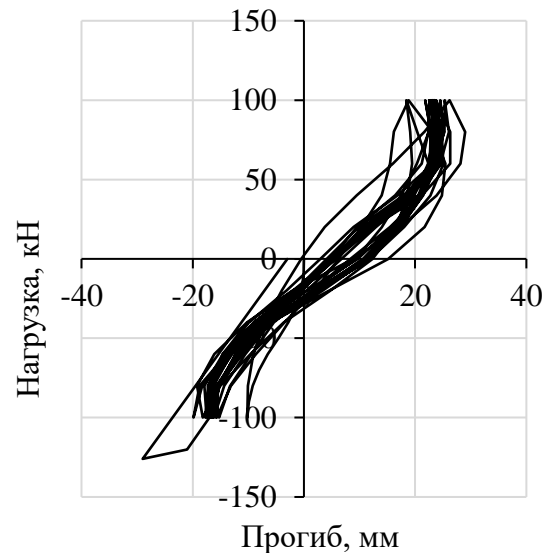


Рисунок 17 – Зависимость нагрузка – прогиб для БО-II-01, рассчитанной на 50 циклов знакопеременного нагружения

5. В расчетах на сейсмические воздействия необходимо учитывать снижение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов вследствие развития пластических деформаций и ограничивать величины максимальных пластических деформаций, чтобы избежать разрушения бетона сжатой зоны и образования сквозных несомкнутых трещин при смене знака усилия, а также учитывать мгновенное изменение расчетной схемы из-за наличия сквозных трещин. В качестве рекомендуемой следует принять величину коэффициента пластичности по деформациям арматуры  $\mu_{pl.1} = 1,4$ , в качестве предельной –  $\mu_{pl.1} = 2,14$ .

6. Предложен упрощенный инженерный метод расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия с учетом пластических деформаций арматуры. Пластические деформации арматуры на первом полупериоде нагружения учитываются коэффициентом пластичности. При помощи данного метода можно упрощенно определять деформации нормальных сечений, глубину остаточной трещины и величины усилий в бетоне и арматуре на всех стадиях знакопеременного нагружения и дает удовлетворительную сходимость с экспериментом, при среднем отклонении в 13% по деформациям и 23% по несущей способности.

7. Результаты расчета моделей, идентичных экспериментальным образцам в программном комплексе Abaqus показали, что относительная несущая способность при смене знака усилия, в зависимости от коэффициента пластичности на первом полупериоде нагружения, показала удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными при коэффициенте пластичности в первом полупериоде нагружения  $\mu_{pl.1} \leq 2,5$ . При коэффициенте пластичности на первом полупериоде  $\mu_{pl.1} > 2,5$  расчетные данные существенно разнятся с экспериментальными, это касается как несущей способности, так и предельного коэффициента пластичности. Данный эффект вызван разницей в механизме разрушения, а также принятой в расчете моделью бетона.

8. Результаты расчета несущей способности моделей, идентичных экспериментальным образцам в программном комплексе Abaqus, обеспечивают удовлетворительную сходимость определяющих параметров с результатами эксперимента при монотонном нагружении.

9. Проведенные расчеты балок, идентичных экспериментальным образцам, в расчетном комплексе Abaqus на 5, 10 и 50 циклов нагрузки при коэффициенте пластичности  $\mu_{pl.1} \leq 1,62$  позволили заключить: с увеличением пластических деформаций в первом полупериоде нагружения значения предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны, интенсивно снижаются, об этом свидетельствуют как численные расчеты, так и экспериментальные данные. Численные исследования показали, что при  $\mu_{pl.1} \leq 1,62$  приращения пластических деформаций арматуры к 3 циклу нагружения практически стабилизировались и к 40-50 циклу увеличивались незначительно. Определенная форма петель гистерезиса формируется и стабилизируется к 3 циклу знакопеременного нагружения и практически не меняется вплоть до 50 цикла. Количество циклов лишь незначительно сказывается на относительной несущей способности. Отклонение не превышает 10%.

## РЕКОМЕНДАЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШЕГО РАЗВИТИЯ ТЕМЫ

По результатам проведенных экспериментальных и теоретических исследований нормальные остаточные трещины влияют на напряженно – деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия, в связи с этим можно определить следующие перспективы исследований:

1. Провести экспериментальные и теоретические исследования однопролетных статически неопределимых балок на знакопеременную нагрузку.
2. Изучить влияние наклонных остаточных трещин на напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия.

### **СПИСОК ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ**

#### **Публикации в изданиях, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий:**

1. Курнавина, С. О. Влияние пластических деформаций на работу изгибаемых элементов при сейсмических воздействиях / С. О. Курнавина, И. В. Цацулин // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2019. – № 5(383). – С. 228-233.
2. Курнавина, С. О. Влияние пластических деформаций на высоту несомкнутой остаточной трещины в сжатой зоне бетона / С. О. Курнавина, И. В. Цацулин // Строительство и реконструкция. – 2020. – № 5(91). – С. 13-21. – DOI 10.33979/2073-7416-2020-91-5-13-21.
3. Курнавина, С. О. Влияние несомкнутых трещин в сжатой зоне бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов / С. О. Курнавина, И. В. Цацулин // Строительство и реконструкция. – 2021. – № 2(94). – С. 28-38. – DOI 10.33979/2073-7416-2021-94-2-28-38.
4. Курнавина, С. О. Влияние пластических деформаций на работу железобетонных изгибаемых элементов при смене знака усилия / С. О. Курнавина, И. В. Цацулин, И. К. Манаенков // Строительство и реконструкция. – 2021. – № 6(98). – С. 50-62. – DOI 10.33979/2073-7416-2021-98-6-50-62.
5. Курнавина С. О., Цацулин И. В. Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок при смене знака усилия // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 2. С. 44-52. doi: 10.33622/0869-7019.2023.02.44-52

#### **Статьи, опубликованные в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и др.:**

6. Kurnavina, S. The design model of reinforced concrete beam formed by the field of cracks directions / S. Kurnavina, I. Tsatsulin // E3S Web of Conferences, 2019. – P. 04017. – DOI 10.1051/e3sconf/20199704017.
7. Kurnavina, S. O. The influence of open cracks in compressed area of concrete on behaviour of bending elements of frame buildings under special alternating loads / S. O. Kurnavina, I. V. Tsatsulin // Journal of Physics, 2020. – P. 012037. – DOI 10.1088/1742-6596/1425/1/012037.

#### **Статьи, опубликованные в других научных изданиях:**

8. Курнавина, С. О. Упрощенный метод определения глубины остаточной трещины в сжатой зоне бетона при сейсмических нагрузках / С. О. Курнавина, И. В. Цацулин // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования: Сборник докладов Первой Национальной конференции, Москва, 30 сентября 2020 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2020. – С. 744-749.