

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

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

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Кандидат технических наук, доцент
Курнавина Софья Олеговна

Москва – 2023

СОДЕРЖАНИЕ

ВЕДЕНИЕ	6
ГЛАВА 1. ИССЛЕДОВАНИЯ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА СЕЙСМОСТОЙКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.....	14
1.1. Последствия сильных землетрясений. Характер разрушения железобетонных элементов при сейсмических нагрузках	14
1.2. Этапы развития теории сейсмостойкости.....	23
1.2.1. Линейно-спектральный метод в нормах проектирования	29
1.2.2. Прямой динамический метод расчета на сейсмические воздействия ..	32
1.3. Работа материалов при малоцикловых нагрузках типа сейсмических.....	33
1.3.1. Работа бетона и железобетона	33
1.3.2. Работа арматуры.....	41
1.4. Экспериментальные исследования работы изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом знакопеременном нагружении.....	44
1.5. Выводы по главе 1	57
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ НАГРУЖЕНИИ	59
2.1. Программа проведения экспериментальных исследований.....	59
2.2. Изготовление опытных образцов	60
2.3. Приборы и оборудование	62
2.4. Методика проведения экспериментальных исследований изгибаемых железобетонных элементов на знакопеременную нагрузку.....	63
2.4.1. Образцы I серии	65
2.4.2. Образцы II–VII серий	66

2.5. Результаты испытаний бетона при статическом нагружении.....	72
2.6. Результаты испытания арматурных стержней класса А500 при статических нагружениях.....	75
2.7. Результаты испытаний железобетонных изгибаемых элементов	78
2.7.1. Напряженно-деформированное состояние опытных образцов I серии (эталонные образцы).....	78
2.7.2. Напряженно-деформированное состояние опытных образцов II-VII серий	90
2.8. Несущая способность и механизм разрушения опытных образцов	126
2.9. Предельный коэффициент пластичности	130
2.10. Коэффициент А гипотезы билинейных сечений	131
2.11. Выводы по главе 2.....	141
ГЛАВА 3. ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОЙ НАГРУЗКЕ.....	143
3.1. Расчетные уравнения и алгоритм расчета	144
3.1.1. Основные расчетные предпосылки	144
3.1.2. Коэффициент А гипотезы билинейных сечений	146
3.1.3. Влияние коэффициента А гипотезы билинейных сечений на прочность по нормальным сечениям	147
3.1.4. Напряженно-деформированное состояние сечения в момент достижения заданного коэффициента пластичности на первом полупериоде нагружения ..	149
3.1.5. Напряженно-деформированное состояние сечения в момент разгрузки	152
3.1.6. Напряженно-деформированное состояние в момент разрушения бетона сжатой зоны при нагружении обратного знака	157
3.2. Выводы по главе 3.....	162

ГЛАВА 4. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ ВОЗДЕЙСТВИИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ	164
4.1. Цели и задачи численного исследования	164
4.2. Характеристики материалов для модели «Concrete Damaged Plasticity»....	164
4.3. Описание расчетных моделей.....	168
4.4. Результаты расчета в вычислительном комплексе SIMULIA Abaqus.....	170
4.4.1. Сравнение результатов расчета образцов в вычислительном комплексе Abaqus с экспериментальными данными	170
4.4.2. Несущая способность и предельный коэффициент пластичности опытных образцов при 10 и 50 циклах знакопеременного нагружения и сравнение их с экспериментальными данными	197
4.4.3. Сравнение численных значений коэффициента A гипотезы билинейных сечений с экспериментальными данными.....	201
4.5. Пример расчета несущей способности изгибаемого железобетонного элемента при смене знака усилия по предложенному инженерному методу ...	204
4.5.1. Алгоритм выполнения расчета	204
4.5.2. Параметры расчетной модели здания.....	205
4.5.3. Пример выполнения расчета несущей способности изгибаемого железобетонного элемента при смене знака усилия по предложенному инженерному методу	207
4.6. Выводы по главе 4.....	222
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	224
РЕКОМЕНДАЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШЕГО РАЗВИТИЯ ТЕМЫ	226
СПИСОК ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ	227
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	227

ПРИЛОЖЕНИЕ А 247

ВЕДЕНИЕ

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, особенно сейсмическим, что приводит к образованию пластических деформаций арматуры и образованию незакрытых остаточных трещин. Действующие нормы Российской Федерации по сейсмостойкому строительству [137] 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. Вопрос изучения работы железобетонных конструкций в упругопластической стадии отражен в исследованиях: М.С. Абаканова [3, 2, 1], В.И. Жарницкого [33, 34, 37, 40, 41, 39, 38, 36, 42],

Т.Ж. Жунусова [45, 46], А.С. Залесова [51], Н.И. Карпенко [57, 59], О.В. Кабанцева [53, 54, 52, 55, 56], И.Л. Корчинского [66, 68, 70, 74], А.В. Забегаева [48, 47], А.Г. Тамразяна [142, 144, 141, 143, 145], И.Т. Мирсаяпова [90, 91, 92, 93, 94], О.В. Мкртычева [98, 101, 96, 99, 95, 100, 97], С.В. Полякова [113, 114, 117], Н.Н. Попова [118, 119], Б.С. Расторгуева [121, 123, 122], В.А. Ржевского [125, 130, 124, 126, 128, 129] и др [5, 6, 10, 14, 17, 18, 26, 62, 63, 67, 69, 71, 75, 78, 79, 80, 87, 109, 151, 31, 30, 88, 32]. 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 [1] 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 полупериоде 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 полупериоде 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 полуцикле 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 полуцикле 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 полуцикле 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 за-проектных 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.

ГЛАВА 1. ИССЛЕДОВАНИЯ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА СЕЙСМОСТОЙКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1. Последствия сильных землетрясений. Характер разрушения железобетонных элементов при сейсмических нагрузках

Ежегодно в мире происходит свыше 250 тыс. землетрясений различной интенсивности, большое количество из которых имеет небольшую силу или имеет место в ненаселенных районах. Более 10% территорий РФ расположены в сейсмоопасных районах.

Большой объем данных по анализу последствий сильных землетрясений [113, 1, 4, 61] показывает, что многоэтажные каркасные здания из железобетонных конструкций получают локальные повреждения, а в ряде случаев разрушаются в зависимости от интенсивности землетрясения и его характера, амплитудно-частотной составляющей, продолжительности воздействия, удаленности от эпицентра, динамических характеристик зданий и сооружений, а также от качества строительных работ. Последствия сильных землетрясений, произошедших за последнее столетие, позволяют сделать вывод о том, что здания с железобетонным каркасом разрушались вследствие выхода из работы вертикальных и горизонтальных элементов каркаса, и их соединений.

Землетрясение в Нефтегорске. 28 мая 1995 года, в 1:04 по местному времени произошло землетрясение, в котором погибло 2240 человек. Землетрясение было непродолжительным, и длилось всего 27 секунд, но этого хватило, чтобы подземные толчки силой 7,6 баллов разрушили небольшой городок до основания.

На тот момент в зоне сейсмической активности находилось порядка 55 тыс. человек – это население Нефтегорска, г. Оха и других близлежащих населенных пунктов, которые затронуло землетрясение.

В результате землетрясения были разрушены практически все здания и сооружения. Катастрофа нанесла существенный ущерб экономике Сахалина, в ценах 1995 года он превышал 600 млрд. рублей. Властями было принято решение поселок

не восстанавливать, после рекультивации земель он был полностью ликвидирован в 1995 г.



Рисунок 1.1 – Последствия землетрясения в Нефтегорске, 1995 г.

Ташкентское землетрясение. Разрушительное землетрясение произошло 26 апреля 1966 года в 5:23 утра по местному времени в г. Ташкент, столице Узбекской ССР (ныне республика Узбекистан).

Магнитуда в очаге составила 5,2 балла по шкале Рихтера, а сейсмический эффект на земной поверхности в эпицентре превысил 8 баллов, на окраинах города достигал 6 баллов. Разрыв пород в очаге простирался на глубине от 2 до 9 км под центральными кварталами Ташкента. Сильные колебания почвы с частотой 3 Гц продолжались 10-12 секунд. Зона разрушений была хоть и невелика, но пришлась на самую населенную часть города. Без крова осталась почти треть жителей столицы. Разрушения и повреждения получили 500 административных зданий, около 700 объектов торговли и общепита, почти 300 промпредприятий.

Ашхабадское землетрясение. Ночью, в 1:13 по местному времени 6 октября 1948 года, всего через 3 года после Победы, произошла одна из самых крупных катастроф за всю историю человечества. Эпицентр землетрясения мощностью 9-10 баллов находился у селения Кара-Гаудан, примерно в 25 км юго-западнее туркменской столицы. В советское время упоминалась официальная цифра жертв землетрясения – 40 тыс. человек, однако по неофициальным данным эта цифра достигала 110 тыс. человек. Ашхабад был буквально стерт с лица земли. 98% домов были разрушены, полностью были разрушены все городские коммуникации, выведены из строя мосты и дороги, ж/д вокзал и аэропорт.

Именно катастрофа в Ашхабаде мотивировала дальнейшие исследования в области сейсмостойкости зданий и сооружений в других регионах СССР. В 1941 году Институтом физики Земли им. О.Ю. Шмидта АН СССР начали проводиться масштабные по своим размерам исследования и попытки прогнозирования будущих землетрясений.



Рисунок 1.2 – Последствия землетрясения в г. Спитак, 1988 г.

Спитакское землетрясение. 7 декабря 1988 года в зоне разрыва земной коры на севере Армении была высвобождена энергия, эквивалентная взрыву десятка атомных бомб, сброшенных на Хиросиму. Согласно официальным источникам, число жертв превысило 25 тыс. человек, более 500 тыс. остались без крова. В общей сложности от природного катаклизма пострадал 21 город и 324 села. Землетрясение вывело из строя около 40% промышленного потенциала Армянской ССР. Было разрушено 600 км автодорог, 10 км железных дорог, пострадало 230 промышленных предприятий.

Анализ последствий Спитакского землетрясения побудил ученых к совершенствованию общих идей и норм по сейсмостойкому строительству. Именно разнообразие конструктивных особенностей зданий и типов сооружений, находящихся в эпицентре катастрофы и стали ценнейшим материалом для дальнейших исследований.

В г. Ленинакане (ныне г. Гюмри) в 124 километрах от Еревана в тот роковой день было разрушено в различной степени около 90% всех каркасных зданий от 5 до 9 этажей.

В работе В.А. Ржевского [127] сделаны важные выводы о возможных причинах массового разрушения каркасных зданий в г. Ленинакане.

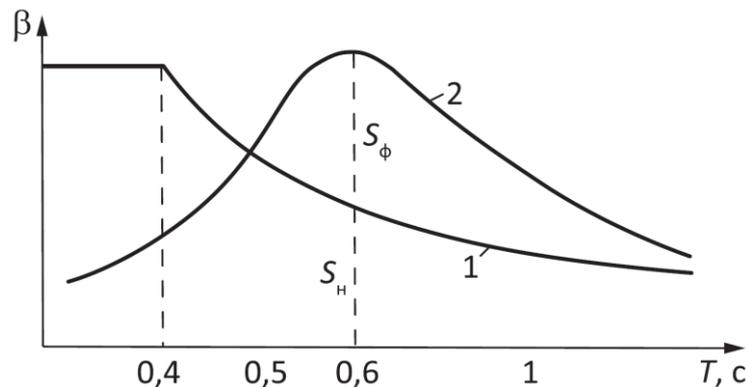


Рисунок 1.3 – Спектры сейсмической реакции [99]

Отмечается, что «ускорения грунта на площадках Ленинакана имели существенные амплитуды на периодах 0,6 с и выше (рисунок 1.3). Это подтверждается исследованиями ИФЗ АН СССР и данными японских специалистов. Каркасные здания серии 111 имели начальные периоды собственных колебаний по основному

тону также в диапазоне 0,55–0,6 с. Эти периоды увеличивались по мере накопления повреждений. В результате резонансного усиления колебаний и значительных абсолютных величин ускорений фактические горизонтальные нагрузки могли в 8–10 раз превышать расчетные нагрузки.» [127].

М.С. Абаканов [1] отмечает, что в многоэтажных железобетонных каркасных зданиях, в частности, выполненных по серии ИИС-20, вследствие разрушения узлов соединения ригелей с колоннами происходило полное разрушение зданий. Здесь имело место некачественная сварка стыков рабочей арматуры. В таких зданиях, в основном, слабым местом оказались узлы.

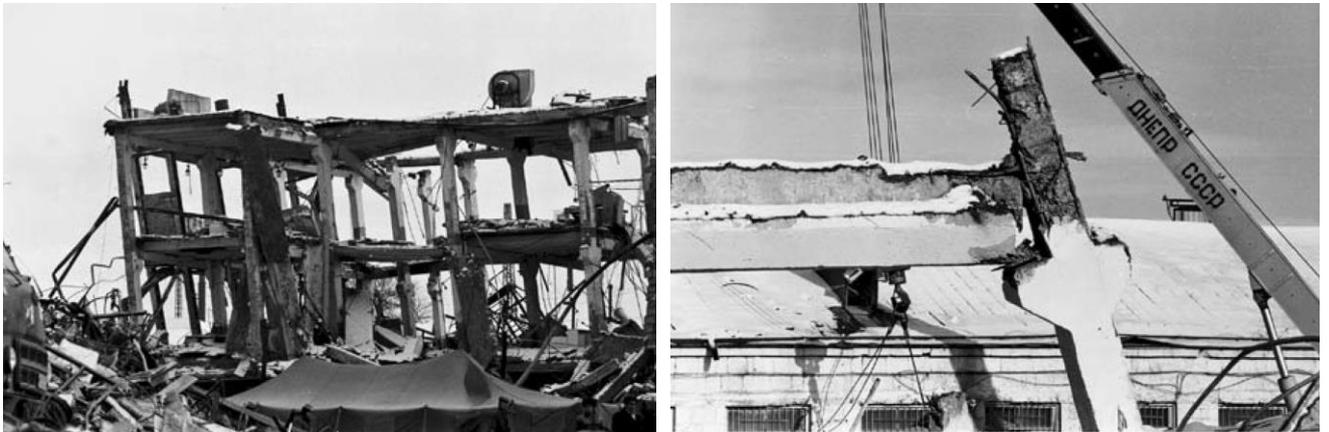


Рисунок 1.4 – Последствия разрушений железобетонного каркаса промышленного здания, вызванных землетрясением (фото М.С. Абаканова [1])

В других видах конструктивных решений каркасных зданий также в результате повреждения или разрушения узлов, колонн в приузловых участках происходило разрушение зданий.

В некоторых железобетонных каркасных зданиях с навесными панелями происходило обрушение стеновых панелей.

В целом последствия Спитакского землетрясения явно показали, что необходимо совершенствовать конструктивные решения узловых соединений несущих горизонтальных и вертикальных конструкций каркаса. Для этого необходимо проведение целенаправленных экспериментальных исследований работы узловых соединений при действии малоцикловых нагрузок высокой интенсивности типа сейсмических.



Рисунок 1.5 – Разрушенные опоры моста в Осаке, Япония. 1995 год

При действии сейсмических нагрузок повреждения в зданиях возникают как правило в узловых соединениях вертикальных и горизонтальных железобетонных элементов, а также в диафрагмах и соединительных перемычках. Прежде всего речь идет о изгибных трещинах в вертикальных и горизонтальных элементах каркаса. Характерными повреждениями также являются: как в сжатых, так и в изгибаемых элементах – выпучивание продольной рабочей арматуры и локальный обрыв поперечной арматуры; в сжатых элементах каркаса – хрупкое разрушение по наклонным трещинам, раскрытие сквозных трещин с раздроблением бетона; при изгибе с кручением каркаса здания – контурные и сдвиговые трещины в местах примыкания конструкций каркаса к диафрагмам жесткости; сеть произвольно ориентированных перекрестно-наклонных трещин от кручения в угловых вертикальных несущих элементах.



Рисунок 1.6 – Повреждения железобетонных элементов и узловых соединений каркасных зданий при сейсмических воздействиях



Рисунок 1.7 – Полностью обрушившийся отель Royal Hotel в Педерналесе, Эквадор. 2016 год



Рисунок 1.8 – Разрушенные опоры моста в Окленде, США. 1989 год



Рисунок 1.9 – Последствия землетрясения в Индонезии. 2018 год

Опыт произошедших ранее землетрясений показывает, что повреждения каркасных зданий, в основном, обусловлены недостаточной прочностью элементов и их соединений, малой податливостью и способностью развития пластических деформаций. При проектировании каркасных сооружений необходимо предотвращать возможность хрупкого разрушения, в особенности в сжатых элементах.

Действующие нормы по сейсмостойкому строительству действительно способствуют повышению надежности и живучести зданий при землетрясениях, однако, практически невозможно избежать локальных повреждений различной степени. Это зависит от множества факторов, в том числе и от принятой расчетной схемы здания, которая должна достоверно отражать реальную работу конструктивной схемы здания, характера сейсмических воздействий и тд.

В свою очередь разработанные методы расчета в целях их дальнейшего совершенствования с учетом нелинейной работы конструкций, тем более в стадии близкой к разрушению, для рационального использования резервов несущей способности конструкций нуждаются в дополнительных данных о поведении

конструкций, а именно с учетом малоцикловой прочности и деформационных свойств. Эти данные могут быть получены путем проведения целенаправленных экспериментальных исследований, с накоплением которых теория и практика сейсмостойкого строительства, несомненно, получит дальнейшее развитие и совершенствование.

1.2. Этапы развития теории сейсмостойкости

Изучение поведения и разрушения зданий во время землетрясений началось с 1906 года после землетрясения в Сан-Франциско. Тогда, 18 апреля в 5:12 утра по местному времени произошли подземные толчки магнитудой 7,7, около 80% зданий в Сан-Франциско было разрушено.

В США задавались расчетные фиксированные уровни нагрузки, которые с 1933 году умножаются на коэффициент в долях от g .

В начале 1900 г. японские ученые Сано и Ф. Омори предложили рассчитывать сооружения как бесконечно жесткое тело. Для всех точек сооружения:

$$S = K_c \cdot Q \quad (1.1)$$

где Q – вес сооружения, $Q = m \cdot g$; K_c – коэффициент сейсмичности, представляющий собой отношение максимального значения ускорения основания к ускорению свободного падения, $K_c = \ddot{y}_{0\max} / g$;

В 1921 году японский ученый Н. Мононобе получил формулу для определения сейсмической силы, путем введения коэффициента динамичности:

$$S = \mu \cdot K_c \cdot Q \quad (1.2)$$

где Q – вес сооружения, $Q = m \cdot g$; K_c – коэффициент сейсмичности; $\mu = 1 / (1 - p^2 / k^2)$; p – частота колебаний землетрясения; k – частота колебаний сооружения; $K_c = \ddot{y}_{0\max} / g$.

В 1934 г. американский ученый М. Био предложил метод оценки сейсмических сил с использованием инструментальных записей основания (акселерограмм) во время землетрясения. Прибор, состоящий из набора маятников, имеющих разную частоту собственных колебаний, позволил построить спектр ускорений.

Для системы с одной степенью свободы с затуханием:

$$S = \beta \cdot K_c \cdot Q \quad (1.3)$$

где Q – вес сооружения, $Q = m \cdot g$; K_c – коэффициент сейсмичности; β – коэффициент динамичности; $K_c = \ddot{y}_{0\max} / g$.

В дальнейшее развитие теории и практики сейсмостойкого строительства внесли свой вклад такие ученые и исследователи, как: А.А. Гвоздев [22, 24, 25], И.Л. Корчинский [72, 73, 70, 74], И.И. Гольденблат [26, 27], С.В. Поляков [114, 117, 115], Д.Д. Баркан [13], К.С. Завриев [49], А.Г. Назаров [103], Т.Ж. Жунусов [45, 46, 44], О.В. Кабанцев [53, 55], Н.Н. Попов [118, 119], Е.С. Сорокин [136], Цейтлин А.И., А.А. Кусаинов [152], Я.М. Айзенберг [5, 4], Э.Е. Хачиян [151, 150], Н.Г. Ашкинадзе [9], А.А. Беспаяев [16] и др. Из зарубежных ученых можно выделить работы Р. Клафа, Дж. Пензиена [62], Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт [110], Д. Хаузнера [149, 163], Дж. Борждеса, А. Равара [28], Ш. Окамото [111], Д. Блюма [160] и др.

Сильные землетрясения обычно происходят очень редко, их частоту возникновения можно оценить в десятки или даже сотни лет, однако слабые землетрясения происходят гораздо чаще, подземные толчки наблюдаются ежедневно во многих регионах, в результате здания и сооружения на протяжении всего жизненного цикла регулярно подвергаются этому виду воздействия в различной степени интенсивности.

Для того, чтобы принимать экономически обоснованные и в то же время надежные решения при проектировании зданий и сооружений, И. И. Гольденблат, Н.А. Николаенко и С. В. Поляков предложили двухуровневый расчет на сейсмические воздействия. Расчет, учитывающий упругую работу материалов, за исключением значительных локальных повреждений, был рекомендован для слабых землетрясений, но для сильных землетрясений было решено производить расчет с учетом проявления неупругих деформаций отдельных элементов конструкции, исключая при этом обрушение здания и обеспечивая 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 расчете зданий и сооружений с использованием метода максимального расчетного землетрясения одной из характерных особенностей, отвечающих за сейсмостойкость зданий и сооружений, является малоцикловая прочность и деформативность конструкций в пластической стадии, в то время как предполагается локальное повреждение в месте концентрации напряжений при восприятии малоцикловых знакопеременных нагрузок высокой интенсивности.

При расчете зданий и сооружений по методу максимального расчетного землетрясения одной из характерных особенностей, отвечающих за сейсмостойкость зданий и сооружений, принята малоцикловая прочность и деформативность конструкций в пластической стадии работы материалов, при этом введено допущение локальных повреждений в местах концентрации напряжений при восприятии малоцикловых знакопеременных нагрузок.

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 максимально корректного и обоснованного расчета сейсмостойкости сооружений. В современных сводах правил по сейсмостойкому строительству, в том числе в нормах зарубежных стран, построенных на расчетах с учетом линейной работы материалов конструкций, учет нелинейных свойств основан лишь на применении «коэффициента поведения» (behavior coefficient), который во многом зависит от пластических свойств сооружения, оцениваемых коэффициентом пластичности K_{μ} .

В разных странах «коэффициент поведения» принят с большим разбросом. К примеру, в нормах по сейсмостойкому строительству Республики Казахстан СП РК 2.03-30-2017* «Строительство в сейсмических зонах» данный коэффициент варьируется в пределах 1,0 – 5,0 в зависимости от конструктивных особенностей проектируемых зданий [139]. В нормах Российской Федерации [137] данный

коэффициент назван «коэффициентом допускаемых повреждений K_1 », который учитывает их степень в зависимости от конструктивных особенностей здания. $K_1 = 1$ для зданий и сооружений, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются. $K_1 = 0,12...0,4$ для зданий и сооружений, в конструкциях которых допускаются остаточные деформации и повреждения, коэффициент в данном случае зависит от конструктивной схемы, а также от применяемых материалов конструкций.

Теоретические данные для изучения коэффициента допускаемых повреждений обычно основаны на коэффициенте пластичности конструкции или параметре повреждения.

Известно, что «коэффициент пластичности конструкции в физическом смысле может быть вычислен следующим образом: по кривизне – $\mu = k_{\max} / k_y$, где k_{\max} – кривизна сечения, соответствующая разрушению, k_y – кривизна сечения, соответствующая пределу текучести арматуры; по углу пластического поворота сечения – $\mu = \Theta_{\max} / \Theta_y$, где Θ_{\max} – угол поворота сечения, соответствующий разрушению, Θ_y – угол поворота сечения, соответствующий пределу текучести арматуры; по прогибу – $\mu = f_{\max} / f_y$, где f_{\max} – прогиб элемента, соответствующий разрушению, f_y – прогиб элемента, соответствующий пределу текучести арматуры» [53].

О.В. Мкртычев и Г.А. Джинчвелашвили в работе [99] уделяли внимание упругопластическому деформированию несущей системы. На рисунке 1.11 представлен график зависимости коэффициента допускаемых повреждений от коэффициента пластичности.

В работах [37, 43] предложены и обоснованы предельно допустимые уровни пластичности для железобетонных конструкций. В украинских нормах по сейсмостойкому строительству коэффициент допускаемых повреждений, который учитывает в себе неупругие деформации и локальные разрушения элементов конструкций, принят дифференцированно по типам зданий в зависимости от сейсмичности

площадки строительства: 0,2 – 0,25 – для площадки, сейсмичностью 6 баллов; 0, 2 – 0,4 – для площадки, сейсмичностью 7 – 8 баллов; 0,3 – 0,45 – для площадки, сейсмичностью 9 баллов. В европейских нормах (Eurocode 8) [162] для вертикальных и горизонтальных несущих конструкций предлагается использовать коэффициент поведения q , который служит для косвенного учета соотношений сейсмических нагрузок между упругой реакцией и неупругой.

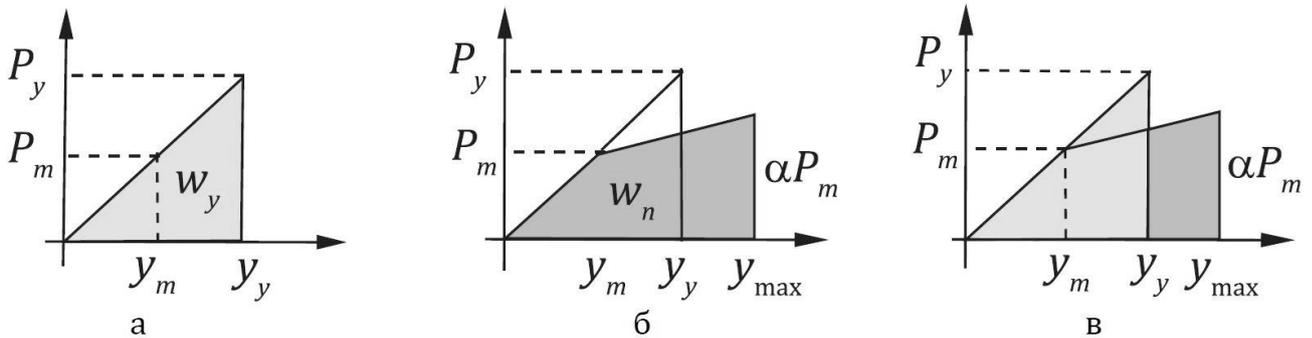


Рисунок 1.10 – Определение энергии при упругом и упругопластическом поведении системы [99]: а) упругая работа; б) упругопластическая работа; в) равенство энергии при упругой и упругопластической работе

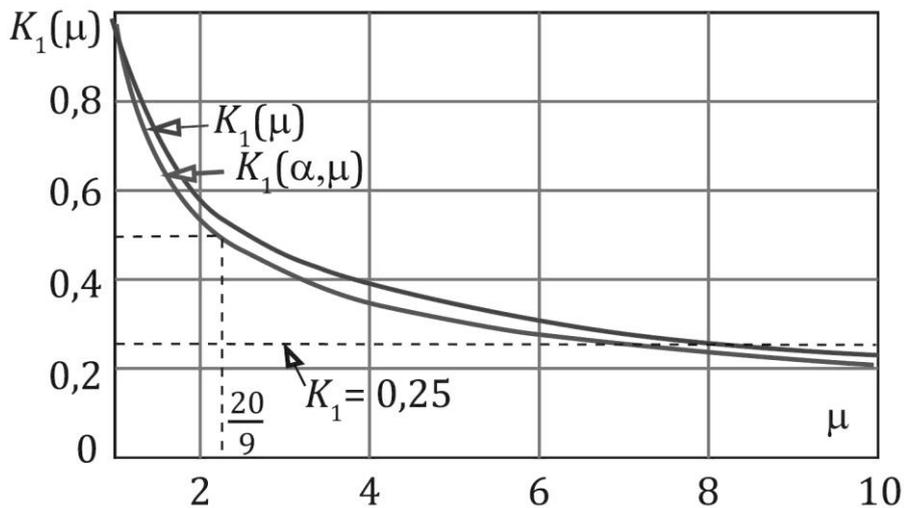


Рисунок 1.11 – График зависимости коэффициента допускаемых повреждений K_1 от коэффициента пластичности μ

В своих работах В.И. Жарницкий [37, 43] предложил и обосновал предельно допустимые уровни пластичности для железобетонных конструкций.

О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов и Ш. Шарипов [53] предложили ряд формул для определения предельно допустимых уровней коэффициента пластичности конструкций сейсмостойких зданий на примере каменной кладки.

Согласно исследованиям В.Н. Никифоровского [106], В.Е. Панина [112] и В.Н. Николаевского [107] обоснован предел пластического деформирования анизотропных материалов $\mu_{\text{lim}} = 0,85 \cdot \mu_{\text{max}}$, после превышения которого развиваются процессы полного разрушения материала. Дальнейшие исследования [154, 65, 146, 155] показали, что полное разрушение материала происходит при $\varepsilon_{\text{lim}} = 0,75 \div 0,85 \cdot \varepsilon_{\text{max}}$.

Н.Н. Поповым и Б.С. Расторгуевым [120] предложено использовать для хрупких материалов коэффициент пластичности, выражаемый через отношение полных деформаций (упругопластических ε_{tot}) к упругим деформациям ε_{el} .

$$\mu = \frac{\varepsilon_{\text{tot}}}{\varepsilon_{\text{el}}} \quad (1.4)$$

Предельная величина коэффициента пластичности в условиях двухосного напряженно-деформированного состояния равна [53]:

$$\mu_{\text{lim}} = \frac{0,75 \cdot \varepsilon_{\text{tot}}}{\varepsilon_{\text{el}}} = 0,75 \mu_{\text{max}} \quad (1.5)$$

Отсюда коэффициент K_1 может быть выражен следующим образом:

$$K_1 = \frac{1}{2 \cdot \mu_{\text{lim}} - 1} \quad (1.6)$$

Таким образом, многими странами в инженерных расчетах по линейно-спектральной методике, чтобы запроектировать сейсмостойкие здания с заданной безопасностью и экономичностью, применяется коэффициент редукиции или поведения, предназначенный для учета неупругих деформаций конструкций. Такая методика принята с целью упрощения инженерных расчетов при проектировании без проведения сложного и трудоемкого упругопластического анализа работы конструкций.

1.2.1. Линейно-спектральный метод в нормах проектирования

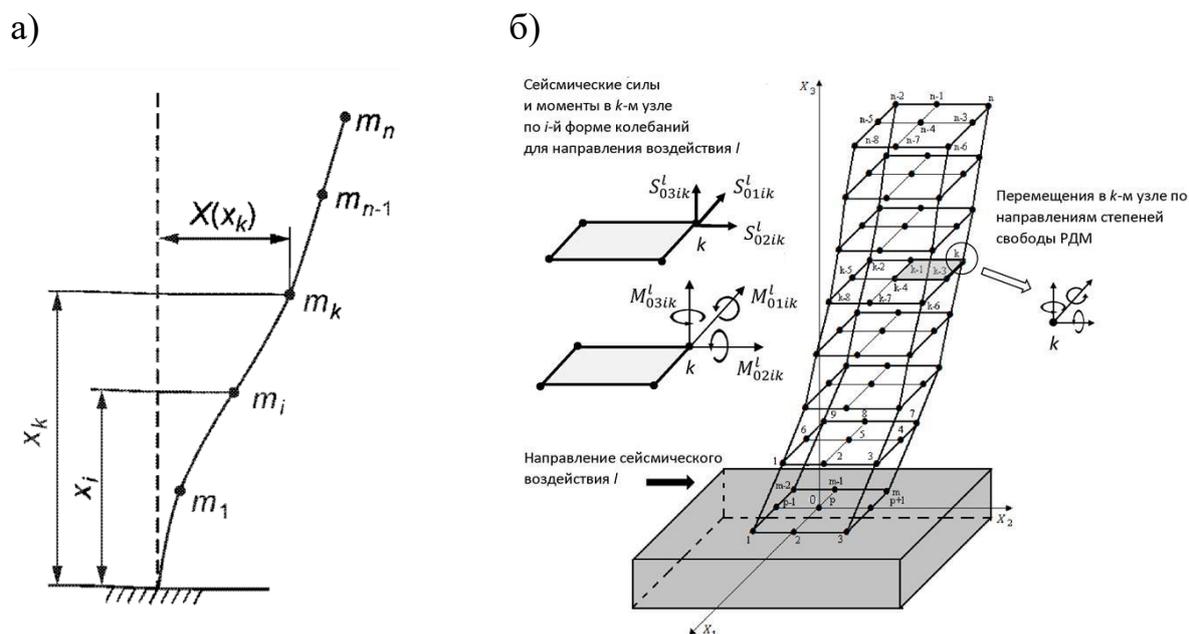


Рисунок 1.12 – Расчетные динамические модели для инженерных расчетов зданий и сооружений, принятые в СП – а) консольная РДМ; б) Пространственная РДМ.

В нормативной базе Российской Федерации по сейсмостойкому строительству линейно-спектральный метод (ЛСМ) основан на использовании расчетного спектра реакции, который представляет собой аппроксимацию спектров реакции, для набора учитываемых в расчете акселерограмм землетрясений.

Для определения упругой реакции систем с одной и несколькими степенями, расчетом используется данный спектр. Такой метод расчета конструкций на сопротивление сейсмическим нагрузкам является общепринятым и основным как в РФ, так и за рубежом. Собственно, практически повсеместно, расчет зданий и сооружений ведется ЛСМ методом.

Действующие нормы РФ по сейсмостойкому строительству допускают развитие пластических деформаций в арматуре, тем самым образуя пластический податливый шарнир, а также местные локальных обрушения элементов конструкций. Наличие подобного рода деформаций в расчетах ЛСМ-методом учитывается

только на этапе вычисления сейсмических инерционных нагрузок путем введения коэффициента допускаемых повреждений K_1 [137].

Достоинства ЛСМ-метода:

- Простота практического применения;
- Достаточно иметь только информацию о балльности, категории грунта и спектральную кривую для коэффициента динамичности β ;

Недостатки ЛСМ-метода:

- Метод предназначен для расчета линейно упругих конструкций. Остаточные деформации и повреждения учитываются путем введения одного общего коэффициента;
- Неизвестны фактические амплитуды сейсмических нагрузок и усилий, возникающих при наложении нескольких форм колебаний во времени. Расчетное усилие определяется как среднеквадратичное;
- Каждая спектральная кривая соответствует конкретной акселерограмме. Спектр ускорений выражается через отношение частот грунта и конструкции и диссипативные характеристики конструкции;
- Сложность использования многомассовых схем.

В предшествующих современным нормативным документам нормам в качестве основной расчетной схемы служила плоская консольная РДМ с определенным количеством сосредоточенных в уровне этажа масс. Поскольку жесткость дисков перекрытий в горизонтальной плоскости велика (т.е. в направлении действия сейсмической нагрузки), то их жесткость принимается бесконечной. В соответствии с [137], при проектировании и в расчетах рекомендуется использовать усовершенствованную пространственную РДМ, а консольную РДМ предлагается применять лишь для зданий с конструктивно простыми планировочными решениями.

В соответствии с [137], расчетная сейсмическая нагрузка S_{ik}^j по направлению обобщенной координаты с номером j , приложенная к узловой точке k расчетно-динамической модели и соответствующая i -й форме собственных колебаний зданий и сооружений, определяется по формуле:

$$S_{ik}^j = K_0 \cdot K_1 \cdot S_{0ik}^j \quad (1.7)$$

где K_0 – коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность; K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений; S_{0ik}^j – значение сейсмической нагрузки для i – й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0ik}^j = m_k^j \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_\psi \cdot \eta_{ik}^j \quad (1.8)$$

m_k^j – масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке k по обобщенной координате j ; A – значение ускорения в уровне основания; β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i – й форме собственных колебаний зданий или сооружений; K_ψ – коэффициент, принимаемый в соответствии с указаниями норм; η_{ik}^j – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения.

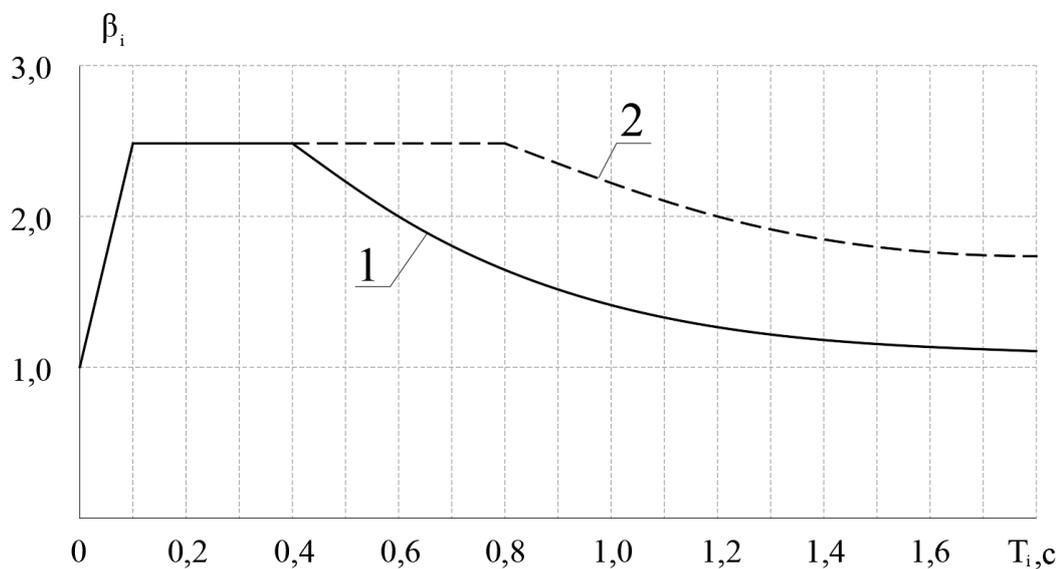


Рисунок 1.13 – Зависимость коэффициента динамичности β_i от периода собственных колебаний T_i .

В нормах коэффициент динамичности β_i предлагается определять по графикам, представленным на рисунке 1.13 или по формулам (1.9) и (1.10) в

зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения по i – й форме.

Для грунтов категории I и II по сейсмическим свойствам (кривая 1) при:

$$\begin{cases} T_i \leq 0,1\text{с} & \beta_i = 1 + 15T_i; \\ 0,1\text{с} < T_i < 0,4\text{с} & \beta_i = 2,5; \\ T_i \geq 0,4\text{с} & \beta_i = 2,5(0,4 / T_i)^{0,5}; \end{cases} \quad (1.9)$$

для грунтов категории III по сейсмическим свойствам (кривая 2) при:

$$\begin{cases} T_i \leq 0,1\text{с} & \beta_i = 1 + 15T_i; \\ 0,1\text{с} < T_i < 0,8\text{с} & \beta_i = 2,5; \\ T_i \geq 0,8\text{с} & \beta_i = 2,5(0,8 / T_i)^{0,5}; \end{cases} \quad (1.10)$$

Во всех случаях значения β_i должны приниматься менее 0,8.

1.2.2. Прямой динамический метод расчета на сейсмические воздействия

Прямой динамический метод используется, когда сложно или невозможно построить экспериментальную диаграмму сопротивления. В этом случае диаграмма сопротивления определяется путем интегрирования напряжений по высоте сечения. Напряжения определяются по динамическим диаграммам «напряжение-деформация». Достоинство: большая универсальность по сравнению с диаграммами сопротивления, недостаток: сравнительная сложность, обычно решение дифференциального уравнения движения получается на компьютере численными методами (метод конечных элементов или конечных разностей).

Реализация прямого динамического метода основана на дифференциальном уравнении движения системы. Это уравнение в матричной форме для системы с конечным числом степеней свободы имеет следующий вид:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F^a \quad (1.11)$$

где u – вектором узловых перемещений, $\ddot{u}=a$ – вектор узловых ускорений, $\dot{u}=v$ – вектор узловых скоростей. M – матрицей масс системы, C – матрица демпфирования, K – матрица жесткости, а F^a – вектор действующих на систему нагрузок.

При использовании инструментальных или синтезированных акселерограмм максимальные амплитуды ускорений принимаются соответствующими расчетной балльности. Синтезированные акселерограммы строятся на основе статистических данных о колебаниях грунта в данном районе.

Целесообразно использовать несколько акселерограмм не менее 2-3 секунд продолжительности, так чтобы в пределах используемого фрагмента было не менее 2-3 максимумов ускорений, соответствующих расчетной балльности – противоположных знаков.

Упрощенный вариант – расчет большого числа вариантов периодических нагрузок с амплитудой ускорений, соответствующей расчетной балльности с разными частотами грунта.

Применение прямого динамического метода в расчетах позволяет учитывать как физическую и геометрическую нелинейность, так и конструктивную.

Дифференциальные уравнения движения решаются конечно-разностными и конечно-элементными методами. Используются экспериментальные и теоретические диаграммы сопротивления конструкций (на основе диаграмм напряжение-деформация).

1.3. Работа материалов при малоцикловых нагрузках типа сейсмических

1.3.1. Работа бетона и железобетона

Железобетонные конструкции, находясь под нагрузкой от собственного веса в сочетании с полезными нагрузками, в ряде случаев, воспринимают воздействие дополнительных не многократно повторных нагрузок высокой интенсивности и разного характера, возникающих при сейсмических воздействиях. Такие виды нагрузок в виде не многократно-повторных высокой интенсивности можно отнести к малоцикловым и для восприятия таких нагрузок железобетонные конструкции должны обладать достаточной малоцикловой прочностью. Под малоцикловой прочностью понимается наступление предельного состояния при циклическом изменении деформации. Железобетонные конструкции зданий и сооружений, их

наиболее напряженные участки, воспринимая малоцикловые нагрузки, работают в пластической стадии, включая стадию близкую к разрушению. Неучет данных факторов может привести к разрушению конструкций, и в ряде случаев в целом зданий и сооружений.

Действующие нормы по расчету строительных конструкций не учитывают особенности влияния малоцикловых нагрузок на прочностные и деформативные характеристики железобетонных элементов, хотя СП 14.13330.2018 [137] рекомендует предусматривать развитие пластических деформаций в элементах конструкций и соединениях, обеспечивая при этом живучесть системы.

В 1984 в г. Ровно было проведено первое Всесоюзное координационное совещание [76], посвященное изучению работу бетонных и железобетонных конструкций при действии малоцикловых нагрузок высокого уровня, а также координации дальнейших направлений исследований.

В работе [12] А.Я. Барашиков, Б.Н. Шевченко и А.И. Валовой изучали малоцикловую усталость бетона при сжатии. Были испытаны бетонные призмы стандартными размерами $100 \times 100 \times 400$ мм кратковременной циклической нагрузкой высокого уровня. 9 серий призм с $R_{\text{пр}} = 25,3$ МПа были испытаны на действие циклической сжимающей нагрузки с максимальным уровнем $0,75-1$ от призмной прочности бетона. Как показали опыты, число циклов до разрушения опытных образцов возрастает с уменьшением уровней напряжений при циклических нагрузках. При этом теоретическое значение количества циклов может быть определено по формуле Кофина-Мэнсона, в которой устанавливалась взаимосвязь между неупругой деформацией за цикл $\Delta \varepsilon_n$ и числом циклов до разрушения N_p :

$$N_p^m \Delta \varepsilon_n = A \quad (1.12)$$

где m и A – константы.

Также в работе [12] отмечается, что с уменьшением уровня нагрузки при малоцикловом нагружении максимальные деформации бетона возрастают. Предложена методика расчета по определению малоцикловой усталости с помощью определенных энергетических критериев прочности с учетом увеличения

максимальных деформаций бетона ε_R при разных уровнях циклического нагружения, которые определялись экспериментальным путем.

В исследованиях, проведенных Г.Н. Ставровым, В.В. Руденко и А.А. Федосеевым [140], внимание уделялось прочностным и деформативным характеристикам бетона при малоцикловых нагрузках с уровнем повторных напряжений, при мягком режиме $\eta_\sigma = \sigma_{\sigma_i} / R_{пр}$ равными $0,85R_{пр}$; $0,9R_{пр}$; $0,95R_{пр}$ и амплитудами деформаций при жестком режиме $\eta_\varepsilon = \sigma_{\sigma_i} / \varepsilon_{пр}$ – $0,7$; $0,75$; $0,85$; $0,9$ от предельных деформаций, соответствующих разрушению при однократном нагружении и коэффициентах асимметрии цикла $\rho = \sigma_{мин} / \sigma_{макс}$ равным 0 ; $0,3$; $0,6$. В качестве опытных образцов были приняты призмы $100 \times 100 \times 450$ мм и цилиндры диаметром 100 (d) $\times 350$ (h) мм из тяжелого бетона М300-500 и призмы $100 \times 100 \times 450$ мм из керамзитобетона марок М200-300.

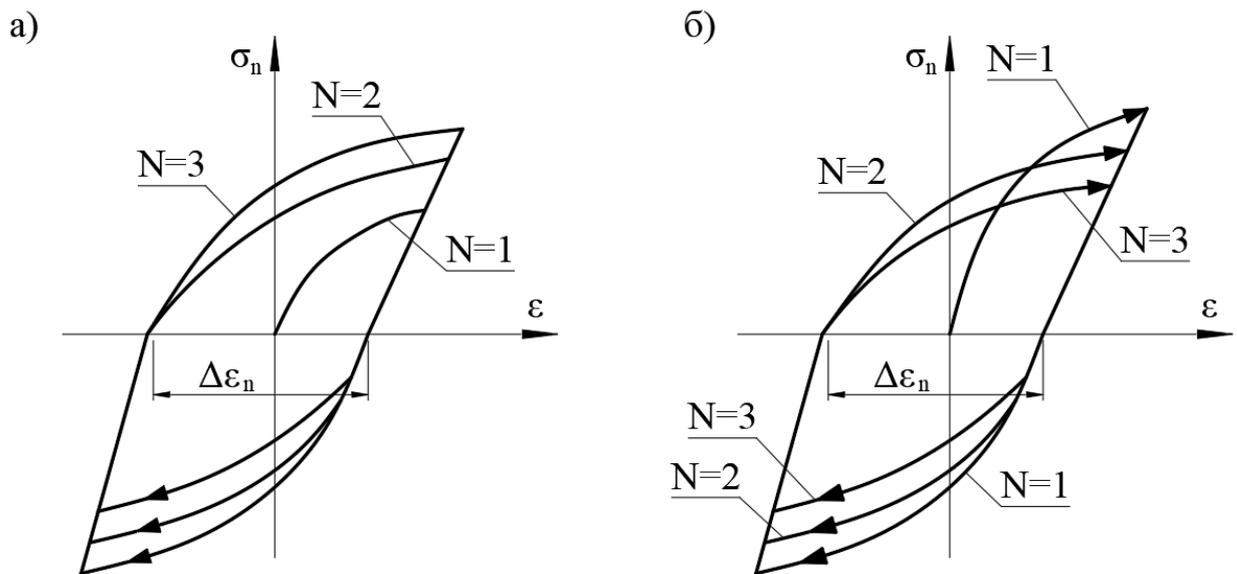


Рисунок 1.14 – а) циклически упрочняющийся материал; б) циклически разупрочняющийся материал

Экспериментально установлено, что при высоких уровнях нагрузки, которые составляют около 85-90% от разрушающей, бетон ведет себя как циклически разупрочняющийся материал вплоть до разрушения (рисунок 1.14). Циклическое упрочнение материала можно наблюдать на первых циклах нагружения при уровнях нагрузки ниже 85% от разрушающей, далее имеет место наступление

стабилизационного периода, после чего наступает разупрочнение бетона от цикла к циклу. Стоит заметить, что при стабилизации деформации бетона, если увеличением нагрузки довести его до разрушения, то прочность бетона повышается до 12% по сравнению с эталонной прочностью, полученной при однократном нагружении призм до разрушения.

По результатам эксперимента получен ряд зависимостей, учитывающих изменение прочностных и деформативных свойств бетона при повторно-статических нагружениях:

при мягком нагружении:

$$R_{\text{пр}}^{(N)} = R_{\text{пр}} k_{\sigma} \quad (1.13)$$

$$\varepsilon_{\text{пр}}^{(N)} = \varepsilon_{\text{пр}} k_{\varepsilon} \quad (1.14)$$

при жестком нагружении:

$$\varepsilon_{\delta i} = \varepsilon_{\text{пр}} k_{\delta i}, \quad (1.15)$$

где N – расчетное число циклов (нагружение-разгрузка); k_{σ} – коэффициент повторности, учитывающий изменение прочности бетона; k_{ε} – коэффициент повторности, учитывающий изменение предельной деформативности; $k_{\delta i}$ – коэффициент, учитывающий амплитуду деформации при жестком нагружении; $\varepsilon_{\delta i}$ – деформация бетона в течение цикла; $\varepsilon_{\text{пр}}$ – средняя предельная деформация бетона при однократном нагружении.

Выполненный авторами анализ результатов эксперимента показал, что с уменьшением коэффициента асимметрии цикла коэффициент повторности повышается.

Прочность бетона при малоцикловых нагрузках зависит от многих факторов, к которым в первую очередь относятся: уровень эталонной нагрузки в режиме мягкого нагружения или амплитуда напряжений в режиме жесткого нагружения, а также коэффициент асимметрии цикла.

Бетон является существенно неоднородным анизотропным материалом. В связи с этим диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » бетона зависят от большого числа различных

факторов. С увеличением скорости деформирования меняется характер трещинообразования в материале. Для образования сплошных трещин необходимо достаточное развитие процесса трещинообразования. Чем короче время нагружения, тем большее усилие нужно приложить, чтобы образовались поверхности отрыва.

Вопросы малоциклового прочностного поведения бетона рассматривались также в работах [132, 133, 11] авторами Е.М. Бабичем, А.П. Погореляком, А.С. Залесовым и В.В. Руденко.

В работах [132, 133] В.В. Руденко изучалась работа внецентренно сжатых железобетонных и бетонных элементов при воздействии на них малоциклового нагружения. В рамках экспериментальных исследований были испытаны опытные образцы I-III серий прямоугольного сечения 150×110 мм и высотой 1000 мм, армированные $4\text{Ø}16\text{A-III}$ (I серия) или $4\text{Ø}12\text{A-II}$ (II и III серии), и неармированные бетонные IV серии. Опытные образцы были испытаны однократным, повторным статическим приложением нагрузки и динамическим. Призмная прочность бетона элементов первой серии составляла 27 МПа, второй и третьей – 22 МПа, а четвертой серии – 24,4 МПа. Образцы I, III и IV серий испытывали при малых эксцентриситетах продольной нагрузки, а II серии при больших.

По результатам эксперимента автором установлено, что несущая способность и предельная сжимаемость бетона получается ниже при многократном нагружении, чем однократном. Начальный модуль деформации бетона снижался с увеличением числа циклов. При циклических нагрузках вплоть до разрушения сцепление арматуры с бетоном не нарушалось и почти во всех случаях в сжатой арматуре достигались относительные деформации, равные $-0,003$. Авторами сделан вывод, что малоцикловая прочность и деформативность сжатых элементов зависит от уровня нагрузки, числа циклов и эксцентриситета приложения нагрузки.

Работа изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом нагружении была рассмотрена в [11]. Е.М. Бабичем, А.П. Погореляком и А.С. Залесовым были испытаны 36 балок с сечением 200×340 мм и процентом армирования $\mu = 2\%$. Каждая серия состояла из 4 опытных образцов, 2 из которых являлись эталонными

и испытывались однократной нагрузкой до разрушения, а 2 – малоцикловой. При малоцикловых нагружениях после достижения 10 циклов, если образец не разрушался, то его доводили до разрушения однократной нагрузкой, с целью извлечения максимума информации.

Были испытаны призмы со стандартными размерами $100 \times 100 \times 400$ мм и $100 \times 100 \times 600$ мм. Использовался бетон марок М200-500. «Экспериментально установлено, что в основном, все процессы деформирования заканчиваются к 10 циклу нагружения. Призмы были испытаны при однократном эталонном действии и многократным верхним уровнем нагружений, $\eta_v = \sigma / R_{пр}$ равным 0,75; 0,8; 0,85; 0,92 и 0,95 и нижним – $\eta_n = 0,3$ и 0. Призмы при уровне нагрузок более 0,85 разрушались при конечном числе циклов 7-32, а при меньшем выдерживали до 200 циклов в зависимости от уровня нагружения. В случаях разрушения однократной нагрузкой после циклических нагружений с уровнем $\eta \leq 0,85$ наблюдалось повышение прочности в среднем на 7% по сравнению с эталонными образцами. Увеличение прочности бетона происходило вследствие уплотнения при повторных нагружениях» [11].

Опытные образцы балок одной серии испытывались при уровне нагружения верхнего $\eta_v = 0,6$, нижнего $\eta_n = 0$, последующих 6-ти серии при $\eta_v = 0,6$; $\eta_n = 0,3$ и одной серии при $\eta_v = 0,7 \dots 0,8$; $\eta_n = 0,3$. Малоцикловая прочность бетона при уровне нагружения $\eta \leq 0,85R_{пр}$ повышается в среднем на 7%, а при $\eta \geq 0,85R_{пр}$ – уменьшается до 15%. Таким образом границей понижения или повышения малоцикловой прочности является $\eta = 0,85R_{пр}$. Несущая способность балок при действии малоцикловых нагрузок по наклонным сечениям с поперечной арматурой при $\eta \leq 0,7R_{пр}$ увеличивается по сравнению с односторонним нагружением в среднем на 10%, в то время как при $\eta \geq 0,7R_{пр}$ понижается до 20%.

В целях определения особенностей деформирования бетона при многократных нагружениях В.И. Жарницкий и А.А. Беликов [35] провели комплекс экспериментов.

Таблица 1.1 – Серии и характеристики опытных образцов [35]

Серия №	Скорость деформирования	Материалы образцов	Геометрические характеристики образцов, мм
1	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные и с продольной арматурой 4Ø18A240	100×100×400
2	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные и с продольной арматурой 4Ø6A240	100×100×400
3	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные	100×100×400
4	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные и с продольной арматурой 4Ø10A240	100×100×400
5	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные	100×100×400
6	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные и с поперечной арматурой (хомуты Ø6A240 с шагом 25 мм)	100×100×400
7	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные и с поперечной арматурой (хомуты Ø6A240 с шагом 50 мм)	100×100×400
8	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные и с поперечной арматурой (хомуты Ø6A240 с шагом 75 мм)	100×100×400
9	$2,1 \cdot 10^{-5}$ 1/с	Бетонные и с арматурными каркасами (с продольной арматурой 4Ø6A240 и поперечными хомутами Ø6A240 с шагом 75 мм)	100×100×400

Испытания проводились на бетонных неармированных и армированных призмах с габаритными размерами 100×100×400 мм. Всего было исследовано 9 серий призм. Каждая серия состояла из 10 неармированных призм, или 4 неармированных призм и 6 – армированных. Всего было испытано 48 неармированных бетонных призм и 42 бетонные армированные призмы.

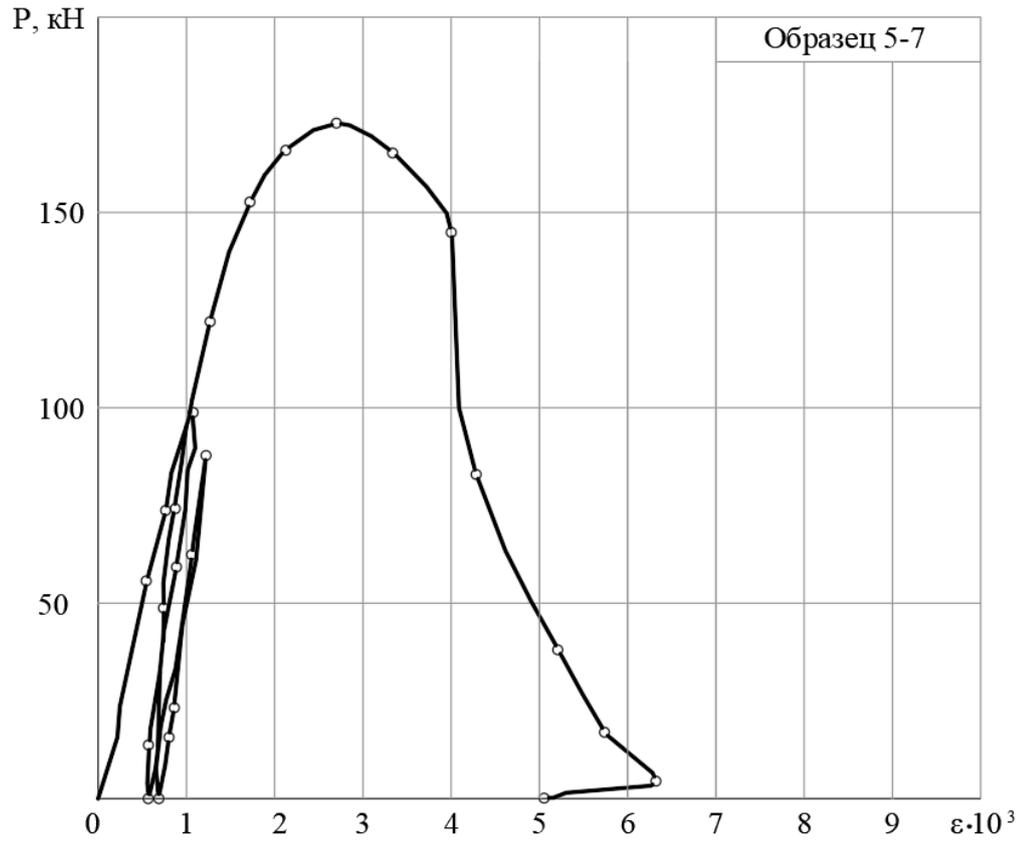


Рисунок 1.15 – Трехкратное сжатие бетонной призмы [35]

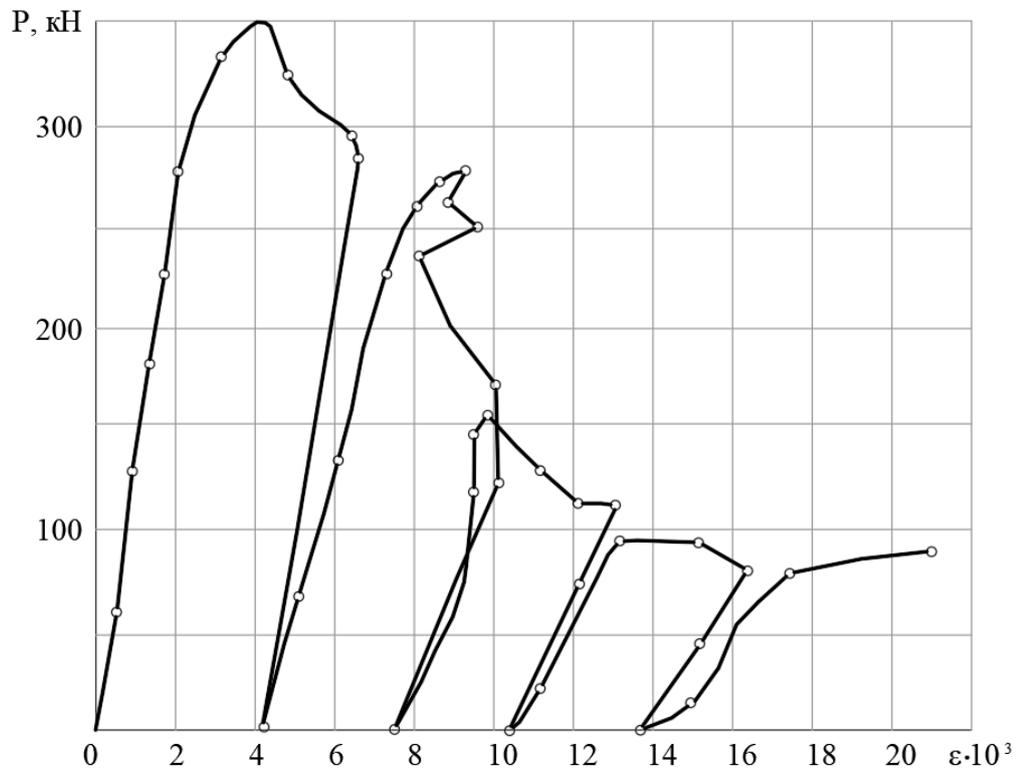


Рисунок 1.16 – Полная диаграмма $P - \varepsilon$ образца, армированного хомутами, при многократном нагружении [35]

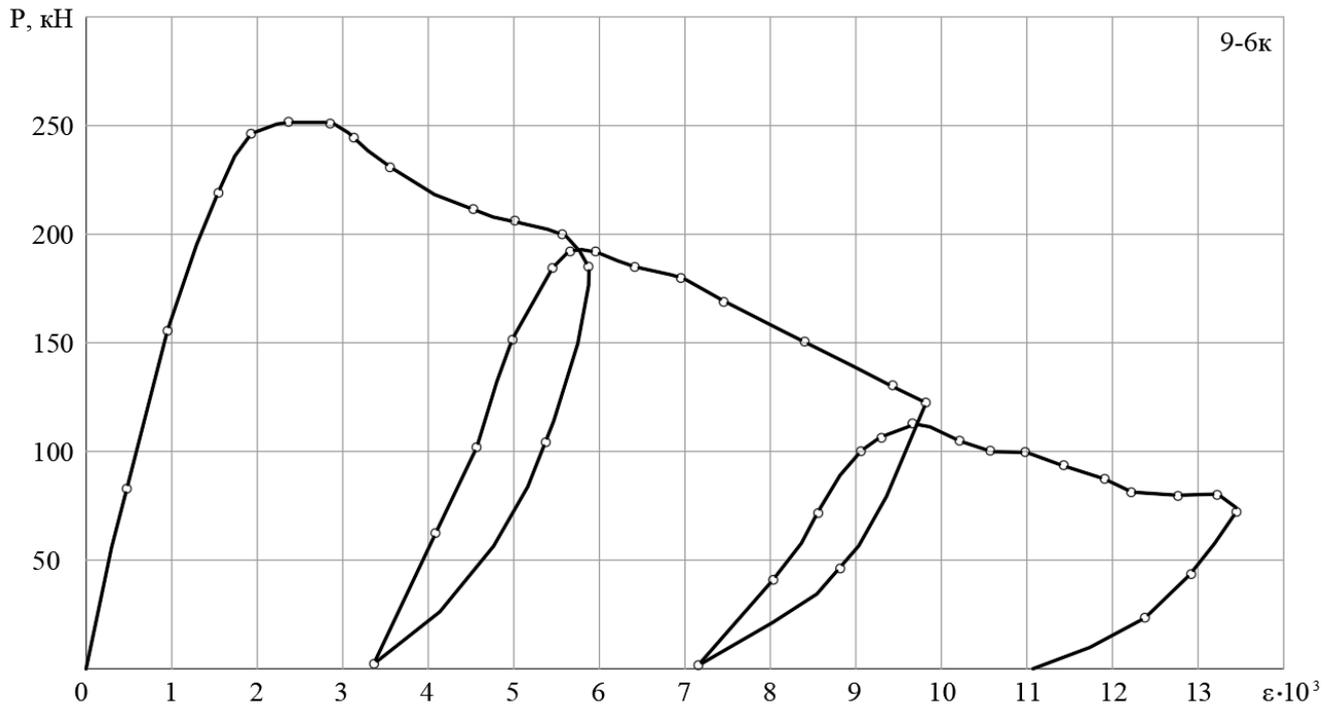


Рисунок 1.17 – Полная диаграмма $P - \varepsilon$ образца с продольной арматурой и хомутами при многократном нагружении [35]

Рисунки 1.16 и 1.17 представляют диаграммы сопротивления армированных бетонных призм при многократном нагружении на нисходящей ветви. В.И. Жарницкий и А.А. Беликов заметили, что «при многократном нагружении армированных образцов можно принять (приблизительно, пренебрегая площадью петли гистерезиса), что нагрузка и последующее нагружение происходят по прямой, параллельной касательной к кривой $\sigma - \varepsilon$ в точке $\sigma = 0$, $\varepsilon = 0$. Если при нагружении достигнута точка начала разгрузки, то дальнейшее изменение состояния происходит по однократно нагружаемой диаграмме $\sigma - \varepsilon$ » [35].

1.3.2. Работа арматуры

Исследованию малоциклового выносливости арматуры для железобетонных конструкций посвящены работы Дж. Томсона, А. Веллера, Ф. Стамми, Б.Н. Дучинского [21, 102].

При проектировании зданий и сооружений в сейсмически опасных районах используют, как правило, малоуглеродистые стали с физическим пределом

текучести, это связано с поглощением сейсмической энергии пластическими деформациями арматуры.

При повторно-переменном нагружении напряжением, превышающем предел текучести σ_T , предел текучести при последующем полупериоде оказывается ниже исходного и тем существеннее на последующих циклах, чем выше были первоначальные значения напряжений. Далее этот эффект получил название Эффекта Баушингера. Им же было доказано, что любое число повторений нагрузки ниже предела текучести практически не сказывается на структуре материала и не сказывается на его физико-механических свойствах. Это, собственно, и поставило под сомнение представление о том, что в процессе повторного нагружения происходит "кристаллизация" металла, приводящая к разрушению.

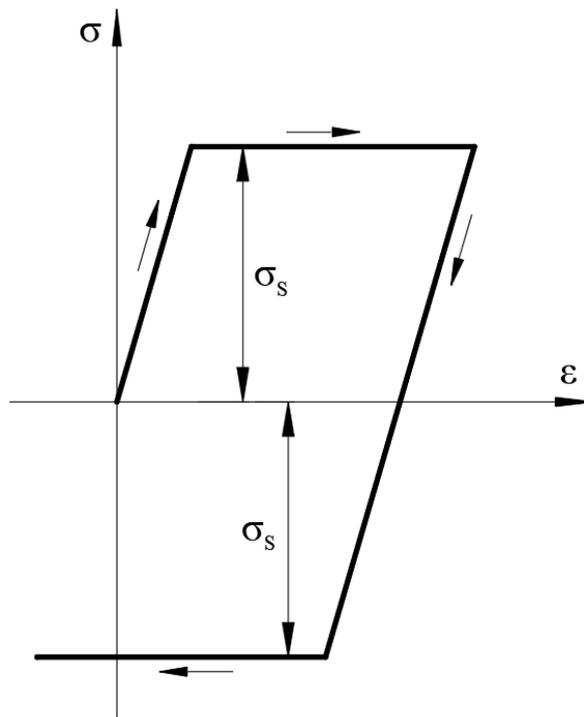


Рисунок 1.18 – Зависимость между напряжением и деформацией для идеально-пластического материала

Г. Мазинг предложил следующую зависимость:

$$\sigma_y^{(1)} = \sigma^{(0)} - 2 \quad (1.16)$$

где $\sigma_y^{(1)}$ и $\sigma^{(0)}$ – предел текучести и напряжение в первом полупериоде; отсюда

$$S_T^{(1)} = 2$$

Работа стали с учетом знакопеременных нагрузок может быть представлена в виде зависимости «напряжения-деформации», предположил В.В. Москвитин:

$$\sigma_y^{(1)} = \sigma^{(0)} - m - (2 - m) \cdot e^{(0)} \quad (1.17)$$

$$S_y^{(1)} = m + (2 - m) \cdot e^{(0)} \quad (1.18)$$

где m – постоянная материала; при $m = 2$ эти зависимости переходят в уравнения Мазинга.

Развитие пластических деформаций в продольной растянутой арматуре существенным образом сказывается на напряженно-деформированном состоянии нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом нагружении, по сравнению с работой арматуры в пределах упругой стадии. Одной из особенностей работы рабочей растянутой арматуры в изгибаемых железобетонных элементах является интегральное распределение деформаций по длине элемента.

Согласно теории, предложенной В.И. Мурашевым неравномерность распределения деформаций в арматуре по ее длине в упругой стадии оценивается путем введения коэффициента $\psi_s \leq 1$. Его значение с ростом напряжений в арматуре близится к единице.

Анализируя диаграммы арматурных сталей с физической площадкой текучести, следует выделить 2 участка: 1 – развитие деформаций происходит при постоянном уровне напряжений в арматуре (пластическая работа материала), 2 – развитие деформаций происходит при определенных приращениях напряжений в арматуре.

При циклическом нагружении пластическое деформирование арматуры вносит существенные изменения в характер напряженно-деформированного состояния как сжатой зоны бетона, так и растянутой арматуры. С развитием такого рода деформаций по площадке текучести происходит постепенное накопление остаточных деформаций, которые при полном снятии нагрузки восстанавливаются лишь частично.

1.4. Экспериментальные исследования работы изгибаемых железобетонных элементов при малоцикловом знакопеременном нагружении

Малоцикловая прочность, деформативность в пластической стадии работы, близкой к разрушению, изгибаемых статически неопределимых и определимых конструкций при действии статических знакопеременных нагрузок типа сейсмических являлись главными задачами при проведении в КазпромстройНИИпроекте комплексных экспериментальных исследований, за период с 1982 по 1989 годы, М.С. Абакановым [1].

В ходе проведения экспериментальных исследований все исследуемые образцы были разделены на две группы:

Первая группа включала в себя 12 статически определимых балок (обычных и предварительно напряженных). Балки из первой группы «были армированы сталью класса Ат-V с коэффициентом армирования обычных – $\xi_p = 0,46\xi_p$ и предварительно напряженных – $\xi_p = 0,86\xi_p$. Прочность бетона образцов была определена предварительно и составила $R_b = 44,8$ МПа. Уровень предварительного напряжения арматуры составил $\sigma_{sp2} = 0,43\sigma_{0,2}$ » [1];

Вторая группа «включала в себя 20 статически неопределимых обычных и предварительно напряженных балок, армированных сталью класса Ат-V. Степень армирования обычных балок второй группы соответствует балкам из первой группы. Прочность бетона балок 2 группы составила $R_b = 35,6$ МПа. Прочность бетона предварительно напряженных балок была выше и составила $R_b = 36 - 44$ МПа» [1].

Образцы балок были испытаны «под воздействием 50 циклов нагрузки с уровнем $0,8P_{разр}$ и 10 циклами при уровне $0,9P_{разр}$. Эталонные образцы были испытаны однократным прямым нагружением до разрушения» [1].

Геометрические размеры балок:

- статически определимые балки: 150×200×1400 мм;
- статически неопределимые балки: 150×200×2700 мм и 150×200×3200 мм.

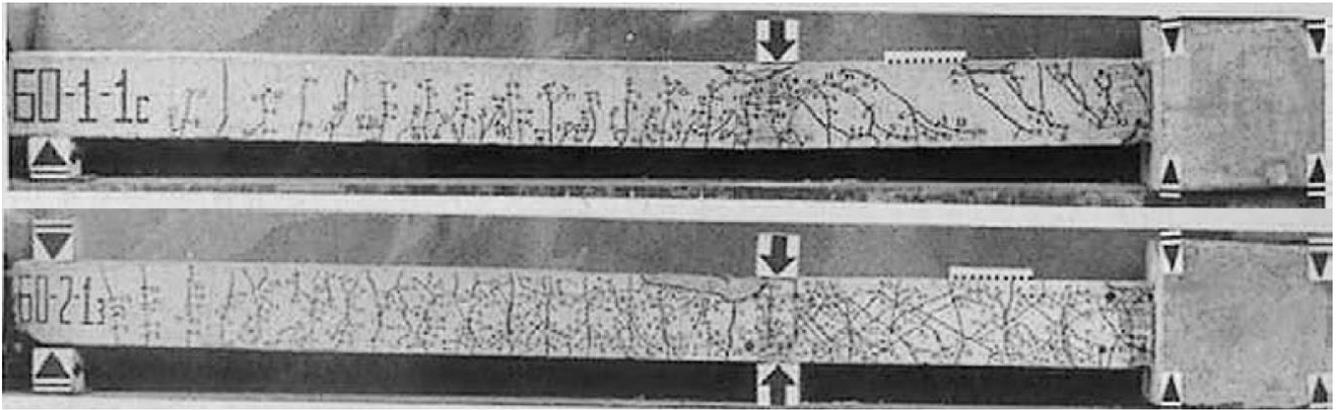


Рисунок 1.19 – Общий вид испытанных статически неопределимых балок

Первая группа эталонных балок «подвергалась однократной ступенчатой нагрузке вплоть до разрушения. Балки второй группы были испытаны 10 циклами нагружения знакопеременной нагрузкой при уровне $\eta = 0,9$ от разрушающей, балки третьей группы были испытаны 50 циклами знакопеременного нагружения при уровне $\eta = 0,8$ от разрушающей нагрузки эталонной балки с последующим доведением до разрушения. Коэффициент асимметрии цикла знакопеременного нагружения был выбран $\rho = -1$ » [1].

В работе отмечается, что «разрушение образцов балок происходило по нормальным сечениям в результате раздавливания бетона сжатой зоны над вершиной нормальной трещины (рисунок 1.19). При уровнях нагрузки в 0,85 от разрушающей, в балках первой группы наблюдалось постепенное формирование лещадок, а при 0,95 от разрушающей нагрузки происходило стремительное повреждение слоев сжатого бетона с последующим разрушением элемента. Балки второй группы разрушались с уровня знакопеременной нагрузки 0,9 по бетону сжатой зоны. В балках 3 группы первые визуальные повреждения бетона сжатой зоны проявлялись на 20 – 30 циклах нагружения» [1]. Однако в предварительно напряженных балках разрушение бетона сжатой зоны наступало буквально перед самым разрушением.

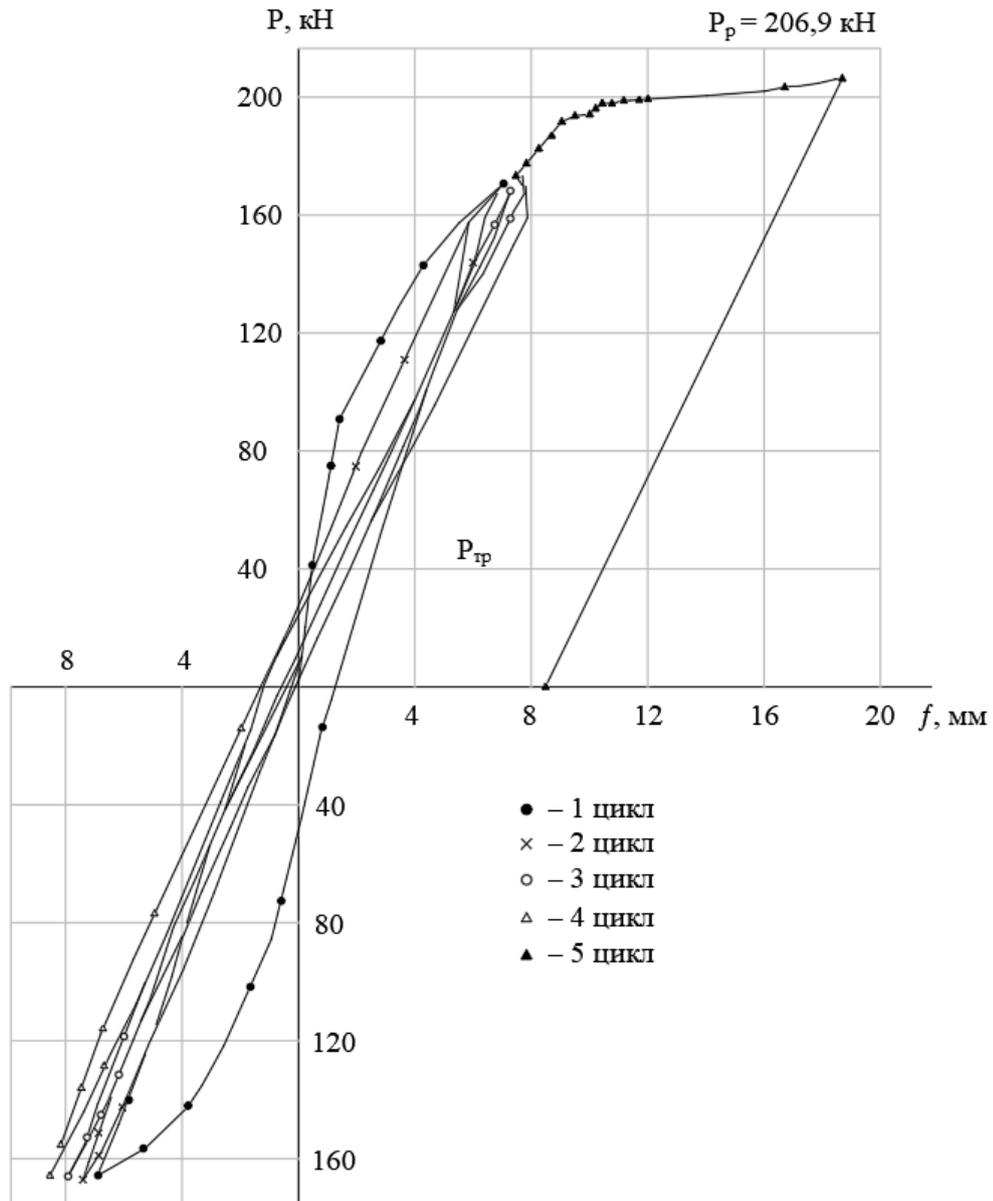


Рисунок 1.20 – Гистерезисные диаграммы деформирования балок (1 – 5 цикл) по данным М.С. Абаканова [1]

Анализируя результаты, полученные М.С. Абакановым напрашивается вывод, что прочность обычных балок, испытанных при уровнях нагрузки 0,9 от разрушающей эталонной, снижается, а в предварительно напряженных балках прочность при знакопеременной нагрузке остается практически неизменной, и соответствует эталонным образцам. Полученные М.С. Абакановым данные согласуются с данными, полученными А.С. Залесовым, Г.М. Ставровым и А.П. Погореляком и подтверждают теорию о том, что пределом снижения малоциклового прочности бетона и железобетона является уровень нагружения 0,85.

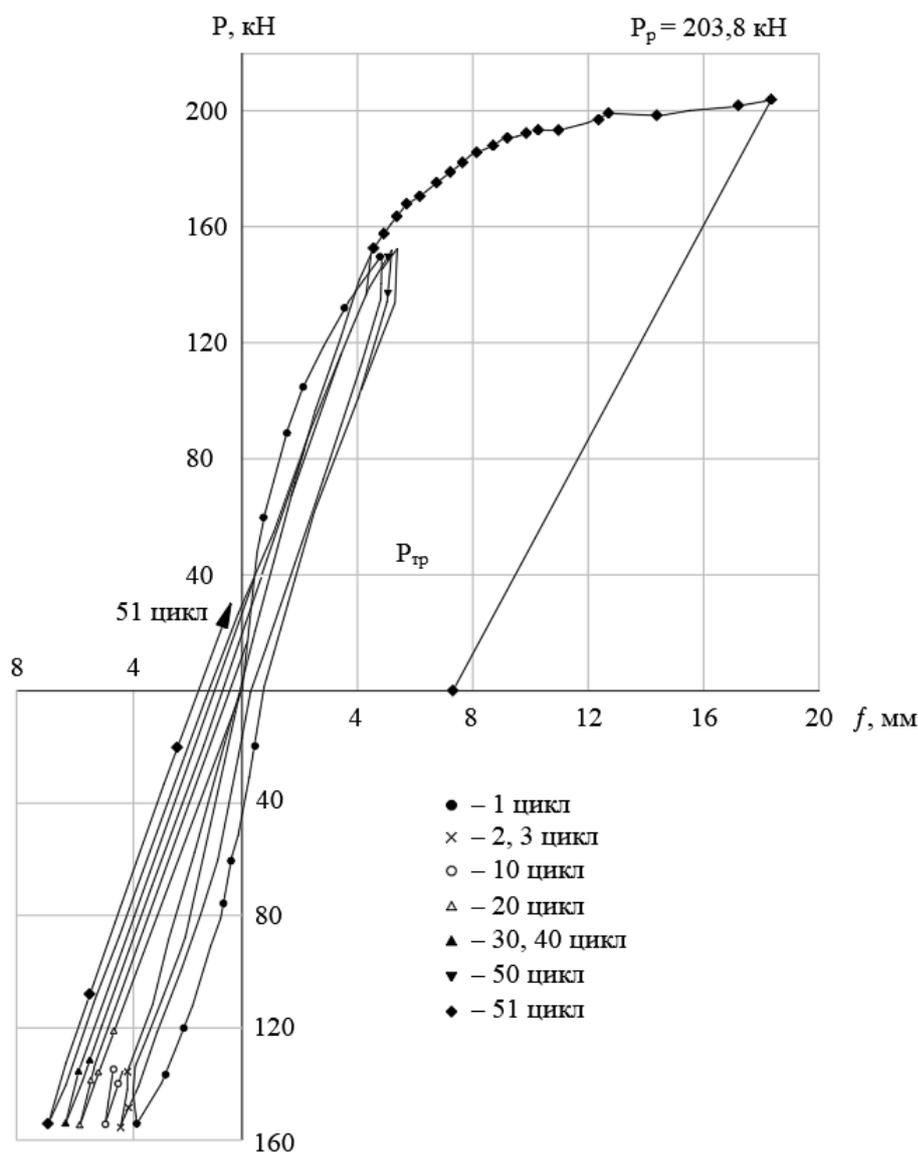


Рисунок 1.21 – Гистерезисные диаграммы деформирования балок (1 – 51 цикл) по данным М.С. Абаканова [1]

Прогибы обычных балок, испытанных знакопеременной нагрузкой, превышали прогибы эталонных образцов в среднем на 50%, а предварительно напряженных на 20%. В основном это связано с циклическим снижением жесткости элемента. Предельные относительные деформации бетона сжатой зоны составили 0,45% в обычных балках и 0,38% в предварительно напряженных.

После проведенных исследований М.С. Абаканов подвел итоги [1]:

1. Отмечено, что «деформационные свойства расчетных сечений статически определимых и неопределимых балок, при степени армирования в диапазоне $0,45 \div 0,9 \xi_R$, были достаточны для реализации прочностных характеристик в

полной мере без хрупкого разрушения, с некоторым запасом по отношению к расчетной прочности, определенной по методике СНиП. Расчетная прочность определялась по опытным характеристикам материалов с учетом упрочнения высокопрочной арматуры, как в обычных, так и в предварительно напряженных балках» [1]. При этом:

а) Опытная предельная несущая способность статически определимых балок, испытанных однократной нагрузкой, превышала расчетную нагрузку в обычных балках на 15%, в преднапряженных на 20%.

При малоцикловых нагружениях такое превышение в обычных балках при уровнях нагружения 0,9 и 0,8 составило соответственно – 11% и 15%, а в преднапряженных – 23%.

б) Опытная предельная несущая способность статически неопределимых балок, испытанных однократной нагрузкой, превышала расчетную нагрузку в обычных балках на 25%, в преднапряженных балках в зависимости от степени армирования: – при $\xi^{cp} / \xi_R = 0,7$ составило 19%, при $\xi^{cp} / \xi_R = 0,85$ – 21% и при $\xi^{cp} / \xi_R = 0,9$ – 14%.

При малоцикловых нагружениях такое превышение в обычных балках при уровнях нагружения 0,9 и 0,8 составило соответственно 18% и 0%. В преднапряженных балках превышение в зависимости от степени армирования при уровне нагружения 0,9 составило: – при $\xi^{cp} / \xi_R = 0,7$ составило 10%, при $\xi^{cp} / \xi_R = 0,85$ – 13%, при уровне нагружения 0,8 и $\xi^{cp} / \xi_R = 0,7$ – 13%.

2. Несущая способность статически неопределимых железобетонных балок, армированных высокопрочной арматурой с обычным и предварительным напряжением арматуры, достоверно оценивается методом предельного равновесия при действии знакопеременных малоцикловых нагрузок высокого уровня типа сейсмических. При этом снижение несущей способности при малоцикловых нагружениях в сравнении с однократным в среднем доходило до 10%.

3. В испытаниях статически неопределимых железобетонных балок с обычным и предварительным напряжением арматуры проявилось полное перераспределение усилий. Перераспределение усилий между опорными и пролетными сечениями балок проявлялось в большей мере при знакопеременных малоцикловых нагружениях, чем при односторонних однократных нагружениях до разрушения. Деформационные свойства своеобразных пластических шарниров, образованных в критических опорных и пролетных сечениях балок, была достаточной для реализации полного перераспределения усилий. Зона пластических шарниров не превышала высоту сечения балок.

4. В пластических шарнирах статически определимых балок деформации арматуры и сжатого бетона при исчерпанию несущей способности достигала значений:

а) в обычных балках при однократном нагружении растянутой арматурой – 1,5%, а бетоном сжатой зоны – 0,44%;

б) в преднапряженных балках при однократном нагружении растянутой арматурой – 1,17%, а бетоном сжатой зоны – 0,38%;

в) в обычных балках при малоцикловых нагружениях растянутой арматурой при уровне нагрузки 0,9 – 2,4% и разрушении – 4,43%, при уровне нагрузки 0,8 – 0,65% и разрушении – 3,17%;

г) в преднапряженных балках при малоцикловых нагружениях растянутой арматурой при уровне нагрузки 0,9 – 1,1% и разрушении – 3,47%, при уровне нагрузки 0,8 – 0,5% и разрушении – 2,88%;

5. В пластических шарнирах при разрушении статически неопределимых балок деформации арматуры в пролетных сечениях достигали значений 1,55%, а в опорных сечениях деформации достигали 1,8 – 2,24% в зависимости от степени армирования сечений. Деформации бетона достигали значения 0,4%.

6. В проведенных М.С. Абакановым исследованиях все опытные образцы были армированы двойной симметричной арматурой, которая «при знакопеременных малоцикловых нагружениях высокого уровня, оказывалась попеременно в

стадии растяжения или сжатия. При знакопеременных циклических деформациях растянутой арматуры, в неупругой зоне диаграммы деформирования происходило накопление остаточных деформаций удлинения от цикла к циклу, и вследствие чего арматура в большей мере вовлекалась в восприятие напряжений сжатия. Арматура работала по новой диаграмме растяжения и сжатия, естественно с меньшим модулем деформаций. Этот фактор положительно сказался на условиях работы бетона сжатой зоны и в целом прочности расчетных сечений в отличие от одиночного армирования» [1].

7. Прогибы обычных статически определимых эталонных балок превышали прогибы эталонных преднапряженных балок на 39%. В свою очередь прогибы обычных балок, испытанных малоцикловой нагрузкой, превышали на 50% прогибы эталонных балок.

Прогибы преднапряженных балок, испытанных малоцикловой нагрузкой, превышали на 70% прогибы своих эталонных балок.

8. При малоцикловых нагружениях опытных образцов балок «стабилизация гистерезисных кривых происходила после первых 3-х циклов нагружения. В дальнейшем гистерезисные кривые оставались практически без изменения в процессе 10 или 50 циклов нагружения средне армированных балок. В сильно армированных балках, со степенью армирования $\xi_p^{cp} / \xi_R = 0,85 \div 0,9$, происходил некоторый постепенный рост площади петель гистерезиса от цикла к циклу вплоть до предельной нагрузки при уровне нагружения 0,9. Коэффициент поглощения энергии ψ при малоцикловых нагружениях высокого уровня составил в среднем 0,4 – 0,5» [1].

9. Жесткость балок при малоцикловых нагружениях снижалась в 2 – 4 раза по сравнению с первоначальной жесткостью в зависимости от характера и степени армирования расчетных сечений.

10. Прочность нормальных сечений изгибаемых обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций, армированных высокопрочными сталями, со степенью армирования $\xi \leq \xi_R$, рекомендуется, при расчете на усилия, получаемые по второму уровню воздействия сейсмических нагрузок МРЗ, определять

по нормативным значениям сопротивления бетона и арматуры с учетом коэффициента малоцикловости « $K_{мц}$ » равным:

- для обычных конструкций – 0,85;
- для преднапряженных конструкций – 0,9.»

В своей работе [60] В.М. Карпюк ставил задачу по созданию и исследованию сложного напряженно-деформированного состояния в железобетонных изгибаемых элементах, под влиянием кратковременной знакопеременной малоцикловой нагрузки.

Так же были отражены особенности напряженно-деформированного состояния опытных образцов балок, испытанных на малоцикловую знакопеременную нагрузку высокого уровня. Выявлены новые схемы разрушения при, такого рода, нагрузках.



Рисунок 1.22 – Общий вид испытанных балок при малоцикловой знакопеременной нагрузке ($\eta = \pm 0,65P_{\text{разр}}$)

Бетон для балок принимался тяжелый С 16/20, С 30/35, С 40/55 с различным процентом поперечного армирования 0,0016, 0,0029 и 0,0044.

По результатам экспериментальных исследований В.М. Карпюк сделал вывод о том, что воздействие на опытные образцы малоцикловых знакопеременных нагрузок существенно сказывается на напряженно-деформированном состоянии и характере разрушения, а также снижает их несущую способность по сравнению с эталонными образцами до 20%. Как известно, при прямом нагружении процесс трещинообразования обусловлен изменением напряженно-деформированного

состояния, однако при знакопеременном нагружении трещинообразование напрямую соотносится с циклическим уменьшением жесткости элемента.

В работе [31] В.А. Ерышевым были проведены испытания 46 образцов изгибаемых железобетонных балок. Все балки подразделялись на 4 серии. Целью проведения экспериментальных исследований являлось исследование напряженно-деформированного состояния в нормальных сечениях, остаточных деформаций при снятии нагрузки, и определения кривизны и жесткости элемента при воздействии на него изгибающего момента обратного знака и др.

Геометрические параметры опытных образцов:

- Образцы первой серии: $100 \times 150 \times 1500$ мм;
- Образцы второй, третьей и четвертой серий: $150 \times 100 \times 1500$ мм;

Армирование опытных балок было выполнено сварными каркасами с симметричным армированием и с рабочей арматурой только в нижней зоне. В качестве продольной рабочей арматуры была использована сталь периодического профиля А-III $\varnothing 6 - 12$ мм. Образцы балок с симметричным расположением рабочей арматуры испытывались на поперечные повторные и знакопеременные воздействия. Образцы балок с рабочей арматурой только в нижней зоне были испытаны циклической повторной нагрузкой, затем моментом обратного знака, с целью извлечения максимума информации из эксперимента, были доведены до разрушения.

По результатам испытаний замечено, что «накопление деформаций (прогибов) в вершине цикла при повторных нагружениях образцов с $\mu = 0,44\%$, $\mu = 0,78\%$ и $\mu = 1,21\%$ происходит неравномерно и зависит от уровня нагрузок и армирования: наиболее значимо деформации увеличиваются на первых 5-7 циклах, соответственно, на 30%; 24%; 15% при амплитудах нагрузок в вершине цикла \tilde{M} , близких к моменту трещинообразования M_T , и на 17%; 15% и 7% – при больших уровнях нагрузок. С увеличением циклов нагружения до 17 наблюдается стабилизация накопления деформаций на уровнях эксплуатационных нагрузок и продолжающийся рост деформаций при $\tilde{\eta} > 0,8$. Однако, если сравнить аналогичные прогибы

на ветвях разгрузки с их значениями на ветви нагрузки первого цикла, то разница становится более существенной» [31].

С увеличением числа циклов нагружения происходит увеличение до 50% ширина раскрытия трещин. Отмечается, что рост трещин продолжается на первых трех циклах до 7–10%, затем их рост прекращается.

При полном снятии нагрузки образец не возвращается в свое первоначальное положение, а трещины не закрываются полностью, это во многом обусловлено развитием остаточных деформаций бетона и арматуры. В.А. Ерышевым отмечается, что остаточная ширина раскрытия трещин тем больше, чем выше уровень нагрузки на первом цикле нагружения.

Для надежного смыкания трещин после полного снятия нагрузки необходимо приложить дополнительное усилие обратного знака, величина которого напрямую зависит от амплитуды нагрузки, и ширины раскрытия трещин в вершине цикла. При разгрузке с уровней нагрузки $\tilde{\eta} = 0,28$; $\tilde{\eta} = 0,56$; $\tilde{\eta} = 0,83$; в растянутой арматуре с остаточными напряжениями растяжения необходимо создать дополнительные напряжения сжатия, соответственно: 156 МПа; 164 МПа; 238 МПа.

Полученные разными исследователями данные, связанные с несущей способностью балок при малоцикловых нагружениях повторными и знакопеременными нагрузками, разнятся. В.А. Ерышев заметил, что балки, испытанные малоцикловой знакопеременной нагрузкой на 5-10% прочнее эталонных образцов, при этом предельные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения образцов после циклических нагружения на 22% превышают предельные деформации бетона эталонных образцов и на 53% предельные деформации при разрушении призм осевым нагружением.

В.Я. Немировским в 1949 году в рамках экспериментальных исследований были испытаны железобетонные шарнирные балки на двух опорах [105]. В начале балки нагружались до заданного уровня напряжений в арматуре, которые составили 200 МПа, после чего производилось полное снятие нагрузки, образец переворачивался на противоположную грань и производилось нагружение усилием

обратного знака. В.Я. Немировским было замечено, что в процессе такого рода нагружения трещины, образованные на обратном полупереме, образуются несколько раньше и, практически всегда симметричны «обратным» трещинам. Снижение трещиностойкости балок на обратном полупереме автор связывает с неполным закрытием старых трещин, образованных на первом полупереме нагружения, к моменту появления «обратных» трещин.

В 1959-1960 годах С.А. Дмитриев, Н.М. Мулин и В.П. Артемьев провели подобные испытания [8, 29]. Объектом их исследования являлись железобетонные балки. Определялась их прочность, жесткость и трещиностойкость при воздействии знакопеременных нагрузок. Авторами отмечается, что трещиностойкость первоначально сжатой зоны бетона несколько уменьшилась в сравнении с эталонными образцами, причем на сопротивление образованию трещин влияет как их количество, так и глубина.

Б.А. Альтшуллером и Я.М. Немировским [7] предложен учет влияния начальных трещин на деформативность железобетонных конструкций на последующих этапах нагружения путем изменения коэффициента ψ_a , учитывающего работу растянутой зоны бетона.

На каком-то этапе исследования элементов с «обратными» трещинами ограничивались лишь предварительно напряженными балками с трещинами от обжатия бетона. Поздние исследования Я.М. Немировского, Л.Л. Лемьша, В.С. Рокача, А.А. Гвоздева [23, 86, 131, 105] также говорят о том, что первоначальные трещины снижают трещиностойкость опытных образцов на обратном полупереме нагружения, а это, как отмечают авторы, приводит к увеличению напряжений в сжатом бетоне, а также к дополнительным потерям напряжений в арматуре предварительно напряженных элементов.

Влияние малоцикловых нагрузок изучал также В.Х. Мирмухамедов [89], в том числе знакопеременных. Его исследования включали в себя испытания балок с симметричным расположением арматуры. Для определения средних деформаций и ширины раскрытия трещин в зависимости от типа нагрузки и количества циклов

В.Х. Мирмухамедовым был предложен ряд зависимостей. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов при знакопеременных нагрузках сильно зависит от вида армирования элементов. Так, например, двойное симметричное армирование прямо сказывается на напряженном состоянии изгибаемых элементов при смене знака усилия.

Из вышеизложенного очевидно, что если касательно трещиностойкости и деформативности железобетонных конструкций при знакопеременных воздействиях авторы высказываются практически однозначно, то в отношении прочности авторы расходятся во мнениях.

В работе [20] А.В. Войцеховским исследовалось напряженно-деформированное состояние и характер разрушения сжатых и изогнутых железобетонных элементов при одно – цикловом знакопеременном нагружении. А.В. Войцеховский отмечает, что уровень первоначального нагружения практически не сказывается на несущей способности изгибаемых железобетонных элементах при смене знака усилия по сравнению с несущей способностью балок при прямом приложении нагрузки, среднеквадратичное отклонение составило около 6%.

Работы предварительно напряженных железобетонных балок с поперечными трещинами от обжатия изучал С.Ю. Цейтлин [153]. При часто расположенных друг к другу трещинах от обжатия прочность балок повышается в среднем на 5%, такое заключение сделал С.Ю. Цейтлин после проведенных экспериментальных исследований, объясняя такой эффект наличием в средней по высоте сечения элемента зоне дополнительных сжимающих напряжений, появившихся за счет смыкания трещин.

Влияние знакопеременной нагрузки на прочность железобетонных элементов исследовалось в Иллинойском университете в США [167] и испытания, проведенные в Шибарском технологическом институте в Японии [164].

В работе [167] представлены результаты испытания шести железобетонных балок при однократном статическом нагружении знакопеременной нагрузкой.

Авторами сделан вывод, что нагружение образца около 80% от разрушающей не влияет на несущую способность образца в другом направлении.

В работе [164] проведено испытание 5 обычных и 7 преднапряженных железобетонных балок при знакопеременном нагружении. Первоначально создавались 3 цикла односторонней нагрузки, затем 3 цикла нагрузки противоположного направления при том же уровне максимальной нагрузки, потом нагружение производилось при большей величине максимальной нагрузки, вплоть до разрушения. Авторы отмечают, что наличие трещин одного направления не влияет на нагрузку образования трещин другого направления, а нагружение в одном направлении нагрузкой не более 80% от разрушающей незначительно влияет на несущую способность другого направления.

Х. Кулдашев в свое время исследовал напряженно-деформированное состояние статически неопределимых железобетонных изгибаемых элементов при действии кратковременных малоцикловых нагрузок. Отмечается, что «если призматическая прочность бетона при 50% от разрушающей нагрузки снижается по сравнению с однократным прямым нагружением всего на 8%, то несущая способность балки – на 15%» [77].

Для анализа работы железобетонных балок под действием знакопеременных нагрузок, Н.И. Карпенко и А.М. Кокаревым [58, 64] на начальном этапе были испытаны железобетонные призмы при осевом растяжении – сжатии. Недостатком таких исследований послужило то, что работа бетона в области сжатия изучалась только на восходящей ветви деформирования.

Принятый в нормах принцип расчета железобетонных конструкций по сечению с трещиной приводит к заметным трудностям при учете особенностей знакопеременных воздействий. Результаты вычислений по методике предложенной Н.И. Карпенко, Е.А. Ерышевым, А.М. Кокаревым и Т.А. Мухамедиевым [64, 58, 31] удовлетворительно сошлись с опытными данными.

В работе Д.М. Нуриевой отмечается, что «количество циклов нагружения и уровень нагрузки, воспринимаемые элементами, во многом зависит от величины

пластических деформаций, возникших на первом полуцикле нагружения. На характер разрушения, помимо интенсивности и скорости знакопеременной нагрузки, влияют геометрические размеры элементов, физические характеристики материалов, количество продольной арматуры и шаг хомутов и др» [108].

Проведенные исследования вышеуказанных авторов позволили раскрыть ряд особенностей характера напряженно-деформированного состояния и механизма разрушения опытных образцов-балок, испытывающих знакопеременные нагрузки, а также установить ряд зависимостей от соответствующего соотношения исследуемых факторов.

1.5. Выводы по главе 1

На основании выполненного в рамках данной диссертационной работы обзора литературных источников можно сделать следующие выводы:

1. Анализ последствий землетрясений показывает, что железобетонные каркасные здания получали значительные повреждения наиболее напряженных несущих конструкций при восприятии пиковых циклов сейсмического воздействия, при которых возникали максимальные значения сейсмических нагрузок.
2. Анализируя результаты вышеуказанных исследований, можно сделать вывод, что динамическая прочность железобетонных изгибаемых элементов выше статической; их несущая способность снижается с увеличением количества циклов нагружения.
3. Количество циклов нагружения и уровень нагрузки, воспринимаемый элементами, в значительной степени зависят от величины пластических деформаций, которые произошли в течение первого полуцикла нагружения. На характер разрушения, в дополнение к интенсивности и скорости знакопеременной нагрузки, влияют геометрические размеры элементов, физические характеристики материалов, количество продольной арматуры, интенсивность поперечной арматуры т.д.

4. 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 вообще не рассматривалось ранее.

Вышеизложенное, явилось предпосылкой при постановке задач исследований данной диссертационной работы:

- Экспериментальные исследования работы изгибаемых железобетонных элементов на знакопеременную нагрузку;
- Определение зависимости относительной несущей способности балок во втором полупериоде нагружения (при смене знака усилия) от коэффициента пластичности по арматуре в первом полупериоде 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 полупериоде нагружения от коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полупериоде нагружения;
- Анализ напряженно-деформированного состояния и механизма разрушения балок при смене знака усилия в зависимости от максимального коэффициента пластичности по деформациям арматуры на первом полупериоде 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.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ НАГРУЖЕНИИ

2.1. Программа проведения экспериментальных исследований

Цель проведения эксперимента:

Исследование силового сопротивления изгибаемых железобетонных элементов при знакопеременном нагружении. Экспериментальная проверка основной научной гипотезы.

Задачи проведения экспериментальных исследований:

1. Определить зависимость разрушающей нагрузки изгибаемых железобетонных элементов при разных коэффициентах пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле;
2. Определить зависимость предельного коэффициента пластичности по арматуре во втором полуцикле, соответствующего разрушению, от коэффициента пластичности по арматуре в первом полуцикле;
3. Подтвердить или опровергнуть опытным путем, что при значениях коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле, превышающих предельное значение, имеет место хрупкое разрушение образца на последующих циклах;
4. Определить предельный коэффициент пластичности по деформациям арматуры на первом полуцикле нагружения, при котором образуется сквозная трещина на втором полуцикле нагружения;
5. Выполнить анализ эпюр деформирования нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при знакопеременном воздействии;
6. Выполнить анализ эпюр деформирования бетона на берегах 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 полупереме нагружения.

2.2. Изготовление опытных образцов

Для проведения экспериментальных исследований было подготовлено 15 железобетонных образцов – балок квадратного сечения, размер которых составляет 200×200 мм, длиной 1500 мм.



Рисунок 2.1 – Наклейка тензорезисторов на арматуру и сборка каркасов

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

поперечной арматуры в изгибаемых железобетонных образцах осуществлялись в соответствии с предварительным расчетом.

Для изготовления испытуемых образцов была изготовлена деревянная опалубка с толщиной щита 18 мм (рисунок 2.2). Для предотвращения выпучивания стенок опалубки при укладке бетонной смеси, углы были усилены перфолентой, а стенки соединены между собой брусом квадратного сечения 40×40 мм.



Рисунок 2.2 – Арматурные каркасы в опалубке



Рисунок 2.3 – Распалубка опытных образцов

2.3. Приборы и оборудование

Экспериментальные исследования проводились при поддержке Головного регионального центра коллективного пользования научным оборудованием и установками НИУ МГСУ:

1. Instron 1000 HDX – для статических нагрузжений (рисунок 2.4);
2. National Instruments SCXI-1001 – для регистрации деформаций при статических нагрузжениях;



Рисунок 2.4 – Instron 1000 HDX

2.4. Методика проведения экспериментальных исследований изгибаемых железобетонных элементов на знакопеременную нагрузку

Программа экспериментальных исследований включала лабораторные испытания статически определимых железобетонных балок на действие двух сосредоточенных сил (рисунок 2.5).

I-я серия – эталонные балки, испытанные на действие монотонно возрастающей нагрузки вплоть до разрушения, II–VII серии – балки, подверженные воздействию знакопеременной нагрузки. Параметры опытных образцов приведены в таблице 2.1 [83].

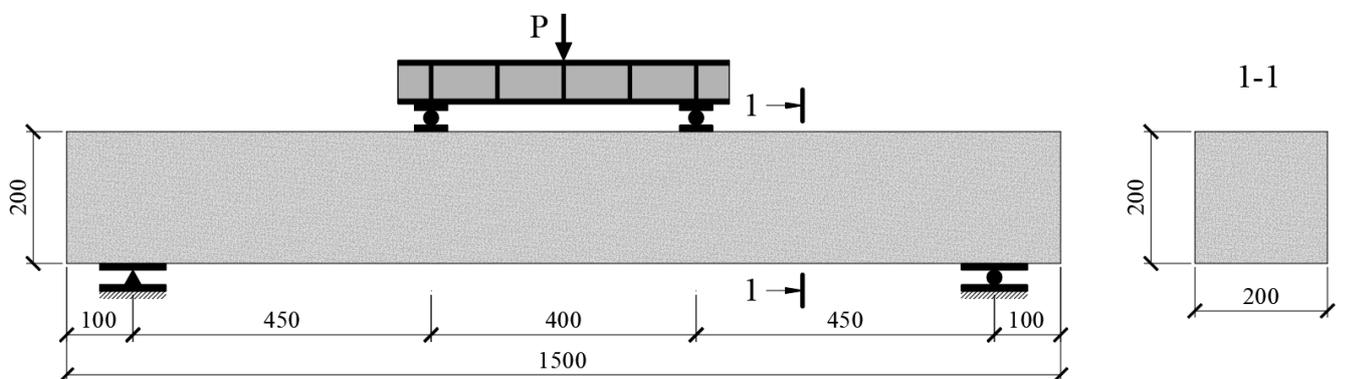


Рисунок 2.5 – Схема силового нагружения опытных железобетонных образцов

Таблица 2.1 – Серии и характеристики основных экспериментальных образцов

Серия	Шифр образца	a , мм	c_0 / h_0	L , мм	b / h_0 , мм	$R_{s,n}$, МПа	R_b , МПа	E_s , МПа $\times 10^3$	A_s , см ²	A'_s , см ²	К-т пластичности на 1 полцикле в
I	БО-I-01	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	–
	БО-I-02	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	–
	БО-I-03	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	–
II	БО-II-01	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	1,21
	БО-II-02	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	1,23
III	БО-III-01	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	1,49
	БО-III-02	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	1,52
IV	БО-IV-01	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	1,62
	БО-IV-02	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	2,14
V	БО-V-01	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	2,53
	БО-V-02	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	2,73
VI	БО-VI-01	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	4,64
	БО-VI-02	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	4,93
VII	БО-VII-01	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	5,36
	БО-VII-02	30	400 / 170	1500	200 / 170	661	21,3	191	1,571	1,571	5,51

Примечания к таблице 2.1: Шифр конструкции включает номер серии, БО – балка обычного сечения и порядковый номер; b / h_0 – отношение ширины к высоте рабочего сечения образца; a – расстояние до центра тяжести продольной арматуры; c_0 / h_0 – отношение пролета среза к рабочей высоте сечения; L – геометрическая длина образца; R_b – призмная прочность бетона; $R_{s,n}$ – нормативное сопротивление арматуры; E_s – модуль упругости арматуры; μ_s, μ'_s – процент армирования растянутой и сжатой арматуры соответственно; $\mu_{pl.1}$ – коэффициент пластичности по деформациям арматуры на первом полупериоде нагружения.

2.4.1. Образцы I серии

Балки серии I, которые считались эталонными, испытывались однократным монотонным нагружением вплоть до разрушения. Нагрузку прикладывали ступенчато по $0,1 \cdot P_{fail}$ с выдержкой 10 минут между ступенями.

Величина нагрузки контролировалась по показаниям силоизмерителей соответствующих испытательных машин. В процессе нагружения измерялись деформации бетона сжатой зоны, деформации растянутой арматуры. Для повышения достоверности и качества экспериментальных данных работа тензорезисторов дублировалась с помощью 4 механических приборов (цифровых индикаторов фирмы Griff) с ценой деления 0,001 мм (рисунок 2.6). Устанавливалось 4 механических прибора по высоте сечения под местом приложения нагрузки с базой 150 мм. Для измерения максимальных прогибов также устанавливался прогибомер (с ценой деления 0,01 мм).

При разработке методики экспериментальных исследований предусматривались три группы тензорезисторов на основные опытные образцы I серии.

I группа тензорезисторов. Для измерения линейных продольных деформаций на этапе изготовления каркаса на арматурные стержни клеились тензорезисторы фирмы «Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.». Тензорезисторы FLA-10-11 с базой 10 мм и сопротивлением 200 Ом устанавливались на продольную растянутую арматуру (рисунок 2.6).

II группа тензорезисторов устанавливалась по высоте поперечного сечения экспериментальных железобетонных образцов, в сжатой зоне бетона. При испытаниях применялись тензорезисторы PL-90-11 с базой 90 мм и сопротивлением 120 Ом. Целью установки тензорезисторов по высоте поперечного сечения являлось изучение распределения деформаций по высоте сжатой зоны и определение ее высоты. Тензорезисторы устанавливались цепочкой по высоте образцов под местом приложения нагрузки. После разгрузки тензорезисторы позволяли получить остаточные деформации бетона сжатой зоны.

III группа тензорезисторов – мембранные розетки фирмы «Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.» PFLR-20-11 с сопротивлением 120 Ом, клеились в месте максимальной поперечной силы, у края грузораспределительной пластины (рисунок 2.6). Целью их установки являлось исследование сложного напряженно-деформированного состояния в сжатой зоне бетона, получения полной картины распределения главных деформаций и дополнение экспериментальных данных. Помимо всего вышесказанного, розетки позволили получить распределение остаточных деформаций, что является важной составляющей экспериментальных исследований.

2.4.2. Образцы II–VII серий

Балки II–VII серий испытывались двумя полуциклами нагружения (с прямой и с обратной стороны). Зависимость нагрузки от времени представлена на рисунке 2.8. В первом полуцикле, после установки распределительной траверсы выполнялся съем начальных показаний приборов. После чего осуществлялось ступенчатое нагружение образца по $0,1 \cdot P_{\text{fail}}$ с десятиминутными выдержками между ступенями. Это необходимо для выявления особенностей деформирования при образовании трещин. В процессе кратковременного нагружения показания по механическим приборам и тензорезисторам снимались дважды на этапе: сразу после приложения нагрузки и после выдержки. Схема расположения датчиков на бетоне и

арматуре представлена на рисунке 2.7. Показания тензорезисторов дублировались индикаторами часового типа.

При разработке методики экспериментальных исследований предусматривались три группы тензорезисторов на основные опытные образцы II-VII серий.

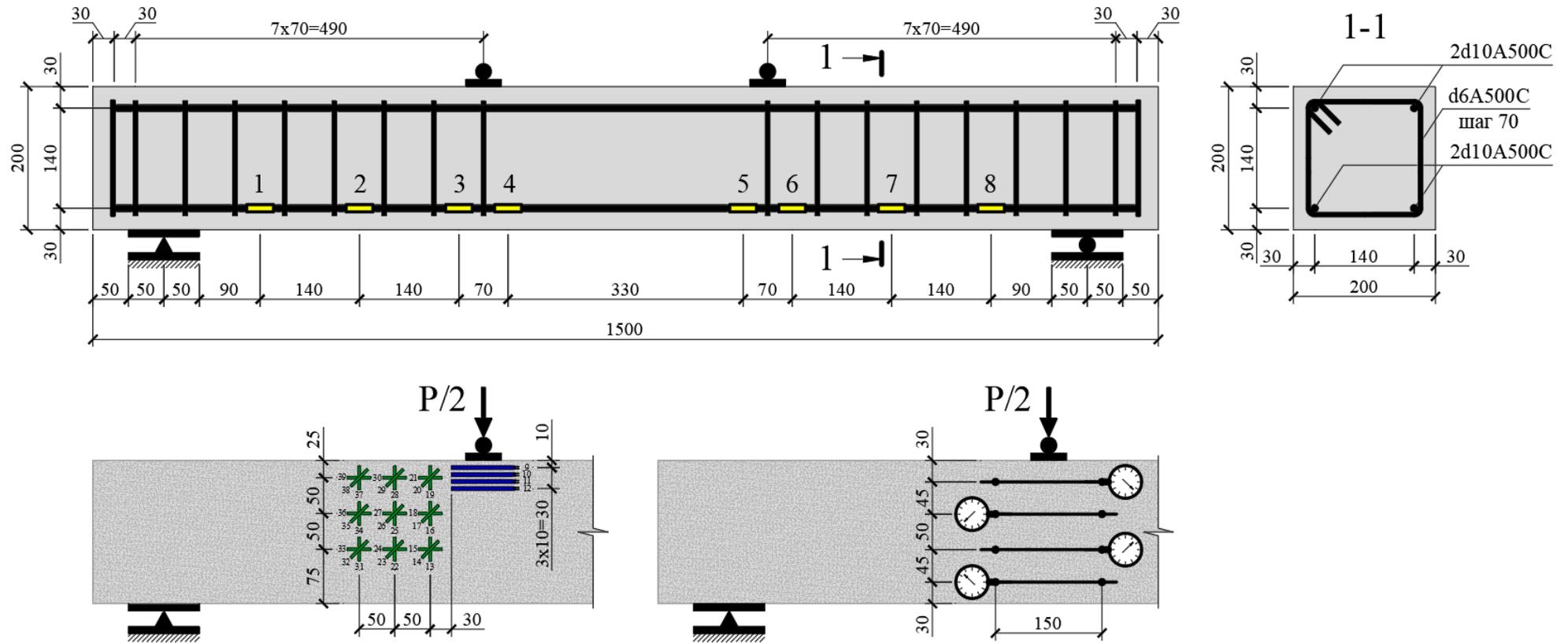


Рисунок 2.6 – Схема расположения тензорезисторов и цифровых индикаторов на бетоне и на арматуре балок I серии

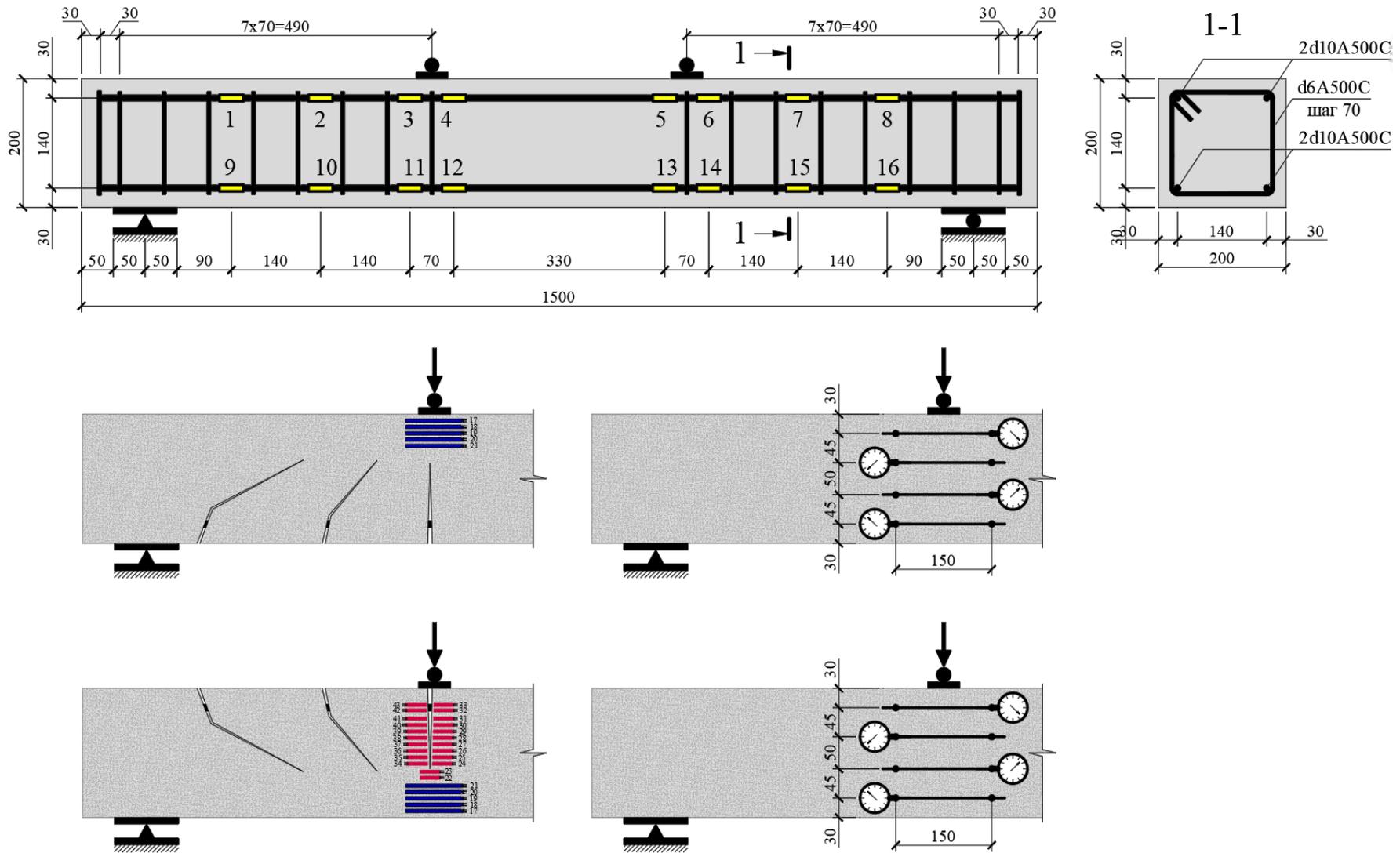


Рисунок 2.7 – Схема расположения тензорезисторов и цифровых индикаторов на бетоне и на арматуре балок II-VII серий

I группа тензорезисторов. Для измерения линейных продольных деформаций на этапе изготовления каркаса на арматурные стержни клеились тензорезисторы фирмы «Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.». Тензорезисторы FLA-10-11 с базой 10 мм и сопротивлением 200 Ом устанавливались на продольную растянутую арматуру (рисунок 2.7).

II группа тензорезисторов устанавливалась по высоте поперечного сечения экспериментальных железобетонных образцов, в сжатой зоне бетона. При испытаниях применялись тензорезисторы PL-90-11 с базой 90 мм и сопротивлением 120 Ом. Целью установки тензорезисторов по высоте поперечного сечения являлось изучение распределения деформаций по высоте сжатой зоны и определение ее высоты на первом полуцикле нагружения. Тензорезисторы устанавливались цепочкой по высоте образцов под местом приложения нагрузки. После разгрузки тензорезисторы позволяли получить остаточные деформации бетона сжатой зоны.

Перед ожидаемым моментом образования трещин тщательно осматривалась растянутая зона каждой балки, визуально зафиксировано появление трещин. При дополнительной нагрузке велось наблюдение за появлением новых трещин и раскрытием существующих.

В первом полуцикле нагружение проводилось до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициенту пластичности $\mu_{pl} = 1,2; 1,5; 1,7; 2; 2,5; 5; 5,5$.

После снятия показаний с приборов производилась разгрузка. После разгрузки важной составляющей являлось получение остаточных деформаций на арматуре и на бетоне. После полной разгрузки балку переворачивали на противоположную сторону.

Перед началом второго полуцикла нагружения балка переворачивалась, и производилась установка III группы тензорезисторов (рисунок 2.7) по берегам образовавшихся трещин.

III группа тензорезисторов – тензорезисторы PL-30-11 с базой 30 мм и сопротивлением 120 Ом (рисунок 2.7). Цель установки данных тензорезисторов: получение сложной картины напряженно-деформированного состояния в области

смыкающейся трещины. Для повышения достоверности экспериментальных данных работа III группы тензорезисторов дублировалась (там, где это возможно) с помощью 4 механических приборов с ценой деления 0,001 мм, установленных еще на первом полуцикле нагружения.

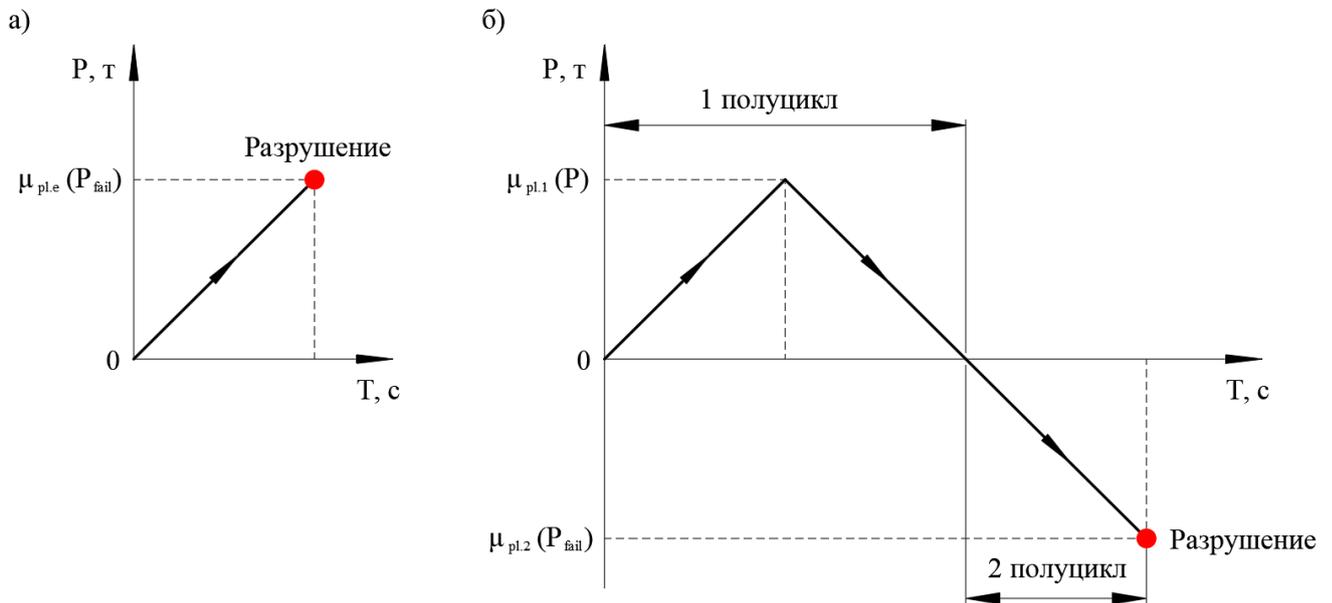


Рисунок 2.8 – Схема нагружения во времени образцов I серии (а) и II-VII серий (б)

$\mu_{pl,1}(P)$ – максимальный коэффициент пластичности, соответствующий максимальной нагрузке на 1 полуцикле; $\mu_{pl,2}(P_{fail})$ – предельный коэффициент пластичности на 2 полуцикле нагружения, соответствующий разрушению.

С целью извлечения максимума информации каждый образец II-VII серий испытывался с доведением до разрушения.

Таблица 2.2 – Использованные тензорезисторы

№	Наименование	Производитель	База, мм	R , Ом	k_t	Основа	Пред. Деформация
1	FLA-5-11	Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.	5	200	2,10	фольговая	+2%/-2,5%
2	FLA-10-11		10	200	2,09		+2%/-2,5%
3	PFL-20-11		20	120	2,10		+2%/-2,5%
4	PFL-30-11		30	120	2,09		+2%/-2,5%
5	PL-60-11		60	120	2,09		+2%/-2,5%
6	PL-90-11		90	120	2,15		+2%/-2,5%
7	PFLR-20-11		20	120	2,12		+2%/-2,5%

2.5. Результаты испытаний бетона при статическом нагружении

Перед испытанием экспериментальных образцов испытывались контрольные образцы кубов $100 \times 100 \times 100$ мм (рисунок 2.9) для определения прочности бетона по ГОСТ 10180-2012. Обработка результатов испытаний опытных образцов проводилась согласно требованиям ГОСТ 18105, ГОСТ 10180. Результаты испытаний по определению кубиковой прочности приведены в таблице 2.3.



Рисунок 2.9 – Испытание бетонных кубов

Таблица 2.3 – Результаты испытаний образцов кубов

Маркировка	Плотность, кг/м ³	$a \times b \times h$, мм	Разрушающая нагрузка, кН	α	R , МПа	Класс бетона
1	2258	100×101×98	275,5	0,95	25,9	В22,5
2	2274	100×98×100	284,3		27,5	
3	2239	101×100×100	289,6		27,2	
4	2286	101×100×100	272,3		25,6	
5	2191	100×100×100	258,8		24,6	
6	2256	100×100×100	303,9		28,9	
Среднее значение прочности, МПа					26,6	
Коэффициент вариации, %					3,4	
Фактический класс бетона					23	

С целью получения призмной прочности и начального модуля упругости бетона основных экспериментальных образцов проводились испытания статическим нагружением бетонных призм в соответствии с ГОСТ 24452-80. Вид испытанного образца представлен на рисунке 2.10.



Рисунок 2.10 – Испытание образцов призм

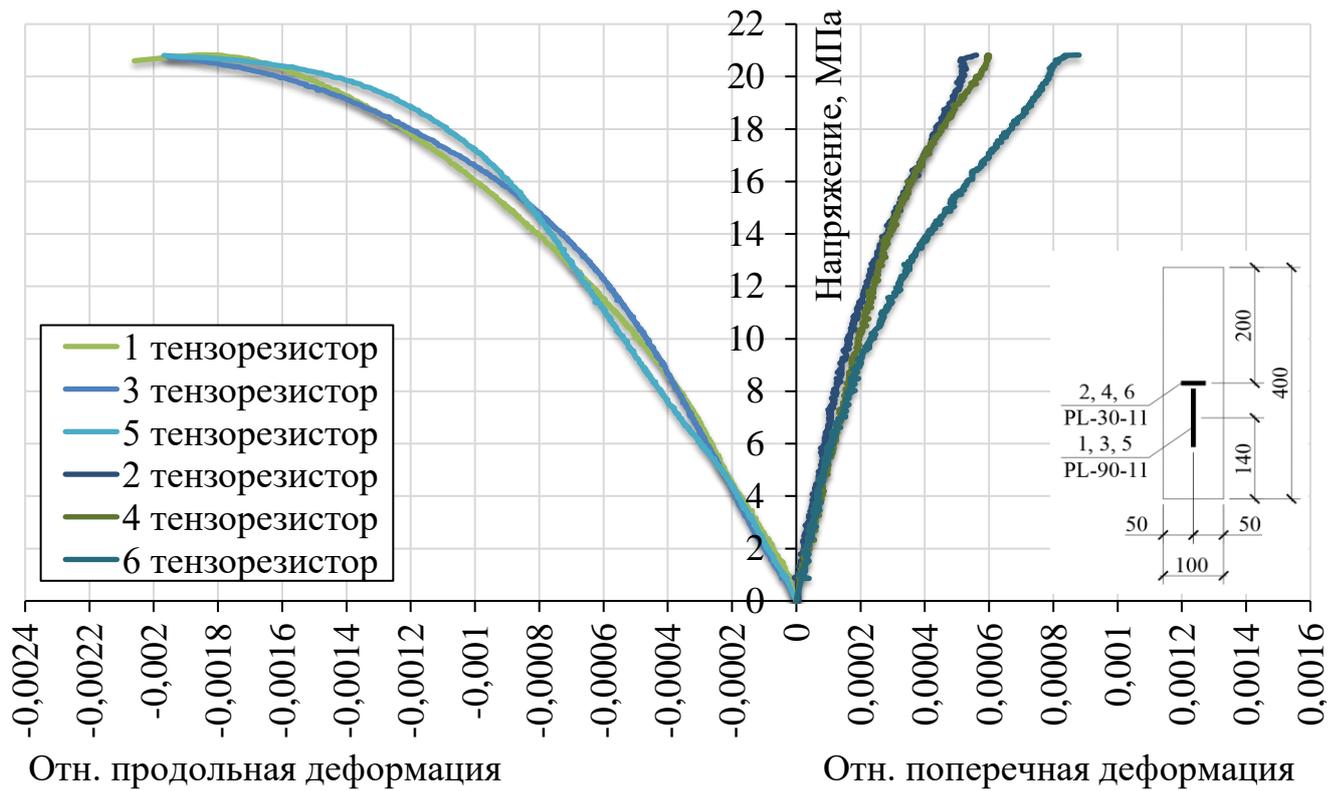


Рисунок 2.11 – Диаграмма деформирования для бетона В22,5 при статическом нагружении для призмы П-1

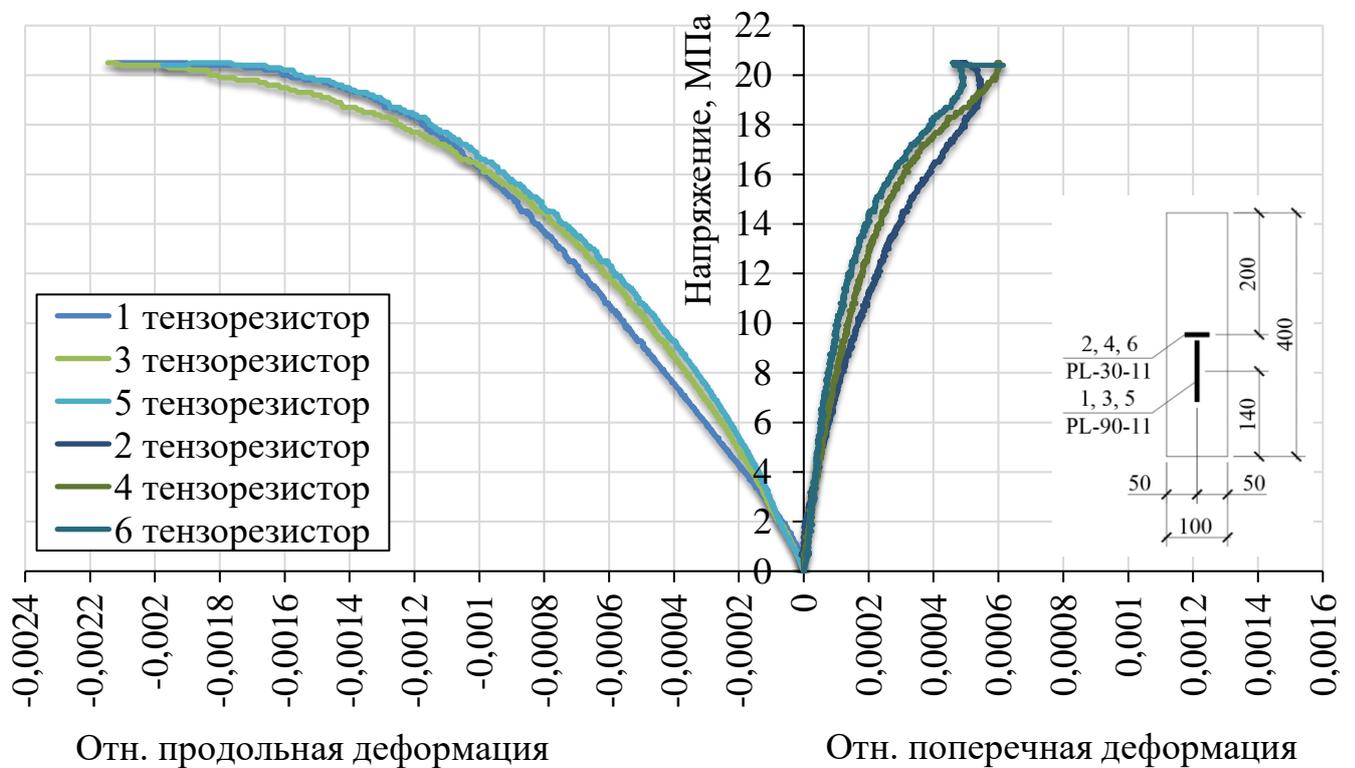


Рисунок 2.12 – Диаграмма деформирования для бетона В22,5 при статическом нагружении для призмы П-2

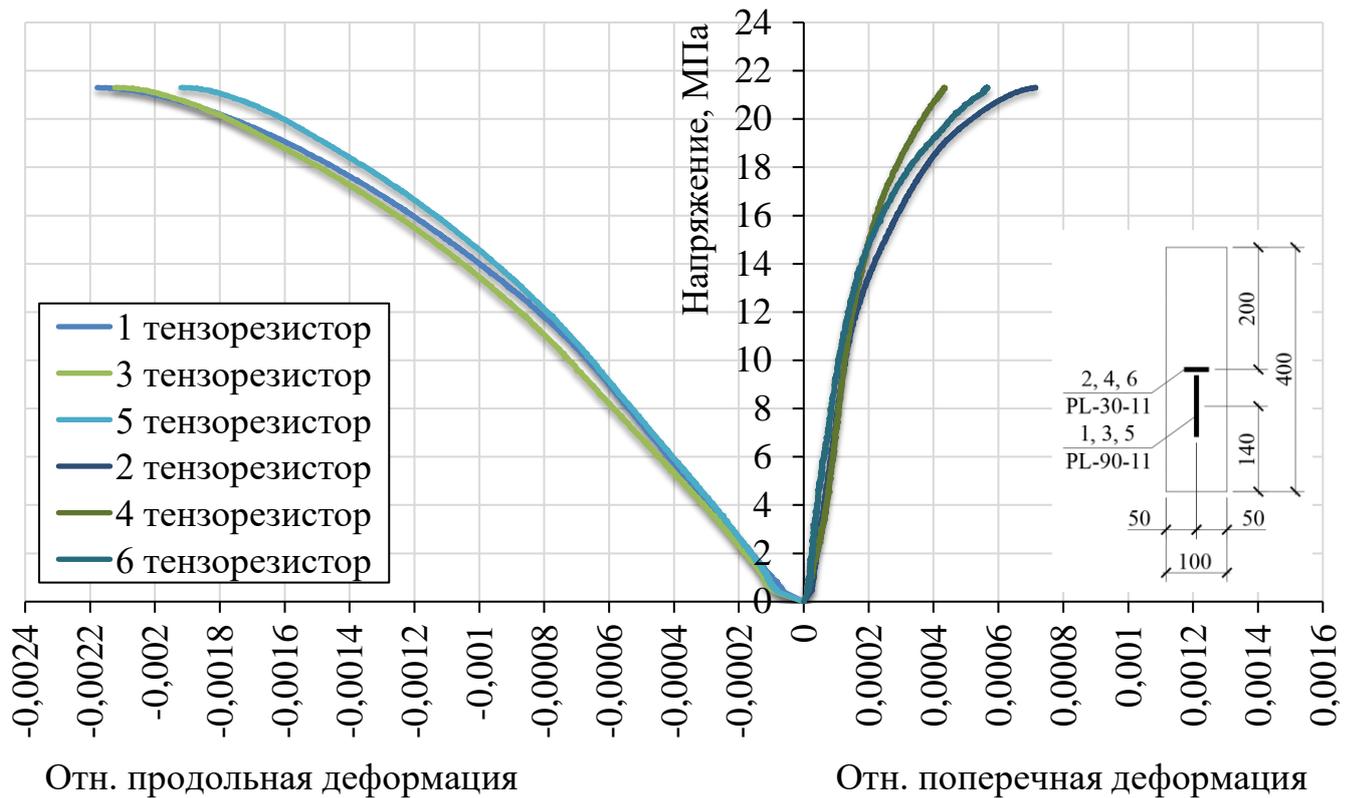


Рисунок 2.13 – Диаграмма деформирования для бетона В22,5 при статическом нагружении для призмы П-3

После определения фактического класса прочности были проведены статические испытания бетонных призм для определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. На боковую грань каждой бетонной призмы были установлены тензорезисторы с помощью цианоакрилатного клея.

Использование во время испытаний тензорезисторов позволило получить полную диаграмму деформирования бетона при приложении кратковременной статической нагрузки.

2.6. Результаты испытания арматурных стержней класса А500 при статических нагружениях

Испытания арматурных стержней выполнялись согласно ГОСТ 12004-81. Для определения физико-механических характеристик арматуры было отобрано 6 стержней длиной 400 мм. При испытании образец закрепляли в захватах машины и прикладывали к нему нагрузку равную 3-5% ожидаемого разрывного усилия. При

этой нагрузке на образец устанавливали прибор для измерения деформаций. Далее нагрузку прикладывали равными этапами. При приближении к нагрузке, соответствующей пределу упругости σ_{el} или $\sigma_{0,02}$, усилие на этапе уменьшалось вдвое. В ходе испытаний снимались показания с тензорезисторов установленных посередине.

Перед наклейкой поверхность была тщательно очищена, обезжирена, один зуб арматурного профиля был локально сточен. После наклейки тензодатчики были покрыты слоем защитного покрытия W1, а затем заклеены клейкой лентой.

На рисунке 2.14 представлена диаграмма " $\sigma - \varepsilon$ " арматурной стали $\text{Ø}10\text{A}500$ при статических испытаниях.

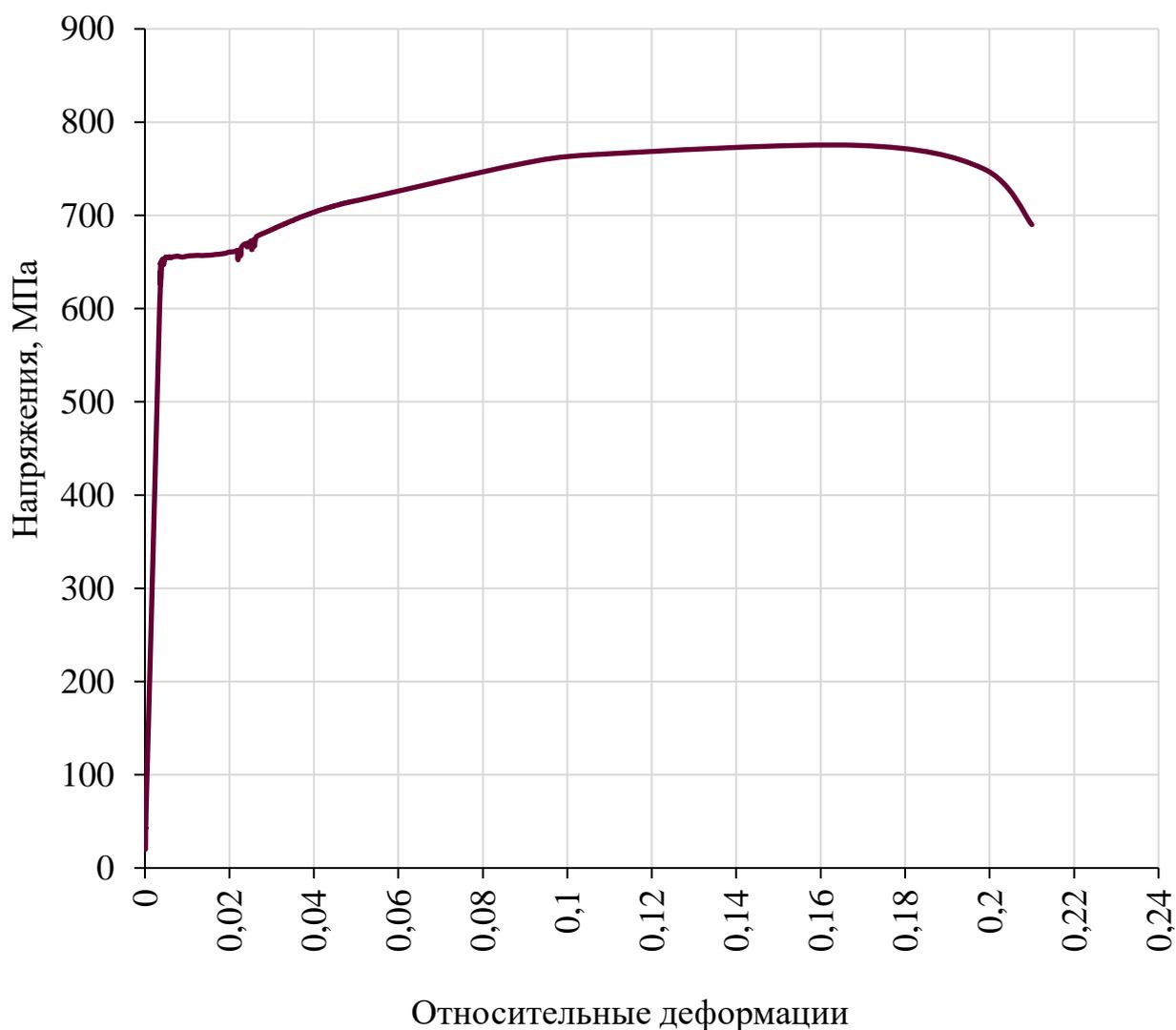


Рисунок 2.14 – Диаграмма растяжения арматурной стали $\text{Ø}10\text{A}500$



Рисунок 2.15 – Испытание арматуры класса А500

Для измерения линейных продольных деформаций на арматурные стержни клеились тензорезисторы FLA-10-11.

Результаты испытания арматурной стали Ø10A500 при статическом нагружении приведены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Характеристики арматурной стали Ø10A500

Номинальный диаметр, мм	Фактический диаметр, мм	Напряжение при растяжении, МПа			
		Предел текучести	Предел текучести средний для серии	Предел прочности	Предел прочности средний для серии
10	9,87	668,0	661,5	784,3	781,7
10	9,87	654,1		779,1	
10	9,87	662,4		781,8	

Далее с фактическими прочностными характеристиками арматуры и бетона производилось вычисление несущей способности экспериментальных образцов для последующего задания ступеней нагружения при испытаниях.

2.7. Результаты испытаний железобетонных изгибаемых элементов

2.7.1. Напряженно-деформированное состояние опытных образцов I серии (эталонные образцы)

Основными параметрами, за которыми велись наблюдения в эксперименте для балок I серии, являлись образование, раскрытие и развитие трещин, при соответствующих нагрузках, деформации сечения в процессе нагружения (для экспериментальной проверки гипотезы билинейных сечений), характер разрушения и величина разрушающей нагрузки, значения прогибов, а также предельный коэффициент пластичности по деформациям арматуры μ_{pl} (отношение полных деформаций к деформациям текучести), соответствующий разрушающей нагрузке.

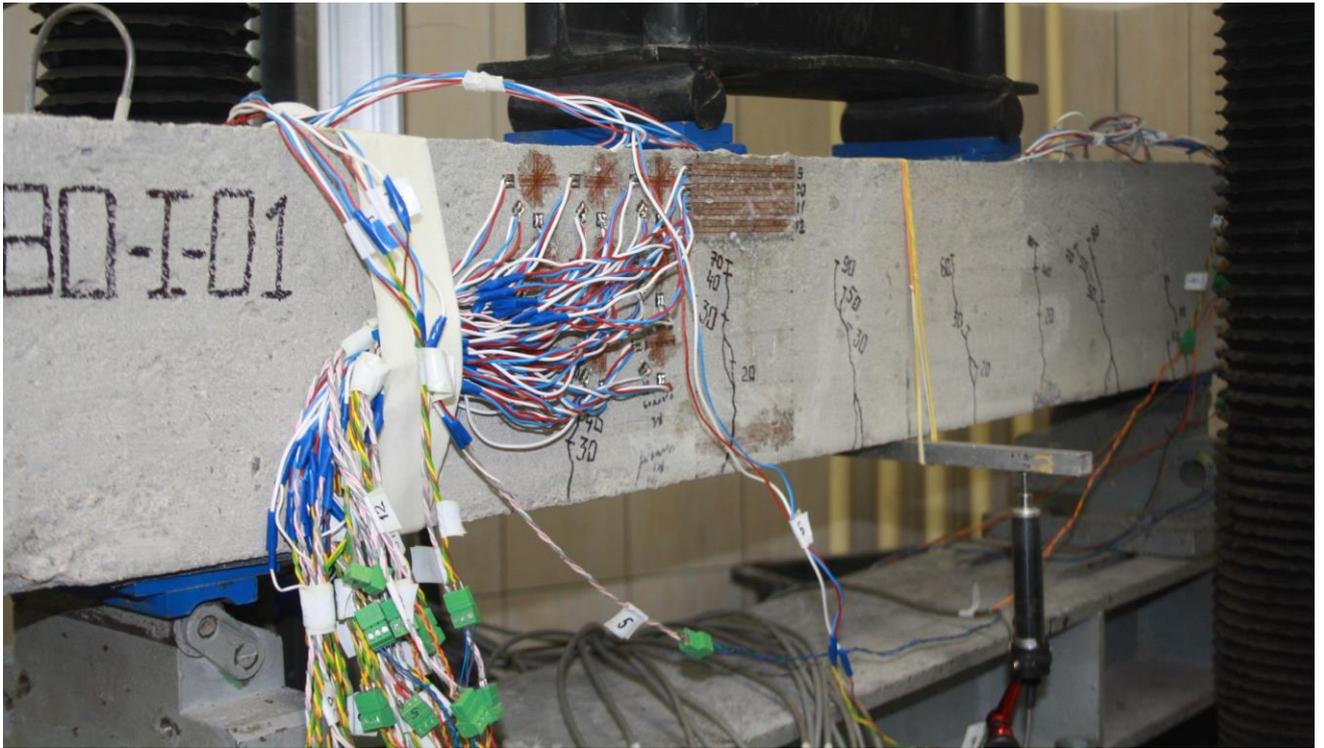


Рисунок 2.16 – Тензорезисторы на бетоне. Образец ВО-I-01

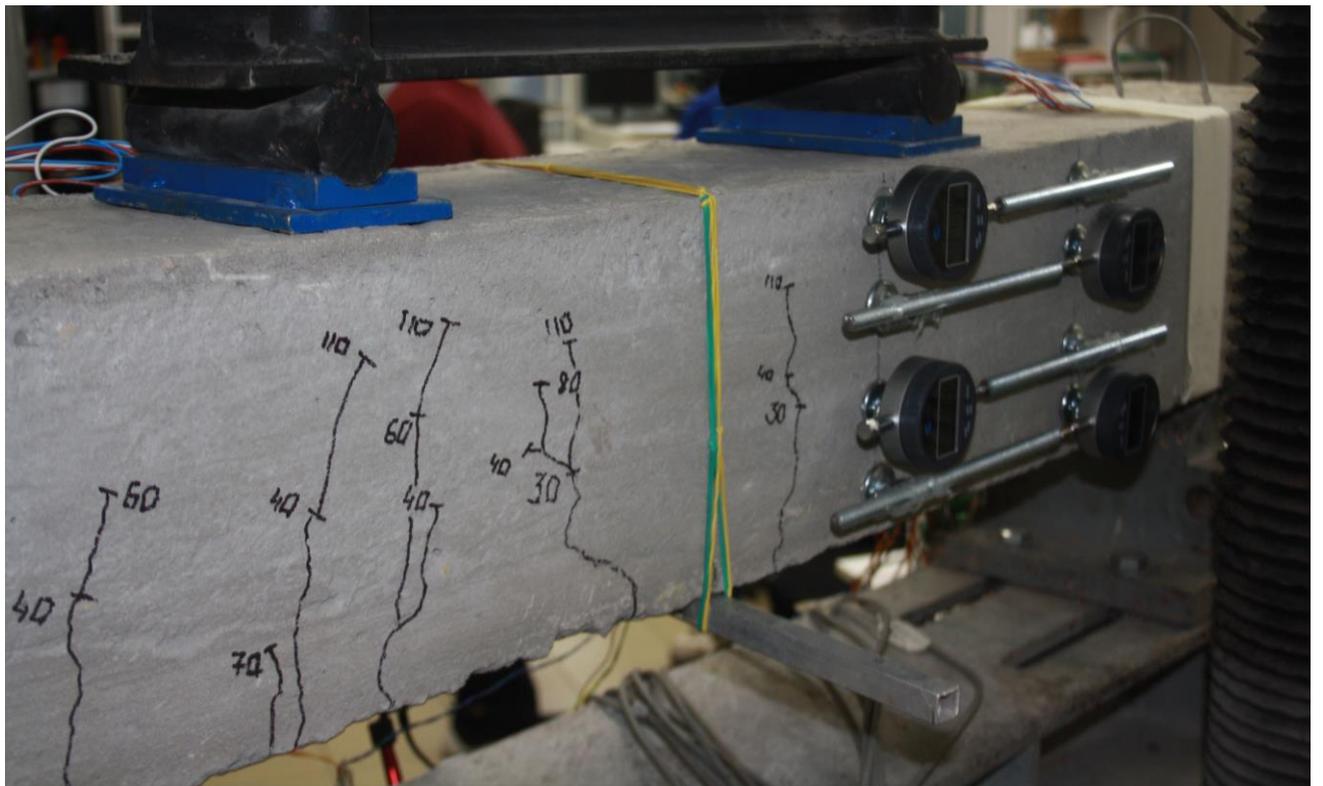


Рисунок 2.17 – Цифровые индикаторы на противоположной грани бетона образца ВО-I-01

Характер трещинообразования и разрушения балок БО-I-01, БО-I-02 и БО-I-03 совпадал между собой с достаточной точностью. До образования наклонных трещин напряженно-деформированное состояние бетона и арматуры у всех образцов I серии было примерно одинаковым. Бетон сжатой зоны работал упруго, распределение продольных деформаций укорочения подчиняется линейному закону, то есть справедлива гипотеза Бернулли. 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.

После начала текучести в растянутой арматуре, излом на эпюре деформаций изменил характер. Деформации арматуры стали увеличиваться значительно быстрее, чем деформации бетона.

Эпюры относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры в поперечном нормальном сечении опытных образцов, под местом приложения нагрузки, строились на основании показаний тензорезисторов и механических приборов с ценой деления 0,001 мм.

Кроме опытных данных о деформациях сжатого бетона и растянутой арматуры на соответствующих ступенях нагружения эти графики дают возможность получить фактическую высоту сжатой зоны и экспериментально оценить возможность использования гипотезы плоских сечений для деформаций бетона и арматуры. На рисунках 2.19 – 2.21 представлены эпюры деформаций нормального сечения образцов I серии по ступеням нагружения. По горизонтали приняты относительные деформации бетона и арматуры, по вертикали – высота сечения образца.

На рисунке 2.18 представлен график зависимости вертикальных перемещений от приложенной нагрузки для образцов балок I серии.

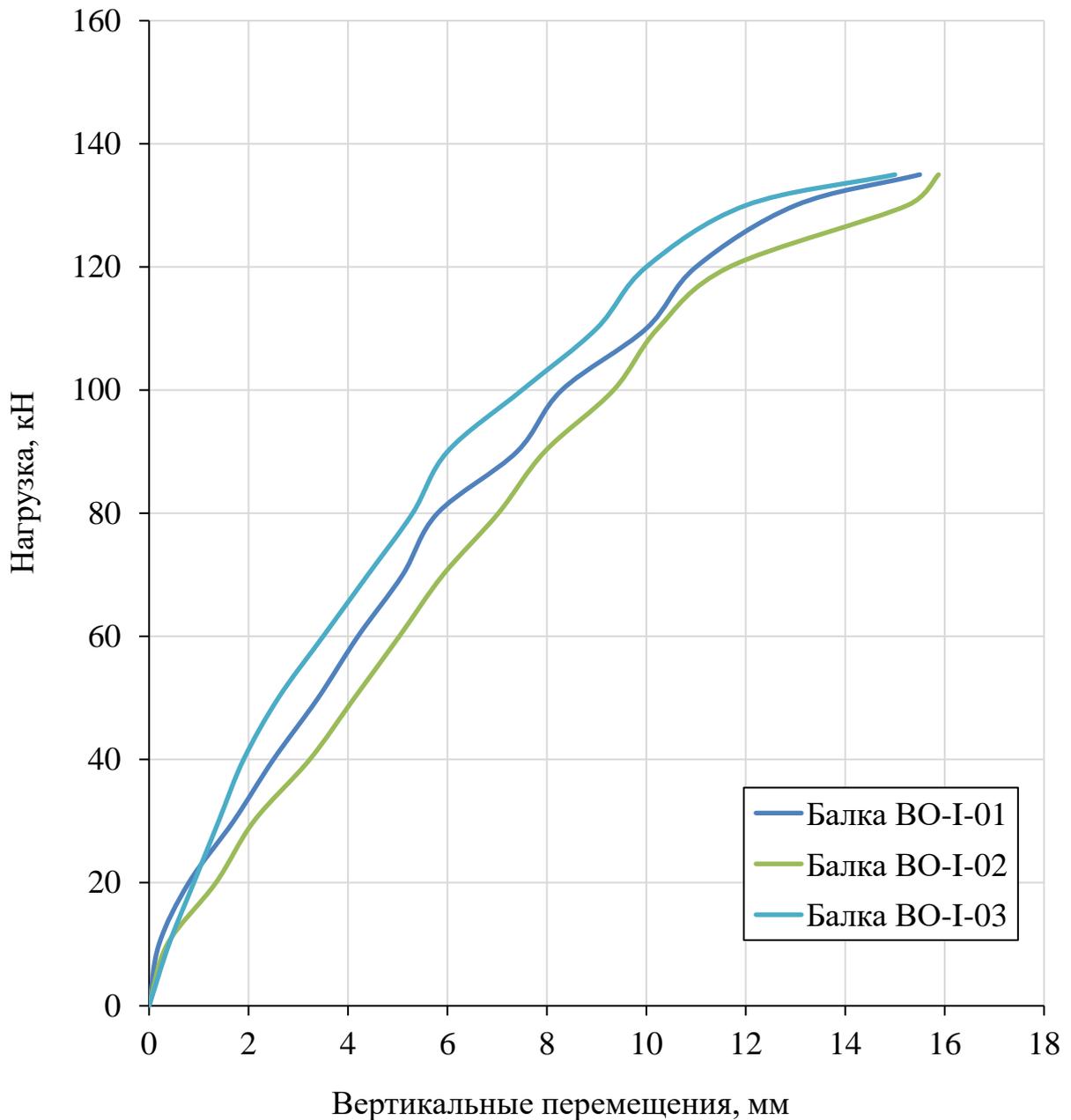


Рисунок 2.18 – График зависимости вертикальных перемещений от нагрузки для образцов I серии

Первые нормальные трещины образовывались при нагрузке в 18-26 кН $\eta = 0,13 \cdot P_{\text{fail}}$ в ВО-I-01, $\eta = 0,19 \cdot P_{\text{fail}}$ в ВО-I-02 и $\eta = 0,17 \cdot P_{\text{fail}}$ в ВО-I-03 (рисунок 2.22 – 2.24) (η – уровень нагрузки в долях от разрушающей). Показания 4 цифровых индикаторов, установленных на базе 200 мм (рисунок 2.17), показали довольно близкие результаты в сравнении с данными, полученными с тензорезисторов. Наибольшие отклонения составили не более 7% для растянутой зоны. Отклонения обусловлены интегральными деформациями бетона на участках между трещинами.

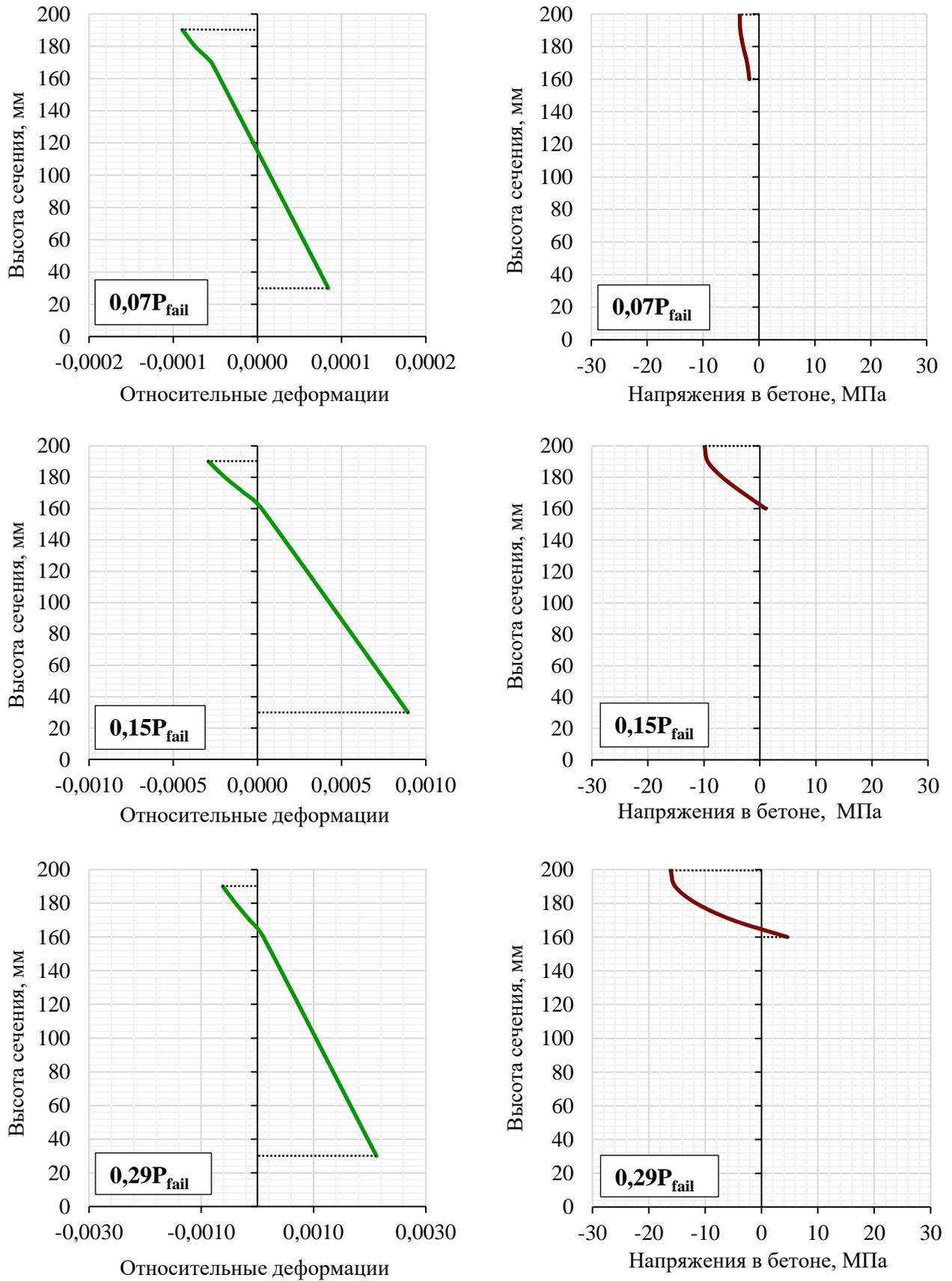


Рисунок 2.19 – Эпюры деформаций и напряжений в нормальном сечении для ВО-I-01 по этапам нагружения ($0,07 \div 0,29 \cdot P_{fail}$)

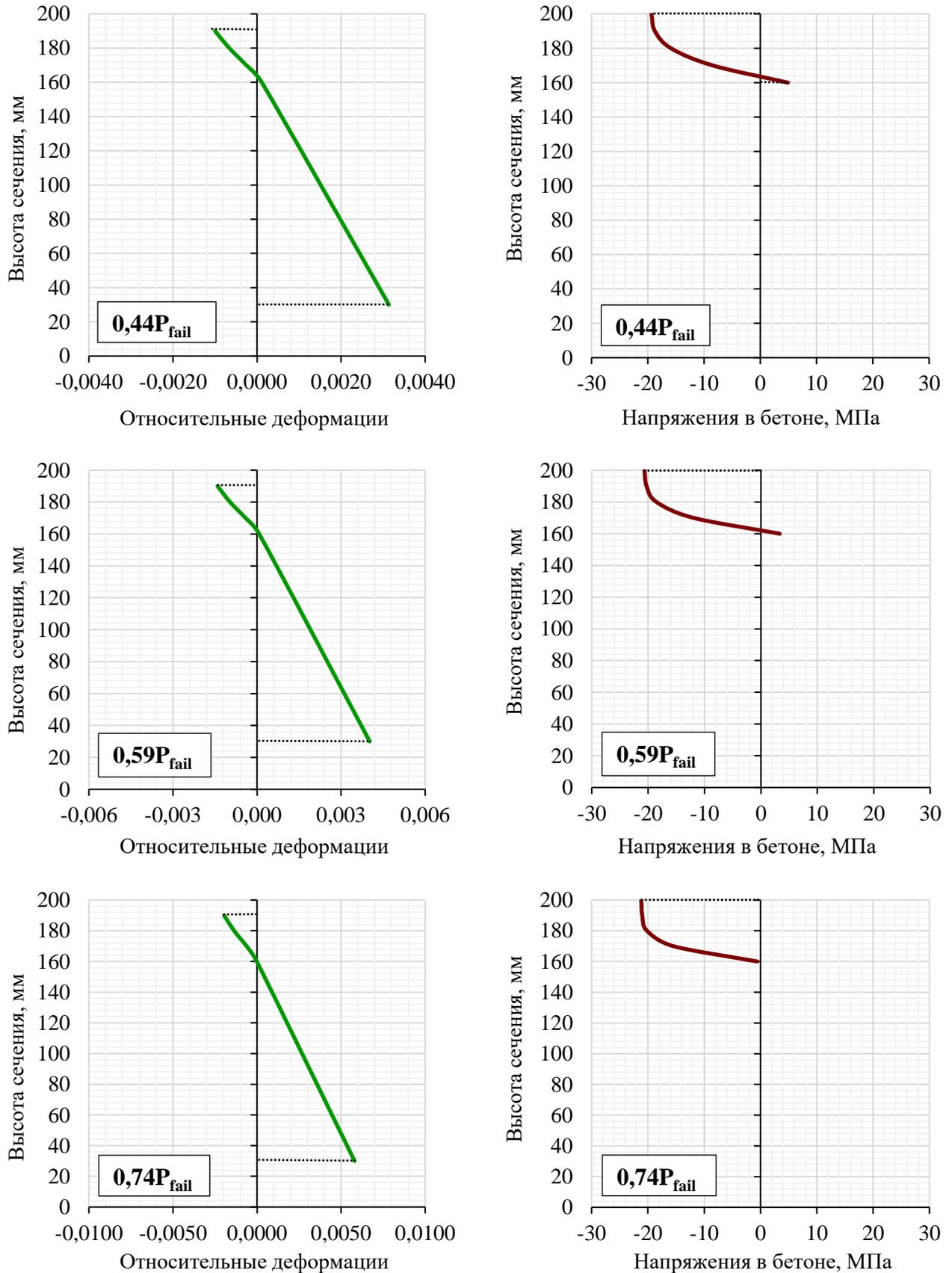


Рисунок 2.20 – Эпюры деформаций и напряжений в нормальном сечении для ВО-I-01 по этапам нагружения ($0,44 \div 0,74 \cdot P_{fail}$)

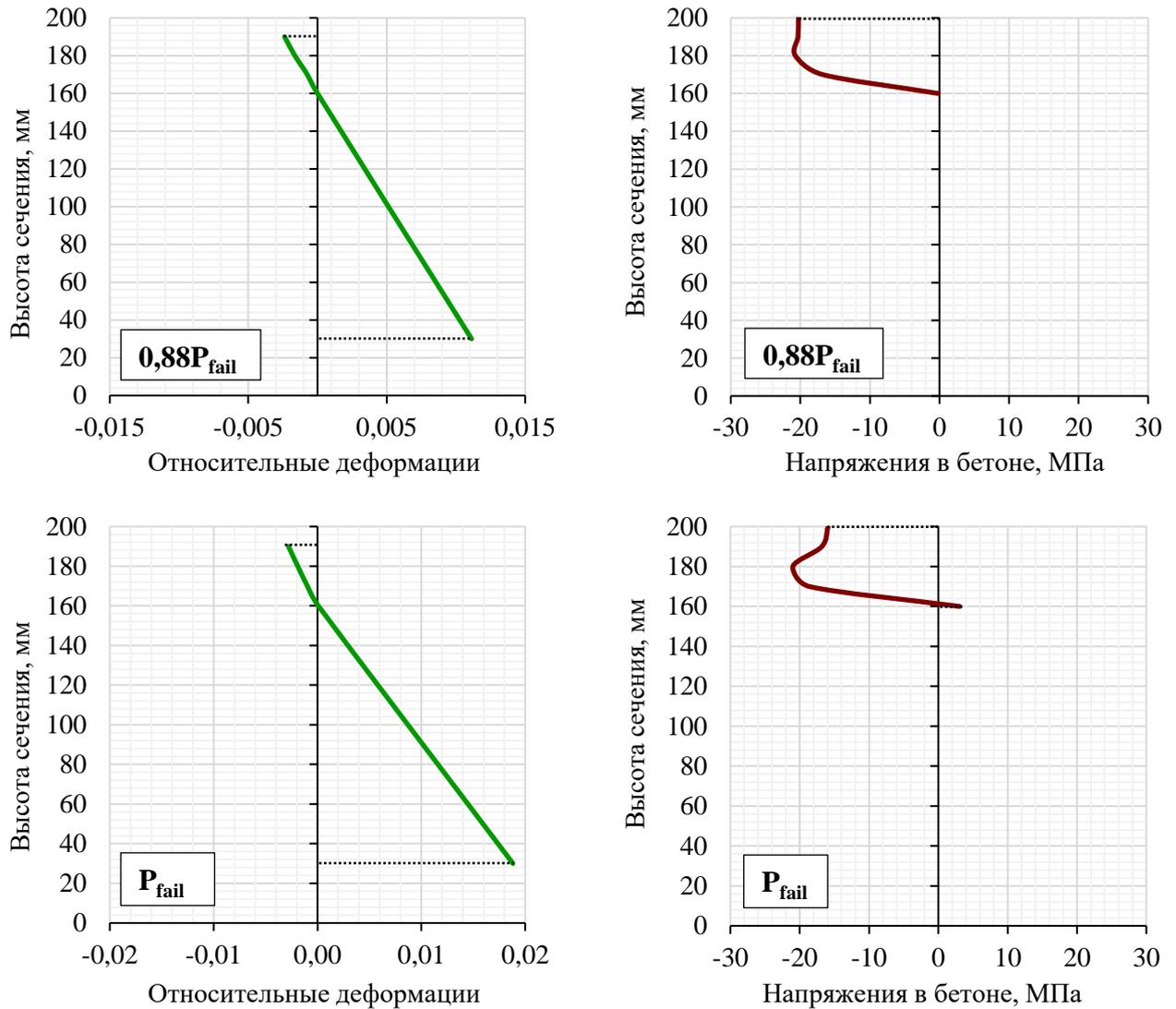


Рисунок 2.21 – Эпюры деформаций и напряжений в нормальном сечении для ВО-I-01 по этапам нагружения ($0,88 \div 1 \cdot P_{fail}$)

В целом характер напряженно-деформированного состояния балок I серии под нагрузкой был довольно близок, поэтому подробно представлены данные лишь для образца БО-I-01. Первые нормальные трещины в образце появились при уровне нагрузки $\eta = 0,13 \cdot P_{fail}$, при этом деформации в бетоне сжатой зоне составили $-0,29 \cdot 10^{-3}$. При дальнейшем ступенчатом нагружении до $\eta = (0,44 \div 0,51) \cdot P_{fail}$ нормальные трещины достигали $h_{тр.норм} = (0,45 \div 0,57) \cdot h_{сечения}$, при этом минимальное расстояние между ними составило $l_{тр.норм} = 0,11 \cdot h_{сечения}$. Первые наклонные трещины появились при уровнях нагрузки $\eta = 0,47 \cdot P_{fail}$.

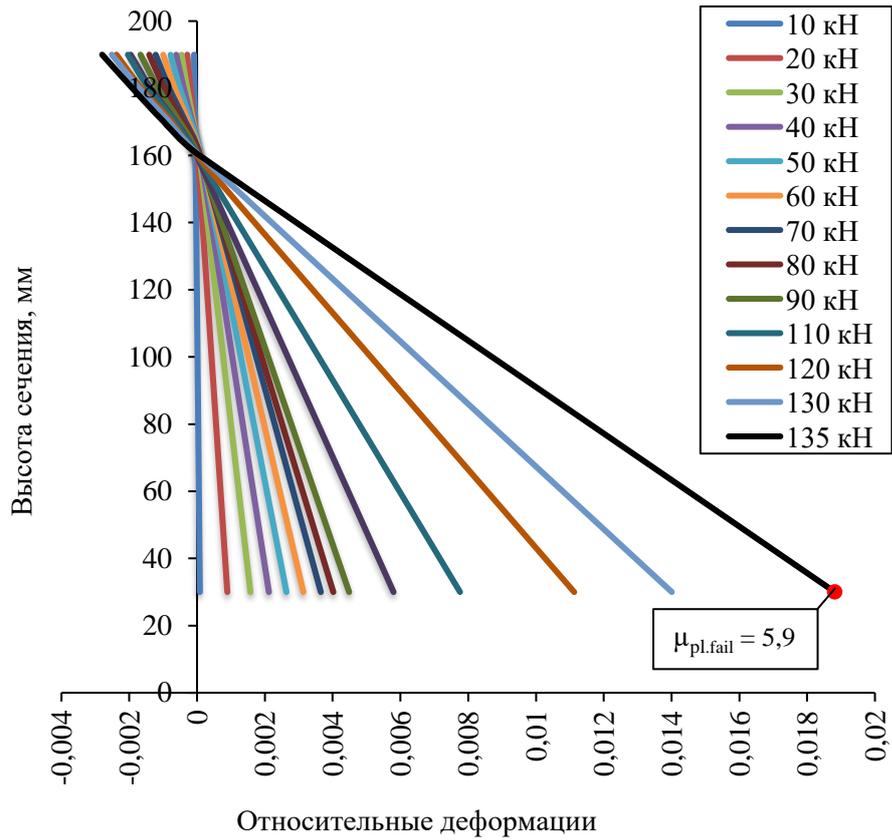


Рисунок 2.22 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-I-01 по ступеням нагружения

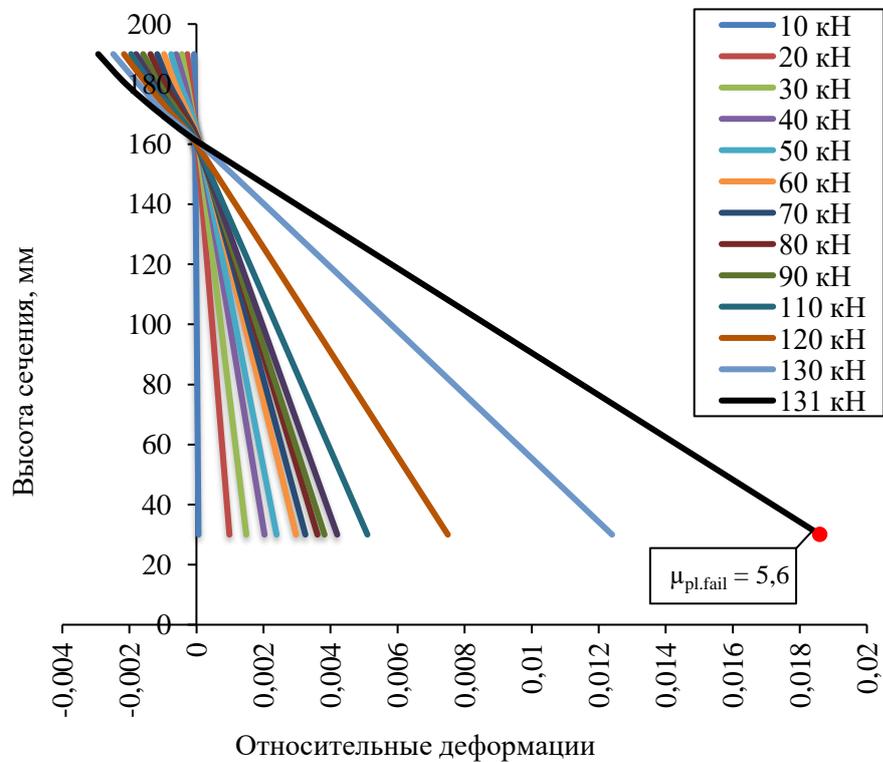


Рисунок 2.23 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-I-02 по ступеням нагружения

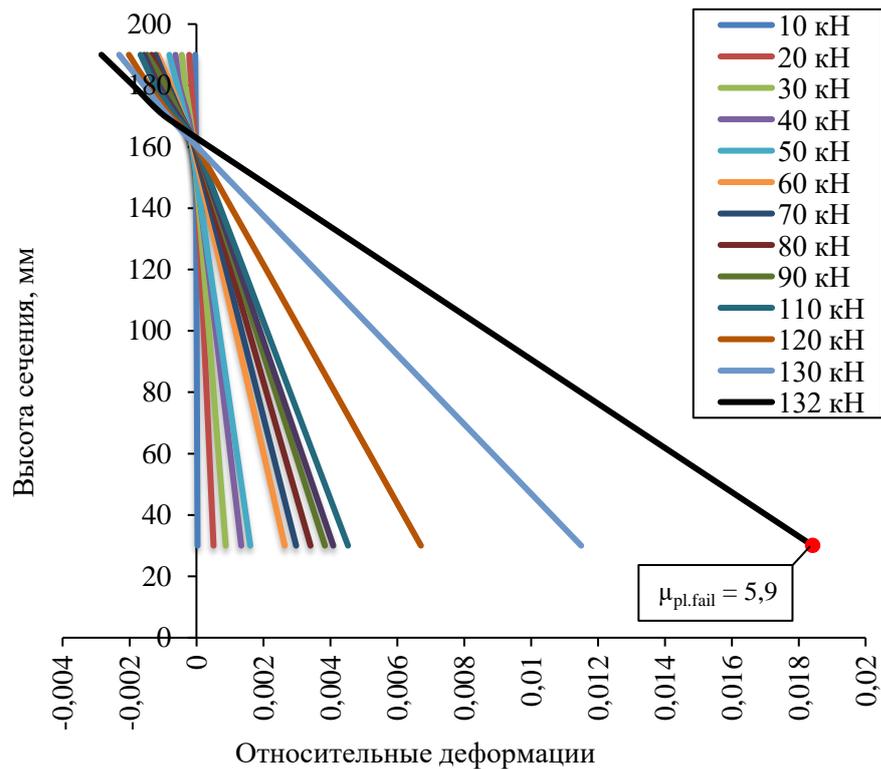


Рисунок 2.24 – Эпюры деформирования нормального сечения образца БО-I-03 по ступеням нагружения

Примечание: $\mu_{pl.fail}$ – предельный коэффициент пластичности по деформациям арматуры (отношение полных деформаций к деформациям текучести), соответствующий разрушению бетона сжатой зоны образцов I серии.

Новые нормальные трещины перестали образовываться при уровнях нагрузки в $\eta = 0,47 \cdot P_{fail}$, однако при дальнейшем приложении нагрузки, существующие нормальные трещины интенсивно развивались. При достижении нагрузки уровня $\eta = 0,81 \cdot P_{fail}$ произошла остановка роста нормальных трещин и достигла предельной высоты в $h_{тр.норм} = 0,86 \cdot h_{сечения}$.

До $\eta = 0,53 \cdot P_{fail}$ арматура работала упруго. При последующем увеличении нагрузки до $\eta = 0,59 \cdot P_{fail}$ работа арматуры вступила в пластическую стадию, деформации на крайнем растянутом волокне составили $3,23 \cdot 10^{-3}$ (что соответствует коэффициенту пластичности по деформациям арматуры $\mu_{pl} = 1$), деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,41 \cdot 10^{-3}$.

Фиксация вертикальных перемещений и съем показаний с цифровых индикаторов прекращались за 1-2 ступени нагружения перед разрушением. Процесс разрушения сопровождался на начальных этапах отшелушиванием бетона сжатой зоны, который в дальнейшем, по мере роста вертикальных перемещений, послойно дробился. Максимальные зафиксированные цифровым индикатором перемещения составили 14 мм, что составляет $L/93$ пролета балки. В момент разрушения деформации бетона сжатой зоны приняли параболический характер и составили $-2,8 \cdot 10^{-3}$. Предельные деформации растянутой арматуры в момент разрушения составили $18,8 \cdot 10^{-3}$, что соответствует предельному коэффициенту пластичности $\mu_{pl.fail} = 5,9$.

При построении эпюр напряжений в бетоне сжатой зоны, расчетная диаграмма бетоне « $\sigma - \varepsilon$ » принята в виде полинома четвертой степени для расчета циклической диаграммы «момент-кривизна», и в виде полинома четвертой степени для статического нагружения балок.

$$\sigma = R_b^{\delta} \cdot \left[A \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,u}} + B \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,u}} \right)^2 + C \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,u}} \right)^3 + D \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b,u}} \right)^4 \right] \quad (2.1)$$

где $A = 6,142$, $B = 3,855$, $C = 1,437$, $D = 4,724$.

При обработке результатов экспериментальных данных были использованы следующие предпосылки [80]:

- а) Предел прочности бетона принят на основе испытания железобетонных призм для каждой серии;
- б) Значения начального модуля упругости подбирались по СП для близких значений предела прочности. При этом начальный модуль упругости на сжатие и на растяжение принят одинаковым;
- в) Значения предельных деформаций приняты соответственно равными $\varepsilon_{b,u} = 0,002$ (деформация, соответствующая пределу прочности на сжатие). Деформация, соответствующая разрушению от сжатия, была принята равной $\varepsilon_{b,m} = 1,4 \cdot \varepsilon_{b,u} = 0,0028$. Значения предельных деформации на

растяжение принимались равными: $\varepsilon_{ubl} = 0,00015$, а деформация разрушения $\varepsilon_{bt,m} = 0,00021$;

- г) Значения коэффициентов полинома подбирались из условия наилучшего соответствия приведенным выше параметрам;

В таблице 2.5 представлены прогибы эталонных образцов в момент разрушения.

Таблица 2.5 – Максимальные вертикальные перемещения образцов I серии

№	Шифр образца	Перемещение, мм	Перемещение по отношению к пролету балки
1	БО-I-01	14,0	L/93
2	БО-I-02	13,6	L/96
3	БО-I-03	15,1	L/87

Кривизна вычислялась по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{b,max} + \varepsilon_{s,max}}{h_0} \quad (2.2)$$

Зная значение кривизны, можно произвести вычисление прогибов по приближенной формуле:

$$f = SL_0^2 \left(\frac{1}{r} \right) \quad (2.3)$$

где S – коэффициент, равный 0,107 для балок, загруженных нагрузкой в третях пролета; L_0 – рабочий пролет балки.

В таблице 2.6 также произведено сравнение экспериментального прогиба с расчетным, полученным по формуле 2.3.

Таблица 2.6 – Деформации, кривизна и прогиб, соответствующие разрушающей нагрузке для образцов I серии

Шифр образца	P_{fail} , кН	$\varepsilon_{b,max}$	$\varepsilon_{s,max}$	$\frac{1}{r}$, м ⁻¹	$f_{эксп}$, мм	$f_{расч}$, мм
БО-I-01	135	-0,00291	0,01923	0,096123	14,1	17,4
БО-I-02	131	-0,00266	0,01785	0,089353	13,6	16,2
БО-I-03	132	-0,00315	0,01912	0,093941	15,1	16,9

Результаты измерения предельных пластических деформаций арматуры, а также других факторов, влияющих на предельную нагрузку в опытных образцах приведены в таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Результаты измерений пластических деформаций в арматуре, высоты сжатой зоны при разрушении для образцов I серии

Шифр образца	P_{fail} , кН	Предельный коэффициент пластичности по деформациям арматуры $\mu_{pl, fail}$	Высота сжатой зоны при разрушении, см
БО-I-01	135	5,9	3,5
БО-I-02	131	5,6	3,2
БО-I-03	132	5,9	3,1



Рисунок 2.25 – Разрушение образца ВО-I-01

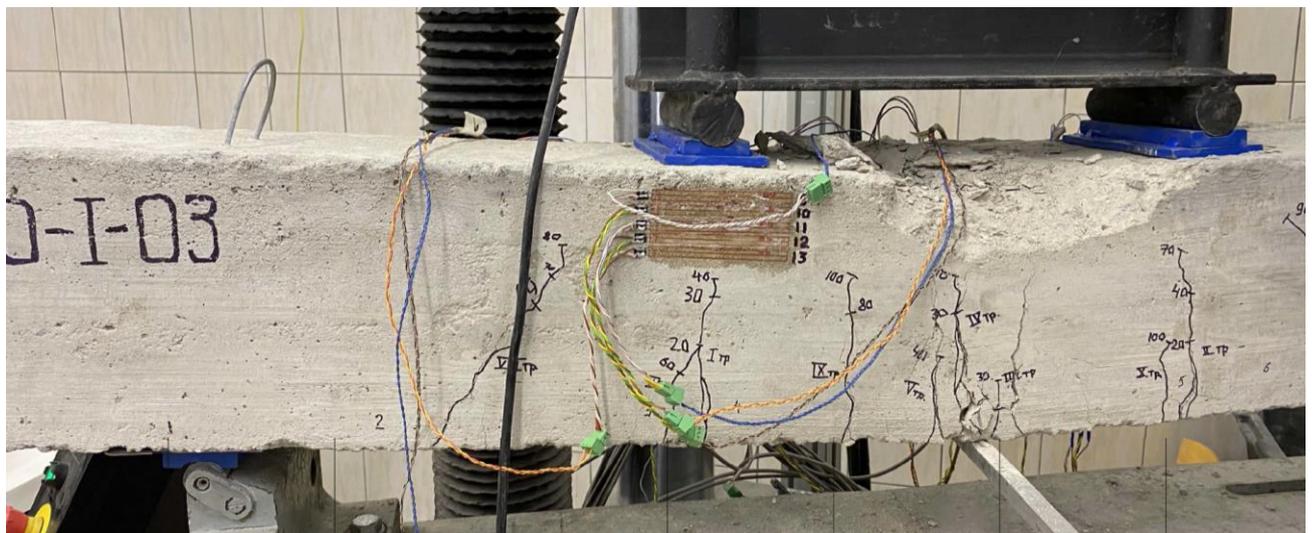


Рисунок 2.26 – Разрушение образца ВО-I-03

2.7.2. Напряженно-деформированное состояние опытных образцов II-VII серий

Образцы II серии. Образцы II серии были испытаны на знакопеременную нагрузку. На первом полцикле образцы нагружались до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 1,21$ (образец ВО-II-01) и $\mu_{pl.1} = 1,23$ (образец ВО-II-02).

В целом характер напряженно-деформированного состояния этих балок на 1 полцикле нагружения практически ничем не отличался от балок I серии.

На 1 полцикле нагружения первые нормальные трещины в образцах II серии образовывались при уровнях нагрузки $\eta = (0,13 \div 0,15) \cdot P_{max.1cycle}$ ($P_{max.1cycle}$ – максимальная нагрузка на 1 полцикле нагружения, для ВО-II-01 и ВО-II-02 она составила 93 кН) (рисунок 2.27). При этом деформации в бетоне сжатой зоне составили $-0,24 \cdot 10^{-3}$. При дальнейшем приложении нагрузки до $\eta = (0,62 \div 0,63) \cdot P_{max.1cycle}$ нормальные трещины достигали $h_{тр.норм} = (0,41 \div 0,52) \cdot h_{сечения}$, при этом минимальное расстояние между ними составило $l_{тр.норм} = 0,23 \cdot h_{сечения}$. Первые наклонные трещины появились при уровнях нагрузки $\eta = 0,69 \cdot P_{max.1cycle}$. До $\eta = 0,81 \cdot P_{max.1cycle}$ арматура работала упруго. При последующем увеличении нагрузки до $\eta = 0,84 \cdot P_{max.1cycle}$ работа арматуры вступила в пластическую стадию, деформации на крайнем растянутом волокне составили $3,23 \cdot 10^{-3}$ (что соответствует коэффициенту пластичности по деформациям арматуры $\mu_{pl} = 1$), деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,38 \cdot 10^{-3}$. При $\eta = P_{max.1cycle} = 93$ кН деформации в арматуре достигли $3,91 \cdot 10^{-3}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 1,21$ для ВО-II-01. Деформации крайнего сжатого волокна бетона составили $-1,45 \cdot 10^{-3}$. После 10-ти минутной выдержки, при максимальной на первом полцикле уровне нагрузки, производилась разгрузка образца.

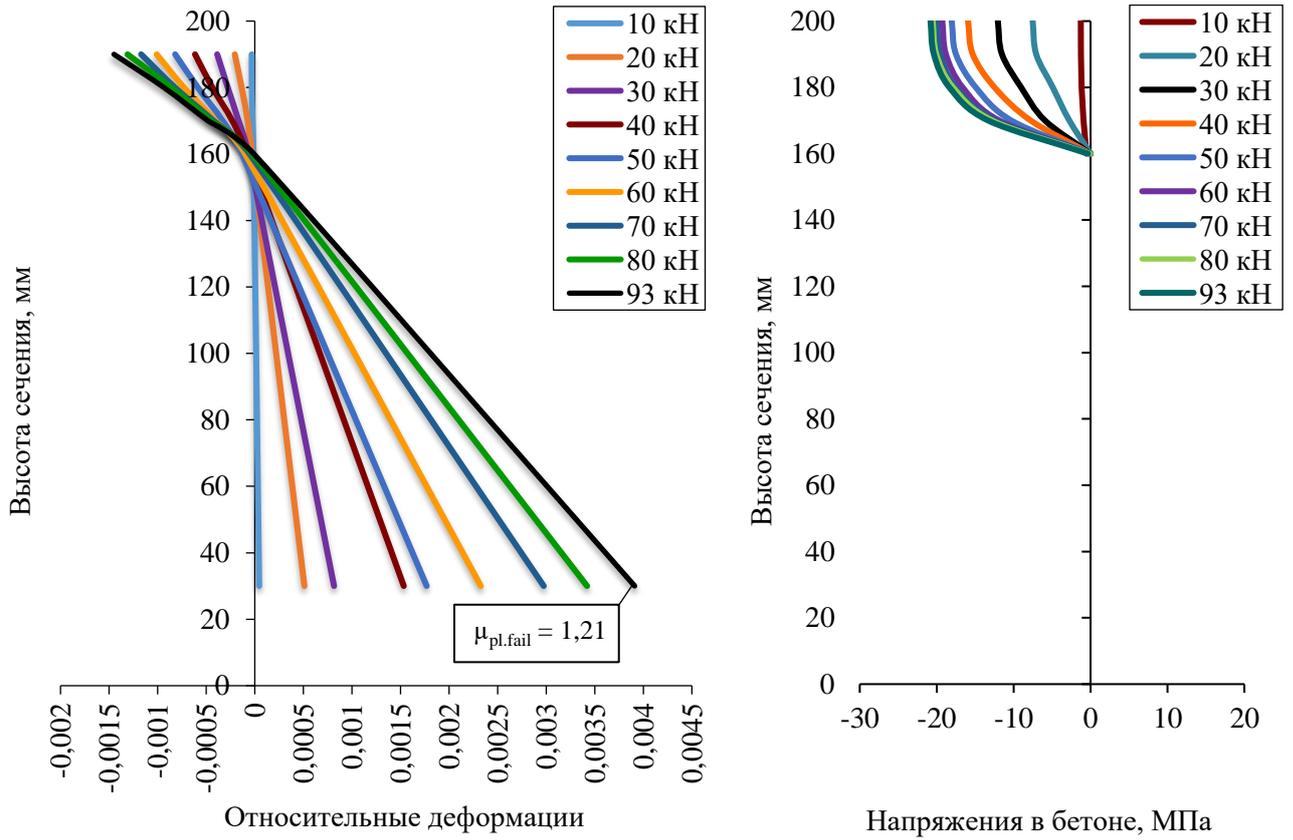


Рисунок 2.27 – Эпюры деформаций и напряжений в нормальном сечении образца БО-II-01 по ступеням нагружения для 1 полуцикла

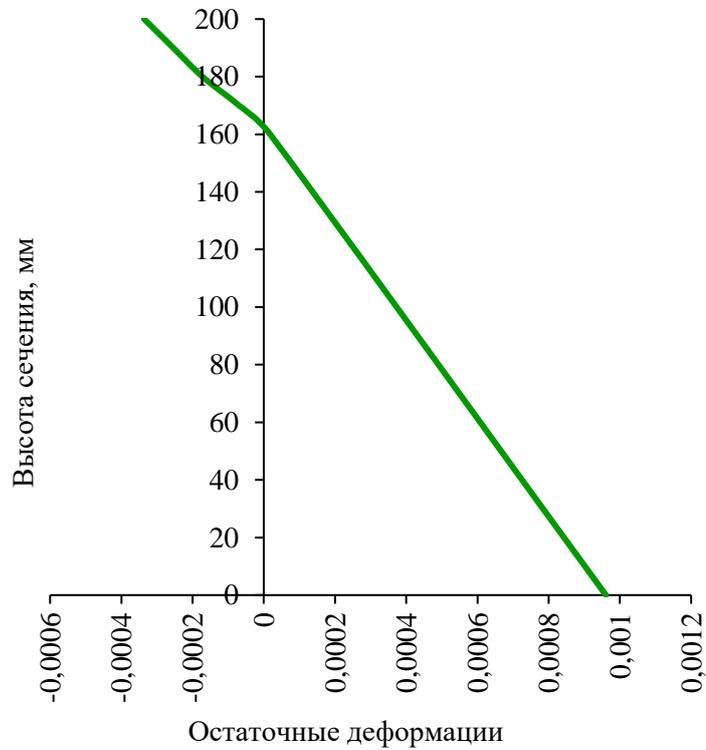


Рисунок 2.28 – Эпюра остаточных деформаций в нормальном сечении образца БО-II-01 при разгрузке

Анализ эпюр деформаций по высоте сечения позволяет сделать вывод о том, что как при нагружении, так и при разгрузке гипотеза плоских сечений не соблюдается, и имеет место излом на эпюре деформаций в вершине трещины. Коэффициент гипотезы билинейных сечений при максимальной нагрузке в 1 полуцикле составил $A = 1,59$. На рисунке 2.27 представлены эпюры напряжений и деформаций нормального сечения образца БО-II-01 по ступеням нагружения для 1-ого полуцикла. Проведенные экспериментальные исследования свидетельствуют о том, что в изгибаемых железобетонных элементах вследствие упругопластической работы бетона и арматуры сохраняются остаточные деформации и напряжения в нормальном сечении даже при полном снятии внешней нагрузки. Эпюры остаточных деформаций по высоте сечения и напряжений в бетоне сжатой зоне представлены на рисунке 2.28. На эпюре остаточных деформаций виден характерный излом, свидетельствующий о нарушении гипотезы плоских сечений. Экспериментально подтверждено, что остаточные деформации крайнего волокна сохраняют свой знак и на ветви нагрузки.

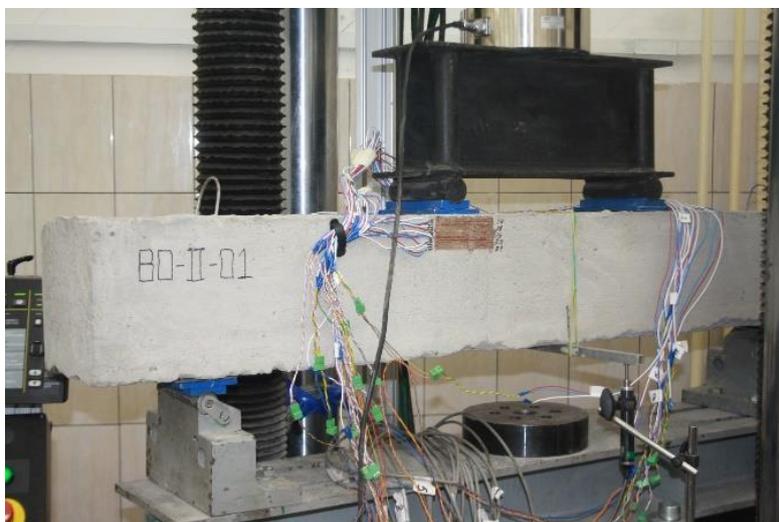


Рисунок 2.29 – Балка перед началом испытаний
(1 полуцикл нагружения)

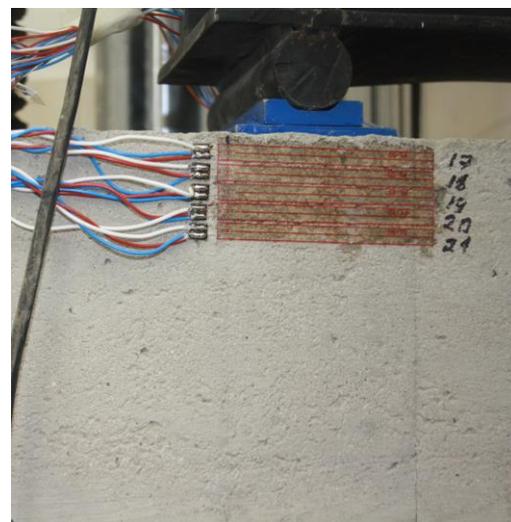


Рисунок 2.30 – Тензорезисторы на бетоне

Согласно показаниям тензорезисторов, в растянутой арматуре сохраняются остаточные растягивающие деформации. Для балки из II серии БО-II-01 они составили $0,78 \cdot 10^{-3}$, деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны при этом были равны $-0,34 \cdot 10^{-3}$.

Было отмечено, что при полном снятии нагрузки, деформации в арматуре распределяются неравномерно. Остаточный прогиб составил 1,24 мм. Коэффициент гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций составил $A = 1,53$.

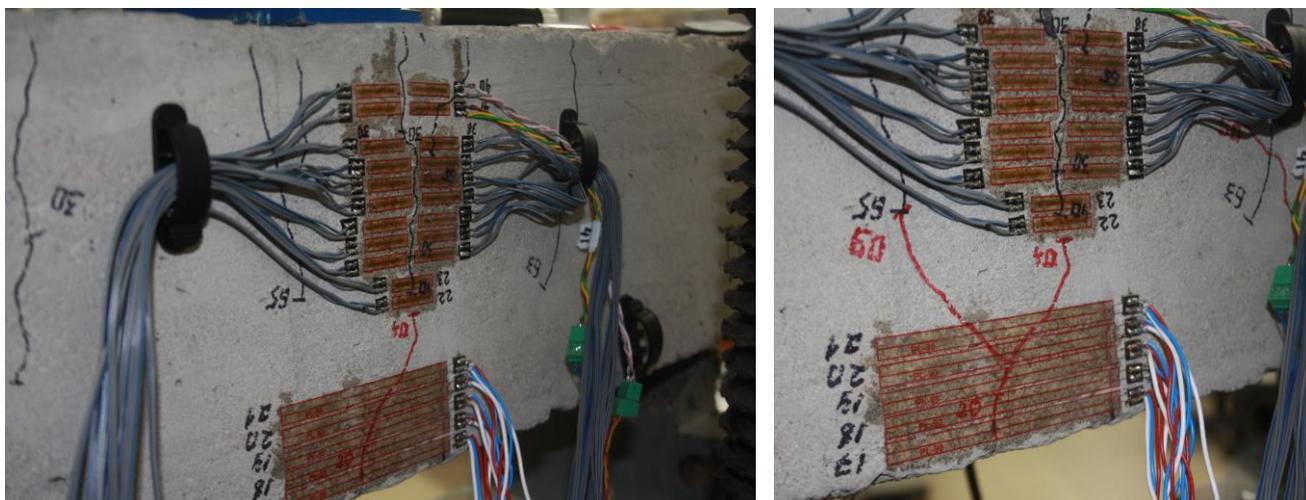


Рисунок 2.31 – Тензорезисторы, установленные на берега нормальной трещины для образца ВО-II-02

В момент полной разгрузки в растянутой зоне остается несомкнутая остаточная трещина вследствие развития пластических деформаций арматуры [166, 84, 82, 165, 85, 81, 83]. При смене знака усилия эта несомкнутая трещина оказывается в сжатой зоне бетона.

Перед вторым полуциклом нагружения балка переворачивалась и нагружалась нагрузкой обратного знака ступенями по $0,1 \cdot P_{\text{fail}}$. Предполагалось, что смыкание трещин имеет место тогда, когда скомпенсированы остаточные деформации в сечении (рисунок 2.33) и сопровождается скачком на эпюре деформаций бетона по берегам трещины в связи с включением его в работу на сжатие.

При возрастании нагрузки нейтральная ось перемещается по мере смыкания берегов трещины. Из рисунка 2.32 видно, что уровне нагрузки в $0,25 \cdot P_{\text{fail}}$ произошло полное смыкание трещины, начиная с крайнего волокна, т.к. эпюра, полученная цепочкой тензорезисторов, наклеенных на арматуру, пересекла эпюру остаточных деформаций (тем самым скомпенсировав ее). Отсюда следует, что смыкание берегов трещины имело место до начала текучести арматуры, ее деформации составили $1,54 \cdot 10^{-3}$.

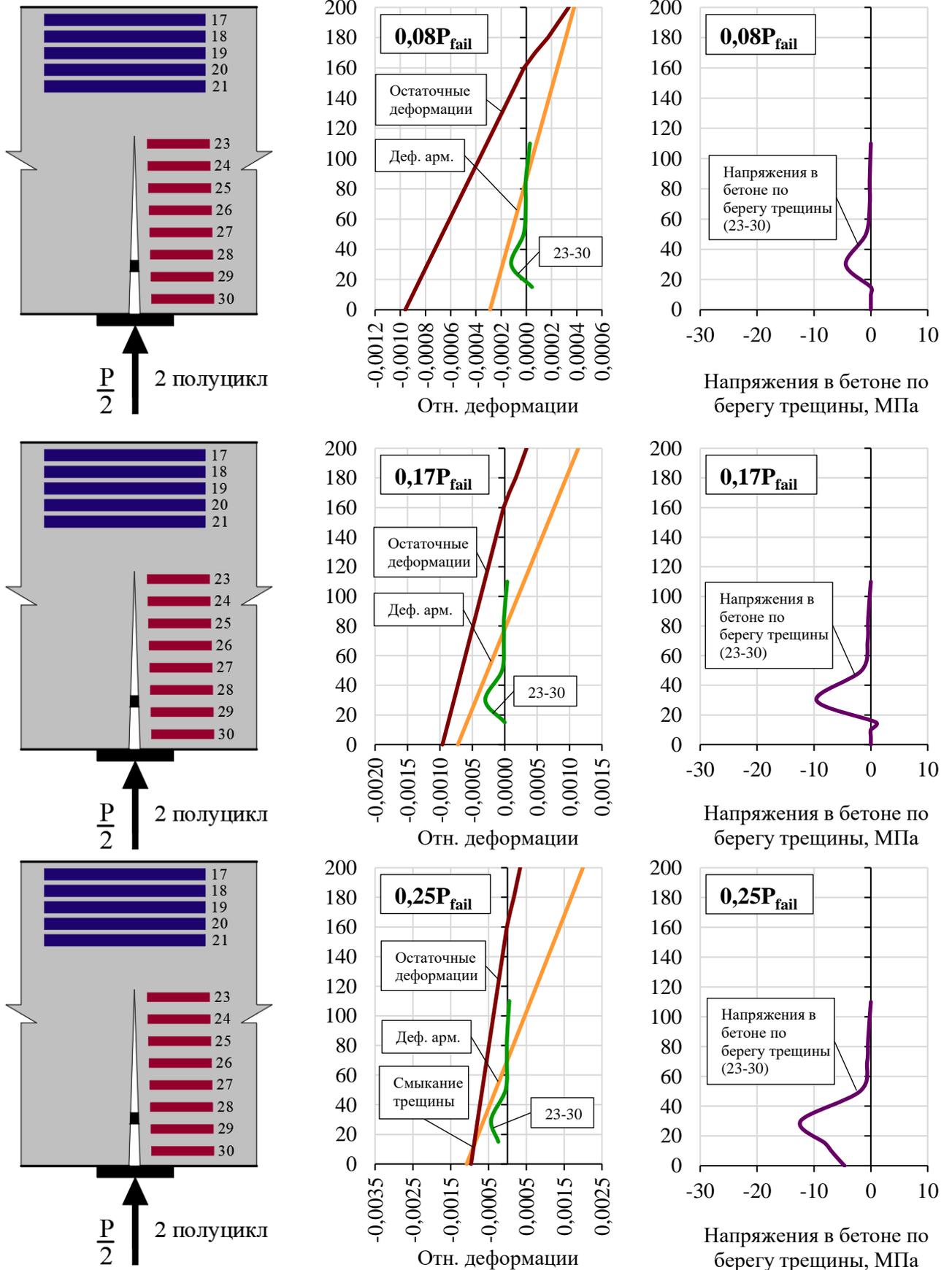


Рисунок 2.32 – Эпюры деформаций и напряжений по берегу трещины образца БО-II-01 на втором полуцикле нагружения ($0,08 \div 0,25 \cdot P_{fail}$).

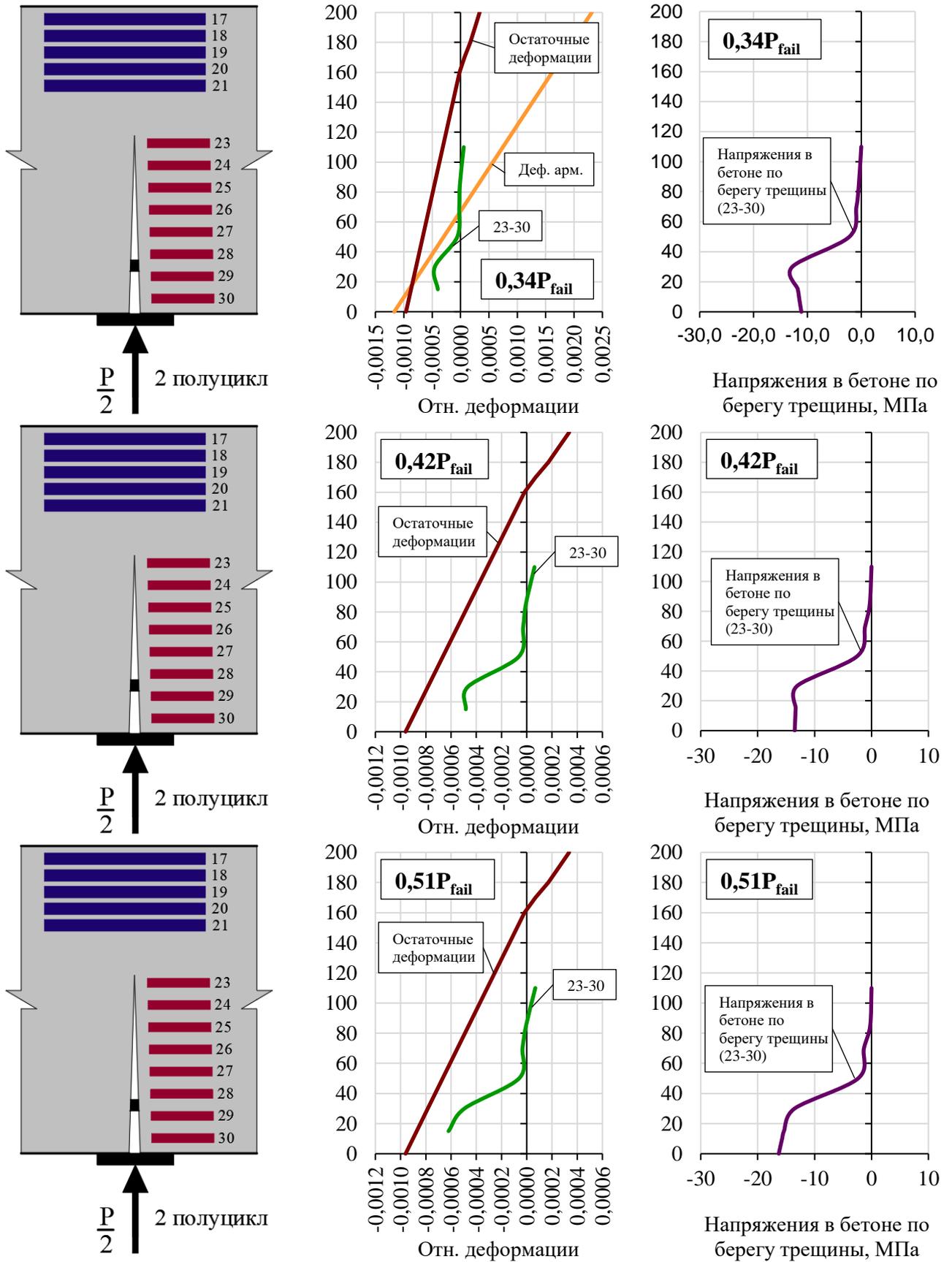


Рисунок 2.33 – Эпюры деформаций и напряжений по берегу трещины образца БО-II-01 на втором полуцикле нагружения ($0,34 \div 0,51 \cdot P_{fail}$).

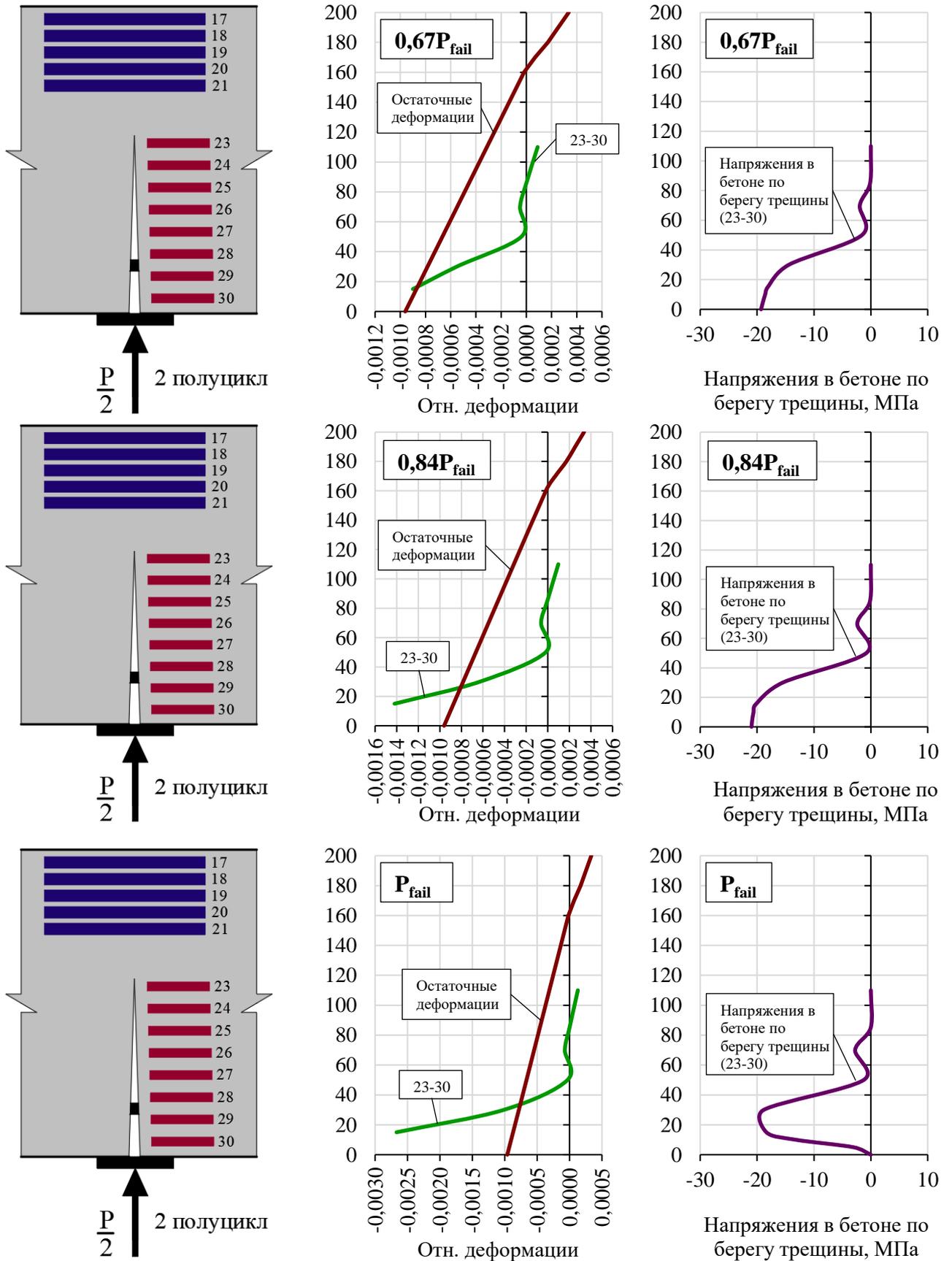


Рисунок 2.34 – Эпюры деформаций и напряжений по берегу трещины образца БО-II-01 на втором полуцикле нагружения ($0,67 \div 1 \cdot P_{fail}$).

В области бетона, прилегающего к арматуре, за счет депланации сечения возникают дополнительные сжимающие деформации, проявляющиеся в виде скачка на эпюре деформаций по берегам трещин (рисунки 2.32 – 2.34).

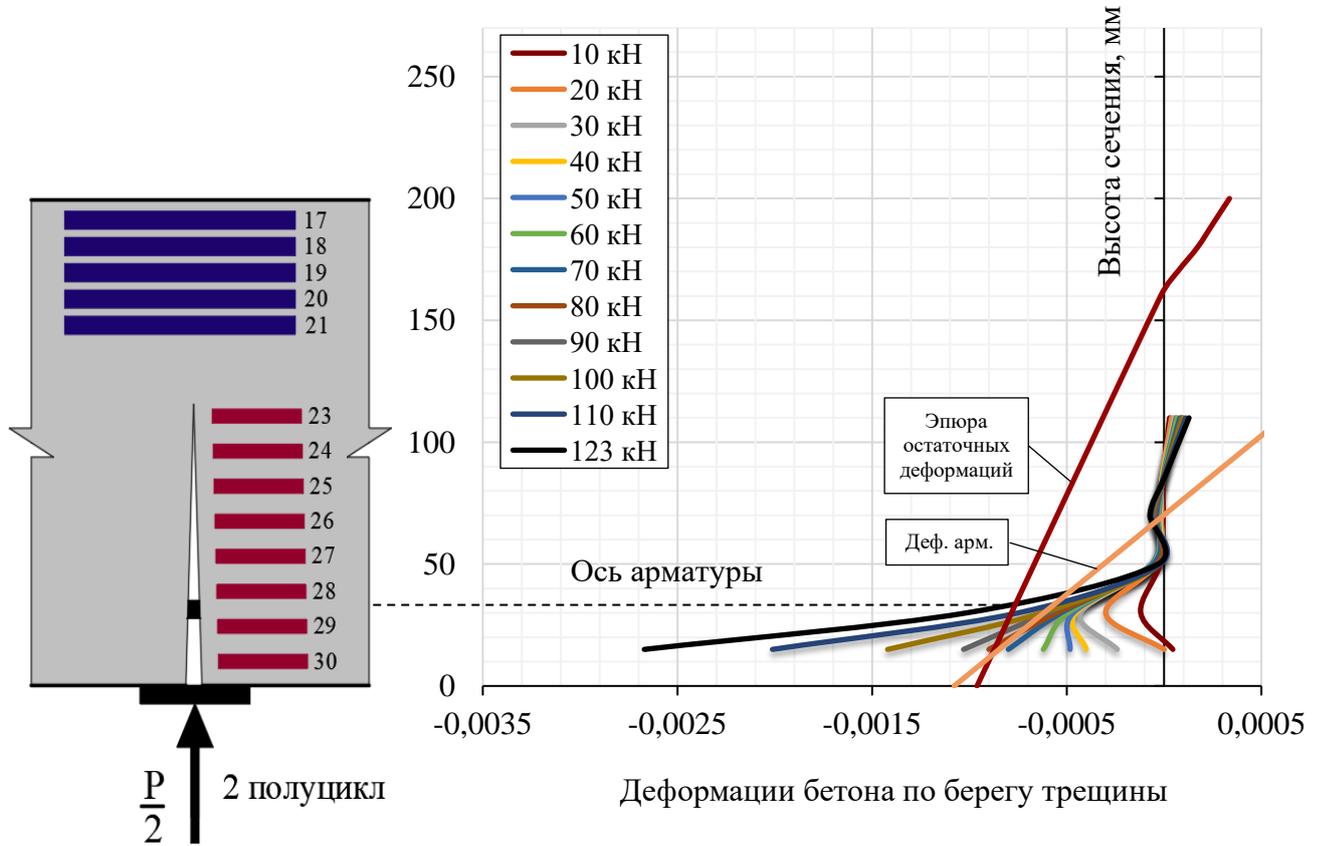


Рисунок 2.35 – Эпюры деформирования бетона по берегу трещины на втором полуцикле нагружения для образца БО-II-01

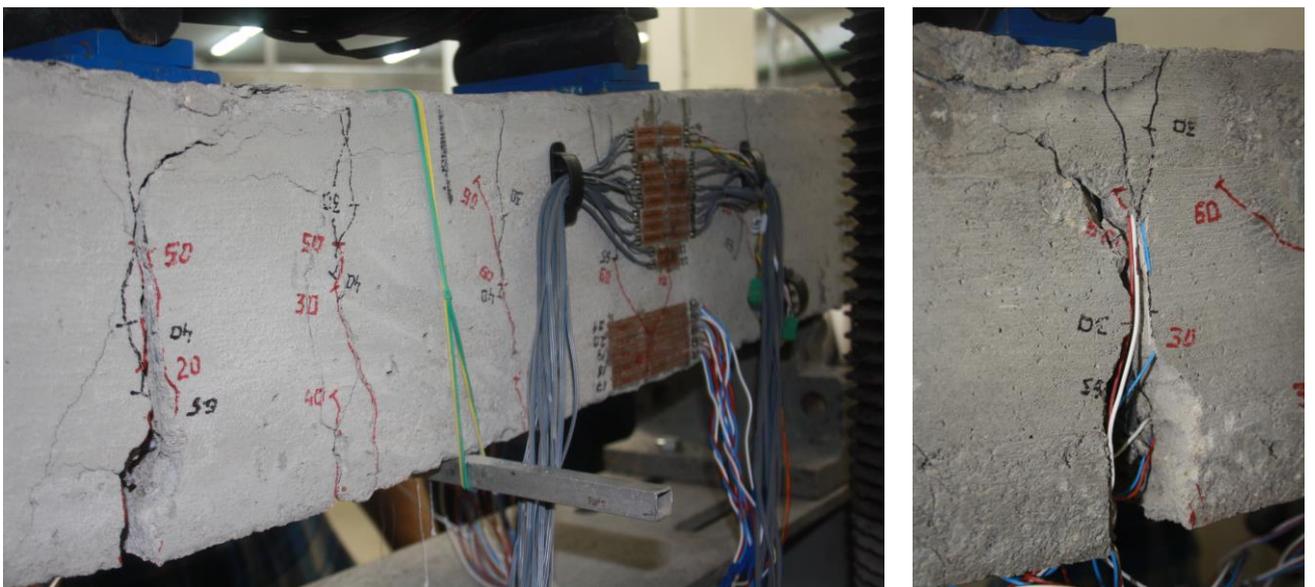


Рисунок 2.36 – Момент разрушения на втором полуцикле образца БО-II-01

При нагрузке уровня $0,64 \cdot P_{\text{fail}}$ арматура достигла деформаций текучести, деформации крайнего сжатого волокна бетона при этом составили $-1,62 \cdot 10^{-3}$. На втором полуцикле нагружения предельная нагрузка составила $P_{\text{fail}} = 118$ кН.

Датчики, наклеенные по берегам нормальной трещины, показали следующую картину деформаций (рисунок 2.35).

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 находится в пределах несомкнутой остаточной трещины в сжатой зоне бетона (рисунки 2.32 – 2.34). В связи с этим скорость раскрытия трещины обратного знака опережает скорость смыкания остаточной трещины в сжатой зоне, и раскрывается сквозная трещина.

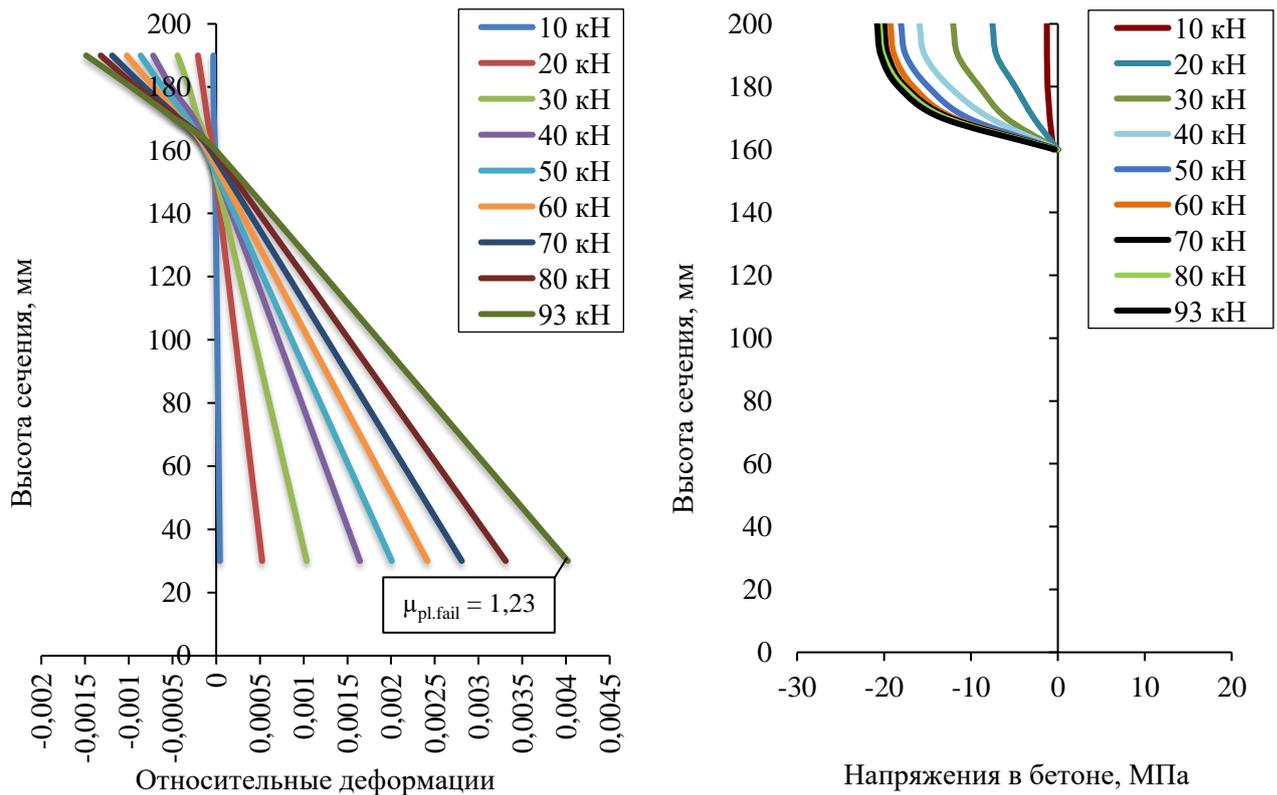


Рисунок 2.37 – Эпюры деформаций и напряжений в нормальном сечении образца БО-II-02 по ступеням нагружения для 1 полуцикла

При разрушении образца БО-II-01 максимальные деформации арматуры достигли $2,01 \cdot 10^{-2}$, деформации крайнего сжатого волокна бетона составили $-3,38 \cdot 10^{-2}$.

³. Разрушение произошло по бетону сжатой зоны над нормальной трещиной под грузораспределительной пластиной.

Характер напряженно-деформированного состояния образца БО-II-02 фактически не отличался от близнеца из этой же серии. На первом полупериоде образец нагружался до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 1,23$.

На рисунке 2.37 представлены эпюры деформаций и напряжений нормального сечения образца БО-II-02 по ступеням нагружения для 1 полупериода.

На 1 полупериоде нагружения первые нормальные трещины в образцах II серии образовывались при уровнях нагрузки $\eta = (0,12 \div 0,13) \cdot P_{max.1cycle}$. Деформации в бетоне сжатой зоны составили $-0,22 \cdot 10^{-3}$. В дальнейшем, при уровне нагрузки в $\eta = 0,63 \cdot P_{max.1cycle}$ нормальные трещины достигали высоты $h_{тр.норм} = 0,51 \cdot h_{сечения}$, при этом минимальное расстояние между ними составило $l_{тр.норм} = 0,275 \cdot h_{сечения}$. Первая наклонная трещина появилась при уровнях нагрузки $\eta = 0,63 \cdot P_{max.1cycle}$. До $\eta = 0,82 \cdot P_{max.1cycle}$ арматура работала упруго. При последующем увеличении нагрузки до $\eta = 0,84 \cdot P_{max.1cycle}$ деформации арматуры достигли предела текучести и составили $3,23 \cdot 10^{-3}$, деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,33 \cdot 10^{-3}$. При $\eta = P_{max.1cycle} = 93 \text{ кН}$ деформации в арматуре достигли $4,02 \cdot 10^{-3}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 1,23$ для ВО-II-02. Деформации крайнего сжатого волокна бетона составили $-1,48 \cdot 10^{-3}$. Коэффициент гипотезы билинейных сечений при максимальной нагрузке в 1 полупериоде составил $A = 1,59$. После 10-ти минутной выдержки, при максимальной на первом полупериоде уровне нагрузки, производилась разгрузка образца.

Для балки из II серии БО-II-02 остаточные деформации растянутой арматуры они составили $0,81 \cdot 10^{-3}$, деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны при этом были равны $-0,42 \cdot 10^{-3}$. Остаточный прогиб составил 1,27 мм. Коэффициент гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций составил $A = 1,25$.

Перед вторым полуциклом нагружения балка переворачивалась и нагружалась вплоть до разрушения нагрузкой обратного знака ступенями по $0,1 \cdot P_{\text{fail}}$, аналогично образцу из этой же серии. По мере возрастания нагрузки нейтральная ось перемещается по мере смыкания берегов трещины. Из рисунка 2.38 видно, что при уровне нагрузки в $0,26 \cdot P_{\text{fail}}$ произошло полное смыкание трещины, начиная с крайнего волокна. Отсюда следует, что смыкание берегов трещины имело место до начала текучести арматуры, ее деформации составили $1,82 \cdot 10^{-3}$.

При нагрузке уровня $0,64 \cdot P_{\text{fail}}$ растянутая арматура достигла предела текучести, деформации крайнего сжатого волокна бетона при этом составили $-1,67 \cdot 10^{-3}$. На втором полуцикле нагружения предельная нагрузка составила $P_{\text{fail}} = 119$ кН. Разрушение также произошло от раздавливания бетона сжатой зоны.

Датчики, наклеенные по берегам нормальной трещины, показали следующую картину деформаций (рисунок 2.38).

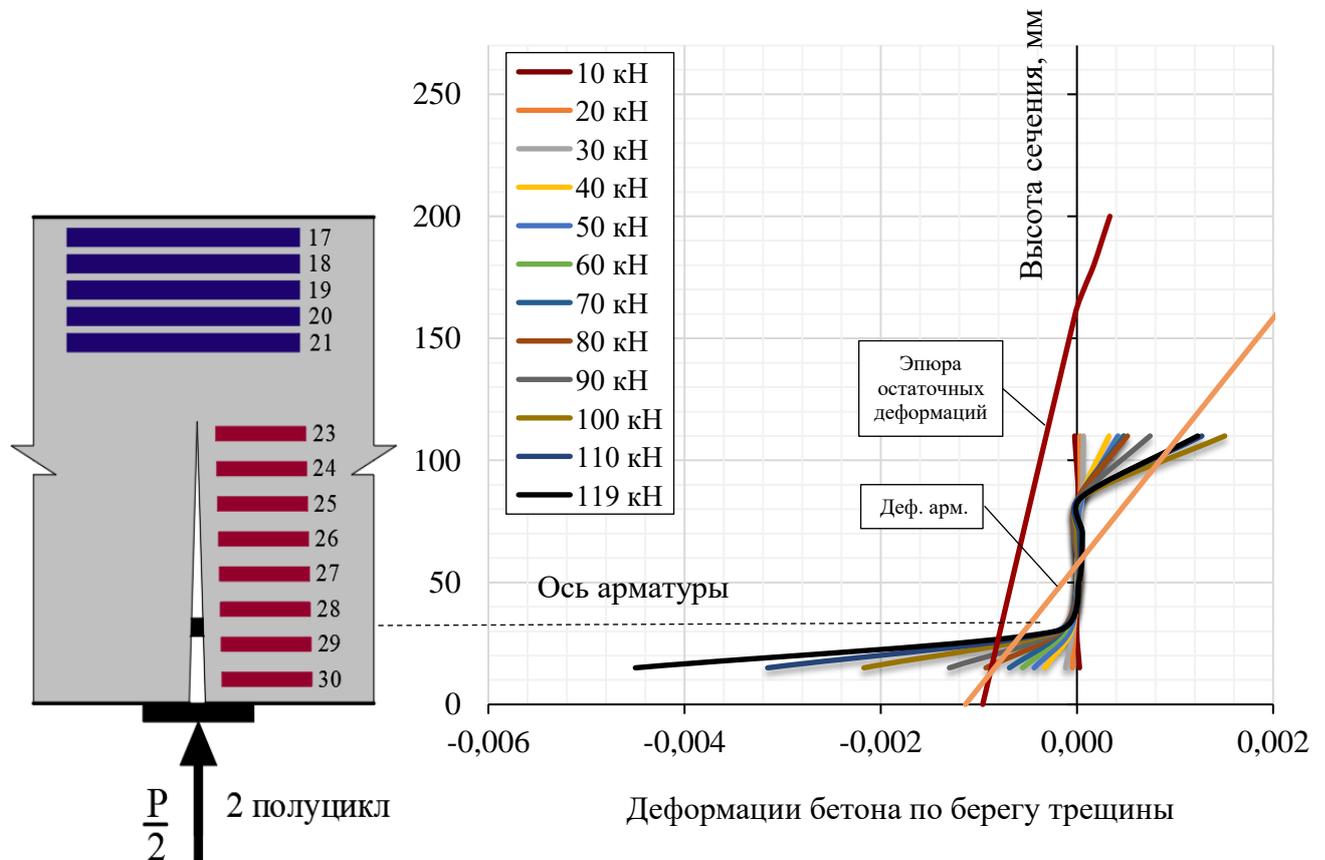


Рисунок 2.38 – Эпюры деформирования бетона по берегу трещины на втором полуцикле нагружения для образца БО-II-02



Рисунок 2.39 – Момент разрушения на втором полуцикле образца БО-П-02

Образцы III серии. Образцы III серии были испытаны на знакопеременную нагрузку. На первом полуцикле образцы нагружались до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 1,49$ и $\mu_{pl.1} = 1,52$ для БО-III-01 и БО-III-02 соответственно.

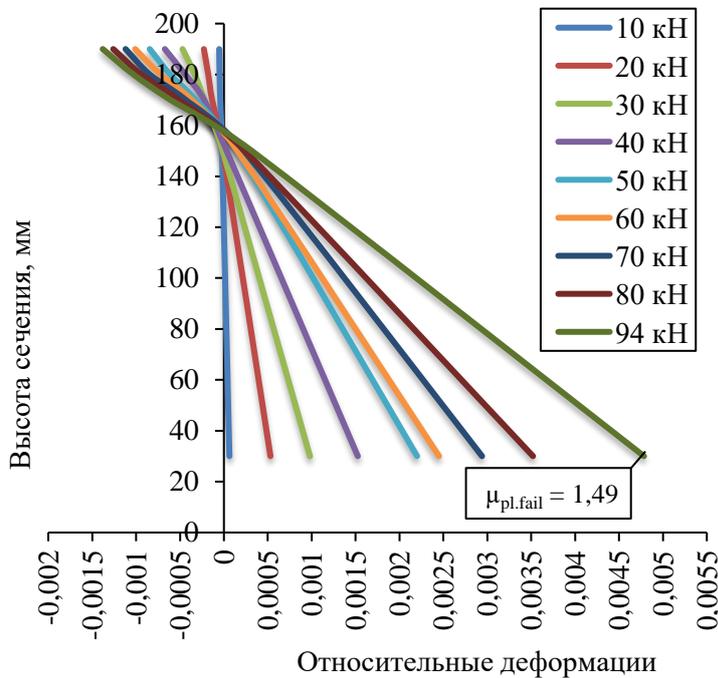


Рисунок 2.40 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-III-01 по ступеням нагружения для 1 полуцикла

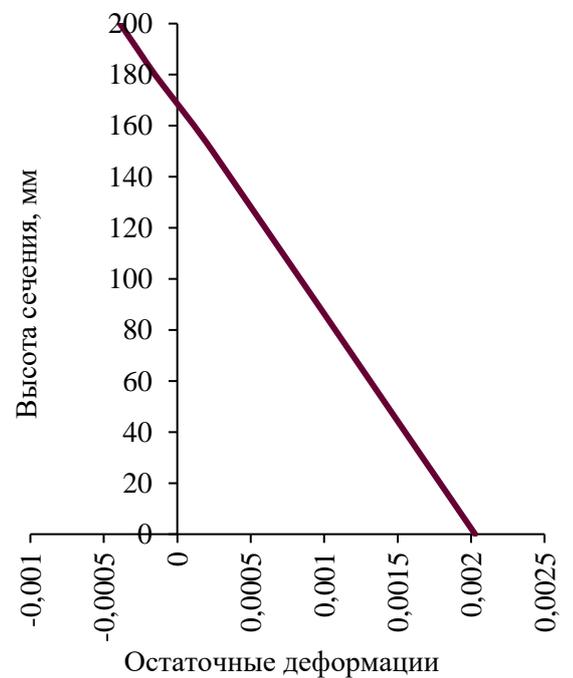


Рисунок 2.41 – Эпюра остаточных деформаций сечения образца БО-III-01 после снятия нагрузки

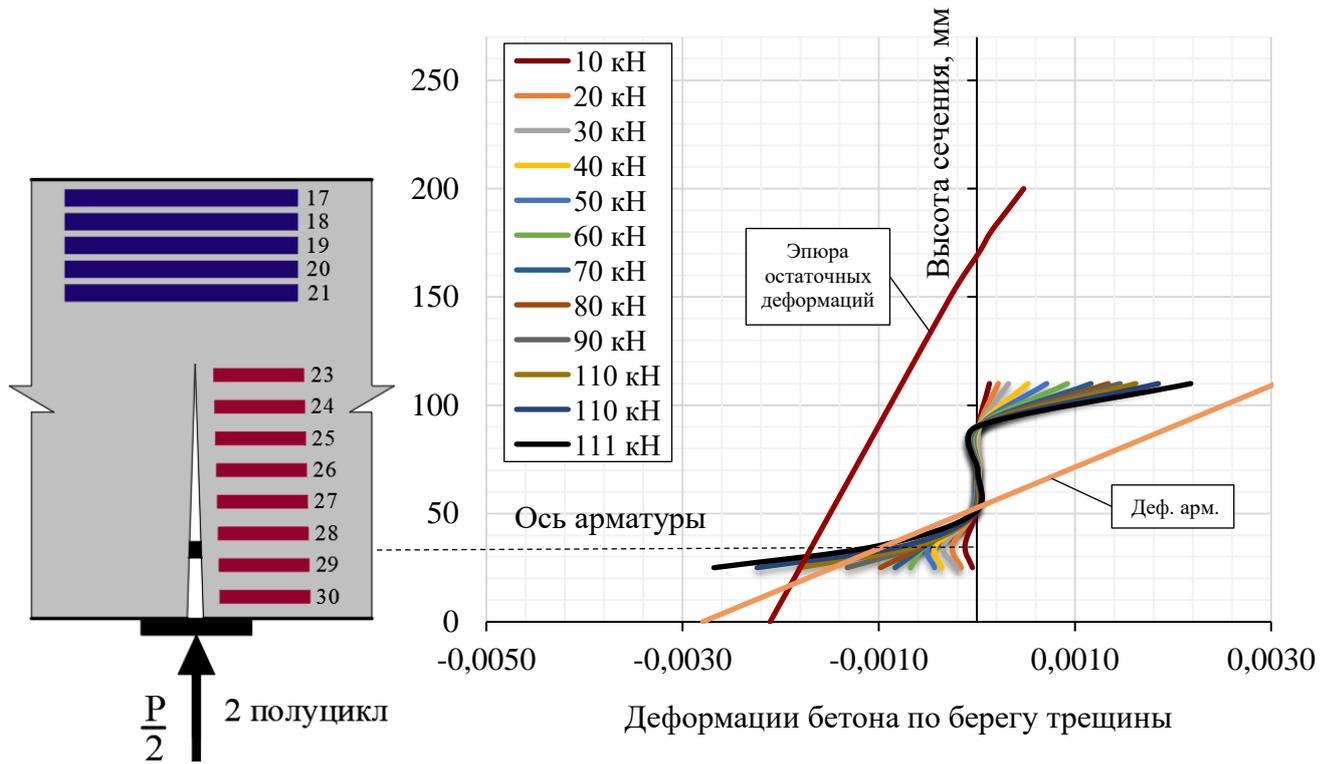


Рисунок 2.42 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-III-01 по ступеням нагружения для 2 полуцикла

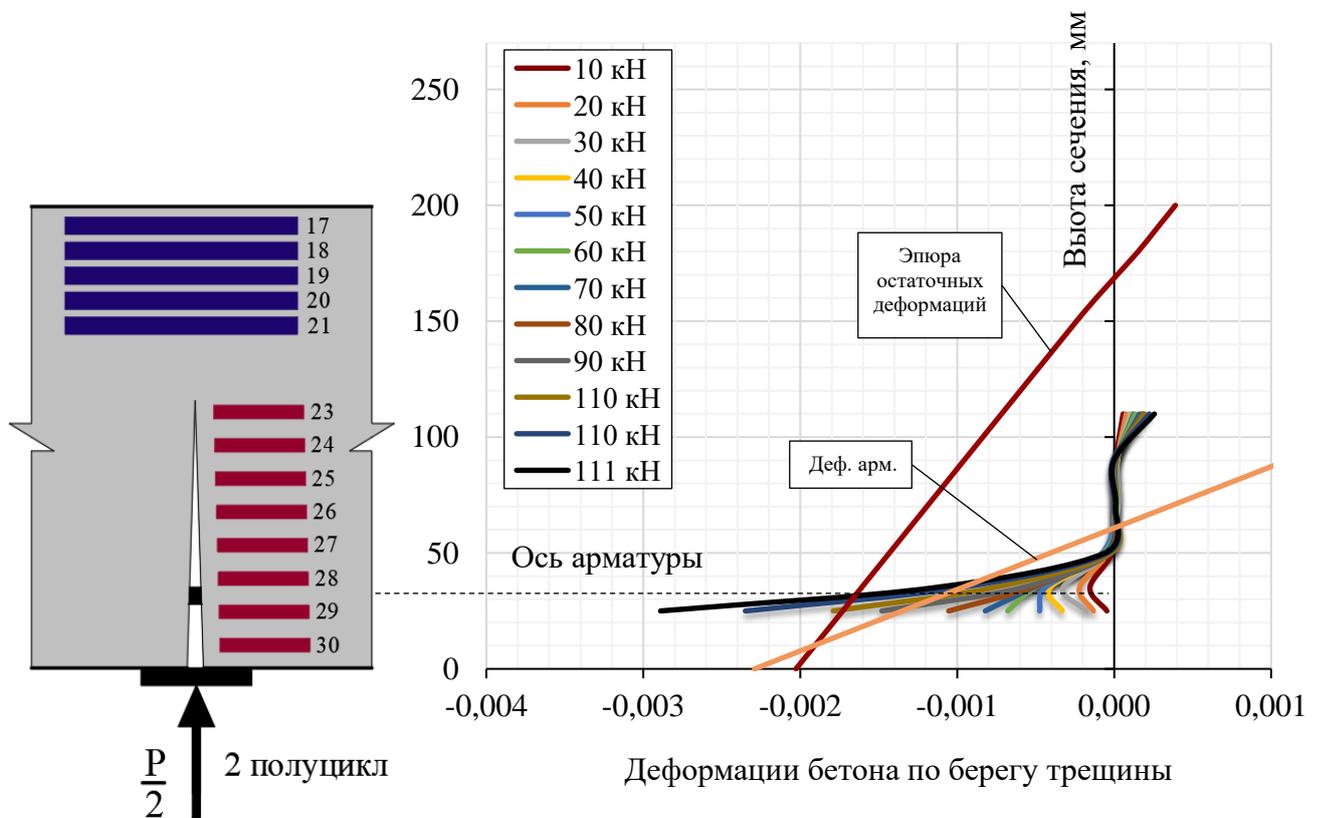


Рисунок 2.43 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-III-02 по ступеням нагружения для 2 полуцикла

На 1 полуцикле нагружения первые нормальные трещины в образцах III серии образовывались при уровнях нагрузки $\eta = (0,11 \div 0,16) \cdot P_{\max.1cycle}$. Деформации в бетоне сжатой зоне составили $-0,24 \cdot 10^{-3}$ для ВО-III-01 и $-0,26 \cdot 10^{-3}$ для ВО-III-02. Более подробно рассмотрим образец ВО-III-01, поскольку характер напряженно-деформированного состояния образцов III серии был схож между собой. При уровне нагрузки в $\eta = 0,61 \cdot P_{\max.1cycle}$ нормальные трещины достигали высоты $h_{\text{тр.норм}} = (0,51 \div 0,54) \cdot h_{\text{сечения}}$, при этом минимальное расстояние между ними составило $l_{\text{тр.норм}} = (0,2 \div 0,31) \cdot h_{\text{сечения}}$. Наклонные трещины стали появляться при уровнях нагрузки $\eta = 0,65 \cdot P_{\max.1cycle}$. До нагрузки $\eta = 0,82 \cdot P_{\max.1cycle}$ растянутая арматура еще не достигла предела текучести.

При последующем увеличении нагрузки до $\eta = 0,83 \cdot P_{\max.1cycle}$ работа арматуры вступила в пластическую стадию, деформации составили $3,23 \cdot 10^{-3}$, деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,38 \cdot 10^{-3}$. При $\eta = P_{\max.1cycle} = 94$ кН деформации в арматуре достигли $4,78 \cdot 10^{-3}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{\text{pl.1}} = 1,49$ для ВО-III-01. Деформации крайнего сжатого волокна бетона составили $-1,67 \cdot 10^{-3}$. Коэффициент гипотезы билинейных сечений при максимальной нагрузке в 1 полуцикле составил $A = 1,18$. После 10-ти минутной выдержки, при максимальной на первом полуцикле уровне нагрузки, производилась разгрузка образца.

Для балки из III серии ВО-III-01 остаточные деформации растянутой арматуры составили $1,67 \cdot 10^{-3}$, деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны при этом были равны $-0,39 \cdot 10^{-3}$. Остаточный прогиб составил 2,11 мм. Коэффициент гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций составил $A = 1,09$ для ВО-III-01 и $A = 1,21$ для ВО-III-02.

Перед вторым полуциклом нагружения балка переворачивалась и нагружалась нагрузкой обратного знака ступенями по $0,1 \cdot P_{\text{fail}}$, аналогично образцу из этой

же серии. Из рисунка 2.42 видно, что при уровне нагрузки в $0,72 \cdot P_{\text{fail}}$ произошло полное смыкание трещины, начиная с крайнего волокна.

Смыкание берегов трещины имело место, когда растянутая на втором полуцикле арматура достигла пластической стадии работы, ее деформации составили $4,13 \cdot 10^{-3}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{\text{pl.1}} = 1,28$.

При нагрузке уровня $0,63 \cdot P_{\text{fail}}$ арматура достигла предела текучести, деформации крайнего сжатого волокна бетона при этом составили $-1,98 \cdot 10^{-3}$. Для ВО-III-01 на втором полуцикле нагружения предельная нагрузка составила $P_{\text{fail}} = 111$ кН, для ВО-III-02 – $P_{\text{fail}} = 111$ кН.

На втором полуцикле нагружения предельная нагрузка составила 111 кН. Разрушение произошло от раздавливания бетона сжатой зоны.



Рисунок 2.44 – Характер разрушения образцов III серии

Образцы IV серии. Нагружение образцов IV серии производилось до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициентам пластичности $\mu_{\text{pl.1}} = 1,62$ и $\mu_{\text{pl.1}} = 2,14$ для БО-IV-01 и БО-IV-02 соответственно.

На 1 полуцикле нагружения первые нормальные трещины в образцах IV серии образовывались при уровнях нагрузки $\eta = (0,12 \div 0,14) \cdot P_{\text{max.1cycle}}$. Деформации в бетоне сжатой зоне составили $-0,27 \cdot 10^{-3}$ для БО-IV-01 и $-0,23 \cdot 10^{-3}$ для БО-IV-02.

Подробнее рассмотрим образец ВО-IV-01, поскольку характер напряженно-деформированного состояния образцов IV серии был практически одинаков, несмотря на характер распределения деформаций бетона по берегам трещины.

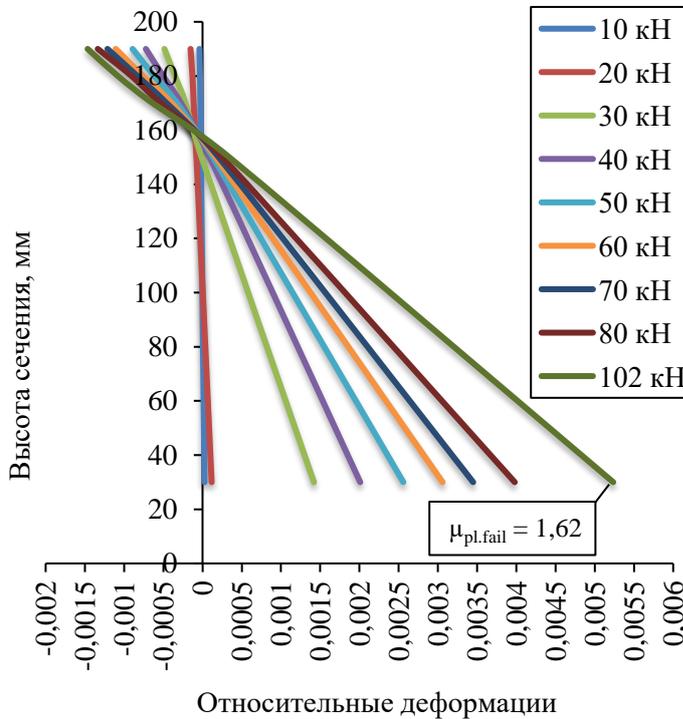


Рисунок 2.45 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-IV-01 по ступеням нагружения для 1 полуцикла

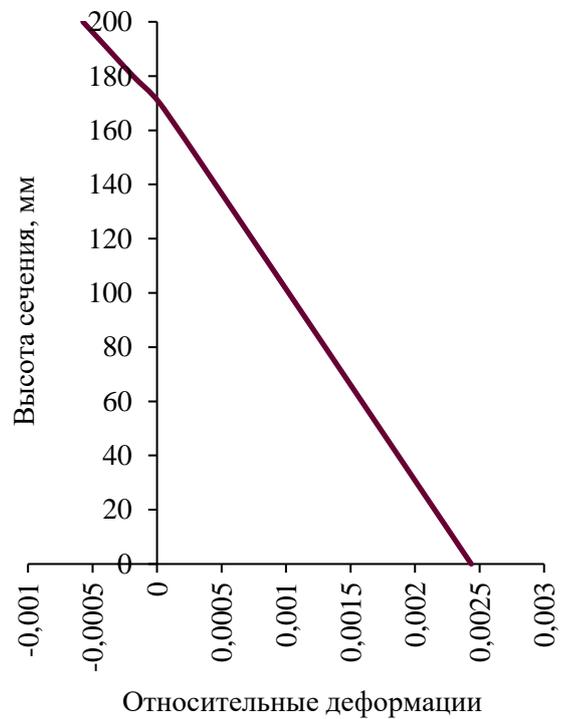


Рисунок 2.46 – Эпюра остаточных деформаций сечения образца БО-IV-01 после снятия нагрузки

При уровне нагрузки в $\eta = 0,54 \cdot P_{\max.1cycle}$ нормальные трещины достигали высоты $h_{тр.норм} = (0,56 \div 0,57) \cdot h_{сечения}$, расстояние между ними в среднем составило $l_{тр.норм} = (0,3 \div 0,32) \cdot h_{сечения}$. Наклонные трещины стали появляться при уровнях нагрузки $\eta = 0,57 \cdot P_{\max.1cycle}$. При последующем увеличении нагрузки до $\eta = 0,83 \cdot P_{\max.1cycle}$ работа арматуры вступила в пластическую стадию, деформации составили $3,23 \cdot 10^{-3}$, деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,39 \cdot 10^{-3}$. При $\eta = P_{\max.1cycle} = 102 \text{ кН}$ деформации в арматуре достигли $5,23 \cdot 10^{-3}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 1,62$ для ВО-IV-01. Деформации крайнего сжатого волокна бетона составили $-1,47 \cdot 10^{-3}$. Коэффициент гипотезы билинейных сечений при максимальной нагрузке в 1 полуцикле составил $A = 1,41$. После 10-

ти минутной выдержки, при максимальной на первом полуцикле уровне нагрузки, производилась разгрузка образца.

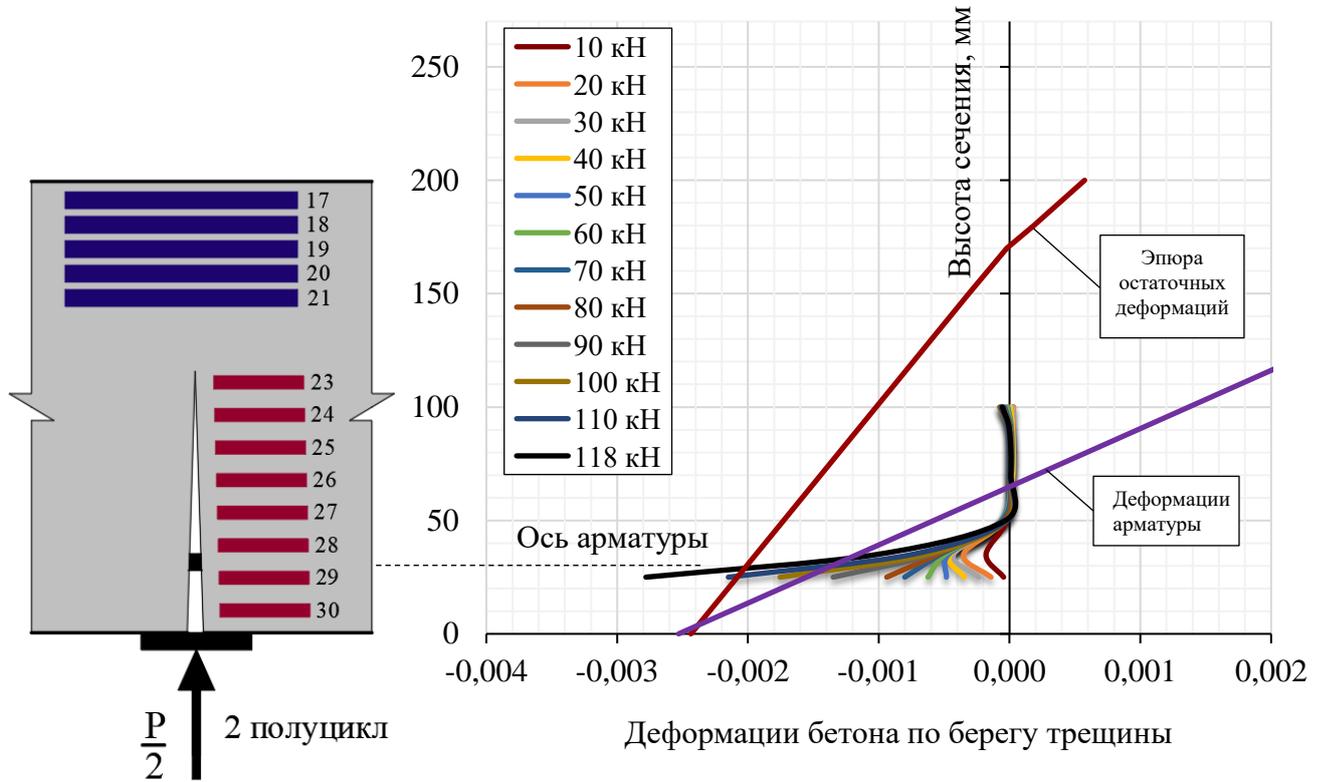


Рисунок 2.47 – Эпюры деформирования нормального сечения образца БО-IV-01 по ступеням нагружения для 2 полуцикла

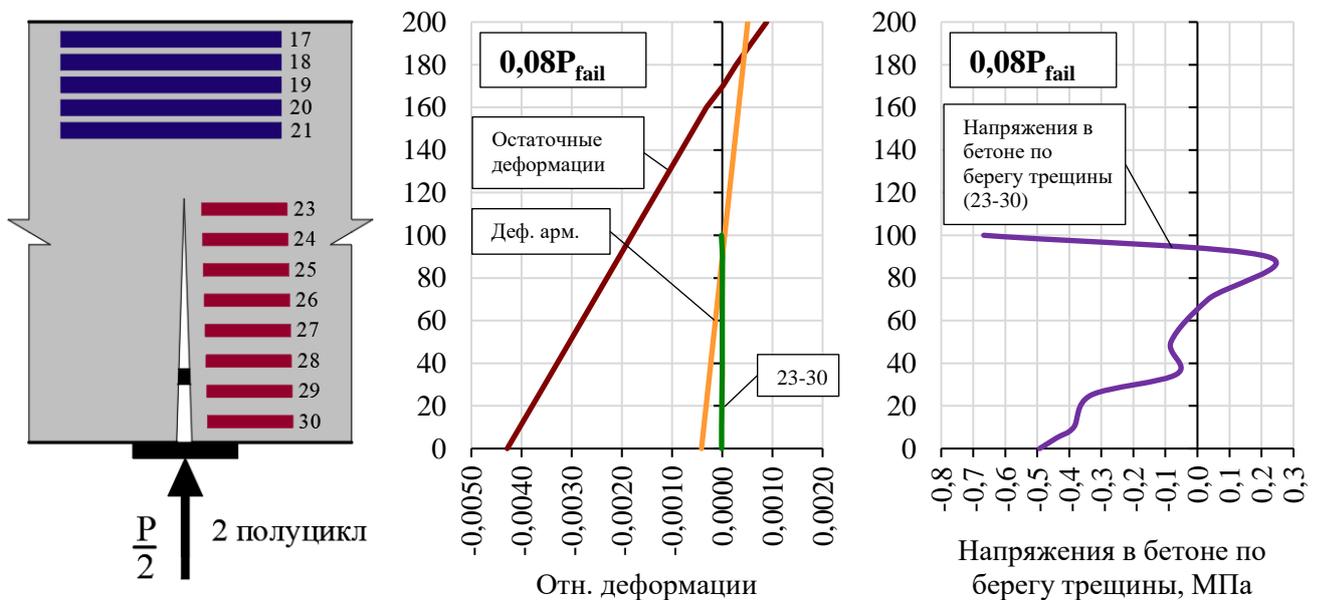


Рисунок 2.48 – Эпюры деформаций и напряжений по берегу трещины образца БО-IV-01 на втором полуцикле нагружения ($0,08 \cdot P_{fail}$).

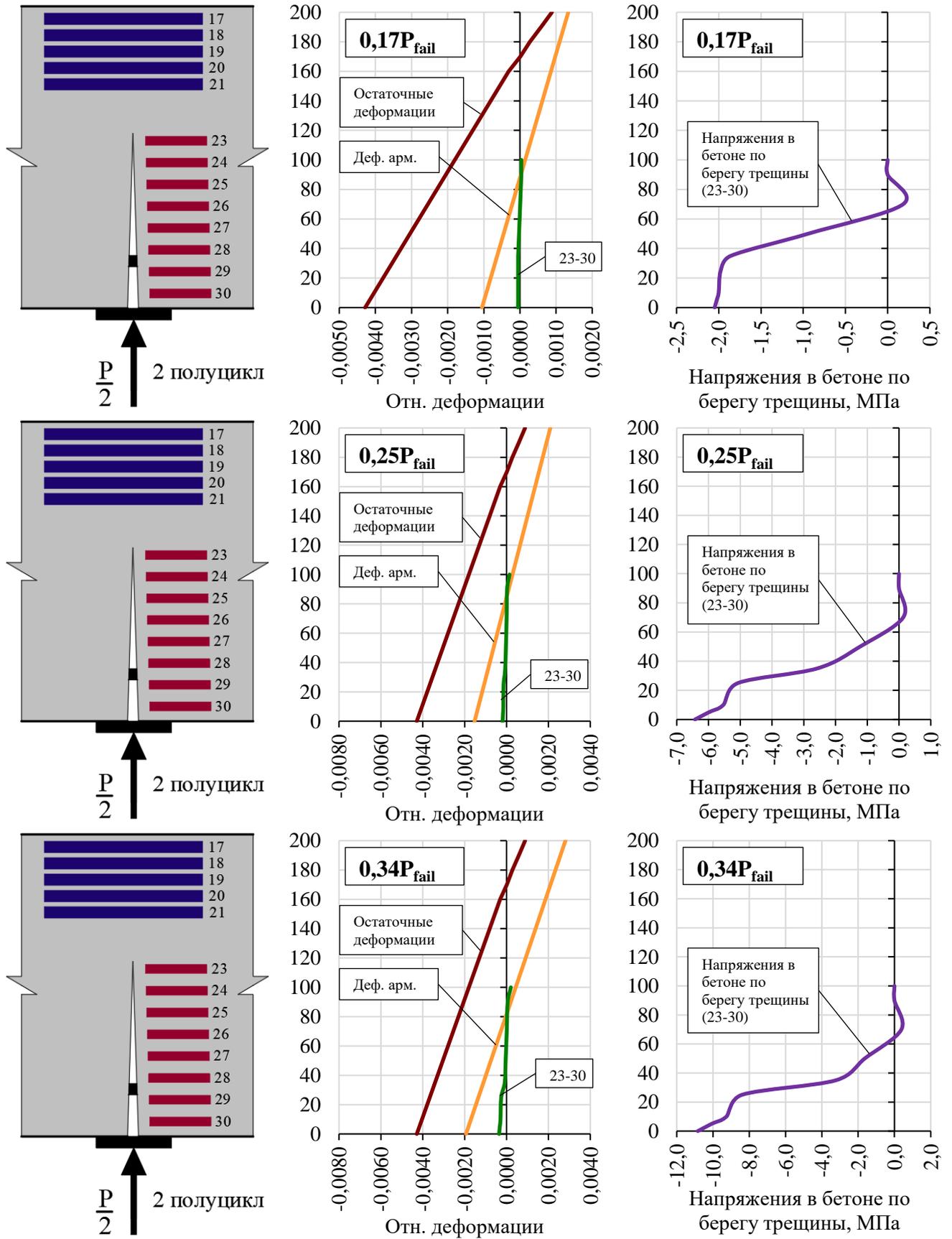


Рисунок 2.49 – Эпюры деформаций и напряжений по берегу трещины образца БО-IV-01 на втором полуцикле нагружения ($0,17 \div 0,34 \cdot P_{fail}$).

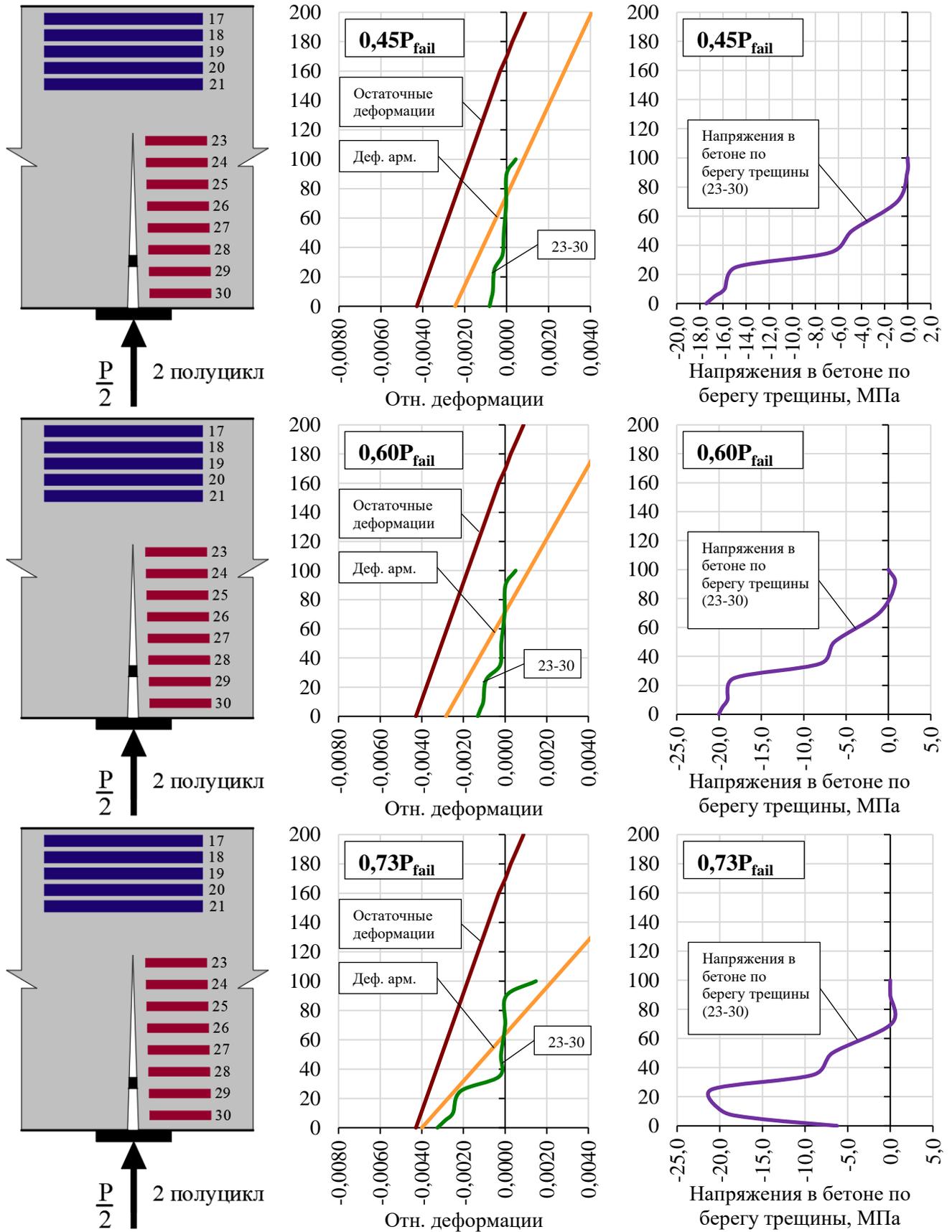


Рисунок 2.50 – Эпюры деформаций и напряжений по берегу трещины образца БО-IV-01 на втором полуцикле нагружения ($0,45 \div 0,73 \cdot P_{fail}$).

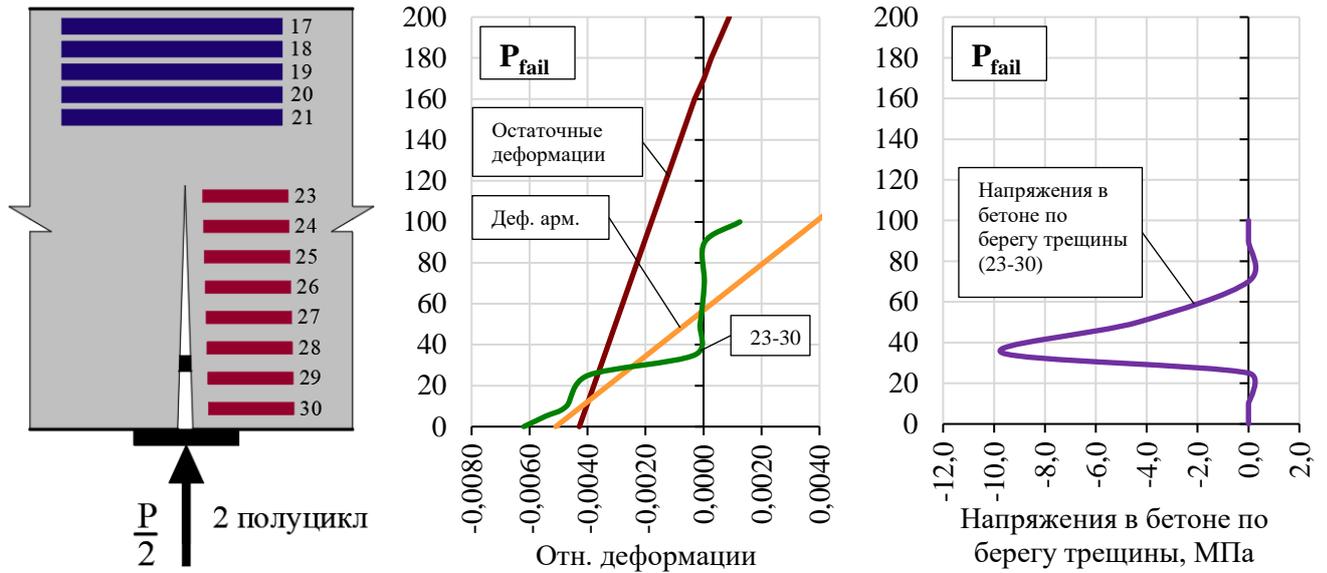


Рисунок 2.51 – Эпюры деформаций и напряжений по берегу трещины образца БО-IV-01 на втором полуцикле нагружения (P_{fail}).

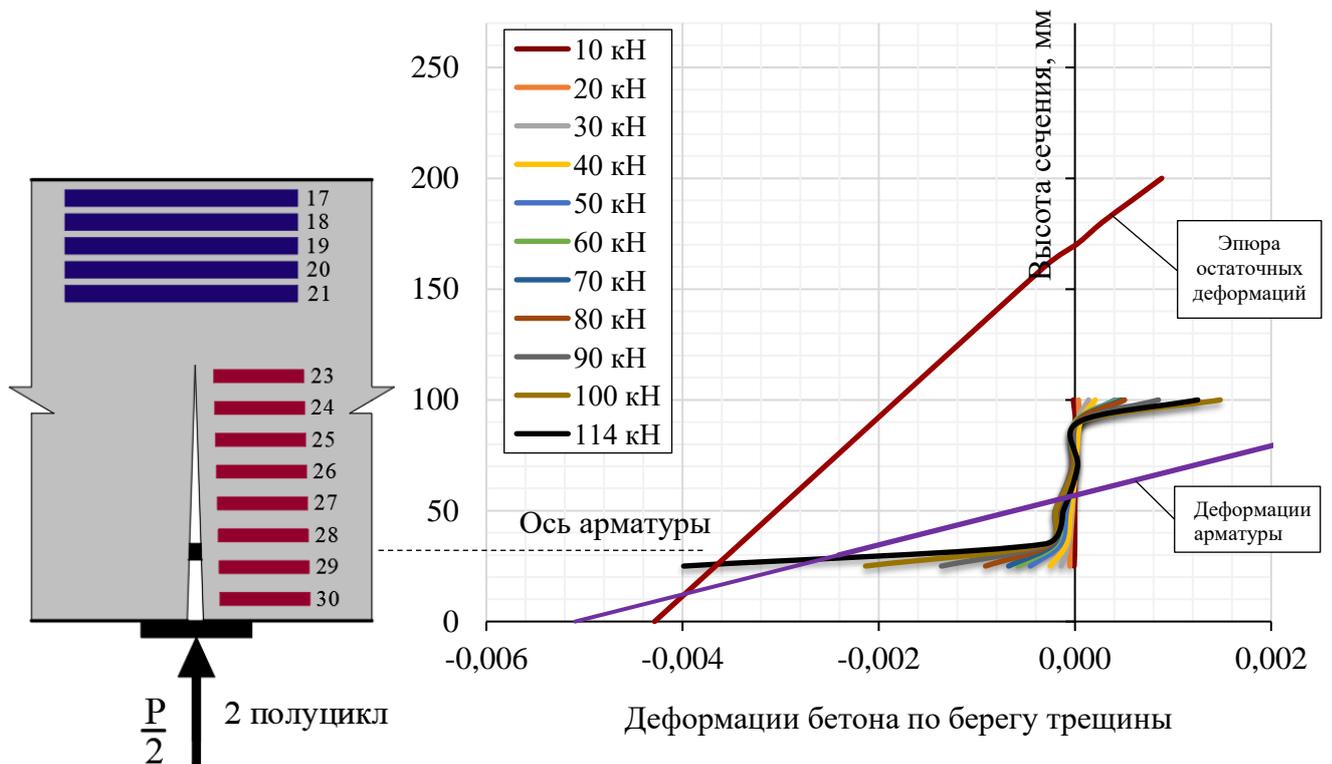


Рисунок 2.52 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-IV-02 по ступеням нагружения для 2 полуцикла

Для балки из IV серии БО-IV-01 остаточные деформации растянутой арматуры составили $2,01 \cdot 10^{-3}$, деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны при этом были равны $-0,57 \cdot 10^{-3}$. Остаточный прогиб составил 2,42 мм. Коэффициент

гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций составил $A = 1,38$ для БО-IV-01 и $A = 1,12$ для БО-IV-02.

Перед вторым полуциклом нагружения балка переворачивалась и нагружалась нагрузкой обратного знака ступенями по $0,1 \cdot P_{fail}$, аналогично образцу из этой же серии. Из рисунка 2.47 видно, что при уровне нагрузки в $0,67 \cdot P_{fail}$ произошло полное смыкание трещины, начиная с крайнего волокна. Смыкание берегов трещины имело место, когда растянутая на втором полуцикле арматура достигла пластической стадии работы, ее деформации составили $4,06 \cdot 10^{-3}$.

При нагрузке уровня $0,65 \cdot P_{fail}$ арматура достигла предела текучести, деформации крайнего сжатого волокна бетона при этом составили $-1,87 \cdot 10^{-3}$. Для БО-IV-01 на втором полуцикле нагружения предельная нагрузка составила $P_{fail} = 118$ кН, для БО-IV-02 – $P_{fail} = 109$ кН.

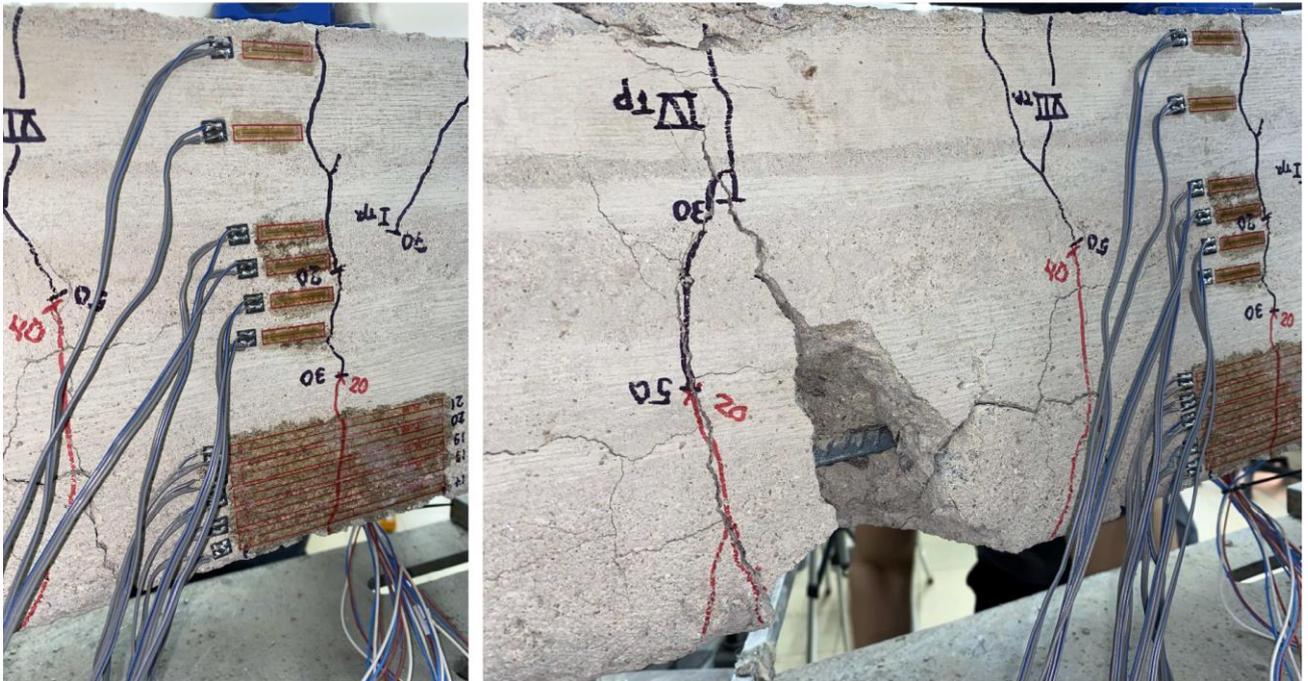


Рисунок 2.53 – Характер разрушения образцов IV серии

Образцы БО-V-01 и БО-V-02. Образцы V нагружались до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициентам пластичности $\mu_{pl.1} = 2,53$ и $\mu_{pl.1} = 2,73$ для БО-V-01 и БО-V-02 соответственно.

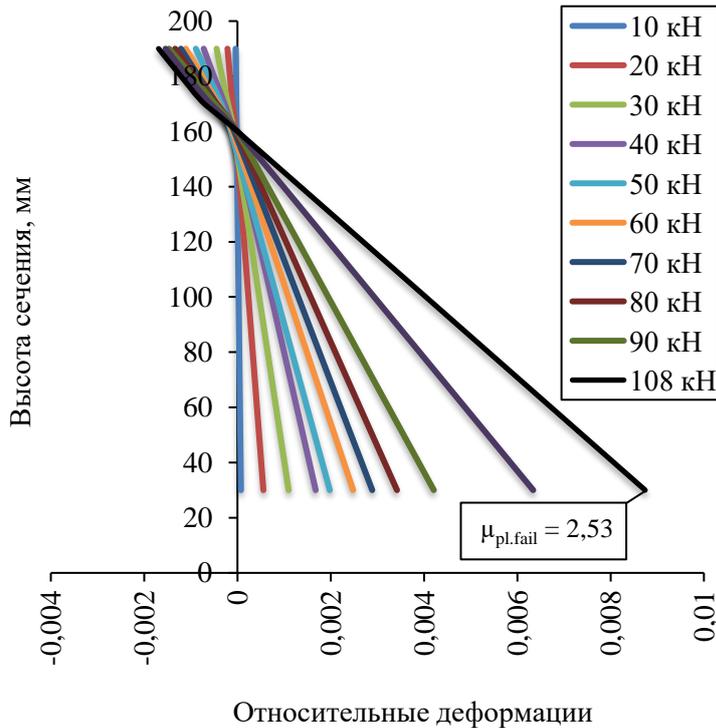


Рисунок 2.54 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-V-01 по ступеням нагружения для 1 полуцикла

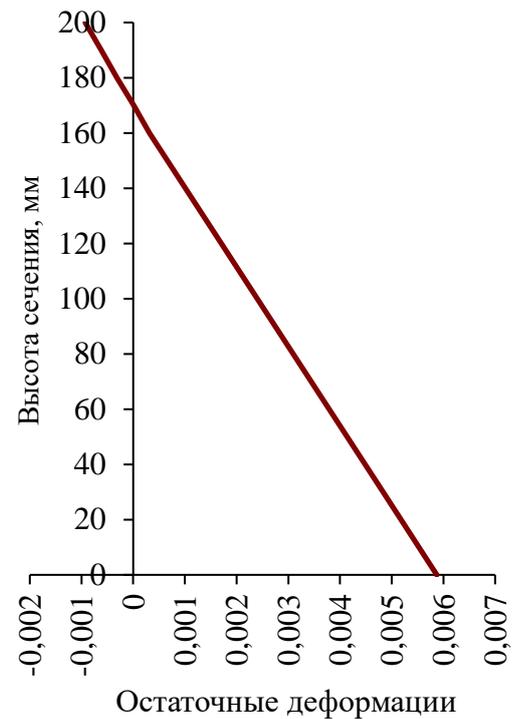


Рисунок 2.55 – Эпюра остаточных деформаций сечения образца БО-V-01 после снятия нагрузки

На 1 полуцикле нагружения первые нормальные трещины в образцах V серии образовывались при уровнях нагрузки $\eta = (0,15 \div 0,18) \cdot P_{\max.1cycle}$. Деформации в бетоне сжатой зоне составили $-0,3 \cdot 10^{-3}$ для ВО-V-01 и $-0,25 \cdot 10^{-3}$ для ВО-V-02. Подробнее рассмотрим образец ВО-V-01, поскольку характер напряженно-деформированного состояния образцов V серии был практически одинаков. При уровне нагрузки в $\eta = 0,52 \cdot P_{\max.1cycle}$ нормальные трещины достигали высоты $h_{тр.норм} = (0,53 \div 0,54) \cdot h_{сечения}$, расстояние между ними в среднем составило $l_{тр.норм} = (0,23 \div 0,295) \cdot h_{сечения}$. Наклонные трещины стали появляться при уровнях нагрузки $\eta = 0,52 \cdot P_{\max.1cycle}$. При последующем увеличении нагрузки до $\eta = 0,67 \cdot P_{\max.1cycle}$ работа арматуры вступила в пластическую стадию, деформации составили $3,23 \cdot 10^{-3}$, деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,41 \cdot 10^{-3}$. При $\eta = P_{\max.1cycle} = 108$ кН деформации в арматуре достигли $8,34 \cdot 10^{-3}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 2,53$ для ВО-V-01. Деформации крайнего

сжатого волокна бетона составили $-1,69 \cdot 10^{-3}$. Коэффициент гипотезы билинейных сечений при максимальной нагрузке в 1 полуцикле составил $A = 0,84$. После 10-ти минутной выдержки, при максимальной на первом полуцикле уровне нагрузки, производилась разгрузка образца.

Для балки из V серии БО-V-01 остаточные деформации растянутой арматуры составили $4,83 \cdot 10^{-3}$, деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны при этом были равны $-0,93 \cdot 10^{-3}$. Остаточный прогиб составил 3,9 мм. Коэффициент гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций составил $A = 0,91$ для БО-V-01 и $A = 1,03$ для БО-V-02.

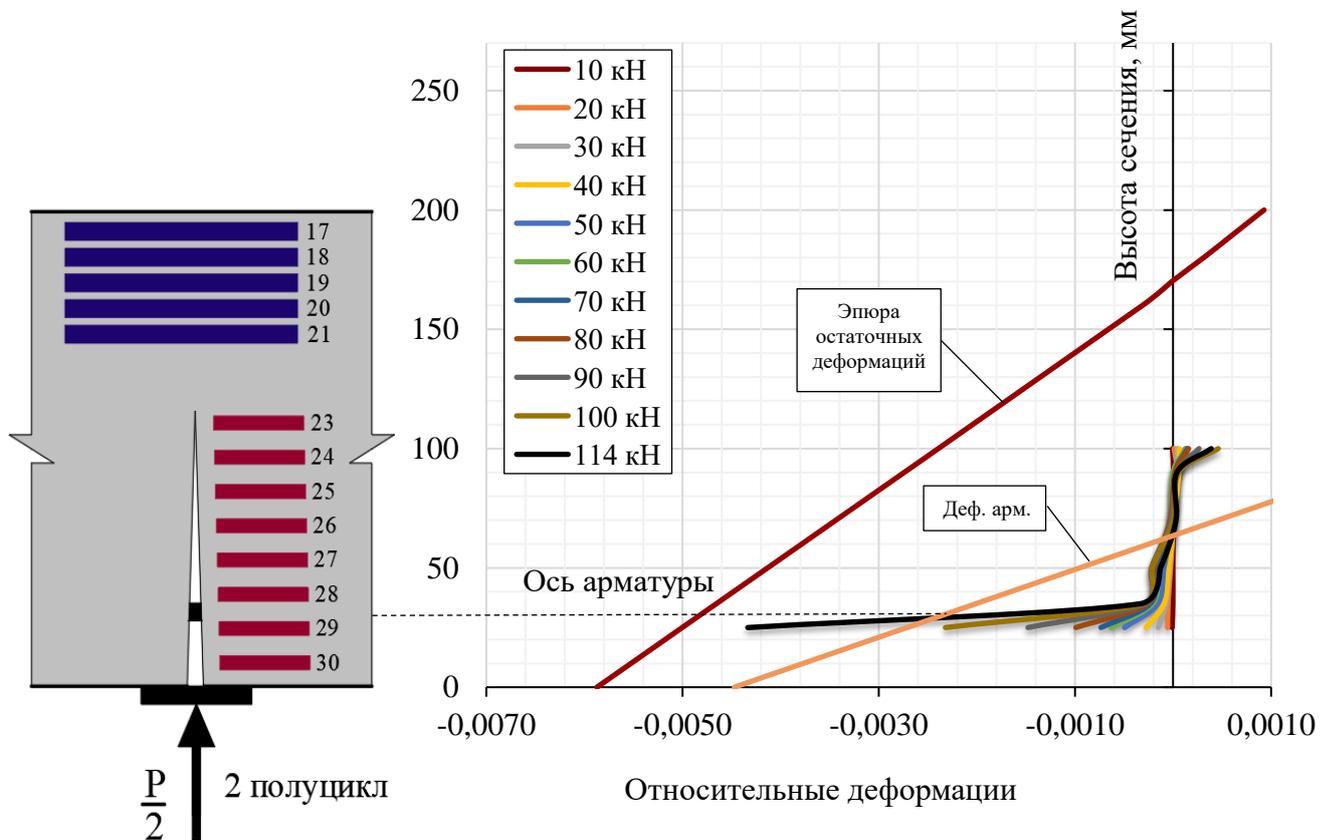


Рисунок 2.56 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-V-01 по ступеням нагружения для 2 полуцикла

Перед вторым полуциклом нагружения балка переворачивалась и нагружалась нагрузкой обратного знака ступенями по $0,1 \cdot P_{fail}$, аналогично образцу из этой же серии. Из рисунка 2.56 видно, что смыкания трещины при смене знака усилия

не происходит вплоть до разрушения образца, остаточные деформации не были скомпенсированы.

При нагрузке уровня $0,65 \cdot P_{\text{fail}}$ арматура достигла предела текучести, деформации крайнего сжатого волокна бетона при этом составили $-1,87 \cdot 10^{-3}$. Для ВО-V-01 на втором полцикле нагружения предельная нагрузка составила $P_{\text{fail}} = 108$ кН, для ВО-V-02 – $P_{\text{fail}} = 107$ кН. Вертикальные перемещения, соответствующие разрушению, составили 18,1 мм, без учета остаточного выгиба при разгрузке.

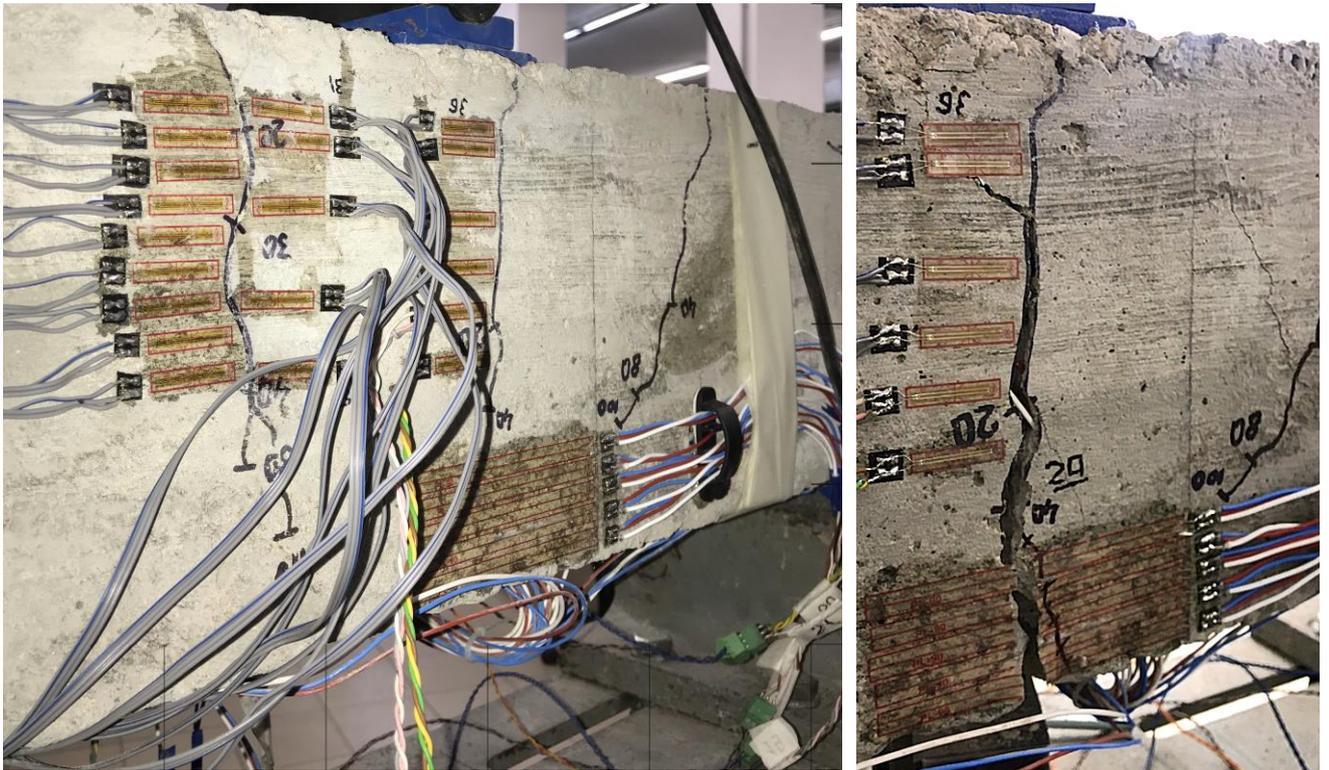


Рисунок 2.57 – Характер разрушения образцов V серии

Образцы VI серии. Образцы VI серии также были испытаны на знакопеременную нагрузку. На первом полцикле образцы нагружались до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициенту пластичности $\mu_{\text{pl.1}} = 4,64$ и $\mu_{\text{pl.1}} = 4,93$ для БО-VI-01 и БО-VI-02 соответственно.

В процессе нагружения на первом полцикле нормальные трещины в образцах VI серии образовывались при уровнях нагрузки $\eta = 0,17 \cdot P_{\text{max.1cycle}}$. Деформации в бетоне сжатой зоне составили $-0,25 \cdot 10^{-3}$ для ВО-VI-01 и $-0,31 \cdot 10^{-3}$ для ВО-VI-02. Приведены данные для образца ВО-VI-01, поскольку характер напряженно-

деформированного состояния образцов VI серии был практически идентичен друг другу. При увеличении нагрузки в первом полупериоде до $\eta = 0,56 \cdot P_{\max.1cycle}$ работа арматуры вступила в пластическую стадию, деформации составили $3,23 \cdot 10^{-3}$, деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,65 \cdot 10^{-3}$. При $\eta = P_{\max.1cycle} = 124 \text{ кН}$ деформации в арматуре достигли $1,52 \cdot 10^{-2}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 4,64$ для ВО-VI-01. Деформации крайнего сжатого волокна бетона составили $-1,99 \cdot 10^{-3}$. Коэффициент гипотезы билинейных сечений при максимальной нагрузке в 1 полупериоде составил $A = 0,57$. После 10-ти минутной выдержки, при максимальной на первом полупериоде уровне нагрузки, производилась разгрузка образца.

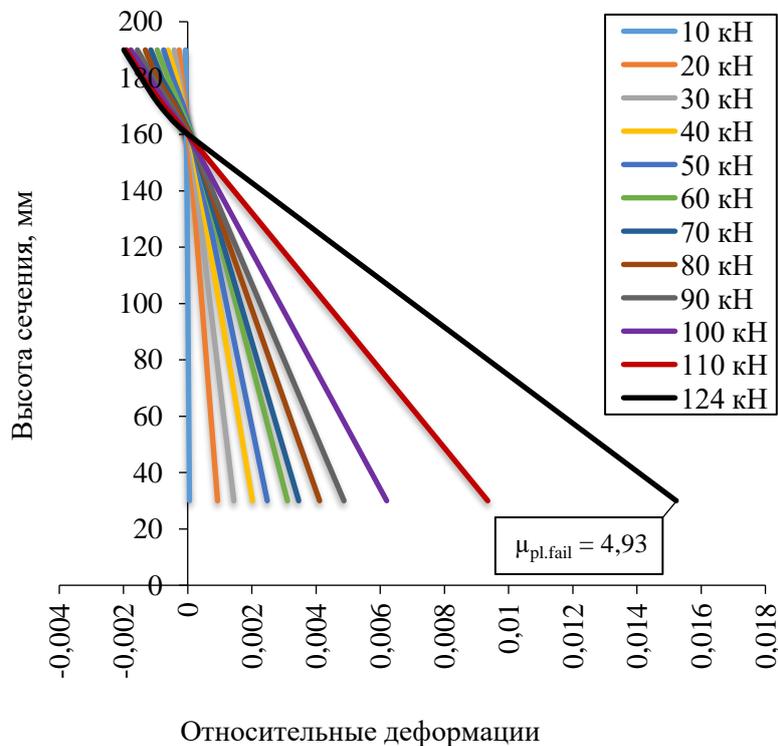


Рисунок 2.58 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-VI-01 по ступеням нагружения для 1 полупериода

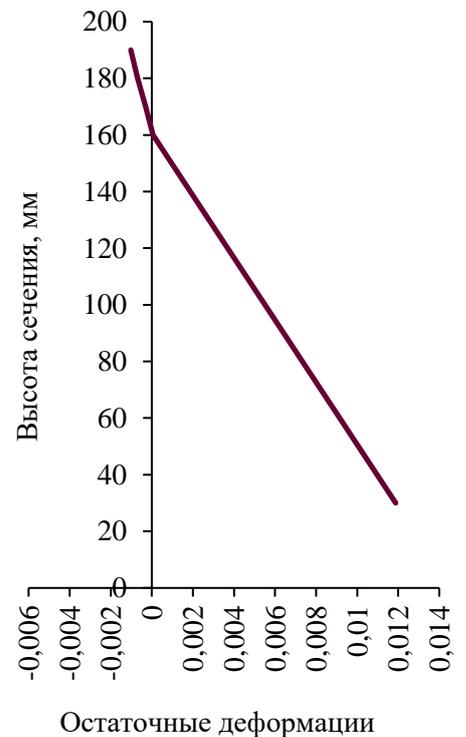


Рисунок 2.59 – Эпюра остаточных деформаций сечения образца БО-VI-01

Для балки из VI серии БО-VI-01 остаточные деформации растянутой арматуры составили $1,12 \cdot 10^{-2}$, деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны при этом были равны $-1,36 \cdot 10^{-3}$. Остаточный прогиб составил 6,7 мм. Коэффициент

гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций составил $A = 0,67$ для БО-VI-01 и $A = 0,41$ для БО-VI-02.

Перед вторым полуциклом нагружения балка переворачивалась и нагружалась нагрузкой обратного знака ступенями по $0,1 \cdot P_{\text{fail}}$, аналогично образцу из этой же серии. Из рисунков 2.60 – 2.66 видно, что смыкания трещины при смене знака усилия не происходит вплоть до разрушения образца, остаточные деформации не были скомпенсированы.

При нагрузке уровня $0,55 \cdot P_{\text{fail}}$ арматура достигла предела текучести, деформации крайнего сжатого волокна бетона при этом составили $-1,83 \cdot 10^{-3}$. Для БО-VI-01 на втором полуцикле нагружения предельная нагрузка составила $P_{\text{fail}} = 139$ кН, для БО-VI-02 – $P_{\text{fail}} = 137$ кН. Вертикальные перемещения, соответствующие разрушению, составили 20,7 мм, без учета остаточного выгиба при разгрузке.

Эпюра деформаций бетона по берегу трещины имеет выгиб в «околоарматурной» зоне, характерный при депланации сечения. Деформации бетона на данном участке далеки от деформаций, соответствующих пределу прочности бетона при сжатии.

Анализируя эпюры деформаций бетона по берегу трещины становится очевидным факт, что в «околоарматурной» зоне на эпюрах деформаций наблюдается экстремум, начиная с первой стадии нагружения и вплоть до разрушения при смене знака усилия.

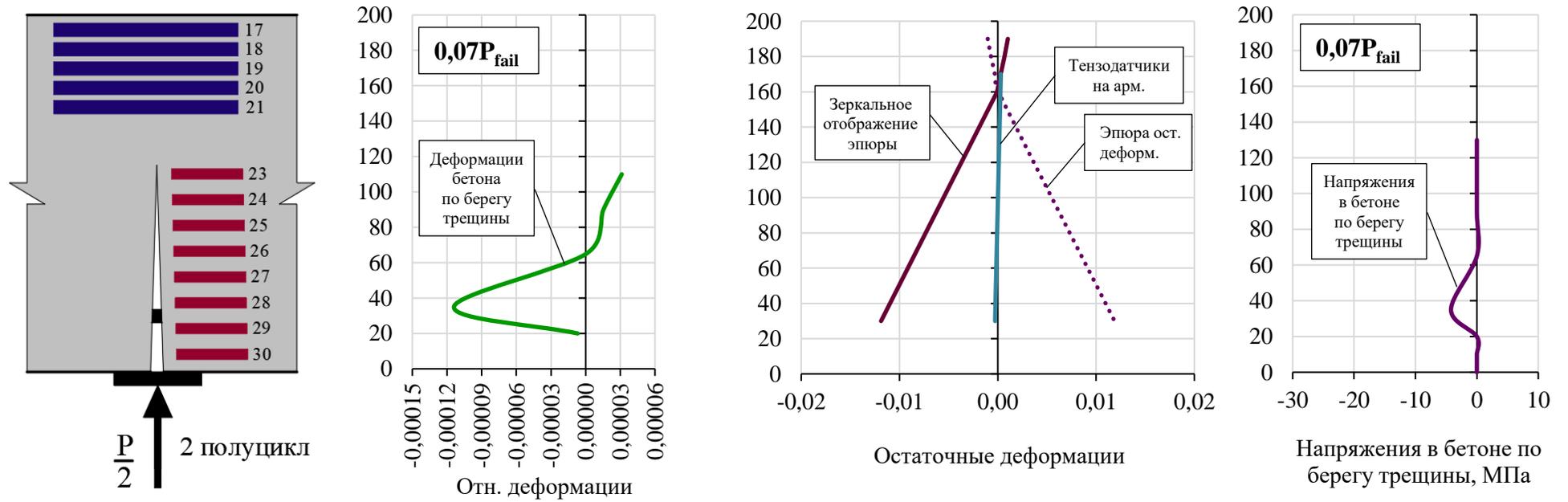


Рисунок 2.60 – Эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне по берегу трещины для образца БО-VI-01 на втором полуцикле при нагрузке $0,07 \cdot P_{fail}$

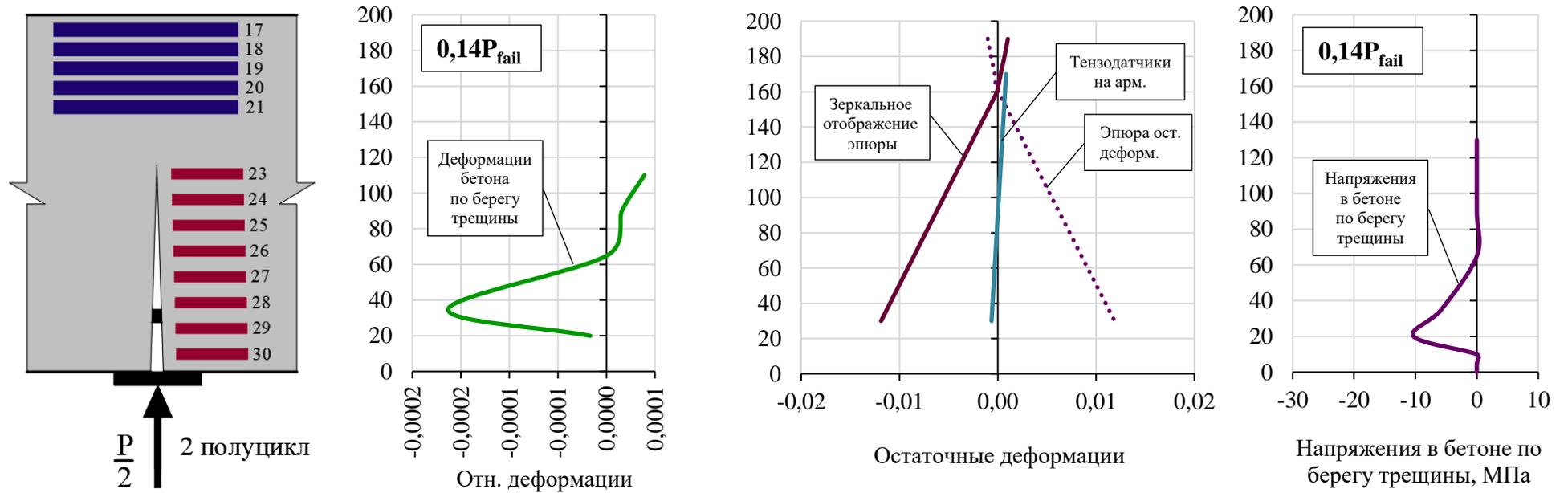


Рисунок 2.61 – Эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне по берегу трещины для образца БО-VI-01 на втором полуцикле при нагрузке $0,14 \cdot P_{fail}$

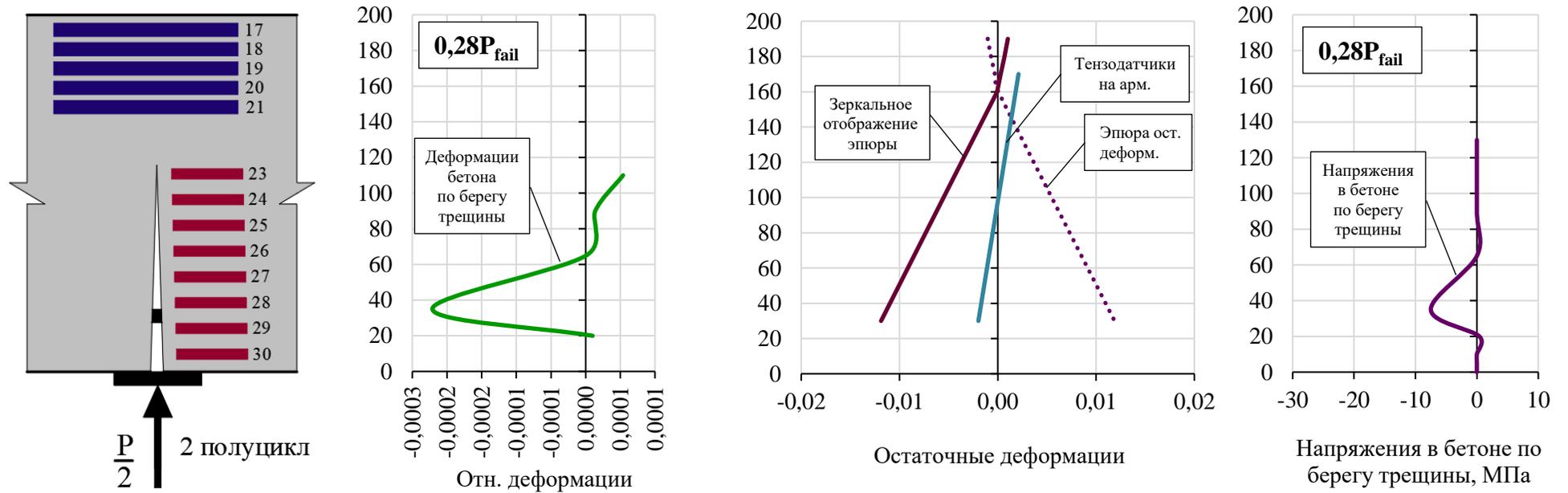


Рисунок 2.62 – Эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне по берегу трещины для образца БО-VI-01 на втором полуцикле при нагрузке $0,28 \cdot P_{fail}$

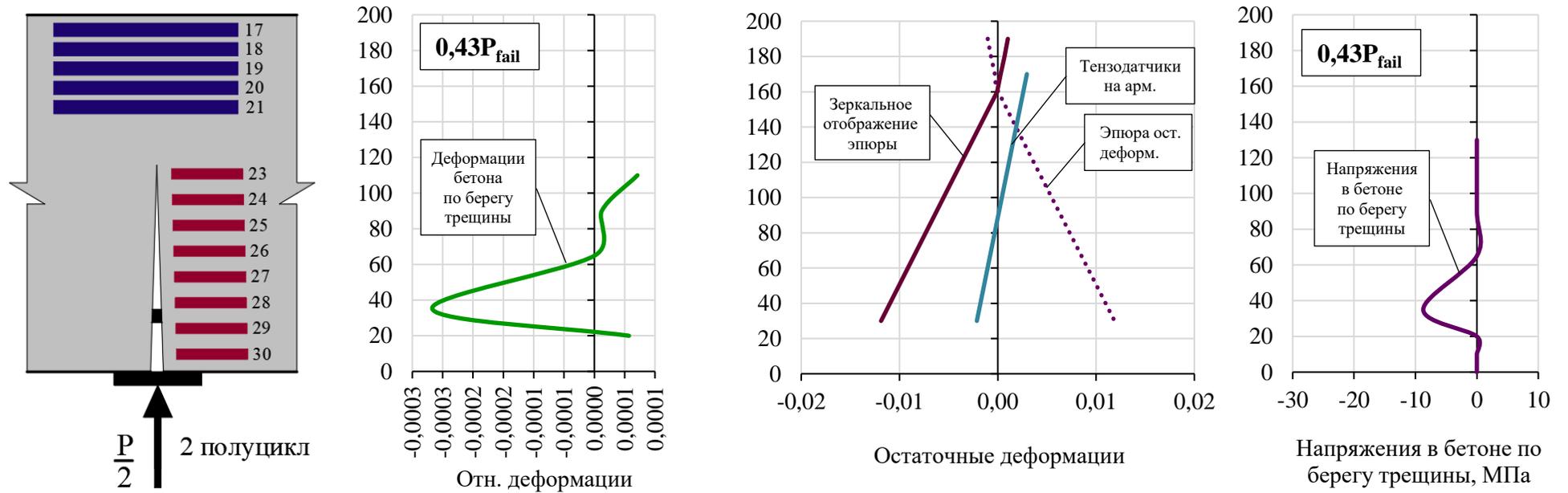


Рисунок 2.63 – Эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне по берегу трещины для образца БО-VI-01 на втором полуцикле при нагрузке $0,43 \cdot P_{fail}$

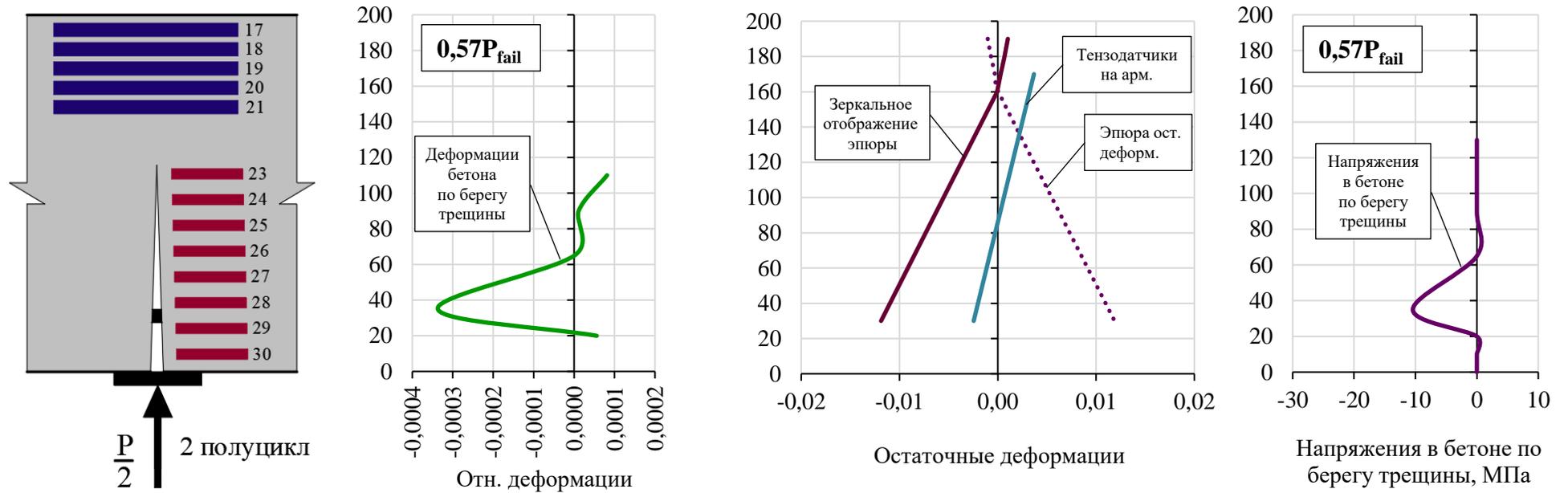


Рисунок 2.64 – Эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне по берегу трещины для образца БО-VI-01 на втором полуцикле при нагрузке $0,57 \cdot P_{fail}$

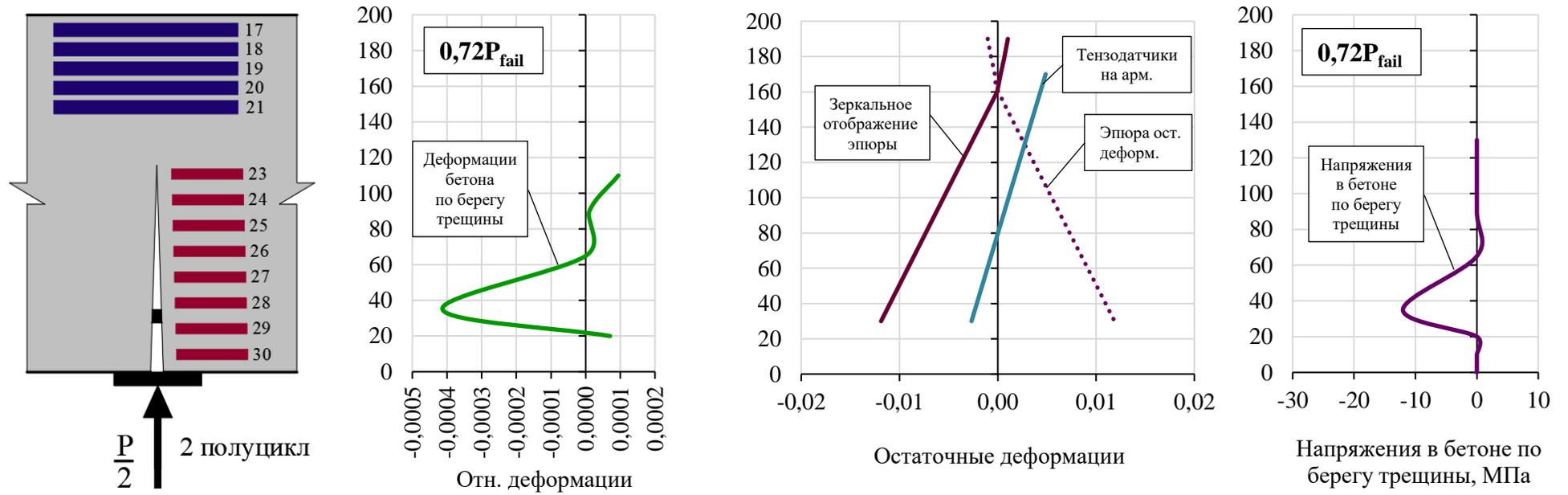


Рисунок 2.65 – Эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне по берегу трещины для образца БО-VI-01 на втором полуцикле при нагрузке $0,72 \cdot P_{fail}$

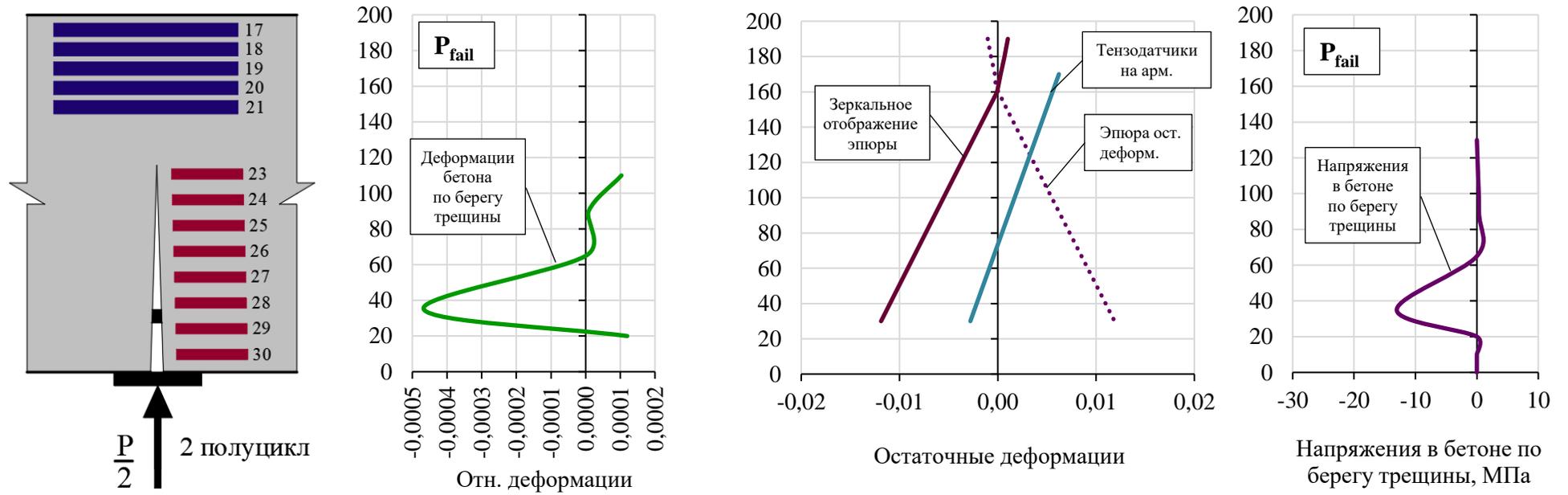


Рисунок 2.66 – Эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне по берегу трещины для образца БО-VI-01 на втором полуцикле при нагрузке $1 \cdot P_{fail}$

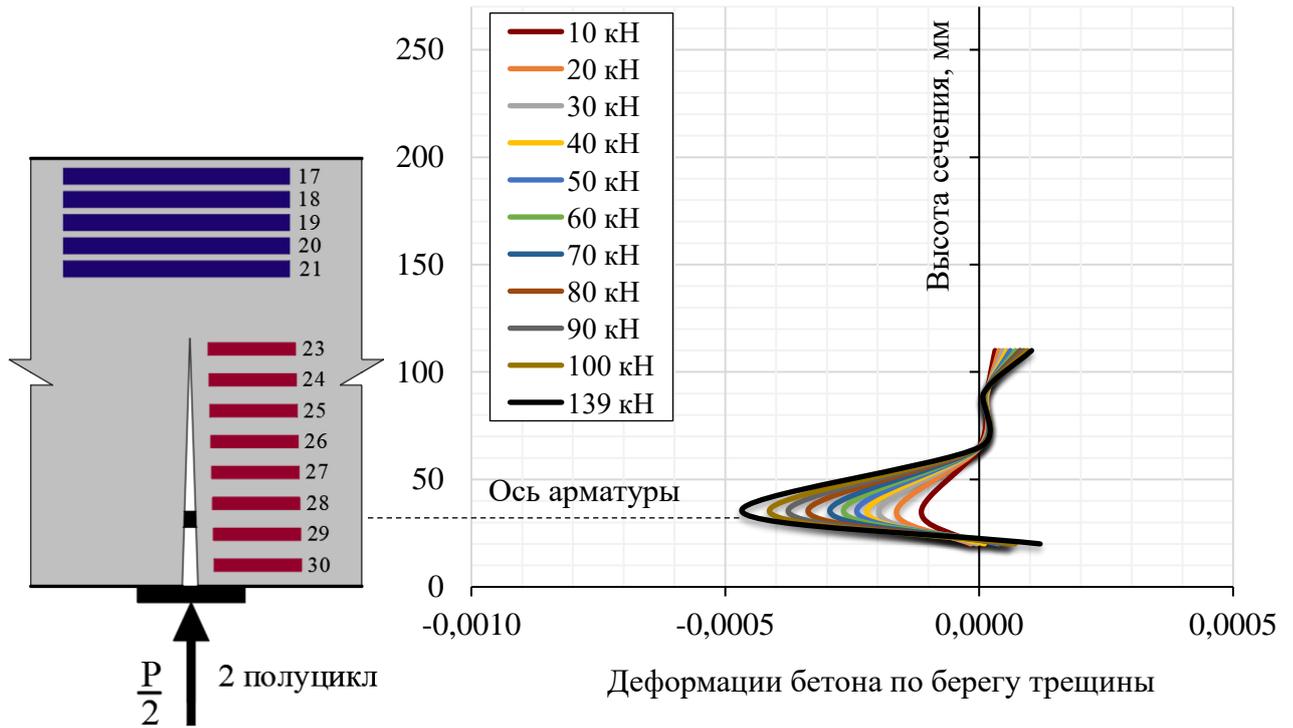


Рисунок 2.67 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-VI-01 по ступеням нагружения для 2 полуцикла

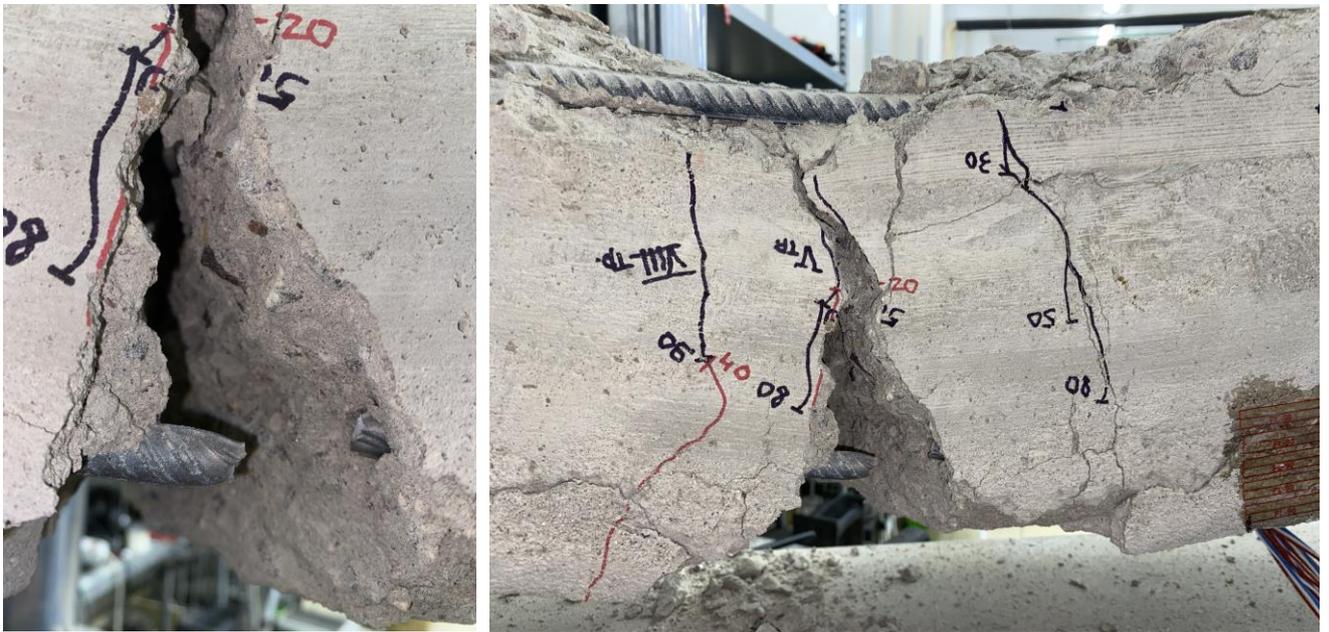


Рисунок 2.68 – Характер разрушения образцов VI серии

Образцы VII серии. Образцы VII серии также были испытаны на знакопеременную нагрузку. На первом полуцикле образцы нагружались до деформаций в арматуре, соответствующих коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 5,36$ и $\mu_{pl.1} = 5,51$ для БО-VII-01 и БО-VII-02 соответственно.

В процессе нагружения на первом полуцикле нормальные трещины в образцах VII серии образовывались при уровнях нагрузки $\eta = 0,15 \cdot P_{\max.1cycle}$. Деформации в бетоне сжатой зоне составили $-0,24 \cdot 10^{-3}$ для ВО-VII-01 и $-0,27 \cdot 10^{-3}$ для ВО-VII-02. Подробнее остановимся на образце ВО-VII-01, поскольку характер напряженно-деформированного состояния образцов VII серии был практически идентичен друг другу. При увеличении нагрузки в первом полуцикле до $\eta = 0,47 \cdot P_{\max.1cycle}$ работа арматуры вступила в пластическую стадию, деформации составили $3,23 \cdot 10^{-3}$, деформации сжатого бетона в этот момент составили $-1,66 \cdot 10^{-3}$.

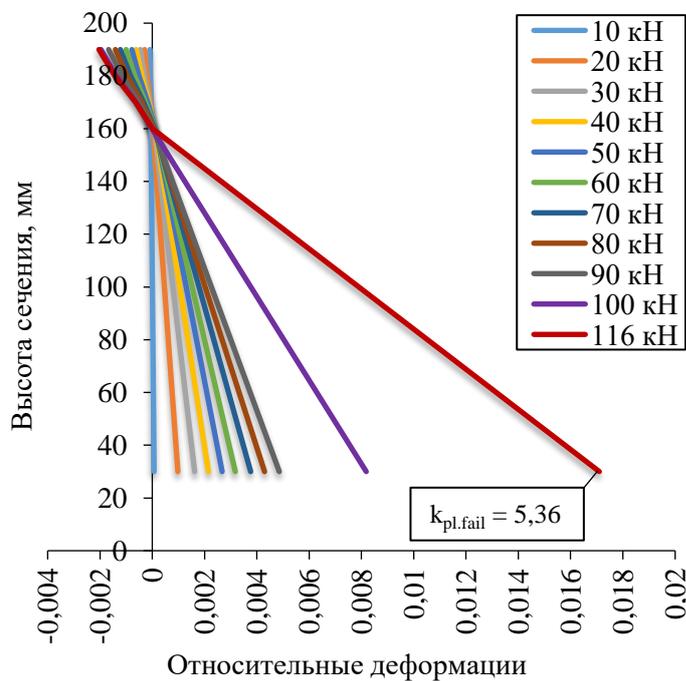


Рисунок 2.69 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-VII-01 по ступеням нагружения для 1 полуцикла

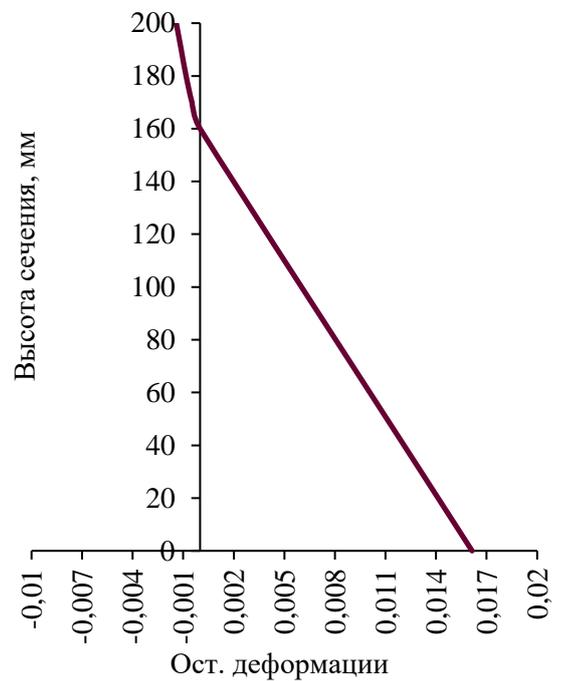


Рисунок 2.70 – Эпюра остаточных деформаций сечения образца БО-VII-01 после снятия нагрузки

При $\eta = P_{\max.1cycle} = 126 \text{ кН}$ деформации в арматуре достигли деформаций $1,71 \cdot 10^{-2}$, что соответствует коэффициенту пластичности $\mu_{pl.1} = 5,36$ для ВО-VII-01. Деформации крайнего сжатого волокна бетона составили $-2,12 \cdot 10^{-3}$. Коэффициент гипотезы билинейных сечений при максимальной нагрузке в 1 полуцикле составил $A = 0,6$. После 10-ти минутной выдержки, при максимальной на первом полуцикле уровне нагрузки, производилась разгрузка образца.

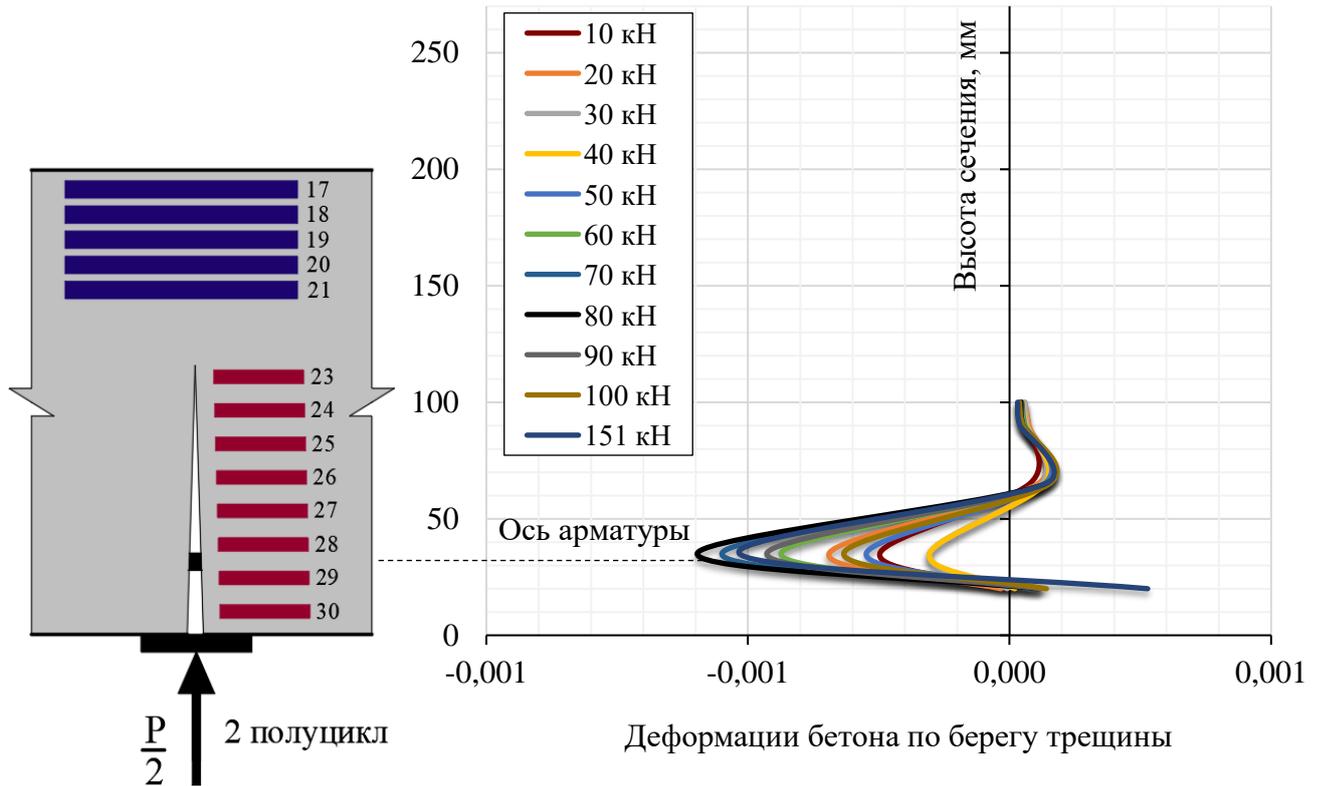


Рисунок 2.71 – Эпюра деформирования нормального сечения образца БО-VII-01 по ступеням нагружения для 2 полуцикла



Рисунок 2.72 – Характер разрушения образцов VII серии

Для балки из VII серии БО-VII-01 остаточные деформации растянутой арматуры составили $1,36 \cdot 10^{-2}$, деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны при этом были равны $-1,56 \cdot 10^{-3}$. Остаточный прогиб составил 6,8 мм. Коэффициент

гипотезы билинейных сечений для остаточных деформаций составил $A = 0,42$ для БО-VII-01 и $A = 0,39$ для БО-VII-02.

Перед вторым полуциклом нагружения балка переворачивалась и нагружалась нагрузкой обратного знака ступенями по $0,1 \cdot P_{fail}$, аналогично образцу из этой же серии. Из рисунка 4.71 видно, что смыкания трещины при смене знака усилия не происходит вплоть до разрушения образца, остаточные деформации не были скомпенсированы.

Для БО-VII-01 на втором полуцикле нагружения предельная нагрузка составила $P_{fail} = 151$ кН, для БО-VII-02 – $P_{fail} = 148$ кН. Вертикальные перемещения, соответствующие разрушению, составили 21 мм, без учета остаточного выгиба при разгрузке.

2.8. Несущая способность и механизм разрушения опытных образцов

Анализ результатов проведенных экспериментальных исследований показал снижение несущей способности изгибаемых железобетонных изгибаемых 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 вследствие дробления бетона сжатой зоны, снижение несущей способности составило 25% по сравнению с эталонными балками.

При больших значениях коэффициента пластичности, когда смыкания остаточных трещин не происходило вплоть до разрушения, текучесть в сжатой арматуре наступала при нагрузке, составившей 52% от разрушающей нагрузки в эталонных балках. Однако балки не разрушались, а продолжали работать вплоть до величин нагрузок, превышающих эталонные на 12%. 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.

Результаты предварительных математических расчетов конечно-элементных моделей экспериментальных балок в Abaqus показали, что при значениях коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} > 2,5$ на втором полуцикле нагружения, после смыкания берегов трещины, возможно хрупкое разрушение бетона сжатой зоны до начала текучести растянутой арматуры. Однако, по результатам эксперимента хрупкого нагружения при смене знака усилия не наблюдалось. В процессе эксперимента при больших пластических деформациях бетон выключался из работы в начале нагружения обратного знака вследствие образования сквозной несмыкающейся трещины. Разрушение происходило хрупко от мгновенного разрыва растянутой арматуры.

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 $\mu_{pl.1} = 1,21 - 2,14$ на втором полуцикле наблюдалось смыкание сквозной трещины. Для балки с коэффициентом пластичности на первом полуцикле $\mu_{pl.1} = 2,14$ остаточная трещина смыкалась полностью при уровне нагрузки, близкой к P_{fail} и разрушение происходило по бетону сжатой зоны.

При коэффициентах пластичности на первом полуцикле в пределах $\mu_{pl.1} = 2,53 - 5,51$, на втором полуцикле происходило образование сквозной трещины, которая не смыкалась вплоть до P_{fail} . На рисунке 2.73 представлен график зависимости коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле. Рекомендуется ограничивать пластические деформации на первом полуцикле нагружения, чтобы избежать сквозных несмыкающихся трещин вплоть до разрушения при смене знака усилия. В качестве такого 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.

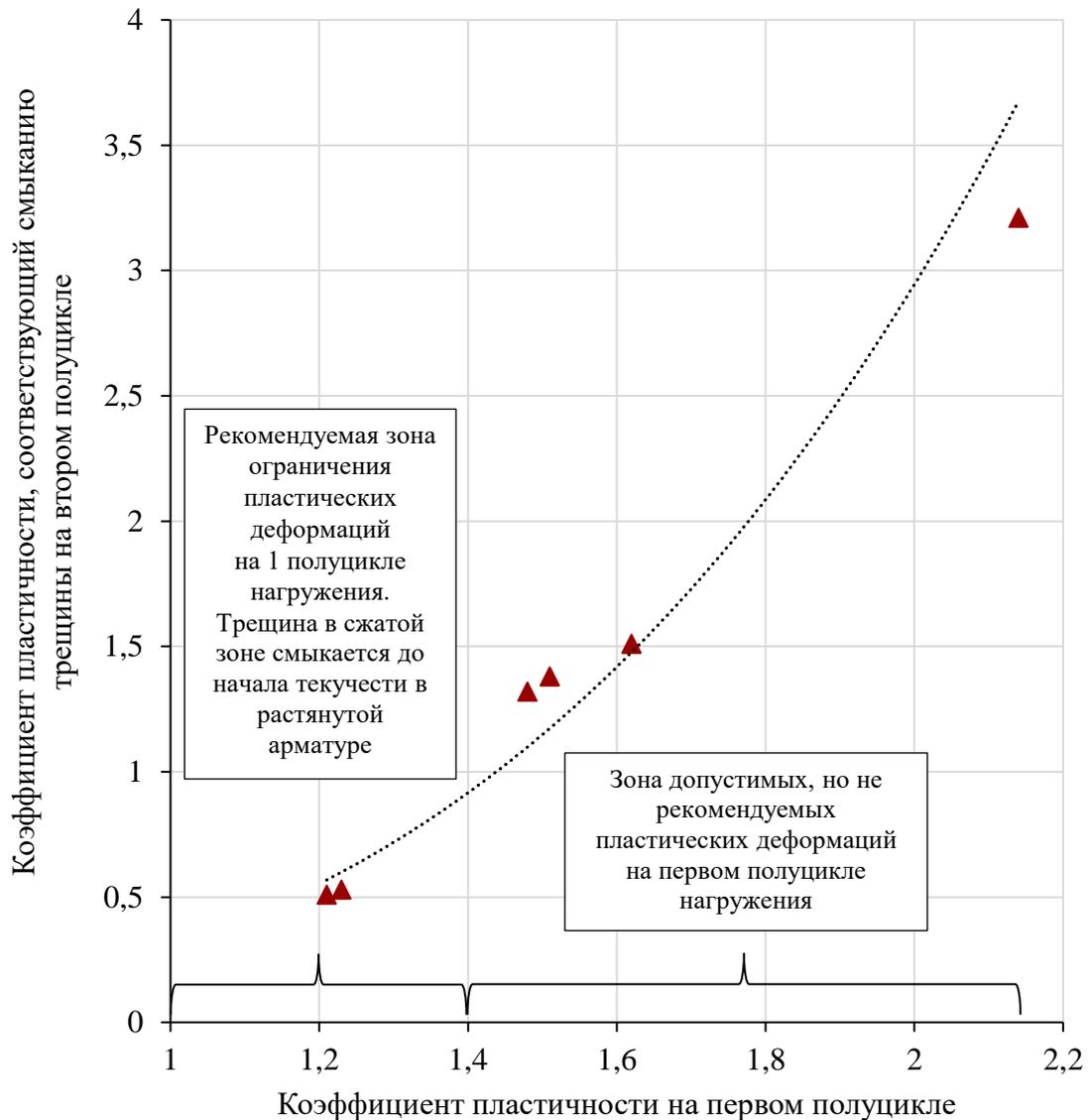


Рисунок 2.73 – Зависимость коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле

При выполнении инженерных расчетов изгибаемых железобетонных элементов на сейсмические воздействия рекомендуется ограничивать величину пластических деформаций арматуры на первом полуцикле нагружения (рисунок 2.73). В качестве предельной, следует принять величину коэффициента пластичности по деформациям арматуры $\mu = 2,14$, поскольку смыкание трещины при смене знака усилия в данном случае происходит практически перед разрушением.

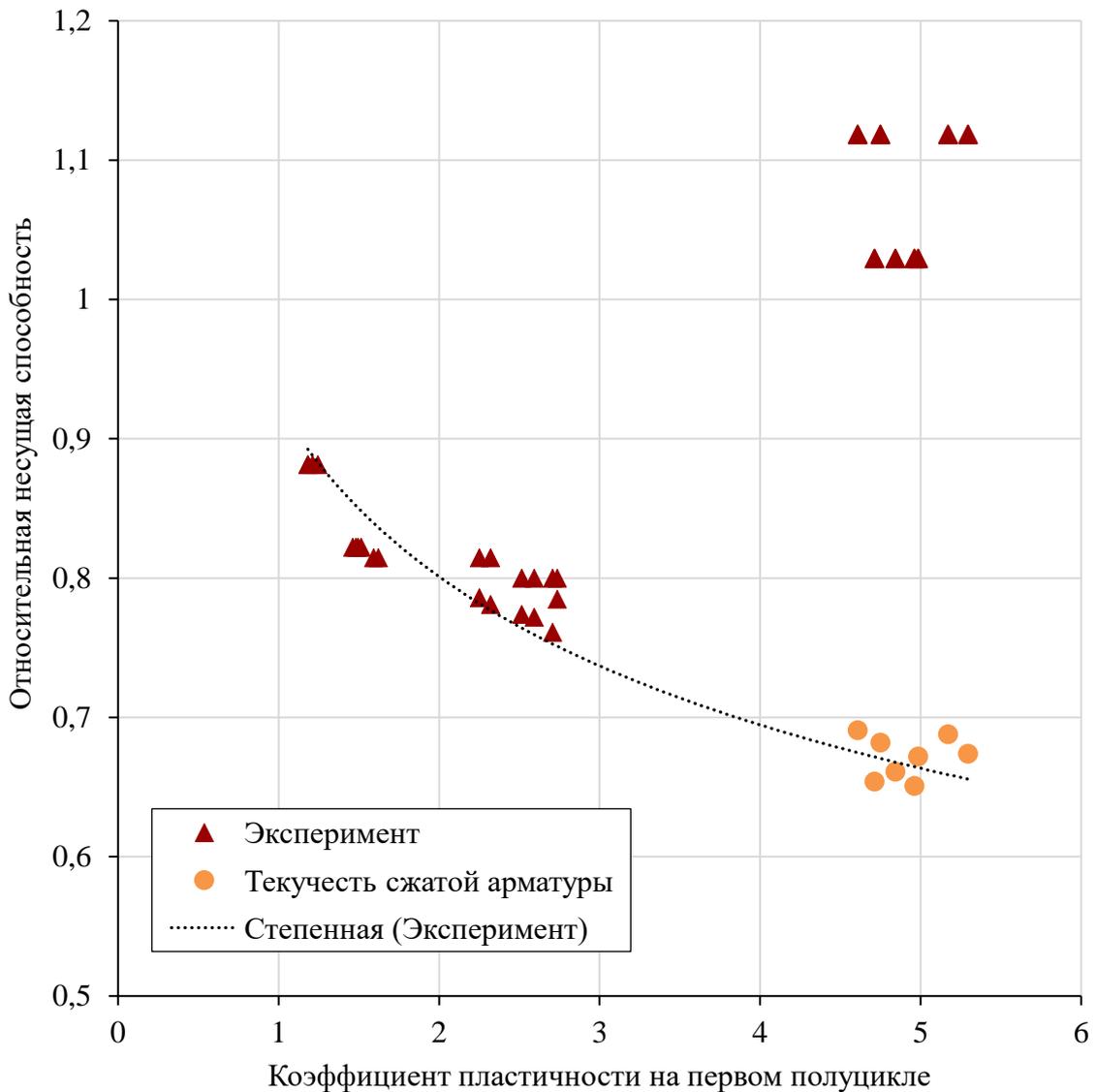


Рисунок 2.74 – Зависимость отношения разрушающей нагрузки во втором полуцикле нагружения к несущей способности эталонных балок от максимального коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле нагружения

На рисунке 2.74 показана зависимость отношения разрушающей нагрузки во втором полуцикле нагружения к несущей способности эталонных балок от максимального коэффициента пластичности по деформациям арматуры в первом полуцикле нагружения. Для случаев, когда образовывались несмыкающиеся сквозные трещины, дополнительно желтыми точками показаны относительные величины нагрузки, при которых напряжения в сжатой арматуре достигли предела текучести. Если условно считать, что в этот момент балка достигла предельного состояния, то

имеет место снижение несущей способности на 25% с увеличением пластических деформаций в первом полуцикле нагружения.

2.9. Предельный коэффициент пластичности

На рисунке 2.75 представлена зависимость коэффициента пластичности по деформациям арматуры во втором полуцикле в момент разрушения от коэффициента пластичности в первом полуцикле.

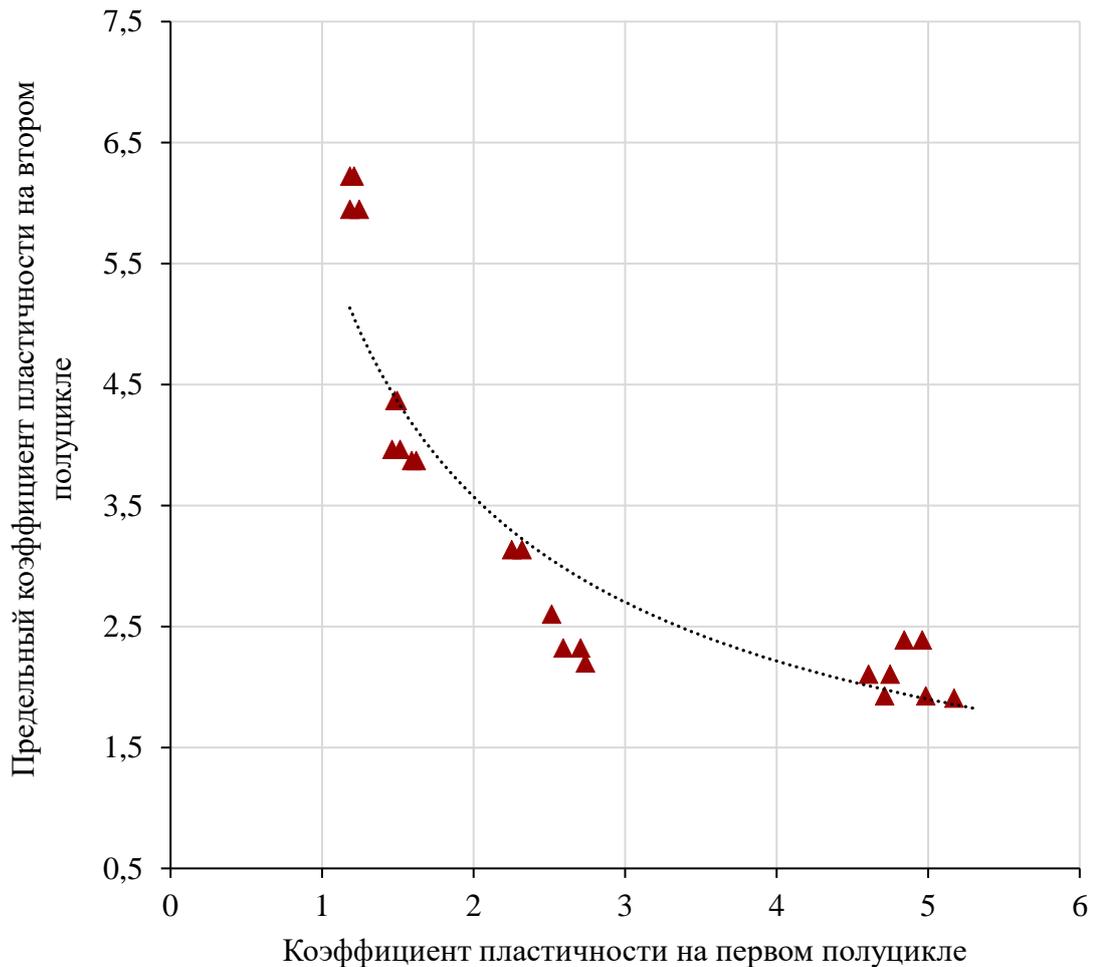


Рисунок 2.75 – Зависимость предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны на втором полуцикле, от коэффициента пластичности в первом полуцикле

Из графика видно, что увеличение пластических деформаций в первом полуцикле нагружения приводит к интенсивному снижению предельных значений коэффициента пластичности во втором полуцикле.

Согласно графику, представленном на рисунке 2.75 видно, что при увеличении коэффициента пластичности на первом полупериоде нагружения наблюдается тенденция к стремительному снижению предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению образца при смене знака усилия. При коэффициенте пластичности на первом полупериоде нагружения $\mu_{pl.1} = 1,21$ предельный коэффициент пластичности составил $\mu_{pl.fail} = 5,8$, а при $\mu_{pl.1} = 5,51$ значение предельного коэффициента пластичности $\mu_{pl.fail} = 1,92$. Таким образом, по мере увеличения пластических деформаций на первом полупериоде нагружения, предельный коэффициент пластичности снизился на 67% при смене знака усилия.

2.10. Коэффициент А гипотезы билинейных сечений

Как показал анализ эпюр деформаций эталонных балок и балок остальных серий на первом полупериоде нагружения, распределение деформаций по высоте сечения, как при нагружении, так и при разгрузке, не соответствует гипотезе плоских сечений. Об этом свидетельствует излом на эпюрах деформаций в вершине трещины. Более точно распределение деформаций можно аппроксимировать билинейной зависимостью, описанной в п. 3.1.2.

На рисунке 2.76 представлены обобщенные зависимости коэффициента гипотезы А от коэффициента пластичности по деформациям арматуры на 1 полупериоде 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. В дальнейшем продолжается интенсивное снижение коэффициента пластичности, и в момент разрушения он достигает 0.6.

Значения коэффициентов A гипотезы билинейных сечений для образцов I–VII серий по этапам нагружения представлены в таблицах 2.8 и 2.9.

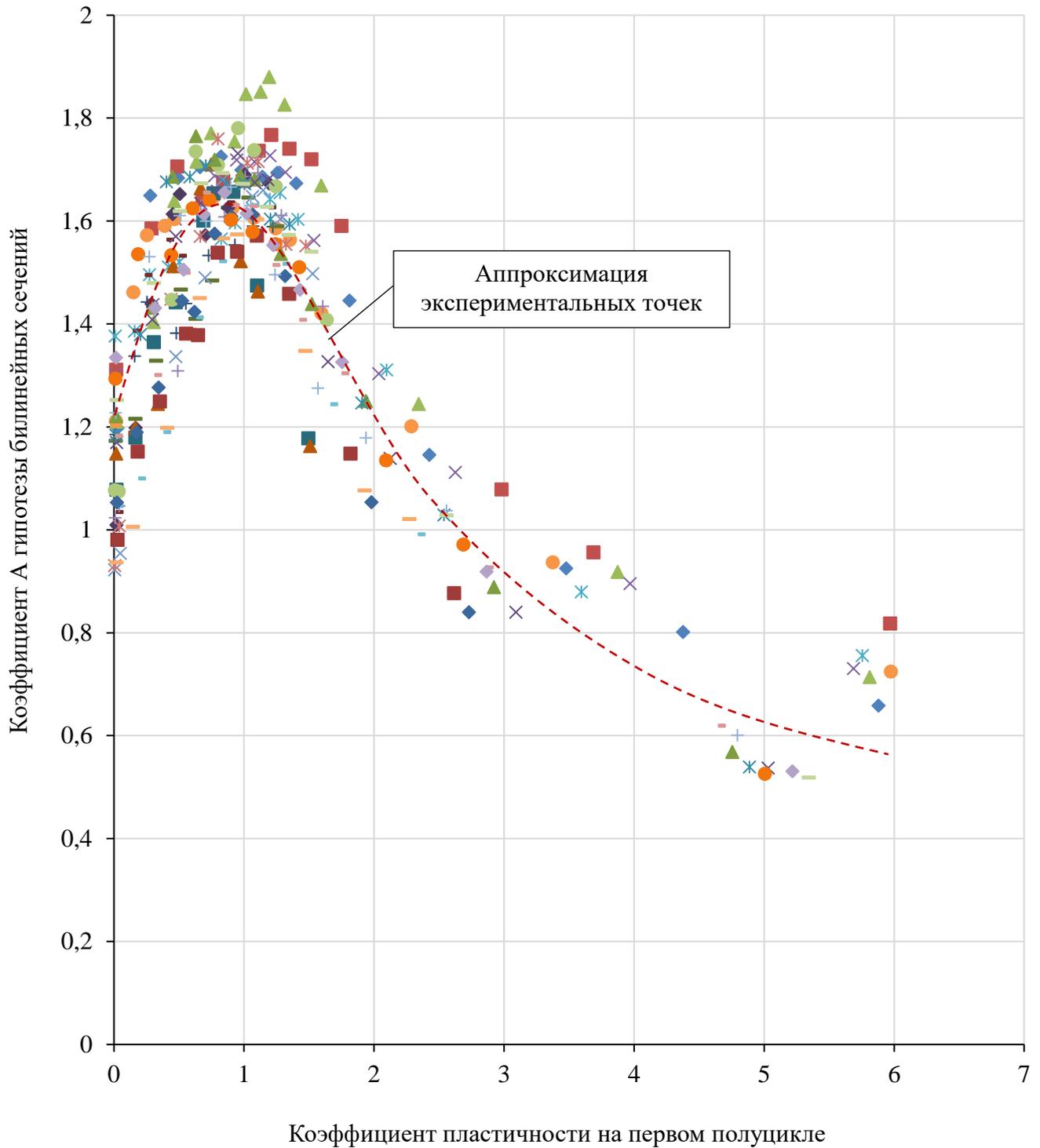


Рисунок 2.76 – Зависимость коэффициента гипотезы A от коэффициента пластичности на 1 полупереме нагружения

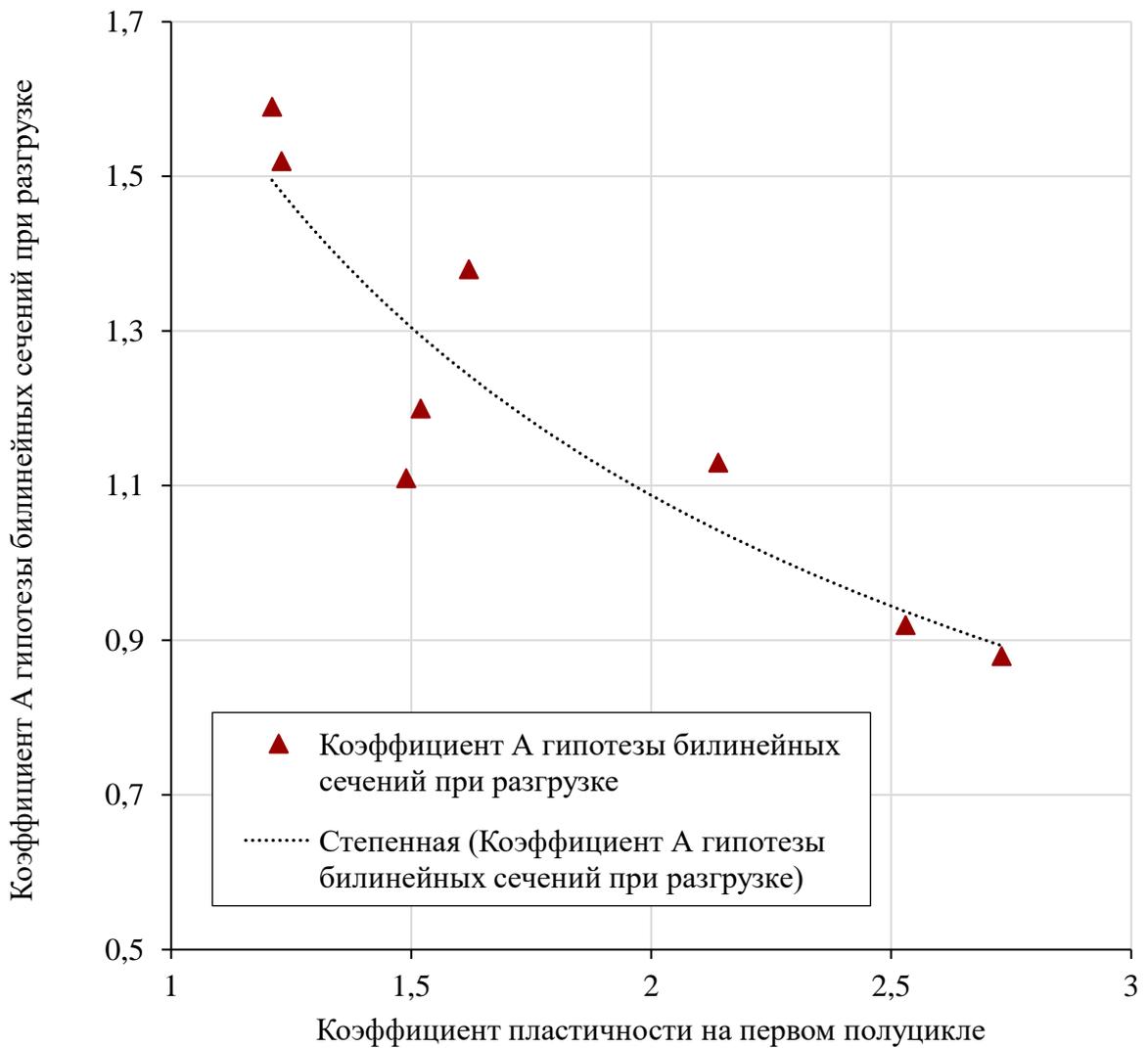


Рисунок 2.77 – Зависимость коэффициента гипотезы А в момент полной разгрузки от коэффициента пластичности на 1 полупереме нагружения

Как видно из эпюр деформаций, представленных в настоящей главе, при разгрузке гипотеза плоских сечений также в общем случае не соблюдается. На рисунке 2.77 представлена зависимость коэффициента А гипотезы билинейных сечений в момент полной разгрузки образцов от максимального коэффициента пластичности на первом полупереме нагружения. Как видно из графика имеет место уменьшение коэффициента А по мере роста пластических деформаций в арматуре.

При коэффициентах пластичности на первом полупереме нагружения $\mu_{pl,1} > 2,14$, значения коэффициента гипотезы билинейных сечений $A < 1$ при полной разгрузке.

Таблица 2.8 – Коэффициенты A гипотезы билинейных сечений для образцов I серии по этапам нагружения

1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	135 кН
μ_{pl}	0,026	0,279	0,492	0,663	0,824	0,980	1,141	1,256	1,402	1,812	2,425	3,477	4,377	5,880
$h - h_b$	115	164	167	167	167	165	164	163	161	160	160	160	161	160
h_b	85	36	33	33	33	35	36	37	39	40	40	40	39	40
A	1,20	1,65	1,68	1,70	1,73	1,70	1,69	1,69	1,67	1,45	1,15	0,92	0,80	0,66
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	135 кН
μ_{pl}	0,018	0,289	0,488	0,681	0,841	0,991	1,113	1,209	1,350	1,519	1,750	2,981	3,688	5,969
$h - h_b$	103	164	167	167	166	165	164	163	161	160	160	160	161	165
h_b	97	36	33	33	34	35	36	37	39	40	40	40	39	35
A	1,31	1,59	1,71	1,64	1,68	1,68	1,74	1,77	1,74	1,72	1,59	1,08	0,96	0,82

Таблица А.2 – Коэффициенты A гипотезы билинейных сечений для БО-I-02 по этапам нагружения

1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	131 кН
μ_{pl}	0,019	0,308	0,465	0,635	0,747	0,928	1,016	1,128	1,194	1,313	1,594	2,344	3,875	5,813
$h - h_b$	111	164	166	166	166	165	164	163	161	160	160	160	161	161
h_b	89	36	34	34	34	35	36	37	39	40	40	40	39	39
A	1,21	1,40	1,64	1,72	1,77	1,75	1,85	1,85	1,88	1,83	1,67	1,24	0,92	0,71
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	131 кН
μ_{pl}	0,014	0,301	0,473	0,666	0,775	0,944	1,081	1,200	1,319	1,538	2,038	2,625	3,969	5,688
$h - h_b$	101	164	166	166	166	165	164	163	161	160	160	160	161	161

h_b	99	36	34	34	34	35	36	37	39	40	40	40	39	39
A	1,30	1,44	1,60	1,61	1,69	1,72	1,72	1,73	1,69	1,56	1,30	1,11	0,90	0,73

Таблица А.3 – Коэффициенты A гипотезы билинейных сечений для БО-I-03 по этапам нагружения

1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	132 кН
μ_{pl}	0,010	0,160	0,274	0,419	0,503	0,825	0,931	1,066	1,200	1,278	1,416	2,097	3,594	5,756
$h - h_b$	117	153	150	152	150	155	157	159	160	160	160	160	160	163
h_b	83	47	50	48	50	45	43	41	40	40	40	40	40	37
A	1,38	1,39	1,50	1,51	1,52	1,57	1,60	1,62	1,64	1,65	1,60	1,31	0,88	0,76
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	132 кН
μ_{pl}	0,015	0,149	0,255	0,391	0,466	0,775	0,913	1,078	1,244	1,353	1,597	2,288	3,375	5,975
$h - h_b$	128	152	149	152	149	155	157	159	160	160	160	160	160	163
h_b	72	48	51	48	51	45	43	41	40	40	40	40	40	37
A	1,21	1,46	1,57	1,59	1,60	1,65	1,63	1,61	1,59	1,56	1,42	1,20	0,94	0,72

Таблица 2.9 – Коэффициенты A гипотезы билинейных сечений для образцов II-VII серий по этапам нагружения

БО-II-01									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	93 кН
$\mu_{pl.1}$	0,014	0,160	0,255	0,479	0,553	0,727	0,930	1,069	1,222
$h - h_b$	131	153	150	154	151	155	158	159	160
h_b	69	47	50	46	49	45	42	41	40
A	1,18	1,34	1,44	1,38	1,44	1,53	1,55	1,59	1,59
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	93 кН
$\mu_{pl.1}$	0,019	0,152	0,242	0,409	0,506	0,703	0,878	1,006	1,194
$h - h_b$	137	153	150	153	150	155	158	159	160
h_b	63	47	50	47	50	45	42	41	40
A	1,03	1,39	1,50	1,56	1,53	1,58	1,64	1,68	1,63
БО-II-02									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	93 кН
$\mu_{pl.1}$	0,013	0,164	0,323	0,514	0,628	0,755	0,878	1,035	1,257
$h - h_b$	128	151	151	153	153	155	157	159	160
h_b	72	49	49	47	47	45	43	41	40
A	1,17	1,22	1,33	1,47	1,41	1,48	1,63	1,65	1,59
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	93 кН
$\mu_{pl.1}$	0,019	0,168	0,289	0,453	0,506	0,703	0,878	1,006	1,194
$h - h_b$	136	151	150	152	151	154	157	159	160
h_b	64	49	50	48	49	46	43	41	40
A	1,01	1,20	1,44	1,61	1,65	1,57	1,63	1,69	1,67
БО-III-01									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	94 кН
$\mu_{pl.1}$	0,020	0,166	0,306	0,477	0,688	0,766	0,919	1,100	1,495
$h - h_b$	119	147	148	153	159	158	160	159	159
h_b	81	53	52	47	41	42	40	41	41
A	1,08	1,18	1,36	1,44	1,60	1,65	1,66	1,47	1,18
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	94 кН
$\mu_{pl.1}$	0,017	0,163	0,338	0,456	0,669	0,747	0,975	1,106	1,509

$h - h_b$	115	147	148	153	159	158	159	159	158
h_b	85	53	52	47	41	42	41	41	42
A	1,15	1,20	1,24	1,51	1,66	1,71	1,52	1,46	1,16
БО-III-02									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	98 кН
$\mu_{pl.1}$	0,006	0,049	0,475	0,700	0,838	1,066	1,147	1,281	1,528
$h - h_b$	89	112	159	162	163	163	163	163	163
h_b	111	88	41	38	37	37	37	37	37
A	0,92	0,95	1,34	1,49	1,68	1,65	1,66	1,60	1,50
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	98 кН
$\mu_{pl.1}$	0,005	0,042	0,439	0,664	0,800	1,025	1,109	1,322	1,475
$h - h_b$	88	108	159	162	163	163	163	163	163
h_b	112	92	41	38	37	37	37	37	37
A	0,93	1,01	1,45	1,57	1,76	1,71	1,72	1,55	1,55
БО-IV-01									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	102 кН
$\mu_{pl.1}$	0,008	0,036	0,444	0,628	0,800	0,956	1,078	1,244	1,636
$h - h_b$	96	102	159	163	163	163	163	163	163
h_b	104	98	41	37	37	37	37	37	37
A	1,08	1,07	1,45	1,73	1,71	1,78	1,74	1,67	1,41
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	102 кН
$\mu_{pl.1}$	0,010	0,040	0,491	0,669	0,850	1,009	1,106	1,288	1,606
$h - h_b$	102	105	159	163	163	163	163	163	163
h_b	98	95	41	37	37	37	37	37	37
A	1,02	1,05	1,31	1,63	1,61	1,69	1,69	1,61	1,43
БО-IV-02									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	108 кН
$\mu_{pl.1}$	0,023	0,191	0,386	0,554	0,638	0,815	0,931	1,064	2,341
$h - h_b$	137	152	152	154	152	155	157	159	160
h_b	63	48	48	46	48	45	43	41	40
A	1,05	1,10	1,19	1,38	1,41	1,52	1,54	1,63	0,99

2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	108 кН
$\mu_{pl.1}$	0,018	0,145	0,410	0,582	0,659	0,838	0,948	1,102	2,272
$h - h_b$	124	140	154	155	154	156	158	159	160
h_b	76	60	46	45	46	44	42	41	40
A	0,94	1,01	1,20	1,39	1,45	1,57	1,57	1,60	1,02
БО-V-01									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	108 кН
μ_{pl}	0,024	0,174	0,343	0,524	0,619	0,775	0,903	1,069	2,731
$h - h_b$	137	151	151	153	152	155	157	159	160
h_b	63	49	49	47	48	45	43	41	40
A	1,05	1,19	1,28	1,44	1,42	1,58	1,61	1,61	0,84
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	108 кН
μ_{pl}	0,027	0,182	0,353	0,556	0,647	0,798	0,948	1,098	2,616
$h - h_b$	140	151	152	154	152	155	157	159	160
h_b	60	49	48	46	48	45	43	41	40
A	0,98	1,15	1,25	1,38	1,38	1,54	1,54	1,57	0,88
БО-V-02									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	108 кН
μ_{pl}	0,022	0,162	0,321	0,490	0,578	0,724	0,844	0,999	2,766
$h - h_b$	136	150	151	153	151	154	157	159	160
h_b	64	50	49	47	49	46	43	41	40
A	1,09	1,25	1,34	1,52	1,49	1,66	1,71	1,72	0,83
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	108 кН
μ_{pl}	0,026	0,175	0,340	0,534	0,622	0,767	0,912	1,056	2,616
$h - h_b$	139	151	151	153	152	155	157	159	160
h_b	61	49	49	47	48	45	43	41	40
A	1,00	1,18	1,29	1,42	1,42	1,59	1,60	1,63	0,88
БО-VI-01									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									

	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	124 кН
μ_{pl}	0,017	0,291	0,450	0,631	0,775	0,972	1,081	1,284	4,756
$h - h_b$	107	163	166	167	166	165	164	162	160
h_b	93	37	34	33	34	35	36	38	40
A	1,22	1,43	1,69	1,76	1,72	1,69	1,68	1,54	0,57
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	124 кН
μ_{pl}	0,021	0,295	0,475	0,669	0,797	0,953	1,084	1,184	5,031
$h - h_b$	113	163	166	166	166	166	164	163	160
h_b	87	37	34	34	34	34	36	37	40
A	1,17	1,41	1,57	1,63	1,66	1,73	1,67	1,68	0,54
БО-VI-02									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	117 кН
μ_{pl}	0,016	0,204	0,403	0,584	0,706	0,863	1,006	1,203	4,888
$h - h_b$	104	155	164	164	164	163	162	162	160
h_b	96	45	36	36	36	37	38	38	40
A	1,18	1,38	1,68	1,69	1,71	1,67	1,67	1,60	0,54
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	117 кН
μ_{pl}	0,011	0,186	0,441	0,606	0,734	0,900	1,066	1,241	5,006
$h - h_b$	93	155	164	164	164	163	162	162	160
h_b	107	45	36	36	36	37	38	38	40
A	1,29	1,54	1,53	1,62	1,64	1,60	1,58	1,55	0,53
БО-VII-01									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	124 кН
μ_{pl}	0,013	0,273	0,507	0,708	0,898	1,053	1,239	1,569	4,794
$h - h_b$	91	163	166	167	166	165	163	162	160
h_b	109	37	34	33	34	35	37	38	40
A	1,23	1,53	1,61	1,60	1,67	1,63	1,50	1,27	0,60
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	124 кН

μ_{pl}	0,016	0,316	0,536	0,691	0,913	1,053	1,225	1,431	4,650
$h - h_b$	98	162	166	167	166	165	163	162	160
h_b	102	38	34	33	34	35	37	38	40
A	1,18	1,30	1,50	1,66	1,63	1,63	1,51	1,41	0,62
БО-VII-02									
1 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	118 кН
μ_{pl}	0,022	0,307	0,507	0,672	0,836	0,993	1,176	1,343	5,344
$h - h_b$	110	163	166	167	166	165	163	162	160
h_b	90	37	34	33	34	35	37	38	40
A	1,25	1,48	1,62	1,67	1,69	1,67	1,63	1,57	0,52
2 нормальное сечение под точкой приложения нагрузки									
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	118 кН
μ_{pl}	0,016	0,316	0,536	0,691	0,850	1,022	1,225	1,431	5,219
$h - h_b$	100	163	166	166	166	165	163	162	160
h_b	100	37	34	34	34	35	37	38	40
A	1,33	1,43	1,51	1,61	1,65	1,61	1,55	1,47	0,53

2.11. Выводы по главе 2

1. Результаты проведенных экспериментов показали снижение до 25% несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия при увеличении максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения до величины $\mu_{pl.1} = 5,51$.
2. 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, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны.
3. При смене знака усилия в изгибаемых элементах образуются сквозные трещины, которые при небольших величинах пластических деформаций в первом полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} \leq 2,14$, смыкаются по мере увеличения нагрузки обратного знака. При величине коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} \leq 1,4$ смыкание берегов трещины при смене знака усилия имеет место до начала текучести растянутой арматуры.
4. При величине коэффициента пластичности в первом полуцикле $\mu_{pl.1} > 2,14$ образуются сквозные трещины, не смыкающиеся вплоть до разрушения образца при смене знака усилия.
5. Анализ эпюр деформаций на первом полуцикле нагружения показал, что гипотеза плоских сечений в процессе деформирования не соблюдается. Распределение деформаций по высоте сечения можно аппроксимировать билинейной зависимостью.
6. 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 рекомендуемой следует принять величину коэффициента пластичности по деформациям арматуры $\mu_{pl.1} = 1,4$, в качестве предельной – $\mu_{pl.1} = 2,14$.

ГЛАВА 3. ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОЙ НАГРУЗКЕ

Для изучения влияния пластических деформаций на работу изгибаемых железобетонных элементов возникла необходимость провести расчеты моделей железобетонных изгибаемых элементов на знакопеременную нагрузку с учетом физической нелинейности материалов.

Как показали расчеты и экспериментальные исследования железобетонных балок на действие немногочисленно повторных знакопеременных нагружений с коэффициентом асимметрии цикла равным -1, имеет место накопление пластических деформаций от цикла к циклу.

Однако, 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 также свидетельствуют данные В.И. Жарницкого, Ю.Л. Голды и С.О. Курнавиной [39]. Это дает возможность в исследованиях напряженно-деформированного состояния и определении критериев предельного состояния конструкций ограничиться первыми двумя полуциклами нагружения после достижения максимального прогиба.

Эти данные были подтверждены результатами расчета двухпролетной трехэтажной железобетонной рамы с размером пролетов 4800 мм и высотой этажей – 3400 мм. Рама из бетона класса В25 и арматуры класса А500С рассчитана в Abaqus с учетом физической нелинейности материалов. Размеры стоек 400×400 мм, ригелей – 400×400 мм. Армирование симметричное $\mu = 0,01$. Сейсмическое воздействие моделировалось горизонтальным ускорением основания, задававшимся в виде гармонической зависимости, для которой варьировалась амплитуда и частота воздействия.

На рисунке 3.1 представлена зависимость горизонтальных перемещений верхнего узла рамы. Как видно из графика, после достижения максимальных

пластических прогибов система «уходит от резонанса» вследствие изменения жесткости элементов в пластической стадии работы.

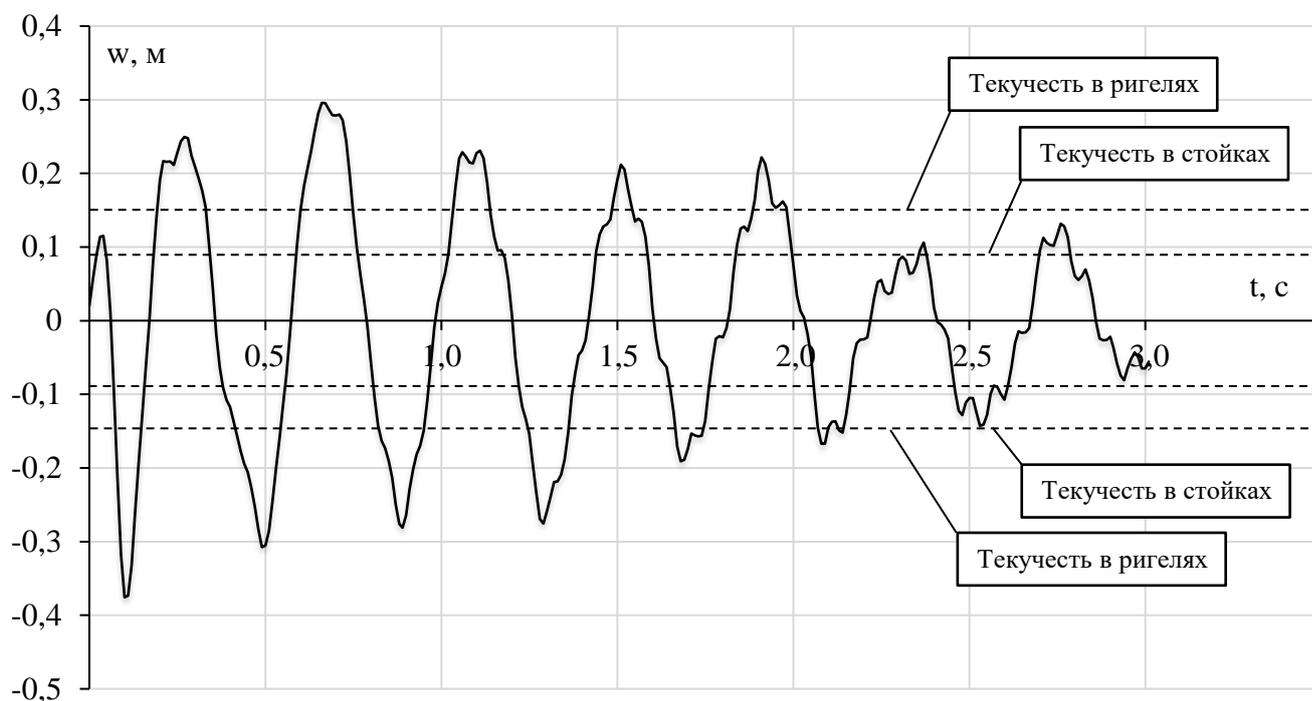


Рисунок 3.1 – Зависимость горизонтальных перемещений от времени

3.1. Расчетные уравнения и алгоритм расчета

Для приближенной оценки несущей способности и напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов при знакопеременном воздействии большой интенсивности предлагается инженерный метод расчета.

3.1.1. Основные расчетные предпосылки

Рассматривается железобетонная изгибаемая балка прямоугольного сечения без предварительного напряжения арматуры, работающая на поперечный изгиб под действием малоциклового знакопеременной нагрузки большой интенсивности, приводящей к развитию пластических деформаций в арматуре и бетоне.

Известны:

- геометрические размеры балки;
- условия опирания;
- физико-механические характеристики бетона и арматуры;

Считается, что анкеровка арматуры отвечает необходимым конструктивным требованиям, поэтому не учитывается потеря сцепления арматуры с бетоном.

При действии сейсмических нагрузок количество циклов невелико, поэтому усталостные явления также не учитываются.

Не учитывается потеря устойчивости арматурных стержней от сжатия.

Предполагается, что максимальные деформации достигаются в течение первых двух полциклов нагружения. После этого вследствие развития пластических деформаций изменяются жесткостные характеристики конструкций, и система «уходит от резонанса». Разрушение конструкции происходит или на первом полцикле в момент достижения максимальных прогибов, или на обратном полцикле после смены знака усилия.

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 максимального прогиба на первом полцикле нагружения, момент окончания разгрузки сечения и момент разрушения бетона сжатой зоны при смене знака усилия.
2. Деформации нормального сечения и их приращения на всех этапах нагружения подчиняются гипотезе билинейных сечений [34].

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 прямой, параллельной касательной в начальной точке диаграммы « σ - ε ».

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.

3.1.2. Коэффициент A гипотезы билинейных сечений

Проф. В.И. Жарницким в работе [15] была предложена гипотеза билинейных сечений, позволяющая заменить возможные варианты распределения деформаций в нормальном сечении двумя прямыми.

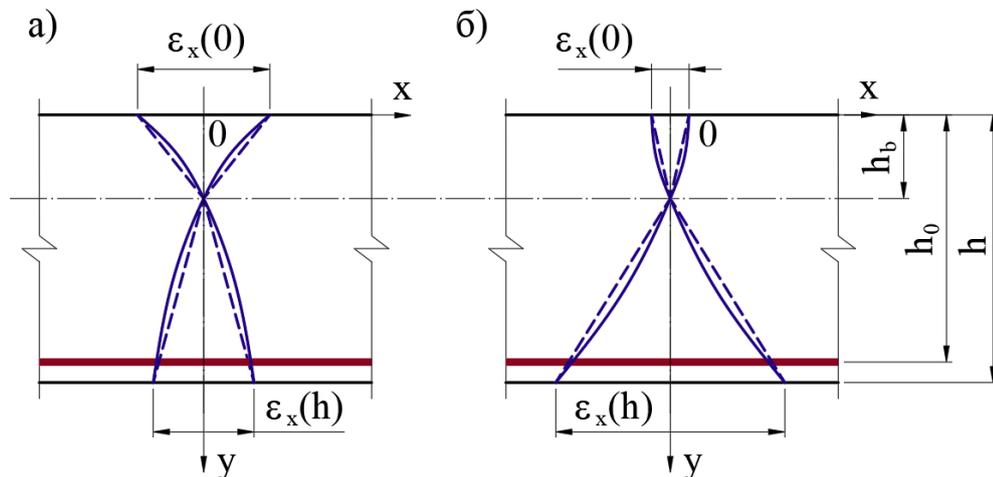


Рисунок 3.2 – гипотеза билинейных сечений (для нормальных сечений) при различных очертаниях $\varepsilon_x(y)$: а) – $A > 1$; б) – $A < 1$;

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, χ – кривизна, h_b – высота сжатой зоны. При $A = 1$ гипотеза билинейных сечений переходит в гипотезу плоских сечений.

На рисунке 3.2 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 [34].

3.1.3. Влияние коэффициента A гипотезы билинейных сечений на прочность по нормальным сечениям

Рассмотрим напряженно деформированное состояние железобетонной балки при монотонном нагружении в момент достижения предельного прогиба, соответствующего началу разрушения бетона сжатой зоны. Для простоты вычислений пренебрегаем работой растянутого бетона. Предполагаем, что деформации сечения (и их любые приращения) подчиняются гипотезе билинейных сечений.

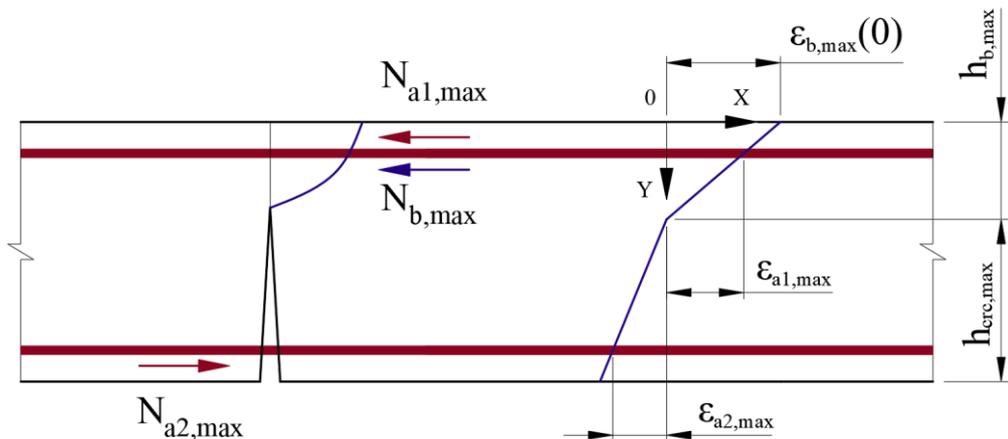


Рисунок 3.3 – Распределение деформаций по высоте сечения в момент достижения максимального прогиба в первом полуцикле

Деформация сжатого бетона:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \chi_{\max} \cdot (h_{b,\max} - y) \cdot A \quad (3.2)$$

Максимальная деформация в крайнем волокне бетона сжатой зоны:

$$\varepsilon_{b,\max}(0) = \chi_{\max} \cdot h_{b,\max} \cdot A = \varepsilon_{b,ult} \quad (3.3)$$

где A – эмпирический коэффициент гипотезы билинейных сечений в момент достижения максимальных деформаций, $\varepsilon_{b,ult}$ – предельное значение сжимающих

деформаций, $h_{b,\max}$ – высота сжатой зоны в момент начала разрушения бетона в крайнем волокне.

Отсюда, кривизна сечения:

$$\chi_{\max} = \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,\max} \cdot A} \quad (3.4)$$

Деформация сжатой арматуры:

$$\varepsilon_{a1,\max} = \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,\max} \cdot A} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A = \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,\max}} \cdot (h_{b,\max} - a) \quad (3.5)$$

Деформация растянутой арматуры:

$$\varepsilon_{a2,\max} = \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,\max} \cdot A} \cdot (h_{b,\max} - h_0) \quad (3.6)$$

Принимаем параболическую зависимость между деформациями и напряжениями:

$$\sigma_b(y) = E_b \cdot \left(\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{\varepsilon_b(y)^2}{\varepsilon_R} \right) \quad (3.7)$$

Тогда усилие в бетоне сжатой зоны будет равно:

$$N_b = b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \left[\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{\varepsilon_b(y)^2}{\varepsilon_R} \right] dy \quad (3.8)$$

Подставив (3.2) в (3.8), и проинтегрировав по высоте сжатой зоны получим:

$$\begin{aligned} N_b &= b \cdot E_b \cdot \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,\max}} \cdot \left[h_{b,\max} \cdot y - \frac{y^2}{2} - \frac{0,5}{\varepsilon_R} \cdot \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,\max}} \cdot \left(h_{b,\max}^2 \cdot y - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - h_{b,\max} \cdot y^2 + \frac{y^3}{3} \right) \right] \Bigg|_0^{h_{b,\max}} = \\ &= b \cdot E_b \cdot \varepsilon_{b,ult} \cdot h_{b,\max} \left[\frac{1}{2} - \frac{\varepsilon_{b,ult}}{6 \cdot \varepsilon_R} \right] \end{aligned} \quad (3.9)$$

Усилие в сжатой арматуре:

$$N_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \varepsilon_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \frac{\varepsilon_{b,ult}}{h_{b,\max}} \cdot (h_{b,\max} - a) \quad (3.10)$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$N_{a2,\max} = -A_{s2} \cdot R_{sn} \quad (3.11)$$

где A_{s1}, A_{s2} – площадь сжатой и растянутой арматуры соответственно (рисунок 3.1).

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

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 0 \quad (3.12)$$

Как видно из формул (3.9) – (3.12), высота сжатой зоны бетона в момент достижения предельной деформации, а также усилия в бетоне и арматуре и, соответственно, плечо внутренней пары сил не зависят от коэффициента гипотезы билинейных сечений A .

Т.е. в обычных расчетах на прочность по нормальному сечению, можно использовать общепринятую гипотезу плоских сечений (при $A = 1$). От коэффициента A зависит деформативность балки: максимальное значение кривизны и коэффициент пластичности арматуры в момент, соответствующий разрушению бетона сжатой зоны, что важно при расчете на особые воздействия: взрывные, ударные и сейсмические.

3.1.4. Напряженно-деформированное состояние сечения в момент достижения заданного коэффициента пластичности на первом полупериоде нагружения

Для простоты вычислений пренебрегаем работой растянутого бетона в момент достижения максимального прогиба. Предполагаем, что деформации сечения (и их любые приращения) подчиняются гипотезе билинейных сечений.

Максимальная деформация растянутой арматуры:

$$\varepsilon_{a2,\max} = -k_{pl,a} \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} = \chi_{\max} \cdot (h_{b,\max} - h_0) \quad (3.13)$$

$k_{pl,a}$ – коэффициент пластичности по деформациям арматуры, χ_{\max} – кривизна сечения в момент достижения максимального прогиба, $h_{b,\max}$ – высота сжатой зоны бетона, h_0 – рабочая высота сечения, R_{sn} , E_s – предел текучести и модуль упругости арматуры соответственно.

Отсюда, кривизна сечения в момент достижения максимального прогиба:

$$\chi_{\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \quad (3.14)$$

В этом случае деформация сжатой арматуры согласно геометрической гипотезе:

$$\varepsilon_{a1,\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 \quad (3.15)$$

где A_1 – коэффициент гипотезы билинейных сечений в момент достижения максимальных деформаций арматуры на 1 полуцикле.

Деформации сжатого бетона по высоте сжатой зоны:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - y) \cdot A_1 \quad (3.16)$$

Примем параболическую зависимость между деформациями и напряжениями:

$$\sigma_b(y) = E_b \cdot \left(\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right) \quad (3.17)$$

ε_R – предельная деформация бетона, E_b – модуль упругости бетона.

Тогда усилие в бетоне сжатой зоны будет равно:

$$N_b = b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \left[\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right] dy \quad (3.18)$$

Подставим 3.16 в 3.18, тогда после интегрирования усилие в бетоне сжатой зоны будет равно:

$$N_b = b \cdot E_b \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A_1 \cdot \left[\frac{h_{b,\max}^2}{2} - \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A_1 \cdot \left(\frac{h_{b,\max}^3}{6 \cdot \varepsilon_R} \right) \right] \quad (3.19)$$

Усилие в сжатой арматуре:

$$N_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \varepsilon_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 \quad (3.20)$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$N_{a2,\max} = -A_{s2} \cdot R_{sn} \quad (3.21)$$

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:

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 0 \quad (3.22)$$

В таблице 3.1 представлены значения максимальных деформаций крайнего волокна бетона и растянутой арматуры, вычисленные упрощенным методом с использованием гипотезы билинейных сечений (с полученными из эксперимента значениями коэффициента A) и с использованием гипотезы плоских сечений (при $A = 1$). Для сравнения представлены экспериментальные значения этих же деформаций.

Как видно из таблицы, упрощенный метод с использованием гипотезы билинейных сечений дает приемлемую точность вычисления деформаций. Максимальное отклонение от экспериментальных значений составляет 18%. Использование гипотезы плоских сечений дает большие величины отклонений для деформаций бетона сжатой зоны.

Таблица 3.1 – Сравнение результатов расчета максимальных деформаций при достижении на первом полуцикле заданного коэффициента пластичности с экспериментом

Шифр образца	$\mu_{pl.1}$	A_1	h_b / h		$\varepsilon_{b,\max}(0) \cdot 10^{-4}$		$\Delta, \%$	$\varepsilon_{s,\max} \cdot 10^{-4}$		$\Delta, \%$
			Эксп.	Расч.	Эксп.	Расч.		Эксп.	Расч.	
БО-II-01	1,22	1,59	0,2	0,179	19,7	17,96	10	39,1	42,15	8
БО-II-01	1,21	1,63	0,2	0,178	19,65	18,15	8	39,1	41,81	7
БО-II-01	1,22	1	0,2	0,208	19,7	13,68	44	39,1	38,35	2
БО-II-02	1,23	1,59	0,2	0,179	20,02	18,04	11	40,2	42,5	6
БО-II-02	1,23	1,67	0,2	0,176	20,02	18,53	8	38,2	42,5	11
БО-II-02	1,23	1	0,2	0,208	20,02	13,76	45	40,2	42,5	6
БО-III-01	1,49	1,18	0,2	0,184	19,65	16,82	17	47,8	51,48	8
БО-III-01	1,49	1,16	0,2	0,185	19,65	16,63	18	48,3	51,48	7

Шифр образца	$\mu_{pl.1}$	A_1	h_b / h		$\varepsilon_{b,max}(0) \cdot 10^{-4}$		Δ , %	$\varepsilon_{s,max} \cdot 10^{-4}$		Δ , %
			Эксп.	Расч.	Эксп.	Расч.		Эксп.	Расч.	
БО-III-01	1,49	1	0,2	0,194	19,65	15,28	29	47,8	51,48	8
БО-III-02	1,52	1,5	0,2	0,171	18,51	19,96	7	48,9	52,52	7
БО-III-02	1,52	1,55	0,2	0,17	18,51	20,45	9	47,2	52,52	11
БО-III-02	1,52	1	0,2	0,193	18,51	15,49	19	48,9	52,52	7
БО-IV-01	1,62	1,41	0,2	0,171	18,56	19,97	7	52,4	55,97	7
БО-IV-01	1,62	1,43	0,2	0,171	18,56	20,21	8	51,4	55,97	9
БО-IV-01	1,62	1	0,2	0,189	18,56	16,04	16	52,4	55,97	7
БО-IV-02	2,34	0,99	0,2	0,171	21,8	20,19	8	74,9	80,85	8
БО-IV-02	2,27	1,02	0,2	0,171	21,8	21,8	0	72,7	78,43	8
БО-IV-02	2,14	1	0,2	0,173	21,8	18,98	15	74,9	73,94	1
БО-V-01	2,53	0,84	0,2	0,175	21,7	19,03	14	87,4	87,42	0
БО-V-01	2,53	0,88	0,2	0,173	21,7	19,67	10	83,7	87,42	4
БО-V-01	2,53	1	0,2	0,167	21,7	21,14	3	87,4	87,42	0

Примечания: $\mu_{pl.1}$ – коэффициент пластичности по деформациям арматуры на 1 полуцикле нагружения;

$\varepsilon_{b,max}(0)$ – деформации бетона сжатой зоны при достижении арматурой заданного коэффициента пластичности;

A_1 – коэффициент гипотезы билинейных сечений в момент достижения максимальных деформаций арматуры на 1 полуцикле;

h_b / h – положение нейтральной оси в сечении;

$\varepsilon_{s,max} \cdot 10^{-4}$ – максимальные деформации сжатой и растянутой арматуры.

3.1.5. Напряженно-деформированное состояние сечения в момент разгрузки

При разгрузке сечение получает приращение кривизны $\delta\chi$ обратного знака, которое должно уменьшить до нуля усилия в бетоне сжатой зоны и арматуре, пренебрегая работой растянутого бетона. Полагаем, 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 (рисунок 3.4).

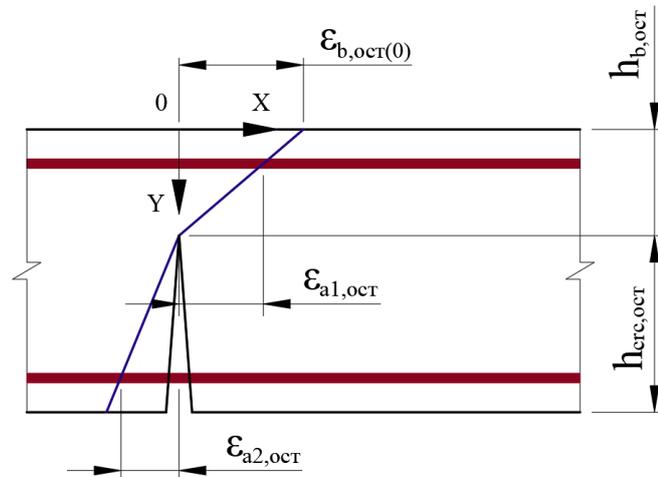


Рисунок 3.4 – Распределение деформаций по высоте сечения в момент разгрузки

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

Остаточная деформация растянутой арматуры (A_{s2}):

$$\varepsilon_{a2,ост} = -(k_{pl,a} - 1) \cdot \varepsilon_{a,тек} = (k_{pl,a} - 1) \cdot \frac{-R_{sn}}{E_s} \quad (3.23)$$

где $\varepsilon_{a2,ост}$ – остаточная деформация растянутой арматуры; $\varepsilon_{a,тек}$ – деформация, соответствующая началу текучести.

Приращение деформаций в растянутой арматуре:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \frac{R_{sn}}{E_s} \quad (3.24)$$

Согласно геометрической гипотезе билинейных сечений приращение деформаций обратного знака, приводящее к разгрузке:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \delta\chi \cdot (h^* - h_0) = \frac{R_{sn}}{E_s} \quad (3.25)$$

Отсюда отрицательное приращение кривизны:

$$\delta\chi = \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \quad (3.26)$$

Приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a1} = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - a) \quad (3.27)$$

где A_2 – коэффициент гипотезы билинейных сечений для отрицательных приращений в момент разгрузки.

Приращение деформаций бетона:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - y) \quad (3.28)$$

$$\delta\varepsilon_b(0) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot h^*$$

Изменение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot R_{sn} \quad (3.29)$$

Изменение усилия в сжатой арматуре:

$$\begin{aligned} \delta N_{a1} &= A_{s1} \cdot E_s \cdot \delta\varepsilon_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) = \\ &= A_{s1} \cdot \frac{R_{sn}}{(h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) \end{aligned} \quad (3.30)$$

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

$$\begin{aligned} \delta N_b &= b \cdot \int_0^{h^*} \delta\sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h^*} \delta\varepsilon_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \\ &\int_0^{h^*} \delta\chi \cdot A_2 \cdot (h^* - y) dy = b \cdot E_b \cdot A_2 \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot \frac{(h^*)^2}{2} \end{aligned} \quad (3.31)$$

Из условия равновесия всех продольных сил на горизонтальную ось:

$$\delta N_b + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} = 0 \quad (3.32)$$

$$b \cdot E_b \cdot A_2 \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} \cdot \frac{(h^*)^2}{2} + A_{s1} \cdot R_{sn} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) - A_{s2} \cdot R_{sn} \cdot (h_0 - h^*) = 0 \quad (3.32, a)$$

Из уравнения (3.32, а) можно выразить расстояние от сжатой грани до мгновенного положения нейтральной оси h^* , а через него, величины приращения деформаций, остаточную кривизну χ_{ocm} , остаточные деформации бетона и арматуры, и глубину остаточной трещины на момент разгрузки $h_{crc,ocm}$.

Остаточные деформации бетона и сжатой арматуры будут равны:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{a1,ocm} &= \varepsilon_{a1,max} - \delta\varepsilon_{a1} \\ \varepsilon_{b,ocm}(y) &= \varepsilon_{b,max}(y) - \delta\varepsilon_b(y) \\ \varepsilon_{a2,ocm} &= \varepsilon_{a2,max} - \delta\varepsilon_{a2} = \chi_{ocm} \cdot (h_{crc,ocm} - a)\end{aligned}\quad (3.33)$$

Остаточная кривизна сечения может быть вычислена, как:

$$\chi_{ocm} = \frac{\varepsilon_{a2,ocm}}{h_{crc,ocm} - a} \quad (3.34)$$

В таблице 3.2 представлены значения остаточных деформаций крайнего волокна сжатого бетона и растянутой арматуры, вычисленные упрощенным методом с использованием гипотезы билинейных сечений (с полученными из эксперимента значениями коэффициента A_1) и с использованием гипотезы плоских сечений. Для сравнения в таблице представлены экспериментальные значения этих же деформаций.

Как видно из таблицы, упрощенный метод с использованием гипотезы билинейных сечений также дает приемлемую точность вычисления остаточных деформаций. Максимальное отклонение от экспериментальных значений составляет 18%.

Таблица 3.2 – Сравнение результатов расчета остаточных деформаций при разгрузке с экспериментом

Шифр образца	$\mu_{pl.1}$	A_2	h^*/h		$\varepsilon_{b,ocm}(0) \cdot 10^{-4}$		$\Delta, \%$	$\varepsilon_{s,ocm} \cdot 10^{-4}$		$\Delta, \%$
			Эксп.	Расч.	Эксп.	Расч.		Эксп.	Расч.	
БО-II-01	1,22	1,58	0,205	0,1795	3,36	3,63	7	7,84	7,61	3
БО-II-01	1,22	1	0,205	0,2056	3,36	2,62	28	7,84	7,61	3
БО-II-02	1,23	1,52	0,205	0,1795	4,24	3,86	10	7,93	7,95	0
БО-II-02	1,23	1	0,205	0,2333	4,24	3,05	39	7,93	7,95	0
БО-III-01	1,49	1,09	0,205	0,1534	3,9	4,21	7	16,7	16,93	1
БО-III-01	1,49	1	0,205	0,1828	3,9	4,66	16	16,7	16,93	1
БО-III-02	1,52	1,21	0,205	0,1687	4,78	4,05	18	17,4	17,96	3
БО-III-02	1,52	1	0,205	0,1794	4,78	4,78	0	17,4	17,96	3

Шифр образца	$\mu_{pl.1}$	A_2	h^*/h		$\varepsilon_{b,ocm}(0) \cdot 10^{-4}$		$\Delta, \%$	$\varepsilon_{s,ocm} \cdot 10^{-4}$		$\Delta, \%$
			Эксп.	Расч.	Эксп.	Расч.		Эксп.	Расч.	
БО-IV-01	1,62	1,37	0,205	0,1583	5,74	6,88	17	20,11	21,42	7
БО-IV-01	1,62	1	0,205	0,1684	5,74	5,41	6	20,11	21,42	7
БО-IV-02	2,27	1,12	0,205	0,1518	8,85	10,7	17	35,4	39,38	11
БО-IV-02	2,14	1	0,205	0,1582	8,85	8,49	4	35,4	39,38	11
БО-V-01	2,53	0,91	0,205	0,1416	9,28	10,19	9	48,31	52,86	9
БО-V-01	2,53	1	0,205	0,1432	9,28	10,69	13	48,31	52,86	9

Примечания: $\mu_{pl.1}$ – коэффициент пластичности по деформациям арматуры на 1 полцикле нагружения;

$\varepsilon_{b,ocm}(0)$ – остаточные деформации бетона сжатой зоны при разгрузке;

A_2 – коэффициент гипотезы билинейных сечений для отрицательных приращений в момент разгрузки;

h^*/h – положение нейтральной оси в сечении;

$\varepsilon_{s,ocm} \cdot 10^{-4}$ – максимальные деформации растянутой арматуры.

3.1.6. Напряженно-деформированное состояние в момент разрушения бетона сжатой зоны при нагружении обратного знака

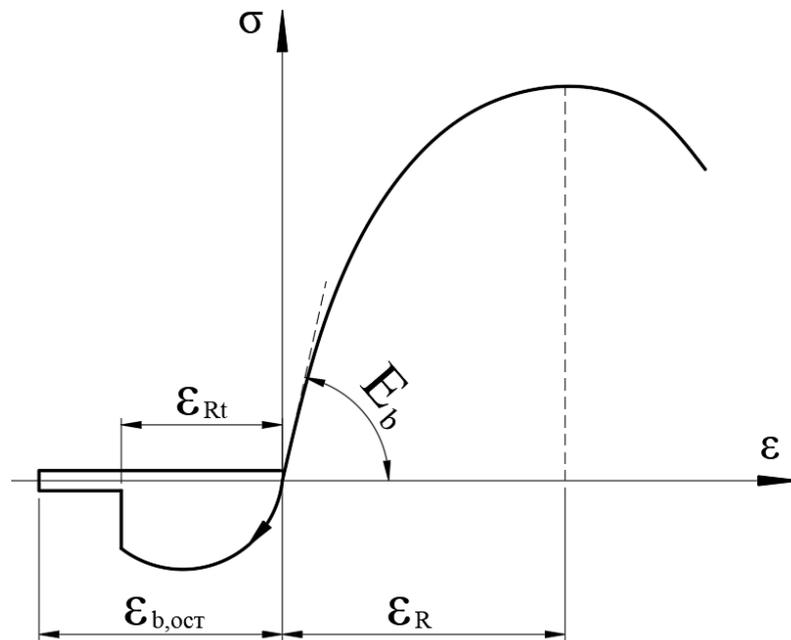


Рисунок 3.5 – Зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » в момент разрушения сжатой зоны бетона

Предполагаем, что разрушение бетона сжатой зоны начинается, когда деформации сжатой зоны достигают предельного значения ε_R (рисунок 3.5).

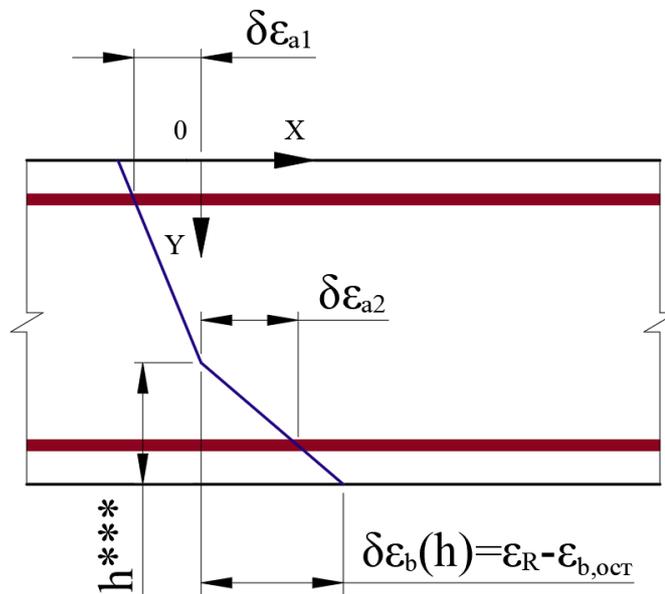


Рисунок 3.6 – Распределение приращений деформаций по высоте сечения в момент разрушения бетона сжатой зоны

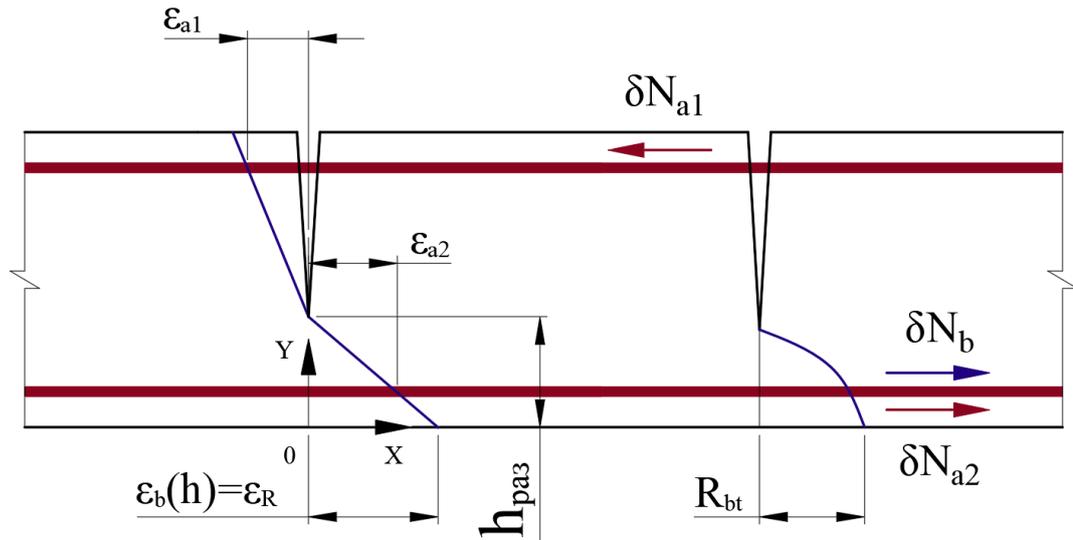


Рисунок 3.7 – Распределение деформаций и усилий по высоте сечения в момент разрушения на обратном полуцикле нагружения

С учетом остаточных деформаций сжатия приращение деформаций:

$$\delta\varepsilon_b(h) = \varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h) \quad (3.35)$$

Приращение деформаций происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^{***} . Тогда:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - y)) \quad (3.36)$$

$$\delta\varepsilon_b(h) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot h^{***} \quad (3.37)$$

A_3 – коэффициент гипотезы билинейных сечений для приращений после смыкания трещин.

Отсюда приращение кривизны обратного знака:

$$\delta\chi_2 = \frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{A_3 \cdot h^{***}} \quad (3.38)$$

Из геометрической гипотезы приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a2} = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - h_0)) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - a) \quad (3.39)$$

Приращение деформаций растянутой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a1} = \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - a)) = \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - h_0) \quad (3.40)$$

Приращение усилия в сжатой арматуре:

$$\begin{aligned}\delta N_{a2} &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \delta \varepsilon_{a2} = E_s \cdot A_{s2} \cdot A_3 \cdot \delta \chi_2 \cdot (h^{***} - a) = \\ &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{h^{***}} \cdot (h^{***} - a)\end{aligned}\quad (3.41)$$

Приращение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a1} = -R_{sn} \cdot A_{s1} \quad (3.42)$$

Бетон сжатой зоны включится в работу на некоторой высоте $h_{раз}$, когда будут скомпенсированы остаточные деформации растяжения.

$$\delta \varepsilon_b(h_{crc}) = A_3 \cdot \delta \chi_2 \cdot \left(h^{***} - (h - h_{раз}) \right) = -\varepsilon_{b,ocm}(h_{раз}) = -\chi_{ocm} \cdot (h_{crc,ocm} - h_{раз}) \quad (3.43)$$

Отсюда:

$$h_{раз} = \frac{\chi_{ocm} \cdot h_{crc,ocm} - A_3 \cdot \delta \chi_2 \cdot (h - h^{***})}{\chi_{ocm} - A_3 \cdot \delta \chi_2} \quad (3.44)$$

Деформации бетона сжатой зоны:

$$\varepsilon_b(y) = \delta \varepsilon_b(y) - \varepsilon_{b,ocm}(y) \quad (3.45)$$

Кривизна, соответствующая разрушению:

$$\chi_{раз} = \delta \chi_2 - \chi_{ocm} \quad (3.46)$$

Из геометрической гипотезы деформации бетона в момент разрушения:

$$\varepsilon_b(y) = A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot (h_{раз} - (h - y)) \quad (3.47)$$

A_4 – эмпирический коэффициент гипотезы билинейных сечений в момент разрушения.

Приращение усилия в бетоне сжатой зоны к моменту разрушения:

$$\delta N_b = N_b - 0 = b \cdot \int_{h-h_{раз}}^h \sigma_b(y) \cdot dy = b \cdot E_b \cdot \int_{h-h_{раз}}^h \left[\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{\varepsilon_b(y)^2}{\varepsilon_R} \right] \cdot dy \quad (3.48)$$

Поставим (2.48) в (2.49). В результате интегрирования получим:

$$\delta N_b = b \cdot E_b \cdot \frac{0,5}{\varepsilon_R} \cdot \left[-\frac{A_4^2 \cdot \chi_{раз}^2}{3} \cdot h_{раз}^3 - A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot \varepsilon_R \cdot h_{раз}^2 \right] \quad (3.49)$$

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 $3/8 \cdot h_{раз}$ [147]. Составим уравнение моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры.

Несущая способность нормального сечения:

$$M_u = N_b \cdot \left(h_0 - \frac{3}{8} \cdot h_{раз} \right) + N_{a2} \cdot (h_0 - a) \quad (3.50)$$

Коэффициент пластичности, соответствующий разрушению равен $\frac{\delta \varepsilon_{a1}}{\varepsilon_{тек}}$.

В таблице 3.3 представлены результаты расчета несущей способности упрощенным методом для экспериментальных образцов, в которых имело место смыкание остаточных трещины и разрушение бетона сжатой зоны на втором полупереме нагружения. Коэффициенты A_1 и A_2 определены экспериментально. Поскольку условия эксперимента не позволили непосредственно определить величину коэффициентов A_3 и A_4 , их величины подбирались косвенно, чтобы получить наиболее близкие величины предельных изгибающих моментов и предельных коэффициентов пластичности.

Таблица 3.3 – Результаты расчета несущей способности упрощенным методом и сравнение с экспериментом

Шифр балки	Разрушающая нагрузка, соотв. деф. бетона -0,002		$\Delta\%$	Предельный коэффициент пластичности на 2 полуцикле		$\Delta\%$	Коэффициент A_1 при достижении максимальных деформаций на 1 полуцикле	Коэффициент A_2 для отрицательных приращений в момент разгрузки	Коэффициент A_3 для приращений деформаций к моменту разрушения	Коэффициент A_4 для деформаций в момент начала разрушения бетона сжатой зоны
	Эксп.	Теор.		Эксп.	Теор.					
ВО-II-01	105,2	81,05	23,95	2,41	2,43	0,8	1,59	1,58	1,62	0,743
ВО-II-02	92	81,06	11,89	2,84	2,81	1,05	1,59	1,52	1,5	0,686
ВО-III-01	89	81,08	7,92	1,64	1,65	0,6	1,18	1,09	3,7	0,943
ВО-III-02	94	81,09	12,91	2,16	2,19	1,38	1,5	1,21	2,9	0,75
ВО-IV-01	93	81,08	12,8	1,45	1,444	0,6	1,41	1,37	5,0	0,951
ВО-IV-02	89	81,09	7,1	1,31	1,311	0,07	0,99	1,12	9,8	0,704
ВО-V-01	87	82,0	5,7	1,17	1,167	0,3	0,84	0,91	14	0,635
ВО-V-02	83	81,09	1,91	1,08	1,085	0,4	0,82	0,88	15	0,65

Как видно из таблицы, величина пластических деформаций и коэффициент гипотезы билинейных сечений практически не сказываются на несущей способности балки, определенной приближенным методом. Она несколько ниже экспериментальных значений, но отклонение не превышает 23%. Из этого можно сделать вывод, что упрощенный метод дает удовлетворительную сходимость с экспериментом.

Наибольшее влияние величина коэффициента гипотезы билинейных сечений оказывает на величину предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны. Однако необходимы дополнительные экспериментальные и теоретические исследования данного вопроса.

3.2. Выводы по главе 3

1. Предложен инженерный метод расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия с учетом пластических деформаций арматуры. Пластические деформации арматуры на первом полупереме нагружения учитываются коэффициентом пластичности $k_{pl,a}$.
2. 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 . Т.е. в практических расчетах на прочность по нормальным сечениям можно использовать общепринятую гипотезу плоских сечений (при $A = 1$).
3. 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.

4. Предложенный 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.

ГЛАВА 4. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ ВОЗДЕЙСТВИИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ

4.1. Цели и задачи численного исследования

Цель численного исследования – детально изучить работу изгибаемых элементов при малокцикловом знакопеременном воздействии и влияние на нее пластических деформаций материалов. При этом решаются следующие задачи:

1. Оценить напряженно-деформированное состояние в области нормальных трещин при знакопеременных нагрузках;
2. Оценить влияние пластических деформаций в арматуре на несущую способность изгибаемых элементов при смене знака усилия;

Для решения этих задач проведен ряд расчетов моделей железобетонных балок в вычислительном комплексе, использующем метод конечных элементов SIMULIA Abaqus компании Dassault Systèmes.

4.2. Характеристики материалов для модели «Concrete Damaged Plasticity»

Бетон. Для выполнения численных расчетов экспериментальных образцов была использована модель бетона с повреждениями «concrete damaged plasticity» (CDP), данная модель учитывает образование и раскрытие трещин при растяжении, сжатии и срезе, а также теорию прочности бетона. Данная модель используется в вычислительном комплексе, использующем метод конечных элементов SIMULIA Abaqus компании Dassault Systèmes [155, 157].

Важно заметить, что для более подробной картины распределения трещины в модели, при задании характеристик состояния бетона, после достижения им предельных напряжений или деформаций, необходимо ввести ниспадающую ветвь, имеющую условный физический смысл. «Именно этот участок диаграммы моделирует распределение трещин по некоторой группе КЭ, давая таким образом

возможность получения численного решения. Деформация, при которой растягивающее и сжимающее напряжение после разрушения достигает близкого к нулю значения принята $2\varepsilon_{t,crack}$ и $1,5\varepsilon_{b,crush}$ (для сжимающих напряжений)» [135]. Такие параметры обеспечивают развитие в материале при нагружении образца локальных зон с существенными деформациями и малыми напряжениями, моделирующие таким образом эквивалентные макротрещины.

В условиях одноосного циклического нагружения процессы деформации достаточно сложны, включая раскрытие и закрытие ранее образовавшихся трещин, а также их взаимовлияние. Известно, что при циклическом нагружении происходит некоторое восстановление жесткости в пределах упругой составляющей работы материала. Такой эффект восстановления жесткости является важным критерием поведения бетона при циклическом нагружении. Восстановление жесткости, как правило, более выражено при изменении нагрузки от растяжения к сжатию, вызывая закрытие трещин при растяжении, что приводит к восстановлению жесткости при сжатии. Для учёта снижения жесткости вводится модуль упругости повреждённого материала E_{damage} через скалярную величину параметра d – переменная, являющаяся функцией от $d_{tension}$ и $d_{compression}$:

$$E_{damage} = E_0 \cdot (1 - d) \quad (4.1)$$

где E_0 – начальный модуль упругости неповрежденного материала.

Параметр d показывает относительный уровень деформаций, а также угол наклона ветви разгрузки образца. «При расчете образцов данный параметр для предела прочности был принят равным $d = 5\%$, а при напряжениях, равных 1% от предельных (после разрушения материала) – $d = 95\%$, то есть в материале при полном разрушении модуль упругости возвратной прямой (прямой разгрузки) составляет 95% от начального модуля неповрежденного бетона. Таким образом, при величине параметра относительных разрушений в растянутой зоне более $d_t > 10\%$ в бетоне образуется трещина. Принципиально важным отличием от деформационного анализа образования трещин (трещина образуется при $\varepsilon_{pr,t} > \varepsilon_{t,ult}$) является отсутствие

необходимости определения предельной деформации при сложном напряженно-деформированном состоянии в рассматриваемом объеме» [135].

Для описания распределения напряжений и деформаций в бетоне также необходим угол дилатации, или угол расширения при сжатии. Углом дилатации характеризует долю объемных пластических деформаций, развивающихся при пластическом сдвиге. Данный угол определяется как величина отклонения вектора пластической деформации от девиаторной плоскости в плоскости ей ортогональной. Вычислялся он по зависимости механики скальных грунтов как $\beta = \arctan(\sin \varnothing)$, где \varnothing – угол внутреннего трения, принимаемый равным 41° . Таким образом, угол дилатации составил 34° .

На рисунке 4.1 представлены вычисленные диаграммы работы бетона на осевое сжатие (рисунок 4.1, а) и растяжение (рисунок 4.1, б).

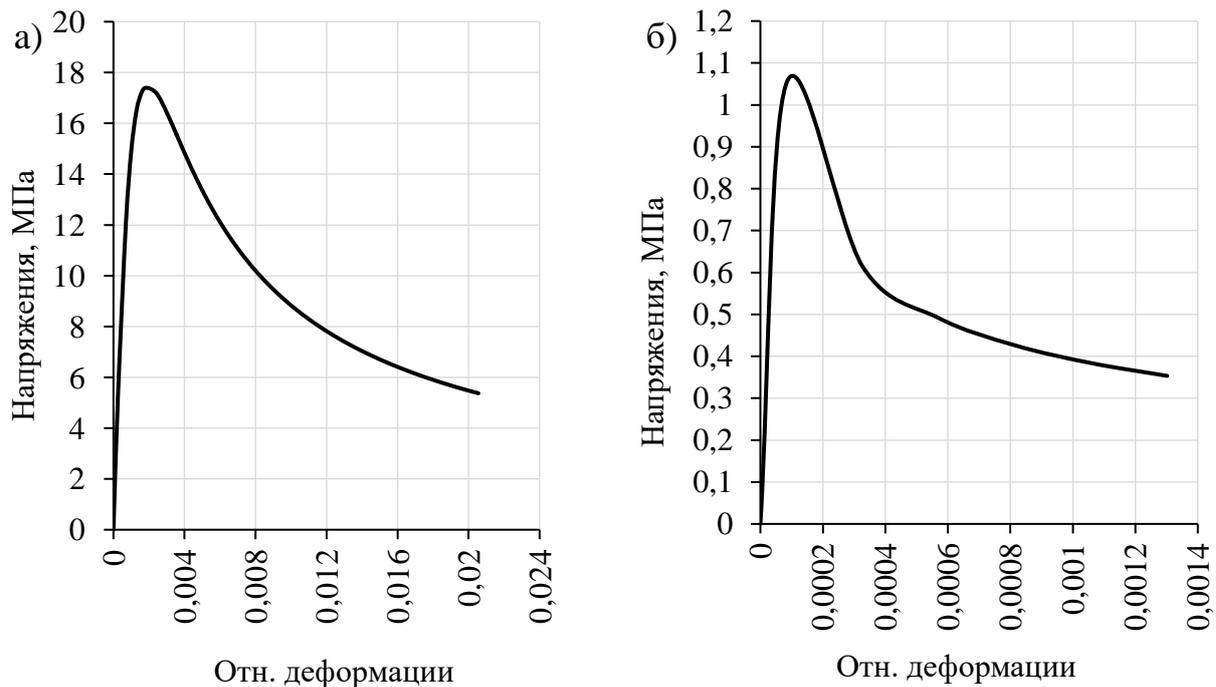


Рисунок 4.1 – Кривая « $\sigma - \varepsilon$ » для бетона В25 при осевом сжатии (а) и растяжении (б) с мнимой ниспадающей ветвью

Таблица 4.1 – Дополнительные параметры бетона для модели CDP

Dilation Angle	Eccentricity	f_{b0} / f_{c0}	K	Viscosity Parameter
34	0,1	1,88	0,6667	0,0001

Параметры метариала «Dilation Angle – угол дилатации, равный отношению объемной и сдвиговой деформации, в диссертации принимался постоянным; Eccentricity – параметр, отвечающий за скорость перехода в пластичное состояние материала, в диссертации принимался постоянным; f_{b0} / f_{c0} – отношение прочности бетона при двухосном сжатии к одноосному, в диссертации принималось постоянным; K – параметр формы поверхности прочности для бетона, в диссертации принимался постоянным; Viscosity Parameter – параметр вязкости» [155], принимался равным 0,0001.

Арматура. Работа арматуры моделировалась билинейной диаграммой с упругой и пластической участками работы. На рисунке 4.2 приведен общий вид диаграммы состояния для арматурной стали. Зона упрочнения не учитывалась в запас прочности.

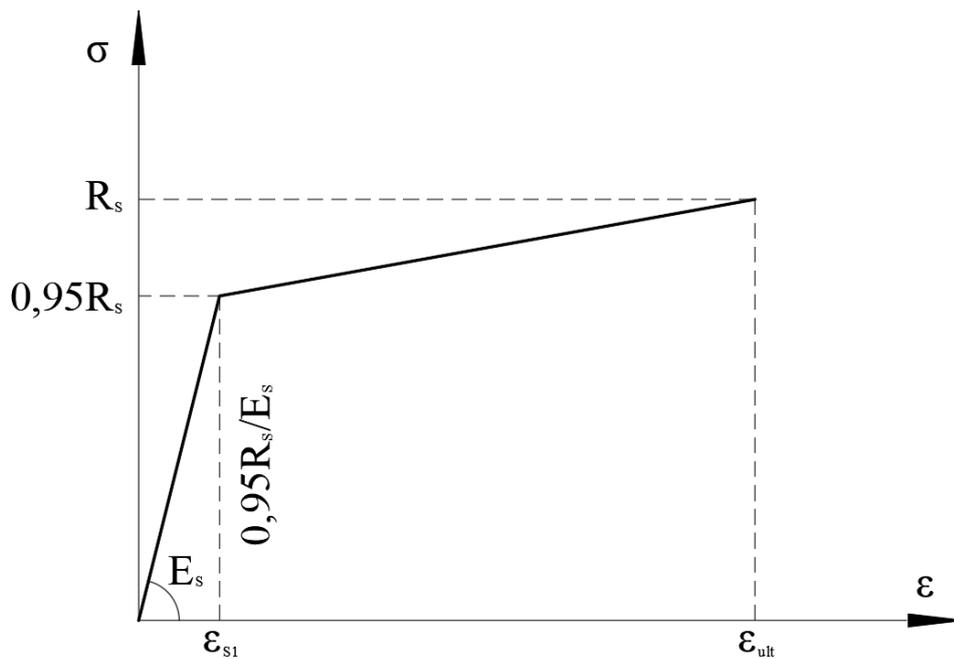


Рисунок 4.2 – Диаграмма состояния арматурной стали

4.3. Описание расчетных моделей

Рассматривалась железобетонная балка с симметричным продольным армированием под действием двух сосредоточенных сил. Геометрические размеры образцов представлены в таблице 4.3.

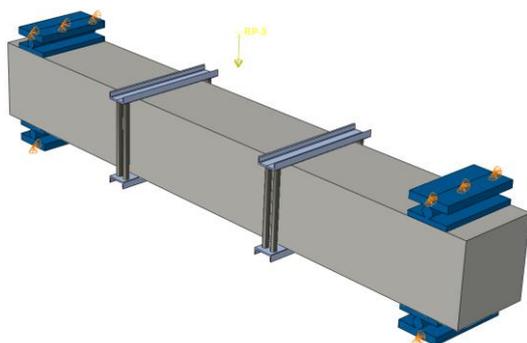


Рисунок 4.3 – Схема приложения нагрузки на образец

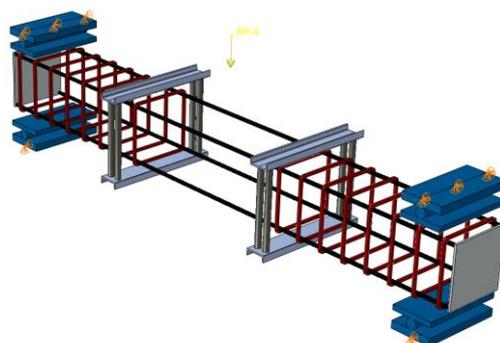


Рисунок 4.4 – Схема армирования образца

Таблица 4.2 – Объем, серии и характеристики основных экспериментальных образцов.

Шифр образца	b / h_0 , мм	a , мм	L , мм	$R_{b,n}$, МПа	$R_{s,n}$, МПа	E_s , МПа $\times 10^3$	μ_s	μ'_s	$\mu_{pl.1}$
БО-I-01	200 / 170	30	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	–
БО-II-01	200 / 170	30	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,2
БО-III-01	200 / 170	30	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,5
БО-IV-01	200 / 170	30	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	1,7
БО-V-01	200 / 170	30	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	2,5
БО-VI-01	200 / 170	30	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	5,0
БО-VII-01	200 / 170	30	1500	21,3	657	200	0,46	0,46	5,5

Примечание: μ_s и μ'_s – коэффициенты армирования соответственно растянутой и сжатой зоны; $\mu_{pl.1}$ – коэффициент пластичности по деформациям арматуры на первом полупикле нагружения.

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). Нагружение моделировалось при помощи заданной контрольной точки (Tools – Reference point) монотонно возрастающей сосредоточенной силой (Concentrated force) на две грузораспределительные пластины 50×200 мм (Constraint – Coupling). Характеристики моделируемых балок приведены таблице 4.2.

Таблица 4.3 – Сводная характеристика расчетных схем в КЭ комплексе Abaqus.

Наименование образца	Шифр результатов расчета	Решатель	Число КЭ	Техника разбиения	Шаг разбиения, см
БО-I-01	expl-dc-bo-I-01-v1.odb	Explicit / Implicit	12392115	Tetra-mesh / C3D10M	0,2
БО-II-01	expl-dc-bo-II-01-v1.odb	Explicit	7636062	brick/ C3D8	0,5-0,7
БО-III-01	expl-dc-bo-III-01-v1.odb	Explicit	7636062	brick/ C3D8	0,5-0,7
БО-IV-01	expl-dc-bo-IV-01-v1.odb	Explicit	7636062	brick/ C3D8	0,5-0,7
БО-V-01	expl-dc-bo-V-01-v1.odb	Explicit	7636062	brick/ C3D8	0,5-0,7
БО-VI-01	expl-dc-bo-VI-01-v1.odb	Explicit	7636062	brick/ C3D8	0,5-0,7
БО-VII-01	expl-dc-bo-VII-01-v1.odb	Explicit	7636062	brick/ C3D8	0,5-0,7

Примечания: Implicit – использован неявный решатель, Explicit – явный решатель.

После проведения предварительных расчетов опытных образцов и оценки влияния анкерówki на картину распределения повреждений в бетоне для CDP, стало очевидным, что анкерówki прямых стержней недостаточно, арматура проскальзывала в теле бетона, образуя тем самым горизонтальные трещины, что существенно бы сказалось на качестве последующих расчетов и исказило бы в целом картину напряженно-деформированного состояния. В рамках данных исследований, где определяющим фактором является достижение арматурой существенных пластических деформаций принято решение исключить проскальзывание арматуры в теле бетона, смоделировав на торцах стальных пластины, приваренные к

концам арматурных стержней (как в экспериментальных образцах), Сварка моделировалась с помощью соединений (Fasteners) с предельным напряжением, соответствующим разрыву сварного шва. Моделирование контакта всех элементов между собой осуществлялось с помощью алгоритма невязки (Penalty). Зоны контактов были заданы непосредственно между бетоном и металлическими пластинами. Параметры расчетных схем и используемый решатель приведены в таблице 4.3.

4.4. Результаты расчета в вычислительном комплексе SIMULIA Abaqus

4.4.1. Сравнение результатов расчета образцов в вычислительном комплексе Abaqus с экспериментальными данными

По результатам расчета наблюдалось ожидаемое развитие повреждений. При прямом нагружении всех моделей нормальные трещины образовывались при уровнях нагрузки $\eta = 0,2 \dots 0,3$ от разрушающей. Далее имели место трещины второго порядка, образованные в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечных сил. Наклонные трещины образовывались при уровне нагрузки $\eta = 0,35 \dots 0,7$ от разрушающей.

Образец БО-I-01. Балка рассматривалась в качестве эталонного образца, нагруженная монотонно возрастающей нагрузкой до полного разрушения. В качестве одного из критериев разрушения изгибаемых элементов принят резкий скачок прогибов балки в середине пролета. Известно, что разрушение бетона, как неоднородного материала, носит нехрупкий характер, поэтому в качестве второго явного критерия разрушения принята зависимость нагрузки (Concentrated Force), действующей на грузораспределительные пластины от параметра повреждения сжатой/растянутой зоны бетона (соответственно DamageC/DamageT). Рассмотрим более детально образец БО-I-01 с нормальным процентом армирования. Для установления влияния шага КЭ сетки и техники разбиения были рассчитаны несколько схем с одним и тем же процентом армирования. В момент разрушения фиксируется образование и раскрытие нормальной трещины, и раздроблением бетона сжатой зоны непосредственно над ней. В момент перед разрушением наибольшие деформации

в бетоне сжатой зоны достигают величины $2,82 \cdot 10^{-3}$. Эквивалентные напряжения по критерию Мизеса в арматурном стержне около опоры в момент разрушения составили 314 МПа на верхней грани и 362 МПа на нижней грани. В середине пролета напряжение в верхней зоне стержня достигли напряжений в 532 МПа и 584 МПа на нижней грани при нагрузке в 124 кН. При нагрузке в конце разрушения (133 кН) отдельные участки стержня переходят полностью в пластическое состояние (напряжения по Мизесу превышают предел прочности стали). Эквивалентные напряжения по Мизесу у опор – 421 МПа, в середине пролета – 653 МПа. Предельные деформации арматуры, соответствующие разрушению бетона сжатой зоны, составили $1,97 \cdot 10^{-2}$.

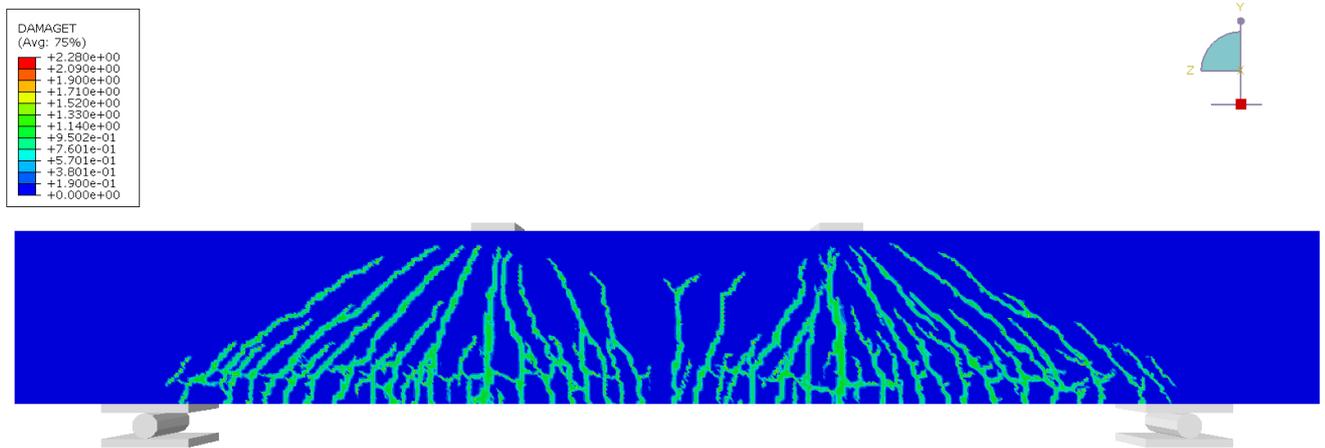


Рисунок 4.5 – Картина трещин в момент перед разрушением для образца ВО-I-01

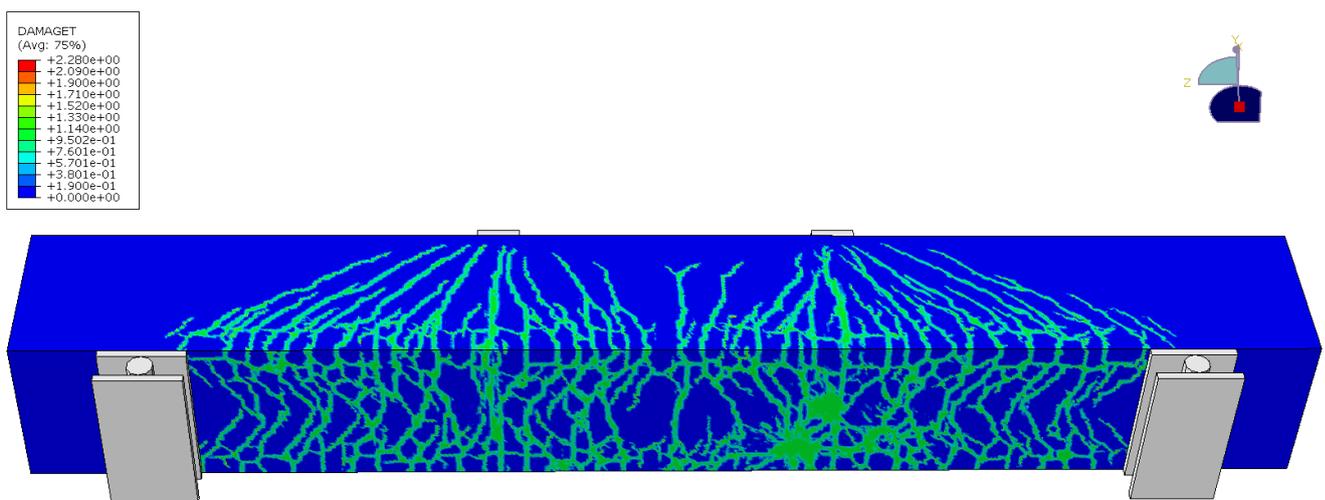


Рисунок 4.6 – Картина трещин в момент перед разрушением для образца ВО-I-01

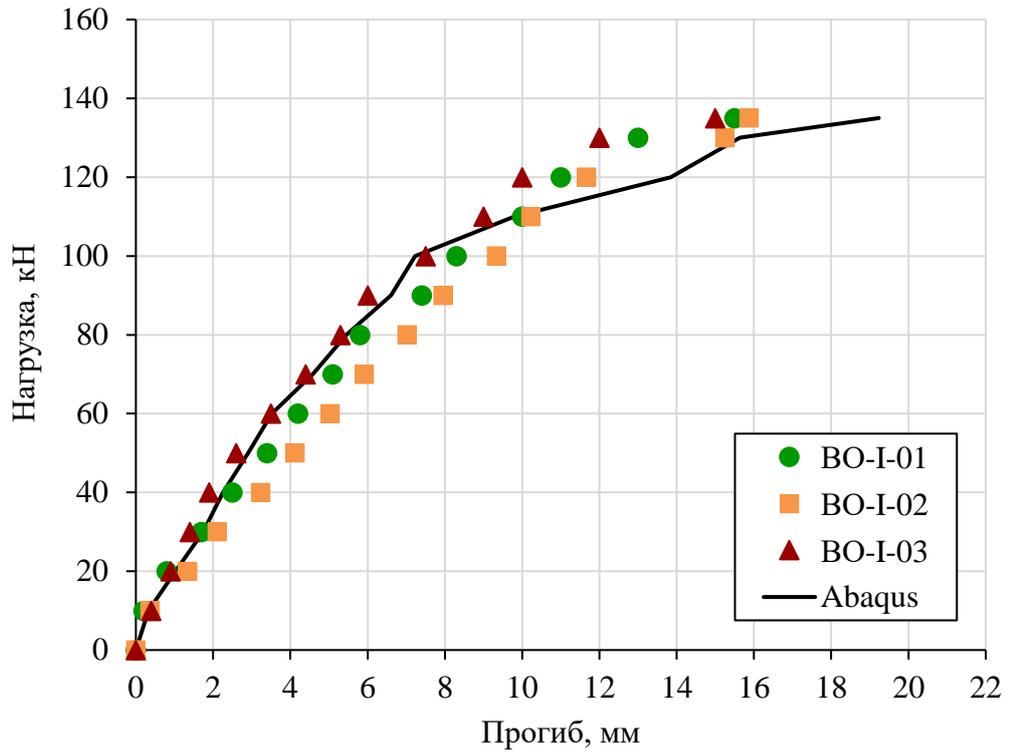


Рисунок 4.7 – График «нагрузка – прогиб» по данным эксперимента и численного расчета для образцов ВО-I-01, ВО-I-02 и ВО-I-03

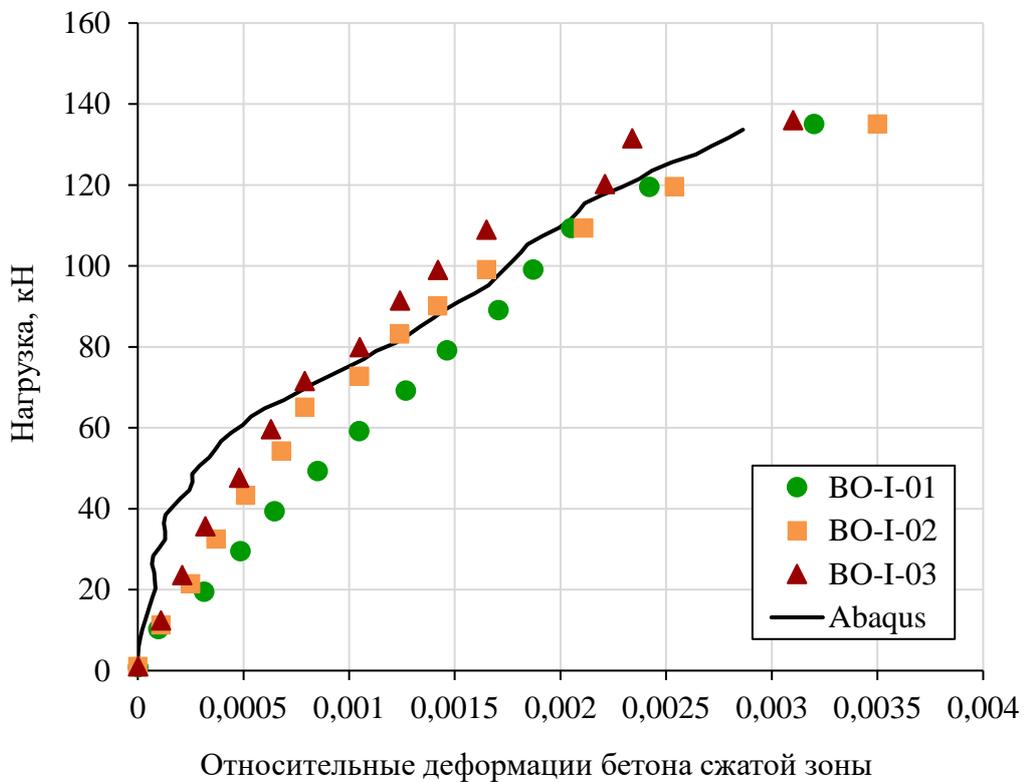


Рисунок 4.8 – График «нагрузка – относительные деформации бетона сжатой зоны» для образцов ВО-I-01, ВО-I-02 и ВО-I-03

Максимальные перемещения перед разрушением составили 16,6 мм, изополя представлены в Приложении Б. На рисунках 4.5 и 4.6 изображена картина развития трещин в момент перед разрушением. В Приложении Б представлены изополя напряжений и деформаций в арматуре в момент разрушения.

По результатам расчета можно сделать вывод, что полученная разрушающая нагрузка близка к средней опытной. Деформации в бетоне совпадают с экспериментальными значениями с высокой точностью.

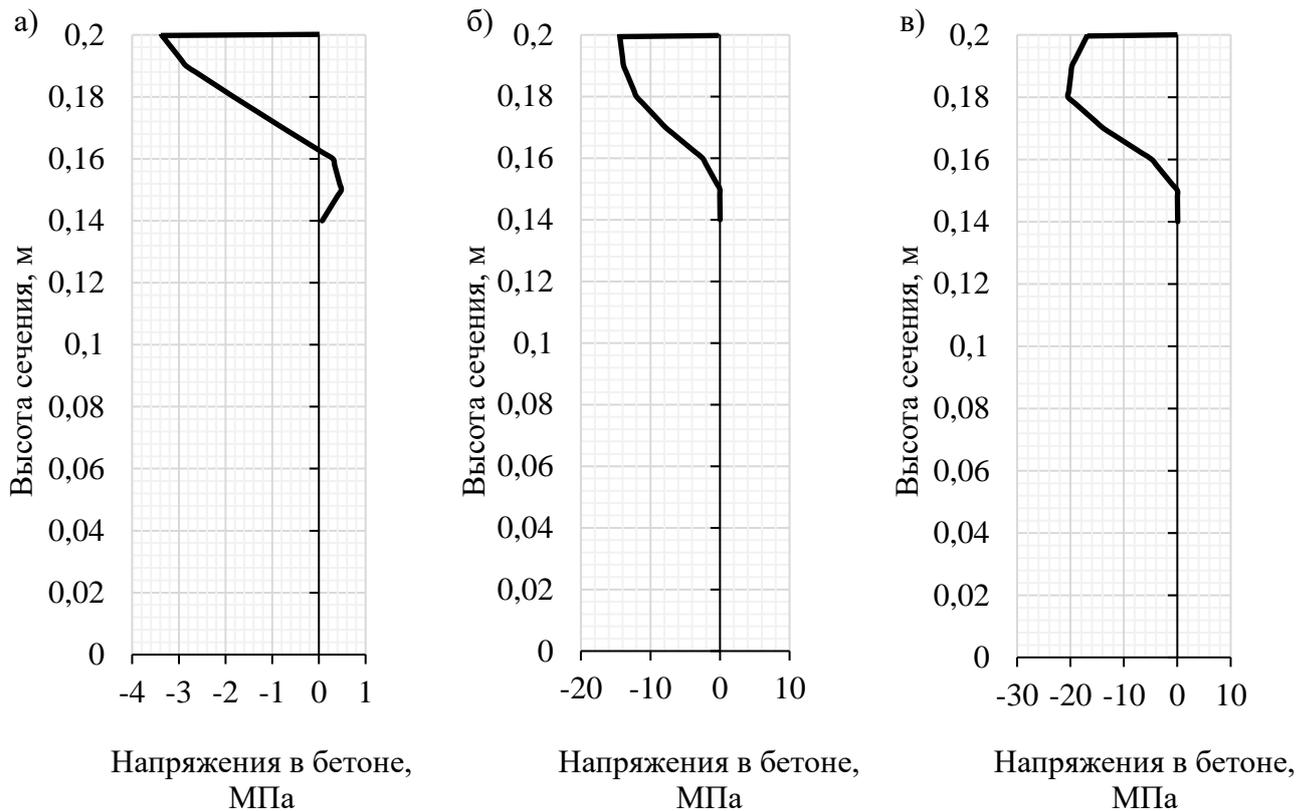


Рисунок 4.9 – Распределение напряжений в бетоне по высоте сечения по данным расчета в Abaqus: – а) в момент образования нормальных трещин $0,09P_{fail}$; б) в момент достижения арматурой пластических деформаций $0,52P_{fail}$; в) в момент разрушения P_{fail} – для образца ВО-I-01

В других образцах для определения разрушающих нагрузок и усилий образования трещин был применен идентичный метод, графики зависимостей прогибов и параметра повреждений сжатой зоны имеют схожий характер.

Таблица 4.5 – Результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для моделей I серии ВО-I-01, ВО-I-02 и ВО-I-03

Наименование параметра	Эксперимент	Числ. расчет	Δ , %
Механизм разрушения	По бетону сжатой зоны	По бетону сжатой зоны	–
Разрушающая нагрузка, кН	$\approx 135,2$	133	2%
Вертикальное перемещение, соответствующее разрушающей нагрузке, мм	$\approx 14,3$	16,6	16%
Положение нейтральной оси перед разрушением h_b / h	$\approx 0,205$	0,218	6%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения, МПа	–	653,1	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения	$\approx 1,89 \cdot 10^{-2}$	$1,97 \cdot 10^{-2}$	4%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения	$\approx -2,8 \cdot 10^{-3}$	$-2,92 \cdot 10^{-3}$	4%

Анализ сопоставления численных расчетов с экспериментальными данным показал в целом удовлетворительную сходимость. Для определяющих параметров, таких как максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения отклонение от эксперимента составило всего 4%, максимальные относительные деформации бетона сжатой зоны также показали хорошую сходимость с экспериментальными данными, отклонение составило порядка 4%. Наибольшее отклонение в 16% от экспериментальных данных показал расчетный прогиб, соответствующий разрушению при однократном нагружении.

Образец БО-II-01. Данный образец, как и последующие (образцы III-VII серий) были рассчитаны на знакопеременную нагрузку. На первом полупериоде нагружение производится до деформаций в арматуре, соответствующих заданному коэффициенту пластичности по деформациям арматуры.

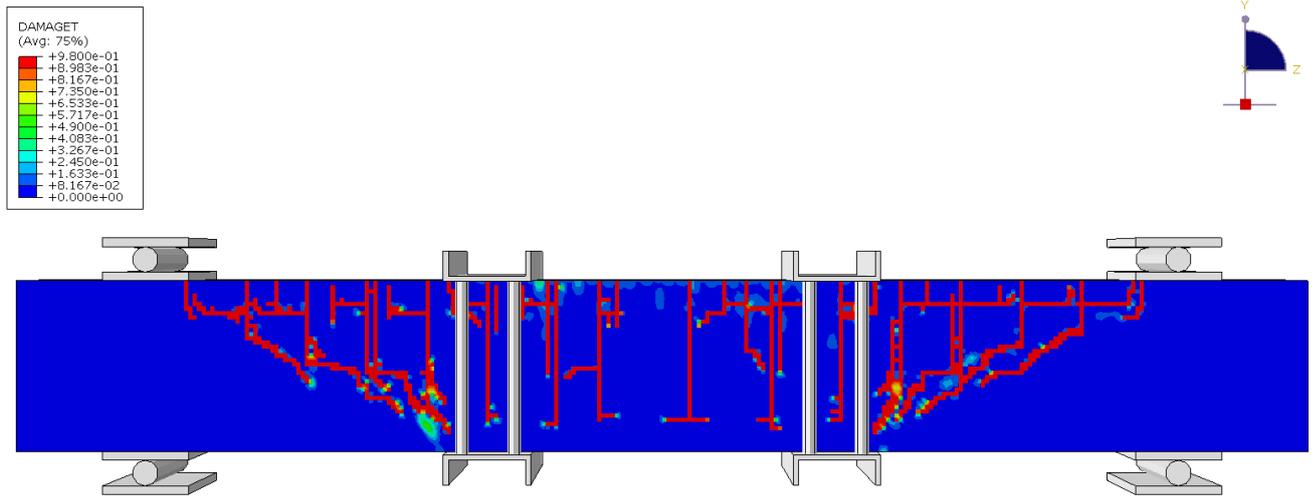


Рисунок 4.10 – Картина трещин в момент достижения на первом полуцикле заданного коэффициента пластичности для образца ВО-II-01

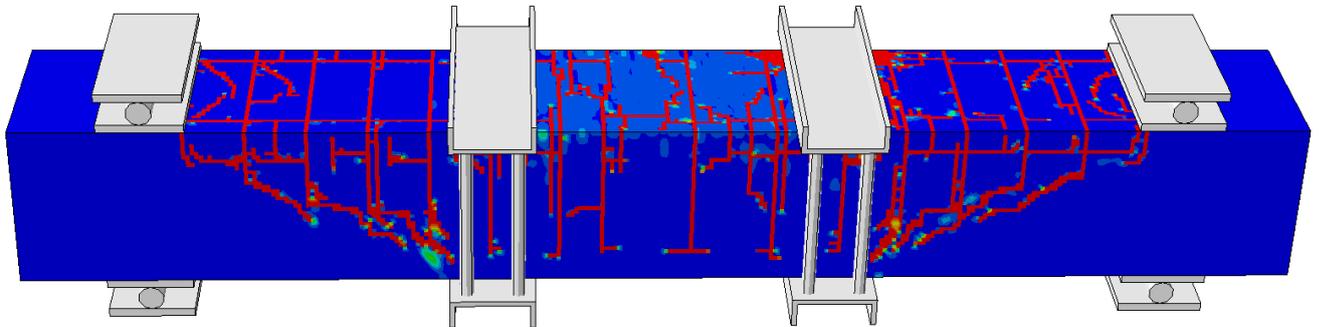


Рисунок 4.11 – Картина трещин в момент достижения на первом полуцикле заданного коэффициента пластичности для образца ВО-II-01

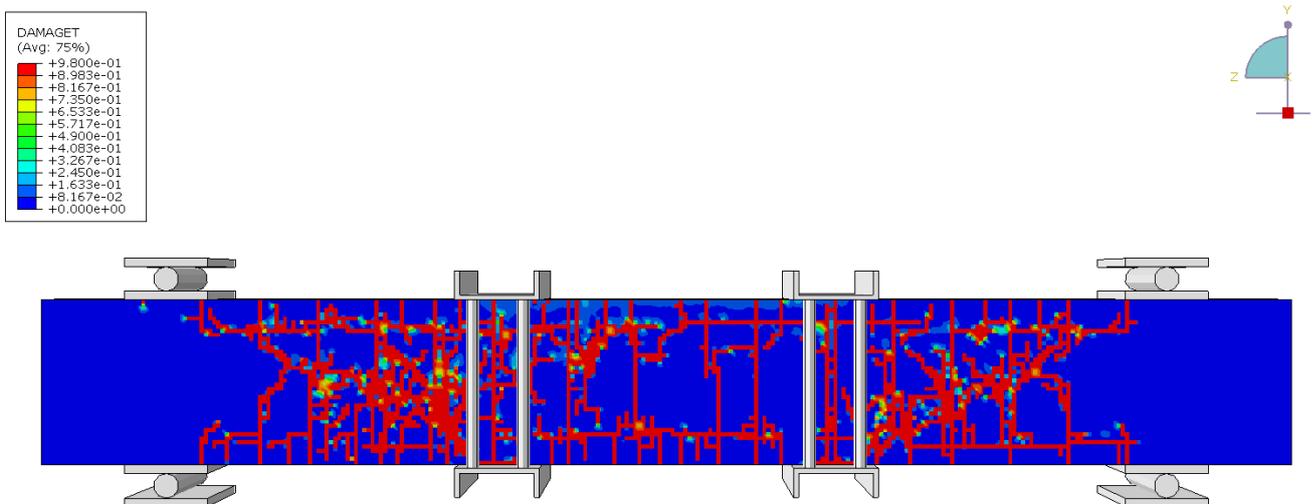


Рисунок 4.12 – Картина трещин в момент разрушения при смене знака усилия для образца ВО-II-01

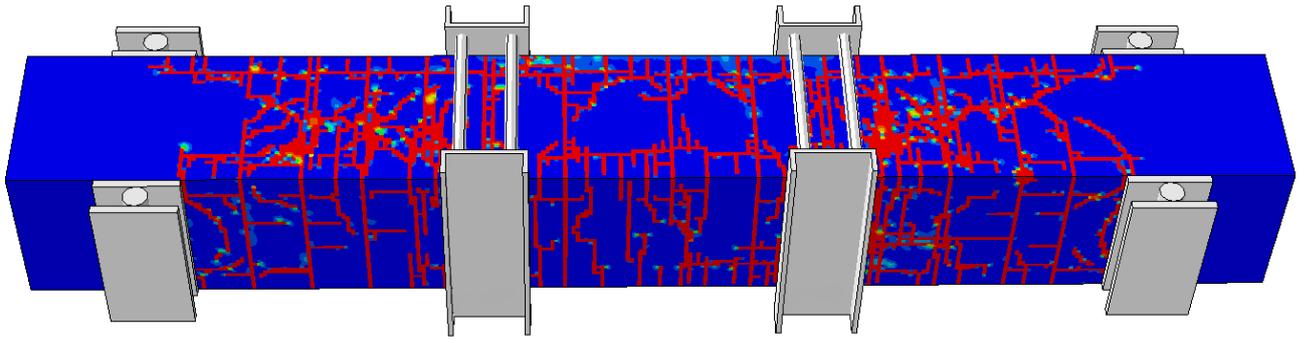


Рисунок 4.13 – Картина трещин в момент разрушения при смене знака усилия для образца ВО-II-01

Уровень нагружения на первом полупикле был подобран таким образом, чтобы коэффициент пластичности по деформациям арматуры был равен $\mu_{pl.1} = 1,2$. На первом полупикле нагружения работа образца аналогична образцу ВО-I-01. В момент достижения арматурой на первом полупикле заданного коэффициента пластичности наибольшие деформации в бетоне сжатой зоны достигают величины $1,51 \cdot 10^{-3}$. Эквивалентные напряжения по Мизесу у опор – 278 МПа, в середине пролета – 476 МПа. Предельные деформации растянутой арматуры составили $3,64 \cdot 10^{-3}$. Максимальный прогиб на первом полупикле составил 5,71 мм. После достижения арматурой деформаций, соответствующих заданному коэффициенту пластичности, производилась разгрузка. Остаточный прогиб после снятия нагрузки составил 2,301 мм.

После разгрузки балка нагружалась с противоположной стороны до полного разрушения. Образование первых нормальных трещин обратного знака происходило очень интенсивно, их расположение практически симметрично трещинам, образованным на первом полупикле нагружения.

Проведенные расчеты опытного образца БО-II-01 при смене знака усилия показали снижение несущей способности на 14%. По результатам расчета предельная нагрузка при смене знака усилия составила 116 кН. В момент разрушения коэффициент пластичности составил $\mu_{pl.2} = 5,58$. Максимальные деформации в бетоне сжатой зоны достигли $-2,88 \cdot 10^{-3}$, что на 20% ниже экспериментального значения.

Предельный прогиб при смене знака усилия составил 18,4 мм (без учета остаточного прогиба при разгрузке), что больше эталонного на 9,78% и больше экспериментального на 6,2%.

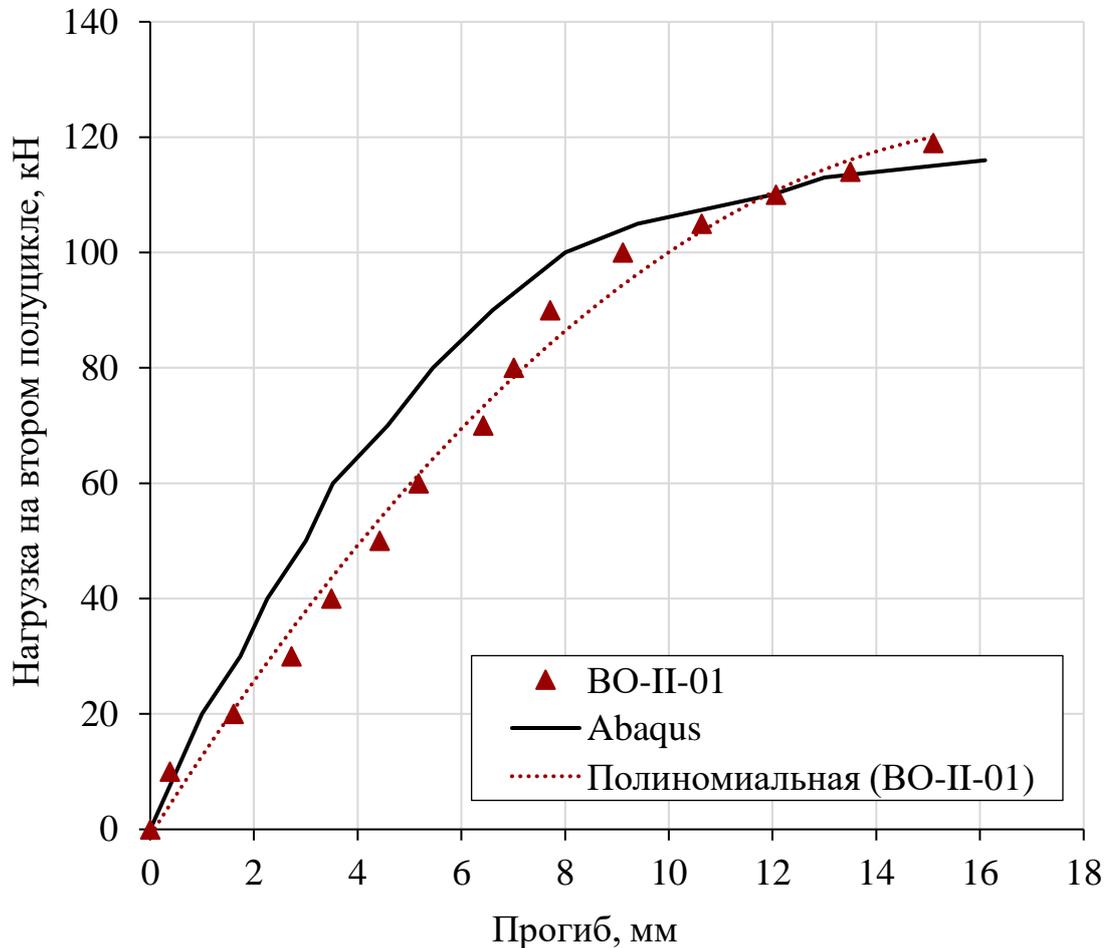


Рисунок 4.14 – График «нагрузка – прогиб» на втором полуцикле нагружения по данным эксперимента и численного расчета для образца II серии ВО-II-01

В таблице 4.14 представлены результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для модели II серии ВО-II-01 на всех стадиях знакопеременного нагружения.

По результатам анализа таблицы 4.6 можно говорить о хорошей сходимости результатов численных расчетов с экспериментальными данными. Определяющим фактором была несущая способность при смене знака нагрузки, которая показала хорошую сходимость с экспериментальными данными (отклонение 3%). Предельный коэффициент пластичности показал отклонение от экспериментальных данных в пределах 12%.

Таблица 4.6 – Результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для образца II серии ВО-II-01

Наименование параметра	Эксперимент	Числ. расчет	Δ , %
I полуцикл нагружения			
Нагрузка при $\mu_{pl.1} = 1,2$	93	84	10%
Вертикальное перемещение при $\mu_{pl.1} = 1,2$, мм	6,4	5,71	11%
Положение нейтральной оси при $\mu_{pl.1} = 1,2$	0,205	0,220	7%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 1,2$, МПа	–	476	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 1,2$	$3,91 \cdot 10^{-3}$	$3,64 \cdot 10^{-3}$	7%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона при $\mu_{pl.1} = 1,2$	$-1,45 \cdot 10^{-3}$	$-1,51 \cdot 10^{-3}$	4%
Разгрузка			
Остаточные относительные деформации сжатого бетона	$-0,34 \cdot 10^{-3}$	$-0,98 \cdot 10^{-3}$	188%
Остаточные относительные деформации растянутой арматуры	$0,78 \cdot 10^{-3}$	$1,56 \cdot 10^{-3}$	100%
Остаточное вертикальное перемещение, мм	1,24	2,301	86%
II полуцикл нагружения (обратным знаком)			
Механизм разрушения	По бетону сжатой зоны	По бетону сжатой зоны	–
Разрушающая нагрузка, кН	119	116	3%
Вертикальное перемещение, соответствующее разрушающей нагрузке, мм	15,1	16,1	6,2%
Положение нейтральной оси перед разрушением h_b / h	0,205	0,208	1%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения, МПа	–	492	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения	$2,01 \cdot 10^{-2}$	$1,79 \cdot 10^{-2}$	12%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения	$-3,6 \cdot 10^{-3}$	$-2,88 \cdot 10^{-3}$	20%

Образец БО-III-01. Данный образец был рассчитан на знакопеременную нагрузку с коэффициентом пластичности по деформациям арматуры на 1 полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} = 1,5$. Далее, при смене знака усилия доведен до разрушения. По результатам расчета определялись параметры, представленные в таблице 4.7.

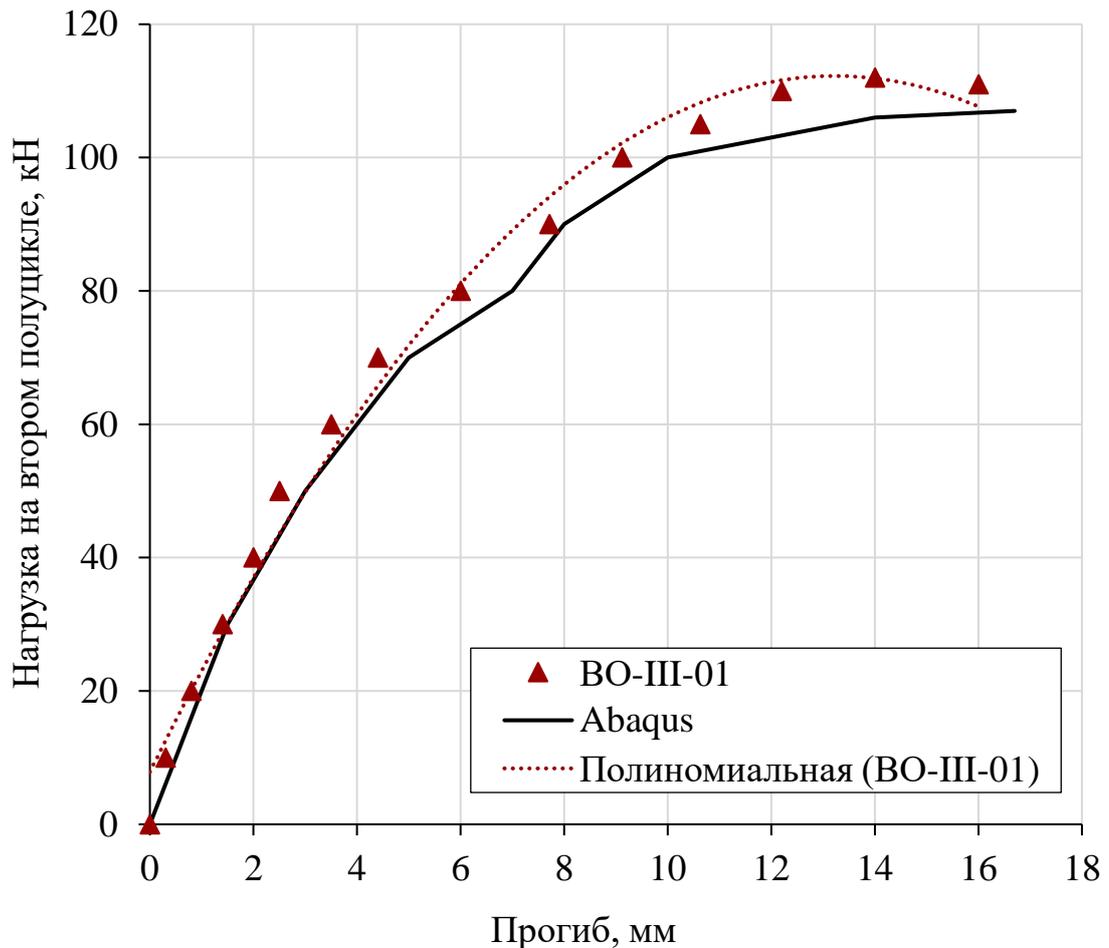


Рисунок 4.15 – График «нагрузка – прогиб» на втором полуцикле нагружения по данным эксперимента и численного расчета для образца III серии ВО-III-01

Уровень нагружения на первом полуцикле был подобран таким образом, чтобы коэффициент пластичности по деформациям арматуры был равен $\mu_{pl.1} = 1,5$. В момент достижения арматурой на первом полуцикле заданного коэффициента пластичности наибольшие деформации в бетоне сжатой зоны достигают величины $-1,54 \cdot 10^{-3}$. Эквивалентные напряжения по Мизесу у опор – 286 МПа, в середине пролета – 485 МПа.

Таблица 4.7 – Результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для образца III серии ВО-III-01

Наименование параметра	Эксперимент	Числ. расчет	Δ , %
I полуцикл нагружения			
Нагрузка при $\mu_{pl.1} = 1,5$	≈ 94	88	6%
Вертикальное перемещение при $\mu_{pl.1} = 1,5$, мм	$\approx 6,7$	6,2	7%
Положение нейтральной оси при $\mu_{pl.1} = 1,5$	$\approx 0,205$	0,218	6%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 1,5$, МПа	–	485	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 1,5$	$\approx 4,78 \cdot 10^{-3}$	$4,72 \cdot 10^{-3}$	1%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона при $\mu_{pl.1} = 1,5$	$\approx -1,38 \cdot 10^{-3}$	$-1,54 \cdot 10^{-3}$	12%
Разгрузка			
Остаточные относительные деформации сжатого бетона	$\approx -0,39 \cdot 10^{-3}$	$-1,13 \cdot 10^{-3}$	190%
Остаточные относительные деформации растянутой арматуры	$\approx 1,67 \cdot 10^{-3}$	$1,89 \cdot 10^{-3}$	13%
Остаточное вертикальное перемещение, мм	2,11	3,8	80%
II полуцикл нагружения (обратным знаком)			
Механизм разрушения	По бетону сжатой зоны	По бетону сжатой зоны	–
Разрушающая нагрузка, кН	≈ 111	107	4%
Вертикальное перемещение, соответствующее разрушающей нагрузке, мм	$\approx 16,0$	16,7	4%
Положение нейтральной оси перед разрушением h_b / h	$\approx 0,201$	0,212	5%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения, МПа	–	497	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения	$\approx 1,41 \cdot 10^{-2}$	$1,25 \cdot 10^{-2}$	11%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения	$\approx -3,93 \cdot 10^{-3}$	$-2,91 \cdot 10^{-3}$	26%

Предельные деформации растянутой арматуры составили $4,72 \cdot 10^{-3}$. Максимальный прогиб на первом полуцикле составил 6,2 мм. После достижения арматурой деформаций, соответствующих заданному коэффициенту пластичности, производилась разгрузка. Остаточный прогиб после снятия нагрузки составил 3,8 мм.

После разгрузки балка нагружалась с противоположной стороны до полного разрушения. Образование первых нормальных трещин обратного знака происходило очень интенсивно, их расположение практически симметрично трещинам, образованным на первом полуцикле нагружения.

Проведенные расчеты опытного образца БО-III-01 при смене знака усилия показали снижение несущей способности на 19%. По результатам расчета предельная нагрузка при смене знака усилия составила 107 кН. В момент разрушения коэффициент пластичности составил $\mu_{pl.2} = 3,39$. Максимальные деформации в бетоне сжатой зоны достигли $-2,91 \cdot 10^{-3}$, что на 26% ниже экспериментального значения.

Предельный прогиб при смене знака усилия составил 16,7 мм (без учета остаточного прогиба при разгрузке), что больше экспериментального на 4%.

Для определяющих параметров, указанных в таблице выше, таких как максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения отклонение от эксперимента составило 11%, максимальные относительные деформации бетона сжатой зоны также показали хорошую сходимость с экспериментальными данными, отклонение составило порядка 26%.

Образец БО-IV-01. Данный образец был рассчитан на знакопеременную нагрузку с коэффициентом пластичности по деформациям арматуры на 1 полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} = 1,7$. Далее, при смене знака усилия доведен до разрушения. По результатам расчета определялись параметры, представленные в таблице 4.8.

Уровень нагружения на первом полуцикле был подобран таким образом, чтобы коэффициент пластичности по деформациям арматуры был равен $\mu_{pl.1} = 1,7$.

В момент достижения арматурой на первом полупериоде заданного коэффициента пластичности наибольшие деформации в бетоне сжатой зоны достигают величины $-1,58 \cdot 10^{-3}$. Эквивалентные напряжения по Мизесу у опор – 293 МПа, в середине пролета – 501 МПа. Предельные деформации растянутой арматуры составили $5,28 \cdot 10^{-3}$. Максимальный прогиб на первом полупериоде составил 6,8 мм. После достижения арматурой деформаций, соответствующих заданному коэффициенту пластичности, производилась разгрузка. Остаточный прогиб после снятия нагрузки составил 4,1 мм.

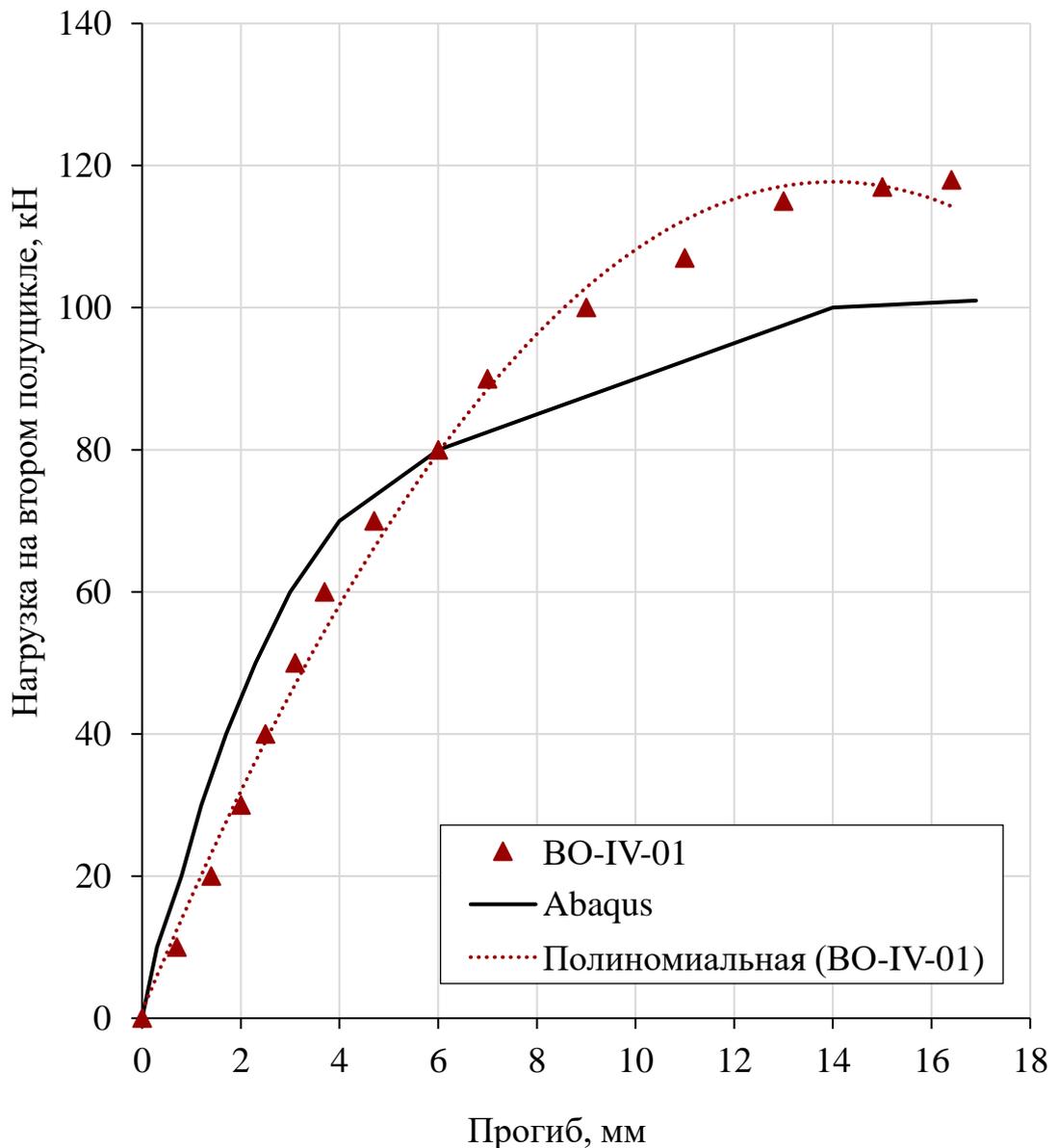


Рисунок 4.16 – График «нагрузка – прогиб» на втором полупериоде нагружения по данным эксперимента и численного расчета для образца IV серии BO-IV-01

Таблица 4.8 – Результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для образца IV серии ВО-IV-01

Наименование параметра	Эксперимент	Числ. расчет	Δ , %
I полуцикл нагружения			
Нагрузка при $\mu_{pl.1} = 1,7$	≈ 102	94	8%
Вертикальное перемещение при $\mu_{pl.1} = 1,7$, мм	$\approx 7,0$	6,8	3%
Положение нейтральной оси при $\mu_{pl.1} = 1,7$	$\approx 0,203$	0,215	6%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 1,7$, МПа	–	501	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 1,7$	$\approx 5,23 \cdot 10^{-3}$	$5,28 \cdot 10^{-3}$	1%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона при $\mu_{pl.1} = 1,7$	$\approx -1,47 \cdot 10^{-3}$	$-1,58 \cdot 10^{-3}$	7%
Разгрузка			
Остаточные относительные деформации сжатого бетона	$\approx -0,57 \cdot 10^{-3}$	$-1,17 \cdot 10^{-3}$	105%
Остаточные относительные деформации растянутой арматуры	$\approx 2,01 \cdot 10^{-3}$	$2,31 \cdot 10^{-3}$	15%
Остаточное вертикальное перемещение, мм	2,42	4,1	69%
II полуцикл нагружения (обратным знаком)			
Механизм разрушения	По бетону сжатой зоны	По бетону сжатой зоны	–
Разрушающая нагрузка, кН	≈ 118	101	14%
Вертикальное перемещение, соответствующее разрушающей нагрузке, мм	$\approx 16,4$	16,9	3%
Положение нейтральной оси перед разрушением h_b / h	$\approx 0,203$	0,214	5%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения, МПа	–	502	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения	$\approx 1,25 \cdot 10^{-2}$	$1,08 \cdot 10^{-2}$	14%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения	$\approx -3,83 \cdot 10^{-3}$	$-2,76 \cdot 10^{-3}$	28%

После разгрузки балка нагружалась с противоположной стороны до полного разрушения. Образование первых нормальных трещин обратного знака происходило очень интенсивно, их расположение практически симметрично трещинам, образованным на первом полупереме нагружения.

Проведенные расчеты опытного образца БО-IV-01 при смене знака усилия показали снижение несущей способности на 23%. По результатам расчета предельная нагрузка при смене знака усилия составила 101 кН. В момент разрушения коэффициент пластичности составил $\mu_{pl.2} = 3,31$. Максимальные деформации в бетоне сжатой зоны достигли $-2,76 \cdot 10^{-3}$, что на 28% ниже экспериментального значения.

Предельный прогиб при смене знака усилия составил 16,9 мм (без учета остаточного прогиба при разгрузке), что больше экспериментального на 3%. Механизм разрушения численной модели при смене знака нагрузки соответствует экспериментальному.

Несущая способность на втором полупереме нагружения составила 101 кН, что показывает удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными образца БО-IV-01, где предельная нагрузка 118 кН. Механизм разрушения численной модели при смене знака нагрузки соответствует экспериментальному.

По результатам анализа таблицы 4.8 можно говорить о удовлетворительнойходимости результатов численных расчетов с экспериментальными данными. Определяющим фактором была несущая способность при смене знака нагрузки, которая показала допустимую сходимость с экспериментальными данными (отклонение 14%). Предельный коэффициент пластичности показал отклонение от экспериментальных данных в пределах 14%.

Образец БО-V-01. Данный образец был рассчитан на знакопеременную нагрузку с коэффициентом пластичности по деформациям арматуры на 1 полупереме нагружения $\mu_{pl.1} = 2,5$. Далее, при смене знака усилия доведен до разрушения. По результатам расчета определялись параметры, представленные в таблице 4.9.

В момент достижения арматурой на первом полуцикле заданного коэффициента пластичности наибольшие деформации в бетоне сжатой зоны достигают величины $-1,74 \cdot 10^{-3}$. Эквивалентные напряжения по Мизесу у опор – 297 МПа, в середине пролета – 524 МПа. Предельные деформации растянутой арматуры составили $8,22 \cdot 10^{-3}$. Максимальный прогиб на первом полуцикле составил 7,4 мм. После достижения арматурой деформаций, соответствующих заданному коэффициенту пластичности, производилась разгрузка. Остаточный прогиб после снятия нагрузки составил 5,7 мм.

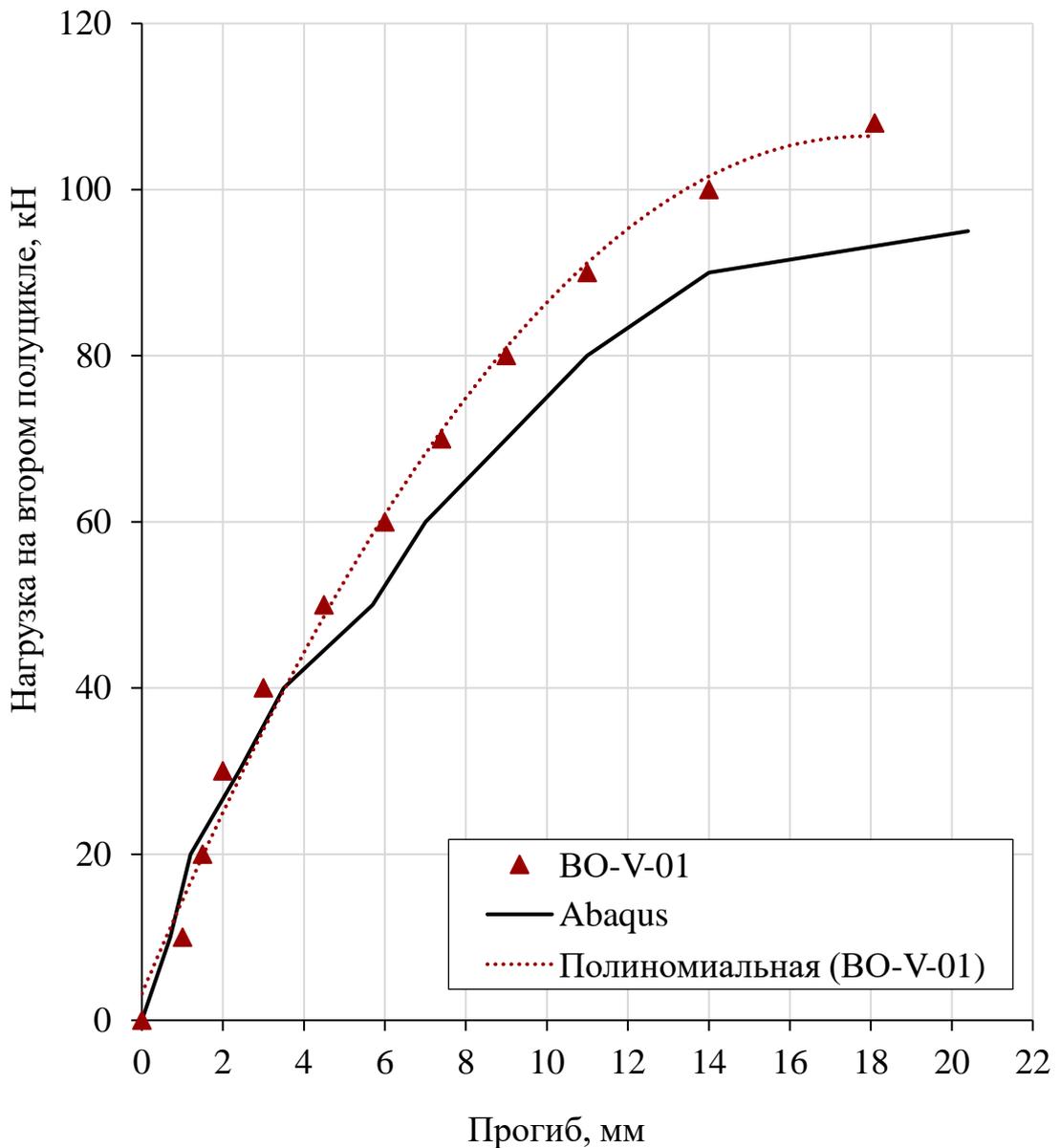


Рисунок 4.17 – График «нагрузка – прогиб» на втором полуцикле нагружения по данным эксперимента и численного расчета для образца V серии BO-V-01

Таблица 4.9 – Результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для образца V серии ВО-V-01

Наименование параметра	Эксперимент	Числ. расчет	Δ , %
I полуцикл нагружения			
Нагрузка при $\mu_{pl.1} = 2,5$	≈ 108	101	6%
Вертикальное перемещение при $\mu_{pl.1} = 2,5$, мм	$\approx 8,2$	7,4	10%
Положение нейтральной оси при $\mu_{pl.1} = 2,5$	$\approx 0,206$	0,217	5%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 2,5$, МПа	–	524	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 2,5$	$\approx 8,34 \cdot 10^{-3}$	$8,22 \cdot 10^{-3}$	1%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона при $\mu_{pl.1} = 2,5$	$\approx -1,69 \cdot 10^{-3}$	$-1,74 \cdot 10^{-3}$	3%
Разгрузка			
Остаточные относительные деформации сжатого бетона	$\approx -0,93 \cdot 10^{-3}$	$-1,45 \cdot 10^{-3}$	56%
Остаточные относительные деформации растянутой арматуры	$\approx 4,83 \cdot 10^{-3}$	$6,11 \cdot 10^{-3}$	27%
Остаточное вертикальное перемещение, мм	3,9	5,7	46%
II полуцикл нагружения (обратным знаком)			
Механизм разрушения	По бетону сжатой зоны	По бетону сжатой зоны	–
Разрушающая нагрузка, кН	≈ 108	94,3	13%
Вертикальное перемещение, соответствующее разрушающей нагрузке, мм	$\approx 18,1$	20,4	13%
Положение нейтральной оси перед разрушением h_b / h	$\approx 0,208$	0,222	7%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения, МПа	–	481	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения	$\approx 7,50 \cdot 10^{-3}$	$7,4 \cdot 10^{-3}$	1%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения	$\approx -6,73 \cdot 10^{-3}$	$-2,92 \cdot 10^{-3}$	57%

После разгрузки балка нагружалась с противоположной стороны до полного разрушения. Образование первых нормальных трещин обратного знака происходило очень интенсивно, их расположение практически симметрично трещинам, образованным на первом полуцикле нагружения.

По результатам расчета образца ВО-V-01 при смене знака усилия, его несущая способность на втором полуцикле нагружения составила 94,3 кН, что показало удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными, отклонение порядка 13%. Предельный прогиб составил 20,4 мм, что на 18,6% больше эталонного. Механизм разрушения численной модели при смене знака нагрузки соответствует экспериментальному.

По результатам анализа таблицы 4.9 можно сказать о удовлетворительнойходимости результатов численных расчетов с экспериментальными данными. Определяющим фактором была несущая способность при смене знака нагрузки, которая показала допустимую сходимость с экспериментальными данными (отклонение 13%). Предельный коэффициент пластичности показал отклонение от экспериментальных данных в пределах 1%.

Образец БО-VI-01. Данный образец был рассчитан на знакопеременную нагрузку с высоким коэффициентом пластичности по деформациям арматуры на 1 полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} = 5,0$. Далее, при смене знака усилия доведен до разрушения. По результатам расчета определялись параметры, представленные в таблице 4.10.

В момент достижения арматурой на первом полуцикле заданного коэффициента пластичности наибольшие деформации в бетоне сжатой зоны достигают величины $-2,01 \cdot 10^{-3}$. Эквивалентные напряжения по Мизесу у опор – 312 МПа, в середине пролета – 581 МПа. Предельные деформации растянутой арматуры составили $1,50 \cdot 10^{-2}$. Максимальный прогиб на первом полуцикле составил 14,8 мм. После достижения арматурой деформаций, соответствующих заданному коэффициенту пластичности, производилась разгрузка. Остаточный прогиб после снятия нагрузки составил 8,2 мм.

После разгрузки балка нагружалась с противоположной стороны до полного разрушения. Образование первых нормальных трещин обратного знака происходило очень интенсивно, их расположение практически симметрично трещинам, образованным на первом полцикле нагружения.

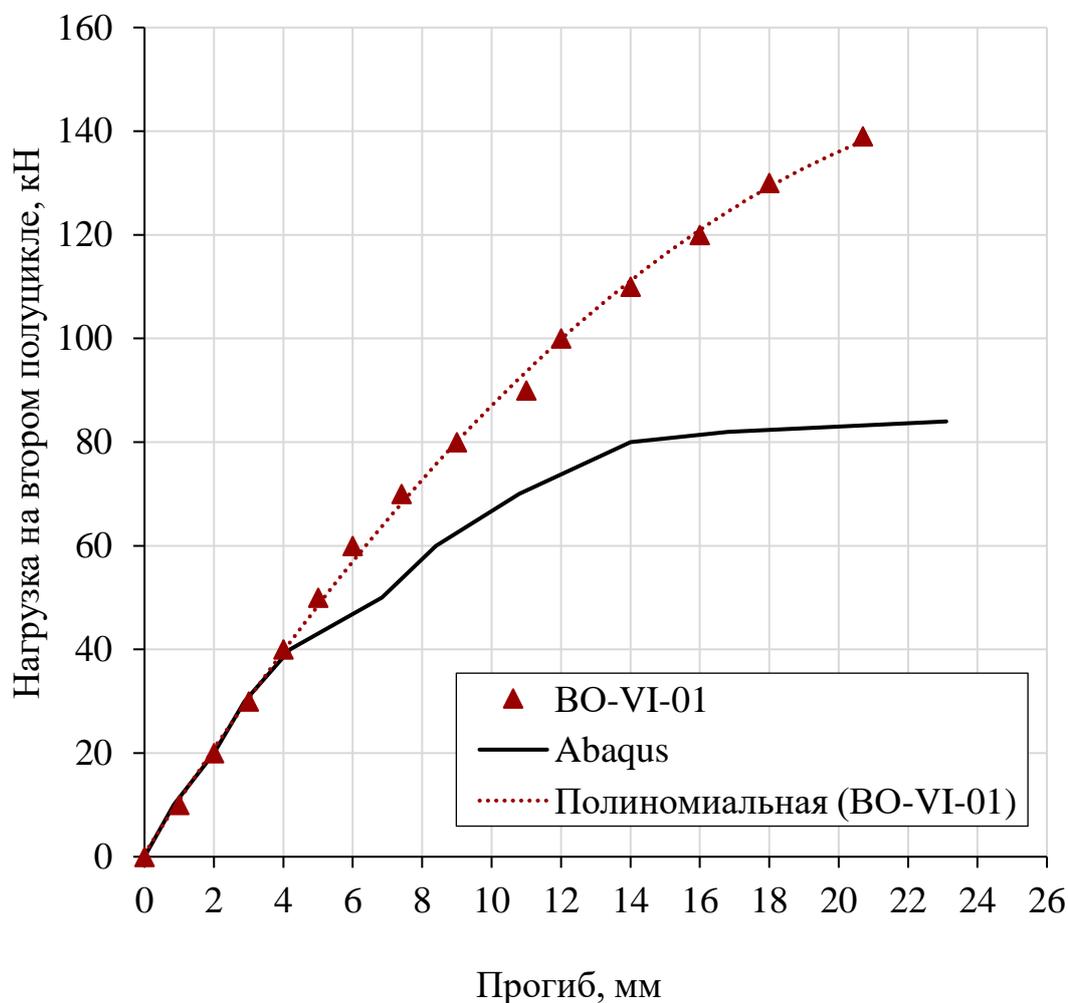


Рисунок 4.18 – График «нагрузка – прогиб» на втором полцикле нагружения по данным эксперимента и численного расчета для образца VI серии BO-VI-01

Несущая способность BO-VI-01 на втором полцикле нагружения составила 83,7 кН, что показало значительное отклонение от экспериментальных данных, порядка 40%. В отличие от расчета, который показал, что на втором полцикле имеет место разрушение сжатой зоны бетона, данные эксперимента говорят о том, что разрушение происходило хрупко от разрыва растянутой арматуры, при этом сжатой арматурой были достигнуты значительные пластические деформации $-2,79 \cdot 10^{-3}$.

Таблица 4.10 – Результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для образца VI серии ВО-VI-01

Наименование параметра	Эксперимент	Числ. расчет	Δ , %
I полуцикл нагружения			
Нагрузка при $\mu_{pl.1} = 5,0$	≈ 124	117	6%
Вертикальное перемещение при $\mu_{pl.1} = 5,0$, мм	$\approx 14,1$	14,8	5%
Положение нейтральной оси при $\mu_{pl.1} = 5,0$	$\approx 0,211$	0,227	8%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 5,0$, МПа	–	581	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 5,0$	$\approx 1,52 \cdot 10^{-2}$	$1,50 \cdot 10^{-2}$	1%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона при $\mu_{pl.1} = 5,0$	$\approx -1,99 \cdot 10^{-3}$	$-2,01 \cdot 10^{-3}$	1%
Разгрузка			
Остаточные относительные деформации сжатого бетона	$\approx -1,36 \cdot 10^{-3}$	$-1,87 \cdot 10^{-3}$	38%
Остаточные относительные деформации растянутой арматуры	$\approx 1,12 \cdot 10^{-2}$	$1,35 \cdot 10^{-2}$	21%
Остаточное вертикальное перемещение, мм	6,7	8,2	22%
II полуцикл нагружения (обратным знаком)			
Механизм разрушения	Разрыв раст. арматуры	По бетону сжатой зоны	–
Разрушающая нагрузка, кН	≈ 139	83,7	40%
Вертикальное перемещение, соответствующее разрушающей нагрузке, мм	$\approx 20,7$	23,1	12%
Положение нейтральной оси перед разрушением h_b / h	$\approx 0,215$	0,231	7%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения, МПа	–	412	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения	$\approx 6,22 \cdot 10^{-3}$	$3,22 \cdot 10^{-3}$	48%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения	$\approx -4,72 \cdot 10^{-3}$	$-2,75 \cdot 10^{-3}$	42%

По результатам анализа напряженно-деформированного состояния экспериментального образца на каждом этапе второго полуцикла нагружения стало очевидным, что сжатая на втором полуцикле нагружения арматура вышла на стадию самоупрочнения, из-за чего стремительно начала расти несущая способность, чего в рамках выполненного расчета не наблюдалось.

По результатам анализа таблицы 4.10 можно сказать о неудовлетворительной сходимости результатов численных расчетов с экспериментальными данными. Определяющим фактором была несущая способность при смене знака нагрузки, которая показала неудовлетворительную сходимость с экспериментальными данными (отклонение 40%). Это связано с различием механизмов разрушения при смене знака усилия у расчетной модели и экспериментального образца. Предельный коэффициент пластичности показал отклонение от экспериментальных данных в пределах 48%.

Образец БО-VII-01. Данный образец был рассчитан на знакопеременную нагрузку с высоким коэффициентом пластичности по деформациям арматуры на 1 полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} = 5,5$. Далее, при смене знака усилия доведен до разрушения. По результатам расчета определялись параметры, представленные в таблице 4.11.

В момент достижения арматурой на первом полуцикле заданного коэффициента пластичности наибольшие деформации в бетоне сжатой зоны достигают величины $-2,22 \cdot 10^{-3}$. Эквивалентные напряжения по Мизесу у опор – 332 МПа, в середине пролета – 598 МПа. Предельные деформации растянутой арматуры составили $1,72 \cdot 10^{-2}$. Максимальный прогиб на первом полуцикле составил 15,1 мм. После достижения арматурой деформаций, соответствующих заданному коэффициенту пластичности, производилась разгрузка. Остаточный прогиб после снятия нагрузки составил 8,4 мм.

После разгрузки балка нагружалась с противоположной стороны до полного разрушения. Образование первых нормальных трещин обратного знака

происходило очень интенсивно, их расположение практически симметрично трещинам, образованным на первом полупереме нагружения.

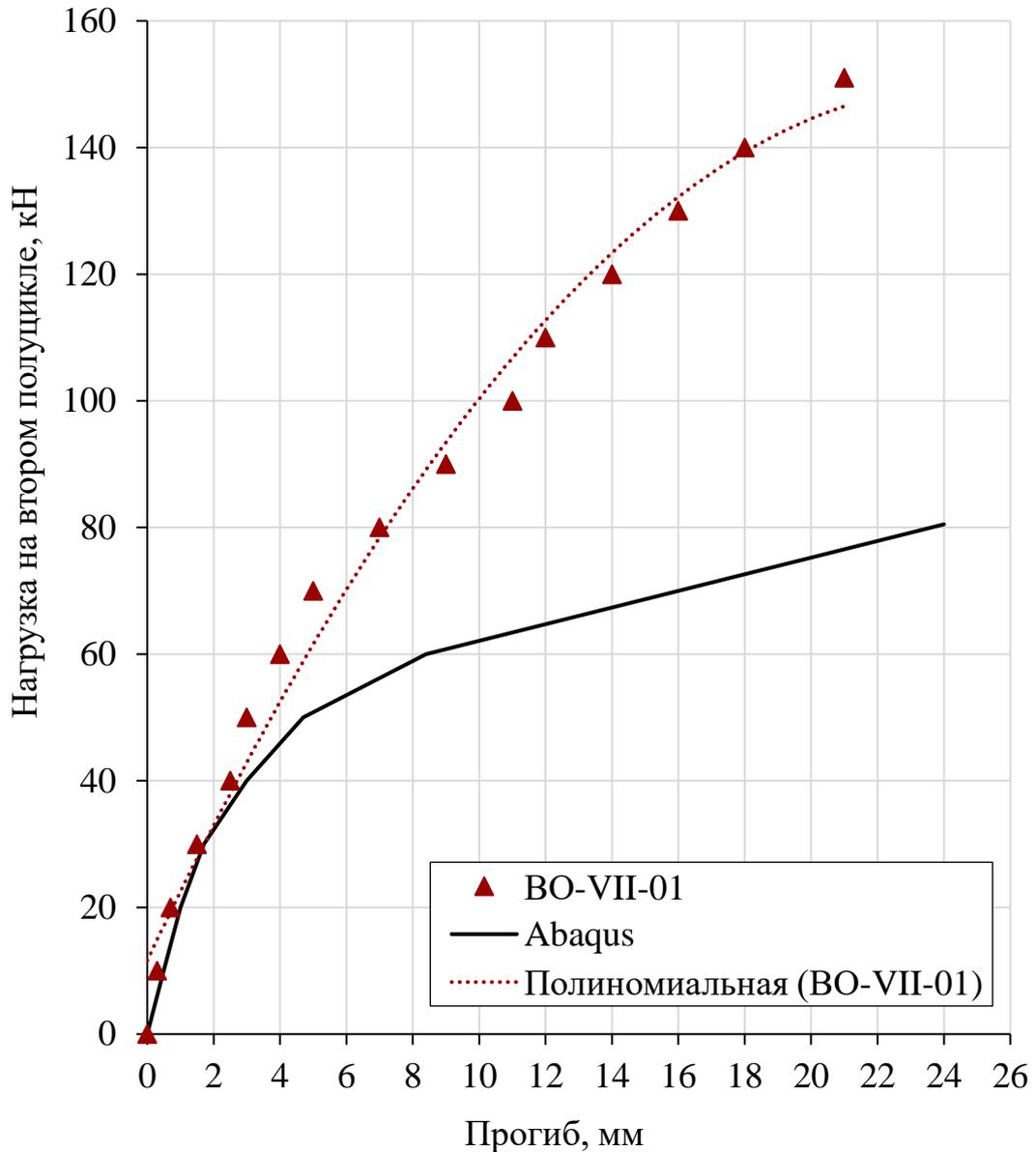


Рисунок 4.19 – График «нагрузка – прогиб» на втором полупереме нагружения по данным эксперимента и численного расчета для образца VII серии BO-VII-01

Несущая способность BO-VII-01 на втором полупереме нагружения составила 80,5 кН, что показало значительное отклонение от экспериментальных данных, до 47%. Согласно расчету, разрушение образца произошло на втором полупереме от достижения бетоном сжатой зоны предельных деформаций, однако в эксперименте механизм разрушения был иным: разрушение произошло от разрыва растянутой арматуры, деформации сжатой достигли $-2,8 \cdot 10^{-3}$.

Таблица 4.11 – Результаты сравнения экспериментальных и численных исследований для образца VII серии ВО-VII-01

Наименование параметра	Эксперимент	Числ. расчет	Δ , %
I полуцикл нагружения			
Нагрузка при $\mu_{pl.1} = 5,5$	≈ 126	118	6%
Вертикальное перемещение при $\mu_{pl.1} = 5,5$, мм	$\approx 14,2$	15,1	6%
Положение нейтральной оси при $\mu_{pl.1} = 5,5$	$\approx 0,213$	0,229	8%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 5,5$, МПа	–	598	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре при $\mu_{pl.1} = 5,5$	$\approx 1,71 \cdot 10^{-2}$	$1,72 \cdot 10^{-2}$	1%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона при $\mu_{pl.1} = 5,5$	$\approx -2,12 \cdot 10^{-3}$	$-2,22 \cdot 10^{-3}$	5%
Разгрузка			
Остаточные относительные деформации сжатого бетона	$\approx -1,56 \cdot 10^{-3}$	$-1,91 \cdot 10^{-3}$	22%
Остаточные относительные деформации растянутой арматуры	$\approx 1,36 \cdot 10^{-2}$	$1,53 \cdot 10^{-2}$	13%
Остаточное вертикальное перемещение, мм	6,8	8,4	24%
II полуцикл нагружения (обратным знаком)			
Механизм разрушения	Разрыв раст. арматуры	По бетону сжатой зоны	–
Разрушающая нагрузка, кН	≈ 151	80,5	47%
Вертикальное перемещение, соответствующее разрушающей нагрузке, мм	≈ 21	24,3	16%
Положение нейтральной оси перед разрушением h_b / h	$\approx 0,214$	0,232	8%
Максимальные напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения, МПа	–	401	–
Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре в момент разрушения	$\approx 6,1 \cdot 10^{-3}$	$3,11 \cdot 10^{-3}$	51%
Максимальные относительные деформации сжатого бетона в момент разрушения	$\approx -4,8 \cdot 10^{-3}$	$-2,81 \cdot 10^{-3}$	41%

По результатам анализа таблицы 4.11 можно сказать о неудовлетворительной сходимости результатов численных расчетов с экспериментальными данными при коэффициенте пластичности в первом полупериоде нагружения больше 2.5.

Определяющим фактором была несущая способность при смене знака нагрузки, которая показала неудовлетворительную сходимость с экспериментальными данными (отклонение 47%), это связано с различием механизмов разрушения при смене знака усилия, согласно экспериментальным данным. Предельный коэффициент пластичности показал отклонение от экспериментальных данных в пределах 51%.

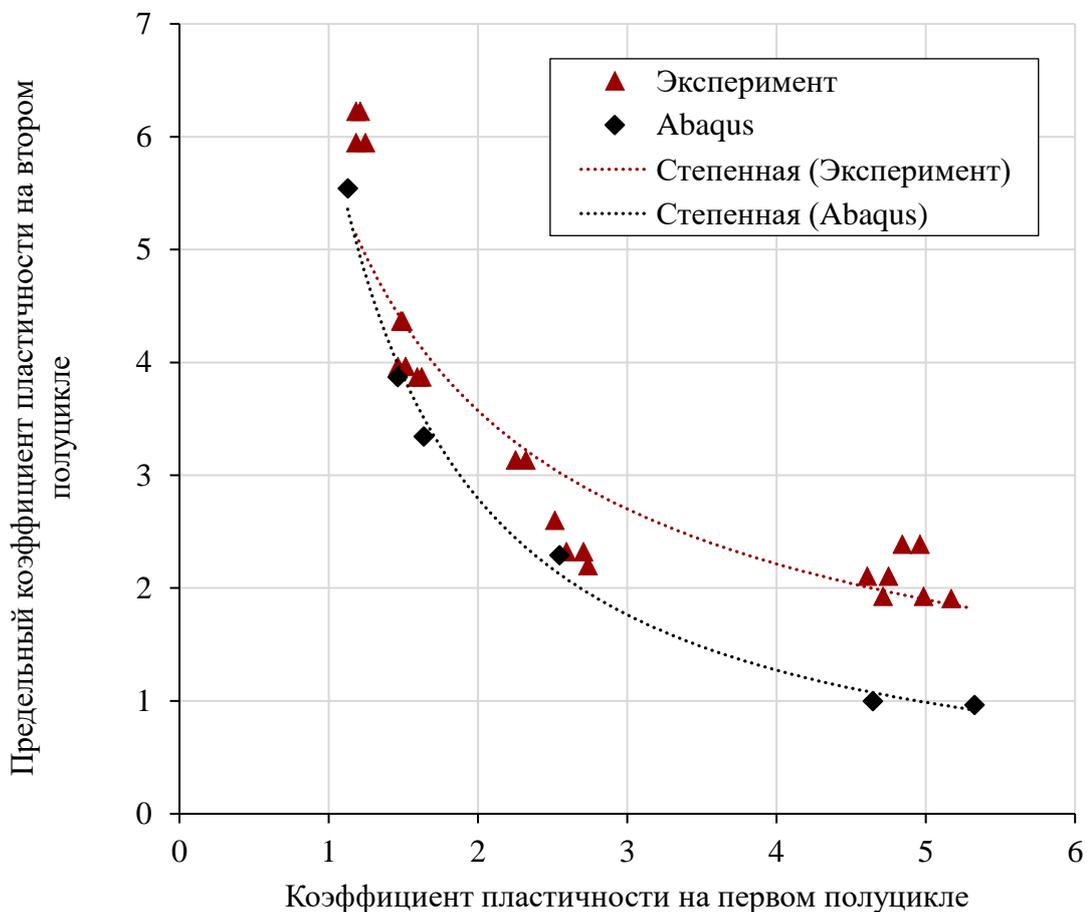


Рисунок 4.20 – Зависимость предельного коэффициента пластичности (расчетного и экспериментального), соответствующего разрушению бетона сжатой зоны на втором полупериоде, от коэффициента пластичности в первом полупериоде

По результатам расчета построена зависимость предельного коэффициента пластичности (расчетного и экспериментального), соответствующего разрушению

бетона сжатой зоны во втором полуцикле, от коэффициента пластичности в первом полуцикле, которая представлена на рисунке 4.20.

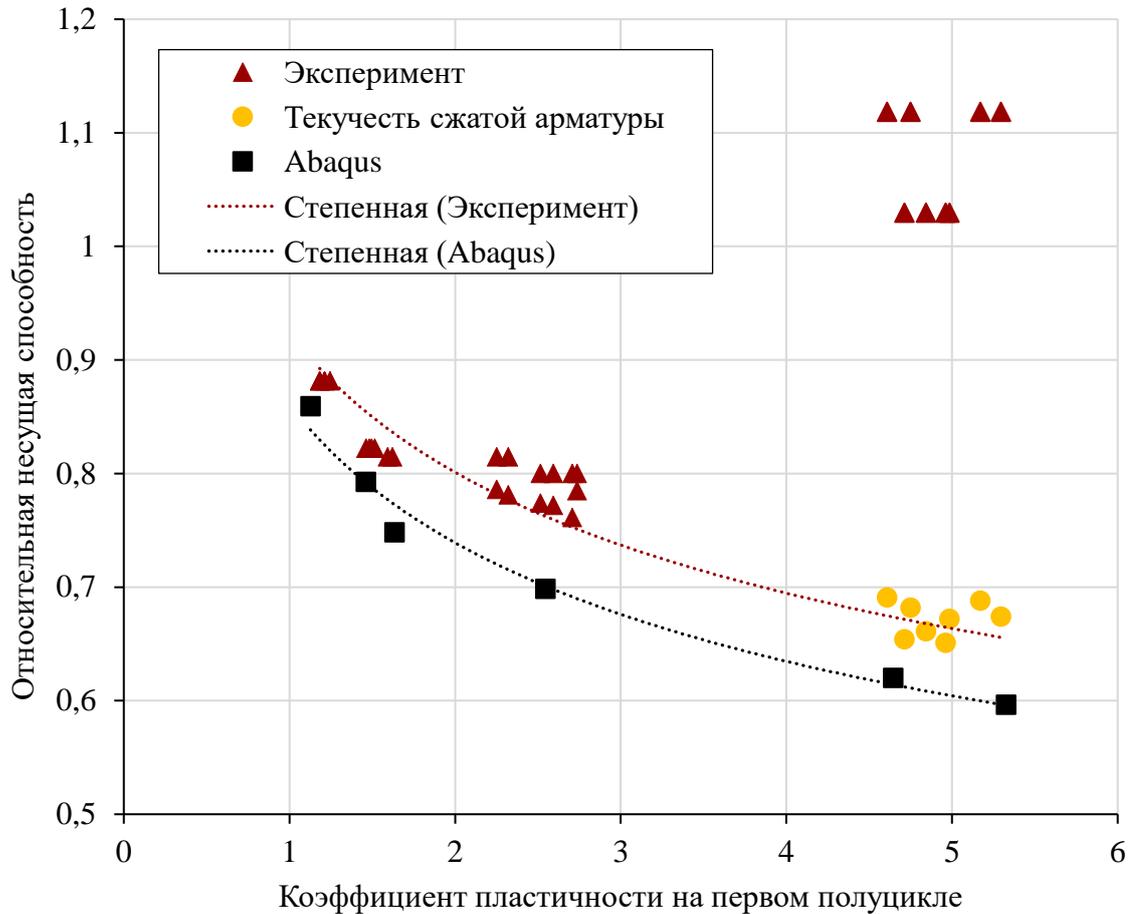


Рисунок 4.21 – Зависимость отношения разрушающей нагрузки во втором полуцикле к разрушающей нагрузке эталонного образца в зависимости от коэффициента пластичности в первом полуцикле

Как видно из графика (рисунок 4.20), с увеличением пластических деформаций в первом полуцикле нагружения предельные значения предельного коэффициента пластичности во втором полуцикле интенсивно снижаются. Численные расчеты показали удовлетворительную сходимость с экспериментом при коэффициенте пластичности в первом полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} \leq 2,5$. Отклонение не превышает 12,5%. При коэффициенте пластичности на первом полуцикле нагружения $\mu_{pl.1} > 2,5$ отклонение расчетных значений от экспериментальных значительно увеличивается, это вызвано разными механизмами разрушения при смене знака усилия. Согласно выполненным расчетам, при достижении арматурой на первом

полуцикле коэффициента пластичности $\mu_{pl.1} \geq 5$ на обратном полуцикле разрушение происходит до достижения арматурой пластических деформаций, однако эксперимент говорит об обратном.

На рисунке 4.21 представлена зависимость отношения разрушающей нагрузки во втором полуцикле к разрушающей нагрузке эталонного образца в зависимости от коэффициента пластичности в первом полуцикле, кривые представлены как для численных расчетов, так и для экспериментальных данных. По результатам расчета, из графика, видно, что по мере увеличения пластических деформаций в первом полуцикле имеет место значительное (до 40%) снижение несущей способности на втором полуцикле, связанное с уменьшением высоты сечения за счет несомкнутой нормальной трещины в сжатой зоне. Для сравнения на график нанесены желтым цветом значения нагрузки в долях от разрушающей, при которых в эксперименте достигался предел текучести в сжатой арматуре (что условно можно считать достижением предельного состояния конструкцией). Как видно из графика в этом случае различие в несущей способности не превышает 17%.

В целом численный метод расчета дает меньшие значения относительной несущей способности по сравнению с экспериментом. При коэффициенте пластичности в первом полуцикле $\mu_{pl.1} \leq 2,5$, когда и по результатам численных расчетов, и экспериментально имело место разрушение балки за счет дробления бетона сжатой зоны, разница между экспериментом и численным расчетом не превышает 12,5 %. При больших значениях наблюдается значительная разница в связи с тем, что в эксперименте происходило раскрытие сквозной трещины, не смыкавшейся вплоть до разрушения балки.

Таблица 4.12 – Сводная таблица сравнения результатов расчета опытных образцов с экспериментальными данными

Серия	Шифр образца	Шифр результатов расчета	Решатель (Abaqus)	Экспериментальные данные		Численные данные		Отношение опытных к численным данным	
				$P_{\text{fail.экс}}$	$\mu_{\text{pl.fail.экс}}$	$P_{\text{fail.числ}}$	$\mu_{\text{pl.fail.числ}}$	$P_{\text{fail.экс}} / P_{\text{fail.числ}}$	$\mu_{\text{pl.fail.экс}} / \mu_{\text{pl.fail.числ}}$
I	БО-I-01	expl-dc-bo-I-01-v1.odt	Explicit / Implicit	135	5,9	133	6,15	1,015	0,959
	БО-I-02	–	–	131	5,6	–	–	–	–
	БО-I-03	–	–	132	5,9	–	–	–	–
II	БО-II-01	expl-dc-bo-II-01-v1.odt	Explicit	118	6,28	116	5,59	1,017	1,123
	БО-II-02	–	–	119	5,81	–	–	–	–
III	БО-III-01	expl-dc-bo-III-01-v1.odt	Explicit	111	4,41	107	3,92	1,037	1,125
	БО-III-02	–	–	111	4,02	–	–	–	–
IV	БО-IV-01	expl-dc-bo-IV-01-v1.odt	Explicit	118	3,90	101	3,38	1,168	1,153
	БО-IV-02	–	–	109	3,17	–	–	–	–
V	БО-V-01	expl-dc-bo-V-01-v1.odt	Explicit	108	2,34	94,3	2,31	1,145	1,013
	БО-V-02	–	–	107	2,31	–	–	–	–
VI	БО-VI-01	expl-dc-bo-VI-01-v1.odt	Explicit	139	1,97	83,7	1,01	1,660	1,950
	БО-VI-02	–	–	137	2,33	–	–	–	–
VII	БО-VII-01	expl-dc-bo-VII-01-v1.odt	Explicit	151	1,91	80,5	0,98	1,875	1,949
	БО-VII-02	–	–	148	1,97	–	–	–	–

4.4.2. Несущая способность и предельный коэффициент пластичности опытных образцов при 10 и 50 циклах знакопеременного нагружения и сравнение их с экспериментальными данными

В данном разделе приведены результаты расчета опытных образцов на 5, 10 и 50 циклов и сравнение их с результатами расчета и экспериментальными данными образцов, испытанных одним циклом знакопеременного нагружения. Коэффициент асимметрии цикла во всех расчетах принят $\rho = -1$.

В таблице 4.13 приведена сводная таблица результатов расчета опытных образцов на 1, 10 и 50 циклов нагружения. Представлены основные параметры: относительная несущая способность и предельный коэффициент пластичности.

Таблица 4.13 – Сводная таблица результатов расчета опытных образцов на 1, 10 и 50 циклов нагружения

Шифр балки	1 цикл нагружения				10 циклов нагружения		50 циклов нагружения	
	Аbaqus		Эксперимент		Аbaqus		Аbaqus	
	$\mu_{pl.fail}$	$P_{f.отн}$	$\mu_{pl.fail}$	$P_{f.отн}$	$\mu_{pl.fail}$	$P_{f.отн}$	$\mu_{pl.fail}$	$P_{f.отн}$
БО-II-01	6,22	0,859	5,54	0,881	6,13	0,847	5,89	0,858
БО-III-01	4,36	0,793	3,86	0,822	4,23	0,778	4,02	0,754
БО-IV-01	3,34	0,748	3,86	0,815	3,12	0,711	2,98	0,687
БО-V-01	2,29	0,699	2,32	0,800	разр.	разр.	разр.	разр.
БО-VI-01	0,99	0,620	1,92	1,030	разр.	разр.	разр.	разр.
БО-VII-01	0,96	0,596	1,89	1,119	разр.	разр.	разр.	разр.

Примечания к таблице 4.13: $\mu_{pl.fail}$ – предельный коэффициент пластичности, соответствующий разрушению бетона сжатой зоны при смене знака усилия; $P_{f.отн}$ – отношение разрушающей нагрузки во втором полуцикле к разрушающей нагрузке эталонного образца.

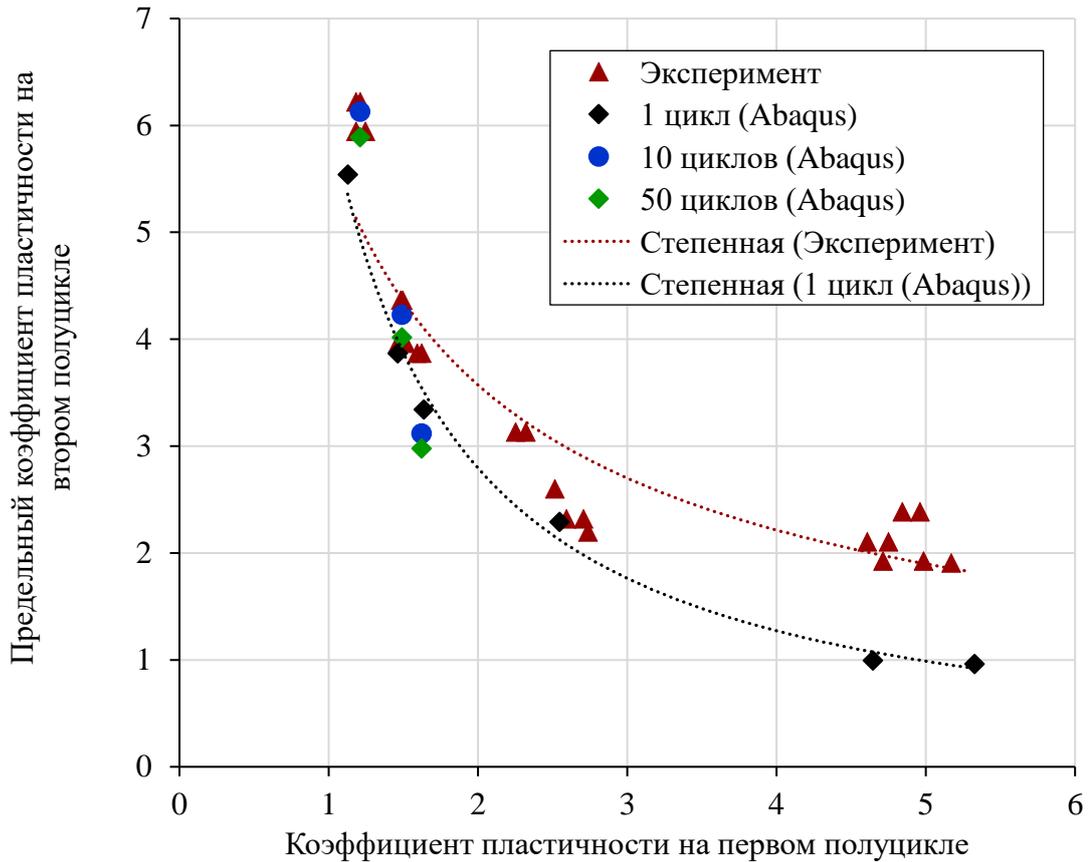


Рисунок 4.22 – Зависимость предельного коэффициента пластичности (расчетного и экспериментального), соответствующего разрушению бетона сжатой зоны, от коэффициента пластичности в первом полцикле (1, 10 и 50 циклов знакопеременного нагружения)

Как видно из графика на рисунке 4.22, с увеличением пластических деформаций в первом полцикле нагружения $\mu_{pl,1}$ значения предельного коэффициента пластичности $\mu_{pl, fail}$, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны, интенсивно снижаются, об этом свидетельствуют как численные расчеты, так и экспериментальные данные. Балки, рассчитанные на 10 и 50 циклов знакопеременного нагружения, показали удовлетворительную сходимость с балками, рассчитанными на 1 цикл знакопеременного нагружения, по предельному коэффициенту пластичности $\mu_{pl, fail}$. При коэффициенте пластичности на первом полцикле нагружения $\mu_{pl,1} = 1,21$ предельный коэффициент пластичности, соответствующий разрушению образцов, составил: при 10 циклах знакопеременного нагружения – 6,13; при 50 циклах знакопеременного нагружения – 5,89. При коэффициенте пластичности

на первом полцикле нагружения $\mu_{pl.1} = 1,62$ предельный коэффициент пластичности, соответствующий разрушению образцов, составил: при 10 циклах знакопеременного нагружения – 3,12; при 50 циклах знакопеременного нагружения – 2,98. При коэффициенте пластичности на первом полцикле нагружения $\mu_{pl.1} \geq 2,14$, разрушение образцов происходило хрупко по бетону сжатой зоны при смене знака усилия на первом цикле нагружения, в связи с чем точки не были нанесены на сводный график (рисунок 4.22). 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.

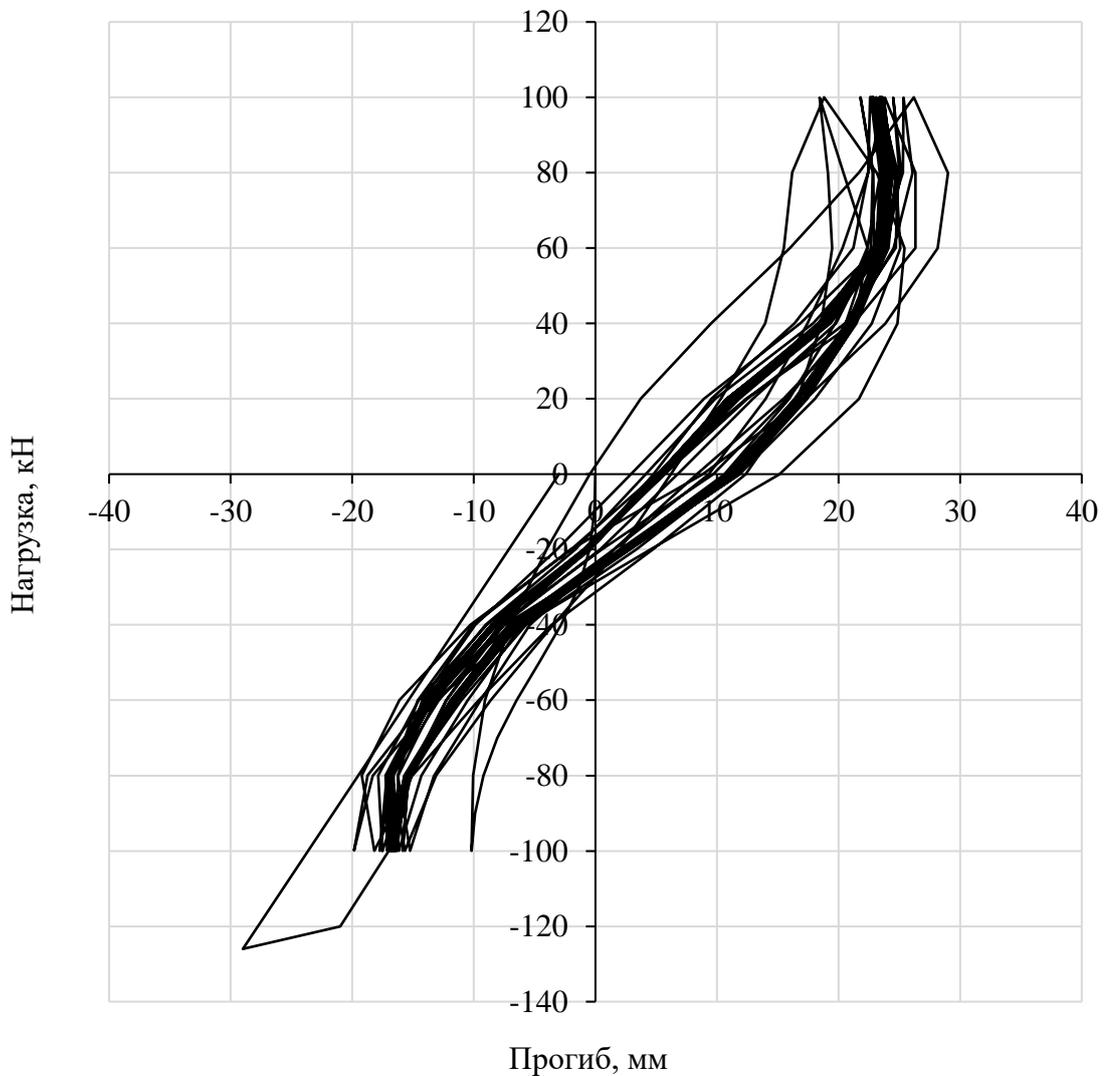


Рисунок 4.23 – Зависимость нагрузка – прогиб для БО-II-01, рассчитанной на 50 циклов знакопеременного нагружения

На первом полупериоде прямого нагружения, образцы вели себя аналогично эталонным образцам. При небольших коэффициентах пластичности на первом полупериоде нагружения $\mu_{pl.1} \leq 1,62$ определенная форма петель гистерезиса формируется и стабилизируется к 3 циклу знакопеременного нагружения и практически не меняется вплоть до 50 цикла. При $\mu_{pl.1} \leq 1,62$ также наблюдалось незначительное накопление остаточных деформаций от цикла к циклу при переходе арматуры от растяжения к сжатию и наоборот. Так, например, при коэффициенте пластичности на первом полупериоде нагружения $\mu_{pl.1} = 1,21$ при смене знака усилия на первом цикле нагружения остаточные деформации первоначально растянутой арматуры составили $1,56 \cdot 10^{-3}$. К 10 циклу знакопеременного нагружения остаточные деформации арматуры составили $1,88 \cdot 10^{-3}$ и к 50 циклу – $2,01 \cdot 10^{-3}$.

При коэффициентах пластичности на первом полупериоде нагружения $\mu_{pl.1} \leq 1,62$ разрушение образцов БО-II-01, БО-III-01 и БО-IV-01 не происходит вплоть до 50 цикла знакопеременного нагружения. Количество циклов (1, 10 и 50) лишь косвенно сказывается на относительной несущей способности. Отклонение не превышает 10%. С целью извлечения максимума информации каждый из образцов на 50 цикле был доведен до разрушения. При коэффициентах пластичности на первом полупериоде нагружения $\mu_{pl.1} \geq 2,53$ разрушение образцов БО-V-01, БО-VI-01 и БО-VII-01, согласно расчетам, происходило на первом цикле при смене знака усилия хрупко по бетону сжатой зоны.

По результатам численных расчетов можно сделать вывод, что при коэффициентах пластичности на первом полупериоде нагружения, не превышающих $\mu_{pl.1} \geq 1,62$, расчет на два полупериода нагружения дает приемлемую точность и пригоден для использования на практике.

4.4.3. Сравнение численных значений коэффициента A гипотезы билинейных сечений с экспериментальными данными

Как показал анализ эпюр деформаций, полученных по результатам расчетов в Abaqus, распределение деформаций по высоте сечения, как при нагружении, так и при разгрузке, не соответствует гипотезе плоских сечений, о чем свидетельствуют также и экспериментальные данные.

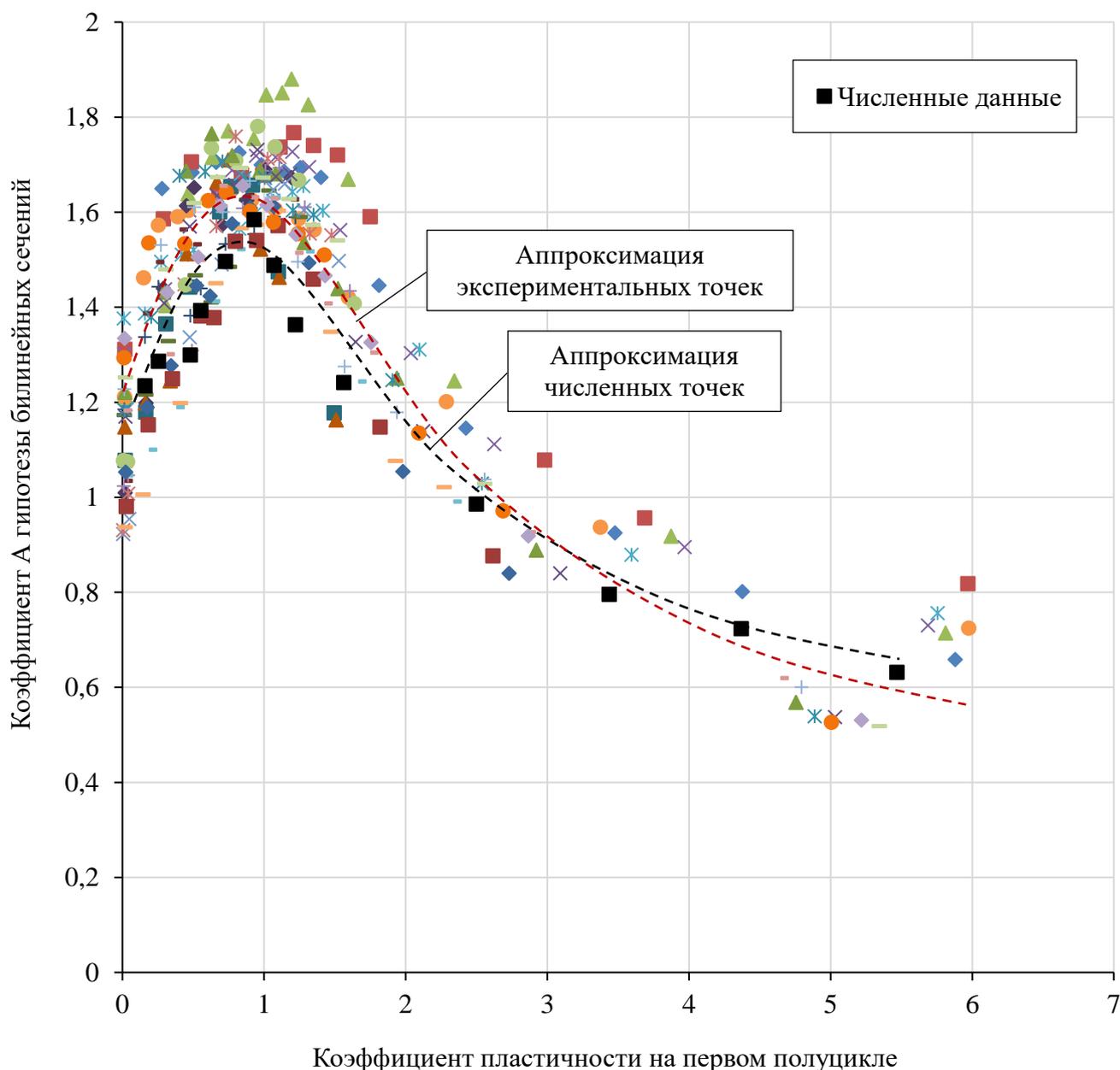


Рисунок 4.24 – Зависимость коэффициента гипотезы A от коэффициента пластичности на 1 полупериоде нагружения (численный расчет и экспериментальные данные)

На рисунке 4.23 представлены обобщенные зависимости коэффициента гипотезы A от коэффициента пластичности по деформациям арматуры на 1 полуцикле нагружения. Для наглядности на график нанесены точки, полученные в результате численных расчетов.

Как видно из графика, коэффициент A 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. В дальнейшем продолжается интенсивное снижение коэффициента пластичности, эпюра меняет характер излом в противоположную сторону, и в момент разрушения коэффициент гипотезы A достигает значения 0,6.

Для расчетных моделей, соответствующих по своим параметрам экспериментальным образцам, результаты численного анализа практически соответствуют результатам эксперимента. Максимальное отклонение не превышает 11,8%.

В таблице 4.14 представлены значения коэффициентов A гипотезы билинейных сечений для образцов I серии по этапам нагружения (сравнение экспериментальных данных с численными).

Таблица 4.14 – Коэффициенты A гипотезы билинейных сечений для образцов I серии по этапам нагружения (сравнение экспериментальных данных с численными)

Нормальное сечение под точкой приложения нагрузки (Экспериментальные данные)														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	135 кН
μ_{pl}	0,026	0,279	0,492	0,663	0,824	0,980	1,141	1,256	1,402	1,812	2,425	3,477	4,377	5,880
A	1,20	1,65	1,68	1,70	1,73	1,70	1,69	1,69	1,67	1,45	1,15	0,92	0,80	0,66
Нормальное сечение под точкой приложения нагрузки (Численные данные)														
	10 кН	20 кН	30 кН	40 кН	50 кН	60 кН	70 кН	80 кН	90 кН	100 кН	110 кН	120 кН	130 кН	135 кН
μ_{pl}	0,014	0,160	0,255	0,479	0,553	0,727	0,930	1,069	1,222	1,563	2,500	3,438	4,369	5,469
A	0,880	1,234	1,286	1,299	1,393	1,496	1,584	1,488	1,363	1,241	0,986	0,796	0,723	0,631

4.5. Пример расчета несущей способности изгибаемого железобетонного элемента при смене знака усилия по предложенному инженерному методу

4.5.1. Алгоритм выполнения расчета

В данном разделе представлен алгоритм расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при смене знака усилия на примере реального здания.

Алгоритм выполнения расчета:

1. Составляем расчетную модель здания в любом расчетном комплексе, использующем метод конечных элементов;
2. Определяем усилия по СП 14.13330 [137] спектральным методом;
3. Задаем армированием в выбранном изгибаемом железобетонном элементе;
4. Задаем предельным значением коэффициента пластичности по деформациям арматуры на первом полуцикле нагружения на основе экспериментальных данных;
5. Выполняем расчет несущей способности по предложенному автором инженерному методу при смене знака изгибающего момента: как с отрицательного на положительный, так и с положительного на отрицательный;
6. Сравниваем полученную несущую способность при смене знака усилия со значением изгибающего момента соответствующего знака, полученного из конечно-элементного расчета;
7. Если вычисленный предельный момент при смене знака усилия не превышает расчетный в программе, то прочность изгибаемого железобетонного элемента при смене знака усилия обеспечена;
8. Если вычисленный предельный момент при смене знака усилия превышает расчетный положительный опорный момент в программе, то прочность изгибаемого железобетонного элемента при смене знака усилия не обеспечена; Армирование в изгибаемом элементе увеличивается и расчет производится заново по тому же алгоритму (см. п. 1 – 8).

4.5.2. Параметры расчетной модели здания

Конструктивная схема здания – комбинированная каркасно-стеневая с балочными перекрытиями. В качестве главного конструктивного элемента, воспринимающего горизонтальные и вертикальные нагрузки и передающего их на фундамент, является монолитное железобетонное ядро. Это ядро образовано за счет стен-диафрагм, толщина которых изменяется по высоте здания: от 600 мм до 300 мм.

В качестве вертикальных несущих конструкций, кроме центрального ядра жесткости, выступают монолитные железобетонные колонны, сечение которых также изменяется по высоте здания: от 800×1000 мм до 500×500 мм. Материал вертикальных несущих конструкций здания – бетон класса В40, рабочая арматура класса А500.

Собственный вес

117.09
113.78
110.38
106.88
103.38
100.28
96.98
93.68
90.38
87.08
83.78
80.48
77.18
73.88
70.58
67.28
63.98
60.68
57.38
53.98
50.48
47.18
43.88
40.58
37.28
33.98
30.68
27.38
24.08
20.78
17.48
14.18
10.88
7.58
4.28
-2.11
-5.63
-9.28
-13.5

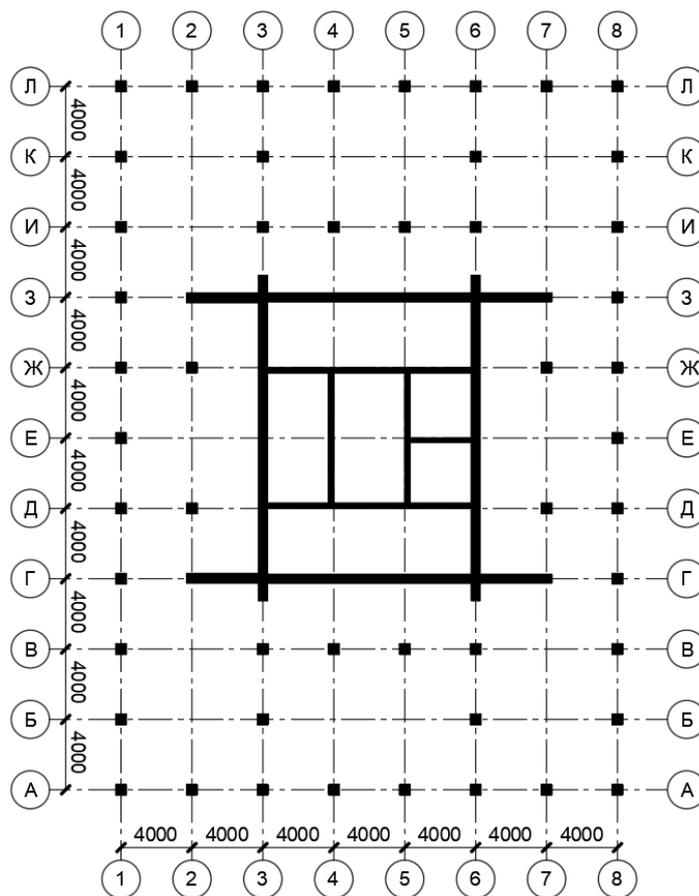
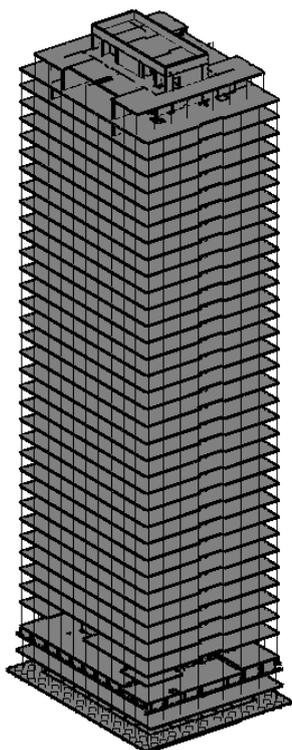


Рисунок 4.25 – Расчетная схема

Рисунок 4.26 – План типового этажа здания

Горизонтальные несущие конструкции (плиты перекрытия и балки) выполнены из бетона класса В30, рабочая арматура класса А500. Толщина балочных

монолитных плит перекрытий – 250 мм. Поперечные сечения монолитных балок перекрытия изменяются по высоте здания: от 800×800 мм до 600×600 мм.

Фундамент здания – монолитная железобетонная плита толщиной 2200 мм из бетона класса В40, рабочая арматура класса А500. На рисунке 4.25. представлен план типового этажа. Общий вид расчетной схемы представлен на рисунке 4.24.

Проектирование расчетной модели несущего каркаса здания выполнено на основе метода конечных элементов с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР.

В качестве расчетной модели несущего каркаса здания использована пространственная оболочечно-стержневая конечно-элементная модель. Конечные элементы в зависимости от их геометрической формы введены следующих видов:

– стержневые элементы (или стержни) – одномерные конечные элементы, геометрически описываемые отрезком прямой линии (продольной осью), проходящей между двумя узлами элемента;

– плоскостные элементы (или плоские оболочки) – двумерные конечные элементы общего вида, геометрически описываемые участком плоской поверхности, ограниченной прямыми отрезками, последовательно соединяющими три или четыре узла, не лежащих на одной прямой.

Колонны и балки представлены пространственными стержневыми конечными элементами общего вида (КЭ10). Фундаментная плита, стены, простенки, перекрытия и покрытие представлены конечными элементами плоских оболочек (КЭ42 и КЭ44). Сваи представлены специальными одноузловыми конечными элементами (КЭ57 – пружина).

В рамках поставленных задач был выполнен комплекс расчетов здания на сейсмическое воздействие и проведен анализ напряженно-деформированного состояния основных несущих конструкций.

При расчёте здания многофункционального комплекса учитывались постоянные и временные (длительные и кратковременные) нагрузки.

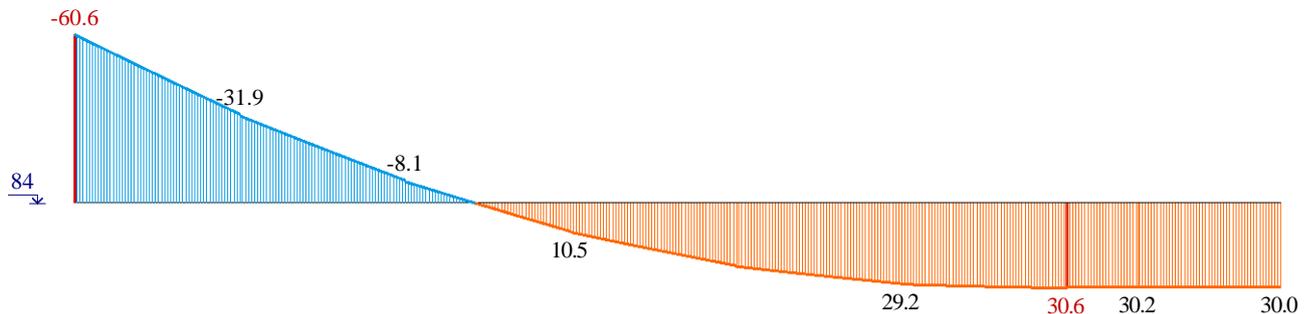
4.5.3. Пример выполнения расчета несущей способности изгибаемого железобетонного элемента при смене знака усилия по предложенному инженерному методу

Пример 1. Рассмотрим изгибаемый элемент, в котором по результатам расчета, возникли наибольшие усилия.

Таблица 4.15 – усилия в изгибаемом элементе

	N , т	M_y , т*м	Q_z , т	M_z , т*м	Q_y , т
Отрицательный опорный момент	-0,26496	-60,5793	-28,4129	-2,11658	0,68643
Положительный опорный момент	-0,58549	30,2279	-0,06471	0,032831	0,115435

Осн. сейсм.(МРЗ)
Эпора Му
Единицы измерения - т*м




 Отм.+ 84.000
 Минимальное значение -60.5793; Максимальное значение 30.5571

Рисунок 4.27 – Эпюра момента M_y , т*м

Подберем армирование балки согласно полученным усилиям. Сечение балки 600x600 мм. Бетон – В40. Армирование балки принято симметричным: верхняя арматура и нижняя арматура – 3Ø32А500С.

Зададимся предельным значением коэффициента пластичности по деформациям арматуры на первом полупериоде нагружения $k_{pl,a} = 1,77$. Определим несущую способность элемента при смене знака усилия.

Дано: Коэффициент пластичности $k_{pl,a} = 1,77$; высота сечения $h = 0,6$ м; ширина сечения $b = 0,6$ м; рабочая высота сечения $h_0 = 0,53$; площадь рабочей растянутой и сжатой арматуры $A_{s1} = A_{s2} = 0,0024127$ м²; нормативное сопротивление растяжению арматуры $R_{sn} = 500$ МПа; модуль упругости арматурной стали $E_s = 2,0 \cdot 10^8$; модуль упругости бетона $E_b = 3,6 \cdot 10^7$; коэффициент гипотезы билинейных сечений, соответствующий предельным деформациям на 1 полупериоде нагружения $A_1 = 1,41$ (экспериментальные данные); предельная относительная деформация бетона при осевом сжатии $\varepsilon_R = 0,002$;

Требуется: найти разрушающий момент при смене знака усилия.

Решение:

Максимальная деформация растянутой арматуры:

$$\varepsilon_{a2,\max} = -k_{pl,a} \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} = -0,004425$$

Зададимся некоторой величиной $h_{b,\max}$. Кривизна сечения в момент достижения максимального прогиба:

$$\chi_{\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} = 0,010172$$

Деформация сжатой арматуры согласно геометрической гипотезе:

$$\varepsilon_{a1,\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 = 0,00035858$$

Деформации сжатого бетона по высоте сжатой зоны:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - y) \cdot A_1$$

После интегрирования усилие в бетоне сжатой зоны:

$$N_b = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \left[\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right] dy =$$

$$= b \cdot E_b \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A_1 \cdot \left[\frac{h_{b,\max}^2}{2} - \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A \cdot \left(\frac{h_{b,\max}^3}{6 \cdot \varepsilon_R} \right) \right] = 1127,742$$

Усилие в сжатой арматуре:

$$N_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \varepsilon_{a1,\max} = A_{s1} \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max})} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 = 173,028$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$N_{a2,\max} = -A_{s2} \cdot R_{sn} = -1206,35$$

Проверим уравнение равновесия продольных сил в сечении в момент достижения максимального прогиба. Если равенство не выполняется, то величина $h_{b,\max}$ подбирается итерационным путем до тех пор, пока сумма усилий в сечении не будет равна 0:

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 1127,742 + 173,028 - 1206,35 = 0$$

Остаточная деформация растянутой арматуры (A_{s2}):

$$\varepsilon_{a2,ост} = -(k_{pl,a} - 1) \cdot \varepsilon_{a,мек} = (k_{pl,a} - 1) \cdot \frac{-R_{sn}}{E_s} = -0,001925$$

Приращение деформаций в растянутой арматуре:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \frac{R_{sn}}{E_s} = 0,0025$$

Зададимся некоторой величиной h^* . Согласно геометрической гипотезе билинейных сечений приращение деформаций обратного знака, приводящее к разгрузке:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \delta\chi \cdot (h^* - h_0) = \frac{R_{sn}}{E_s}$$

Отрицательное приращение кривизны:

$$\delta\chi = \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} = \frac{0,0025}{0,2003 - 0,53} = -0,007582$$

Приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a1} = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - a) = 1,37 \cdot (-0,007582) \cdot (0,2003 - 0,07) = -0,0013575$$

Приращение деформаций бетона:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - y)$$

$$\delta\varepsilon_b(0) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot h^* = 1,37 \cdot (-0,007582) \cdot 0,2003 = -0,00208058$$

Изменение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot R_{sn} = 1206,35$$

Изменение усилия в сжатой арматуре:

$$\begin{aligned} \delta N_{a1} &= A_{s1} \cdot E_s \cdot \delta\varepsilon_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) = \\ &= A_{s1} \cdot \frac{R_{sn}}{(h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) = -155,01 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \delta N_b &= b \cdot \int_0^{h^*} \delta\sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h^*} \delta\varepsilon_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \\ &\cdot \int_0^{h^*} \delta\chi \cdot A_2 \cdot (h^* - y) dy = b \cdot E_b \cdot A_2 \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot \frac{(h^*)^2}{2} = \\ &= -1051,34 \end{aligned}$$

Проверим уравнение равновесия продольных сил в сечении. Если равенство не выполняется, то величина h^* подбирается итерационным путем до тех пор, пока сумма усилий в сечении не будет равна 0:

$$\begin{aligned} \delta N_b + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} &= 0 \\ -1051,34 + 1206,35 - 155,01 &= 0 \end{aligned}$$

Остаточные деформации бетона и сжатой арматуры будут равны:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{a1,ocm} &= \varepsilon_{a1,max} - \delta\varepsilon_{a1} = 0,001716 \\ \varepsilon_{b,ocm}(y) &= \varepsilon_{b,max}(y) - \delta\varepsilon_b(y) \\ \varepsilon_{a2,ocm} &= \varepsilon_{a2,max} - \delta\varepsilon_{a2} = \chi_{ocm} \cdot (h_{crc,ocm} - a) \end{aligned}$$

Остаточная кривизна сечения:

$$\chi_{ocm} = \frac{\varepsilon_{a2,ocm}}{h_{crc,ocm} - a} = 0,00423$$

С учетом остаточных деформаций сжатия приращение деформаций:

$$\delta\varepsilon_b(h) = \varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)$$

Приращение деформаций происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^{***} . Тогда:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - y))$$

$$\delta\varepsilon_b(h) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot h^{***}$$

Отсюда приращение кривизны обратного знака

$$\delta\chi_2 = \frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{A_3 \cdot h^{***}}$$

Из геометрической гипотезы приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a2} = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - h_0)) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - a) = 0,0025$$

Приращение усилия в сжатой арматуре:

$$\begin{aligned} \delta N_{a2} &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \delta\varepsilon_{a2} = E_s \cdot A_{s2} \cdot A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - a) = \\ &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{h^{***}} \cdot (h^{***} - a) = 127,721 \end{aligned}$$

Бетон сжатой зоны включится в работу на некоторой высоте $h_{раз}$, когда будут скомпенсированы остаточные деформации растяжения.

$$\delta\varepsilon_b(h_{crc}) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - h_{раз})) = -\varepsilon_{b,ocm}(h_{раз}) = -\chi_{ocm} \cdot (h_{crc,ocm} - h_{раз})$$

Отсюда:

$$h_{раз} = \frac{\chi_{ocm} \cdot h_{crc,ocm} - A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h - h^{***})}{\chi_{ocm} - A_3 \cdot \delta\chi_2} = 0,501$$

Деформации бетона сжатой зоны:

$$\varepsilon_b(y) = \delta\varepsilon_b(y) - \varepsilon_{b,ocm}(y)$$

Кривизна, соответствующая разрушению:

$$\chi_{раз} = \delta\chi_2 - \chi_{ocm}$$

Из геометрической гипотезы деформации бетона в момент разрушения:

$$\varepsilon_b(y) = A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot (h_{раз} - (h - y))$$

Приращение усилия в бетоне сжатой зоны к моменту разрушения:

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

В результате интегрирования изменение усилия в бетоне:

$$\delta N_b = b \cdot E_b \cdot \frac{0,5}{\varepsilon_R} \cdot \left[-\frac{A_4^2 \cdot \chi_{раз}^2}{3} \cdot h_{раз}^3 - A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot \varepsilon_R \cdot h_{раз}^2 \right] = 1187,1$$

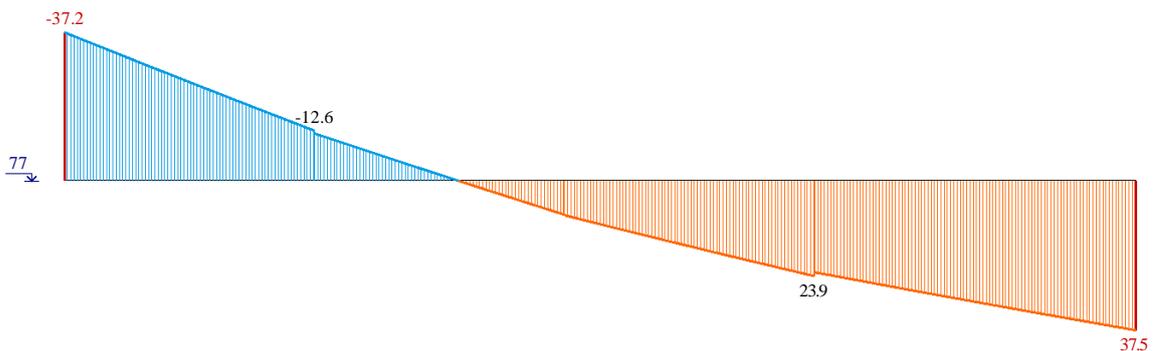
Несущая способность нормального сечения:

$$M_u = N_b \cdot \left(h_0 - \frac{3}{8} \cdot h_{раз} \right) + N_{a2} \cdot (h_0 - a) = 487,17$$

Предельный момент, воспринимаемый нормальным сечением при смене знака усилия составил 487,17 кН·м = 48,717 т·м. Так как предельный момент превышает расчетный положительный момент M_u из таблицы 4.15, равный 30,2279 т·м, то несущая способность при смене знака усилия обеспечена.

Пример 2. Рассмотрим изгибаемый элемент, расположенный в уровне 24 этажа.

Осн. сейсм. (МРЗ)
Эпюра M_u
Единицы измерения - т*м



Отм. + 77.000
Минимальное значение -37.2453; Максимальное значение 37.5486

Рисунок 4.28 – Эпюра момента M_u , т*м

Подберем армирование балки согласно полученным усилиям. Сечение балки 600x600 мм. Бетон – В40. Армирование балки принято симметричным: верхняя арматура и нижняя арматура – 3Ø25А500С.

Таблица 4.16 – усилия в изгибаемом элементе

	$N, \text{ Т}$	$M_y, \text{ Т}\cdot\text{М}$	$Q_z, \text{ Т}$	$M_z, \text{ Т}\cdot\text{М}$	$Q_y, \text{ Т}$
Отрицательный опорный момент	0,942802	-37,2453	23,5156	4,83852	1,32206
Положительный опорный момент	0,548488	37,5486	12,5246	-2,0221	0,03084

Зададимся предельным значением коэффициента пластичности по деформациям арматуры на первом полупериоде нагружения $k_{pl,a} = 2,61$. Определим несущую способность элемента при смене знака усилия.

Определим несущую способность элемента при смене знака усилия.

Дано: Коэффициент пластичности $k_{pl,a} = 2,61$; высота сечения $h = 0,6 \text{ м}$; ширина сечения $b = 0,6 \text{ м}$; рабочая высота сечения $h_0 = 0,53$; площадь рабочей растянутой и сжатой арматуры $A_{s1} = A_{s2} = 0,0014726 \text{ м}^2$; нормативное сопротивление растяжению арматуры $R_{sn} = 500 \text{ МПа}$; модуль упругости арматурной стали $E_s = 2,0 \cdot 10^8$; модуль упругости бетона $E_b = 3,6 \cdot 10^7$; коэффициент гипотезы билинейных сечений, соответствующий предельным деформациям на 1 полупериоде нагружения $A_1 = 0,91$; предельная относительная деформация бетона при осевом сжатии $\varepsilon_R = 0,002$;

Требуется: найти разрушающий момент при смене знака усилия.

Решение:

Максимальная деформация растянутой арматуры:

$$\varepsilon_{a2,\max} = -k_{pl,a} \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} = -0,006525$$

Зададимся некоторой величиной $h_{b,\max}$. Кривизна сечения в момент достижения максимального прогиба:

$$\chi_{\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} = 0,0145$$

Деформация сжатой арматуры согласно геометрической гипотезе:

$$\varepsilon_{a1,\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 = 0,00014355$$

Деформации сжатого бетона по высоте сжатой зоны:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - y) \cdot A_1$$

После интегрирования усилие в бетоне сжатой зоны:

$$\begin{aligned} N_b &= b \cdot E_b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \left[\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right] dy = \\ &= b \cdot E_b \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A_1 \cdot \left[\frac{h_{b,\max}^2}{2} - \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A \cdot \left(\frac{h_{b,\max}^3}{6 \cdot \varepsilon_R} \right) \right] = 694,022 \end{aligned}$$

Усилие в сжатой арматуре:

$$N_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \varepsilon_{a1,\max} = A_{s1} \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max})} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 = 42,278$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$N_{a2,\max} = -A_{s2} \cdot R_{sn} = -736,3$$

Проверим уравнение равновесия продольных сил в сечении в момент достижения максимального прогиба. Если равенство не выполняется, то величина $h_{b,\max}$ подбирается итерационным путем до тех пор, пока сумма усилий в сечении не будет равна 0:

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 694,022 + 42,278 - 736,3 = 0$$

Остаточная деформация растянутой арматуры (A_{s2}):

$$\varepsilon_{a2,ост} = (k_{pl,a} - 1) \cdot \varepsilon_{a,\max} = (k_{pl,a} - 1) \cdot \frac{-R_{sn}}{E_s} = -0,004025$$

Приращение деформаций в растянутой арматуре:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \frac{R_{sn}}{E_s} = 0,0025$$

Зададимся некоторой величиной h^* . Согласно геометрической гипотезе билинейных сечений приращение деформаций обратного знака, приводящее к разгрузке:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \delta\chi \cdot (h^* - h_0) = \frac{R_{sn}}{E_s}$$

Отрицательное приращение кривизны:

$$\delta\chi = \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} = -0,00598$$

Приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a1} = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - a) = -0,000056$$

Приращение деформаций бетона:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - y)$$

$$\delta\varepsilon_b(0) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot h^* = -0,000917$$

Изменение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot R_{sn} = 736,3$$

Изменение усилия в сжатой арматуре:

$$\delta N_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \delta\varepsilon_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) =$$

$$= A_{s1} \cdot \frac{R_{sn}}{(h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) = -46,98$$

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

$$\delta N_b = b \cdot \int_0^{h^*} \delta\sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h^*} \delta\varepsilon_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot$$

$$\int_0^{h^*} \delta\chi \cdot A_2 \cdot (h^* - y) dy = b \cdot E_b \cdot A_2 \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot \frac{(h^*)^2}{2} = -689,32$$

Проверим уравнение равновесия продольных сил в сечении. Если равенство не выполняется, то величина h^* подбирается итерационным путем до тех пор, пока сумма усилий в сечении не будет равна 0:

$$\begin{aligned}\delta N_b + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} &= 0 \\ -689,32 - 46,98 + 736,3 &= 0\end{aligned}$$

Остаточные деформации бетона и сжатой арматуры будут равны:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{a1,ocm} &= \varepsilon_{a1,max} - \delta\varepsilon_{a1} = 0,00019955 \\ \varepsilon_{b,ocm}(y) &= \varepsilon_{b,max}(y) - \delta\varepsilon_b(y) \\ \varepsilon_{a2,ocm} &= \varepsilon_{a2,max} - \delta\varepsilon_{a2} = \chi_{ocm} \cdot (h_{crc,ocm} - a)\end{aligned}$$

Остаточная кривизна сечения:

$$\chi_{ocm} = \frac{\varepsilon_{a2,ocm}}{h_{crc,ocm} - a} = 0,00847$$

С учетом остаточных деформаций сжатия приращение деформаций:

$$\delta\varepsilon_b(h) = \varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)$$

Приращение деформаций происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^{***} . Тогда:

$$\begin{aligned}\delta\varepsilon_b(y) &= A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - y)) \\ \delta\varepsilon_b(h) &= A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot h^{***}\end{aligned}$$

Отсюда приращение кривизны обратного знака

$$\delta\chi_2 = -\frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{A_3 \cdot h^{***}}$$

Из геометрической гипотезы приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \delta\varepsilon_{a2} = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - h_0)) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - a) = 0,004025$$

Приращение усилия в сжатой арматуре:

$$\begin{aligned}\delta N_{a2} &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \delta\varepsilon_{a2} = E_s \cdot A_{s2} \cdot A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - a) = \\ &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{h^{***}} \cdot (h^{***} - a) = 191,963\end{aligned}$$

Бетон сжатой зоны включится в работу на некоторой высоте $h_{раз}$, когда будут скомпенсированы остаточные деформации растяжения.

$$\delta\varepsilon_b(h_{crc}) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - h_{раз})) = -\varepsilon_{b,ост}(h_{раз}) = -\chi_{ост} \cdot (h_{crc,ост} - h_{раз})$$

Отсюда:

$$h_{раз} = \frac{\chi_{ост} \cdot h_{crc,ост} - A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h - h^{***})}{\chi_{ост} - A_3 \cdot \delta\chi_2} = 0,474$$

Деформации бетона сжатой зоны:

$$\varepsilon_b(y) = \delta\varepsilon_b(y) - \varepsilon_{b,ост}(y)$$

Кривизна, соответствующая разрушению:

$$\chi_{раз} = \delta\chi_2 - \chi_{ост}$$

Из геометрической гипотезы деформации бетона в момент разрушения:

$$\varepsilon_b(y) = A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot (h_{раз} - (h - y))$$

Приращение усилия в бетоне сжатой зоны к моменту разрушения:

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

В результате интегрирования изменение усилия в бетоне:

$$\delta N_b = b \cdot E_b \cdot \frac{0,5}{\varepsilon_R} \cdot \left[-\frac{A_4^2 \cdot \chi_{раз}^2}{3} \cdot h_{раз}^3 - A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot \varepsilon_R \cdot h_{раз}^2 \right] = 495,485$$

Несущая способность нормального сечения:

$$M_u = N_b \cdot \left(h_0 - \frac{3}{8} \cdot h_{раз} \right) + N_{a2} \cdot (h_0 - a) = 299,74$$

Предельный момент, воспринимаемый нормальным сечением при смене знака усилия составил $299,74 \text{ кН}\cdot\text{м} = 29,974 \text{ т}\cdot\text{м}$. Так как предельный момент ниже расчетного положительного момента M_u из таблицы 4.16, равного $37,5486 \text{ т}\cdot\text{м}$, то несущая способность при смене знака усилия не обеспечена. Необходимо увеличить армирование и выполнить перерасчет. Назначим армирование балки симметричным: верхняя арматура и нижняя арматура – $4\text{Ø}25\text{A}500\text{С}$.

Зададимся тем же предельным значением коэффициента пластичности по деформациям арматуры на первом полупериоде нагружения $k_{pl,a} = 2,61$ и произведем повторный расчет несущей способности изгибаемого железобетонного элемента при смене знака усилия.

Дано: Коэффициент пластичности $k_{pl,a} = 2,61$; высота сечения $h = 0,6$ м; ширина сечения $b = 0,6$ м; рабочая высота сечения $h_0 = 0,53$; площадь рабочей растянутой и сжатой арматуры $A_{s1} = A_{s2} = 0,0018473 \text{ м}^2$; нормативное сопротивление растяжению арматуры $R_{sn} = 500$ МПа; модуль упругости арматурной стали $E_s = 2,0 \cdot 10^8$; модуль упругости бетона $E_b = 3,6 \cdot 10^7$; коэффициент гипотезы билинейных сечений, соответствующий предельным деформациям на 1 полупериоде нагружения $A_1 = 1,41$; предельная относительная деформация бетона при осевом сжатии $\varepsilon_R = 0,002$;

Требуется: найти разрушающий момент при смене знака усилия.

Решение:

Максимальная деформация растянутой арматуры:

$$\varepsilon_{a2,\max} = -k_{pl,a} \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} = -0,002781$$

Зададимся некоторой величиной $h_{b,\max}$. Кривизна сечения в момент достижения максимального прогиба:

$$\chi_{\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} = 0,006453$$

Деформация сжатой арматуры согласно геометрической гипотезе:

$$\varepsilon_{a1,\max} = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 = 0,00027298$$

Деформации сжатого бетона по высоте сжатой зоны:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot (h_{b,\max} - y) \cdot A_1$$

После интегрирования усилие в бетоне сжатой зоны:

$$N_b = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h_{b,\max}} \left[\varepsilon_b(y) - 0,5 \cdot \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right] dy =$$

$$= b \cdot E_b \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A_1 \cdot \left[\frac{h_{b,\max}^2}{2} - \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max}) \cdot E_s} \cdot A \cdot \left(\frac{h_{b,\max}^3}{6 \cdot \varepsilon_R} \right) \right] = 822,794$$

Усилие в сжатой арматуре:

$$N_{a1,\max} = E_s \cdot A_{s1} \cdot \varepsilon_{a1,\max} = A_{s1} \cdot \frac{k_{pl,a} \cdot R_{sn}}{(h_0 - h_{b,\max})} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A_1 = 100,856$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$N_{a2,\max} = -A_{s2} \cdot R_{sn} = -923,650$$

Проверим уравнение равновесия продольных сил в сечении в момент достижения максимального прогиба. Если равенство не выполняется, то величина $h_{b,\max}$ подбирается итерационным путем до тех пор, пока сумма усилий в сечении не будет равна 0:

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 822,794 + 100,856 - 923,650 = 0$$

Остаточная деформация растянутой арматуры (A_{s2}):

$$\varepsilon_{a2,ост} = (k_{pl,a} - 1) \cdot \varepsilon_{a,мек} = (k_{pl,a} - 1) \cdot \frac{-R_{sn}}{E_s} = -0,004025$$

Приращение деформаций в растянутой арматуре:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \frac{R_{sn}}{E_s} = 0,0025$$

Зададимся некоторой величиной h^* . Согласно геометрической гипотезе билинейных сечений приращение деформаций обратного знака, приводящее к разгрузке:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \delta\chi \cdot (h^* - h_0) = \frac{R_{sn}}{E_s}$$

Отрицательное приращение кривизны:

$$\delta\chi = \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} = -0,00614$$

Приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a1} = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - a) = 0,000079$$

Приращение деформаций бетона:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot (h^* - y)$$

$$\delta\varepsilon_b(0) = A_2 \cdot \delta\chi \cdot h^* = -0,00084613$$

Изменение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot R_{sn} = 923,650$$

Изменение усилия в сжатой арматуре:

$$\begin{aligned} \delta N_{a1} &= A_{s1} \cdot E_s \cdot \delta\varepsilon_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) = \\ &= A_{s1} \cdot \frac{R_{sn}}{(h^* - h_0)} \cdot A_2 \cdot (h^* - a) = -85,142 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \delta N_b &= b \cdot \int_0^{h^*} \delta\sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \int_0^{h^*} \delta\varepsilon_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot \\ &\cdot \int_0^{h^*} \delta\chi \cdot A_2 \cdot (h^* - y) dy = b \cdot E_b \cdot A_2 \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h^* - h_0)} \cdot \frac{(h^*)^2}{2} = -838,508 \end{aligned}$$

Проверим уравнение равновесия продольных сил в сечении. Если равенство не выполняется, то величина h^* подбирается итерационным путем до тех пор, пока сумма усилий в сечении не будет равна 0:

$$\begin{aligned} \delta N_b + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} &= 0 \\ -838,508 - 85,142 + 923,650 &= 0 \end{aligned}$$

Остаточные деформации бетона и сжатой арматуры будут равны:

$$\varepsilon_{a1,ocm} = \varepsilon_{a1,max} - \delta\varepsilon_{a1} = 0,0001939$$

$$\varepsilon_{b,ocm}(y) = \varepsilon_{b,max}(y) - \delta\varepsilon_b(y)$$

$$\varepsilon_{a2,ocm} = \varepsilon_{a2,max} - \delta\varepsilon_{a2} = \chi_{ocm} \cdot (h_{crc,ocm} - a)$$

Остаточная кривизна сечения:

$$\chi_{ocm} = \frac{\varepsilon_{a2,ocm}}{h_{crc,ocm} - a} = -0,00856$$

С учетом остаточных деформаций сжатия приращение деформаций:

$$\delta\varepsilon_b(h) = \varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)$$

Приращение деформаций происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^{***} . Тогда:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - y))$$

$$\delta\varepsilon_b(h) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot h^{***}$$

Отсюда приращение кривизны обратного знака

$$\delta\chi_2 = -\frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{A_3 \cdot h^{***}}$$

Из геометрической гипотезы приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a2} = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - h_0)) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - a) = -0,004025$$

Приращение усилия в сжатой арматуре:

$$\begin{aligned} \delta N_{a2} &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \delta\varepsilon_{a2} = E_s \cdot A_{s2} \cdot A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - a) = \\ &= E_s \cdot A_{s2} \cdot \frac{\varepsilon_R - \varepsilon_{b,ocm}(h)}{h^{***}} \cdot (h^{***} - a) = 251,398 \end{aligned}$$

Бетон сжатой зоны включится в работу на некоторой высоте $h_{раз}$, когда будут скомпенсированы остаточные деформации растяжения.

$$\delta\varepsilon_b(h_{crc}) = A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h^{***} - (h - h_{раз})) = -\varepsilon_{b,ocm}(h_{раз}) = -\chi_{ocm} \cdot (h_{crc,ocm} - h_{раз})$$

Отсюда:

$$h_{раз} = \frac{\chi_{ocm} \cdot h_{crc,ocm} - A_3 \cdot \delta\chi_2 \cdot (h - h^{***})}{\chi_{ocm} - A_3 \cdot \delta\chi_2} = 0,474$$

Деформации бетона сжатой зоны:

$$\varepsilon_b(y) = \delta\varepsilon_b(y) - \varepsilon_{b,ocm}(y)$$

Кривизна, соответствующая разрушению:

$$\chi_{раз} = \delta\chi_2 - \chi_{ocm}$$

Из геометрической гипотезы деформации бетона в момент разрушения:

$$\varepsilon_b(y) = A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot (h_{раз} - (h - y))$$

Приращение усилия в бетоне сжатой зоны к моменту разрушения:

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

В результате интегрирования изменение усилия в бетоне:

$$\delta N_b = b \cdot E_b \cdot \frac{0,5}{\varepsilon_R} \cdot \left[-\frac{A_4^2 \cdot \chi_{раз}^2}{3} \cdot h_{раз}^3 - A_4 \cdot \chi_{раз} \cdot \varepsilon_R \cdot h_{раз}^2 \right] = 824,331$$

Несущая способность нормального сечения:

$$M_u = N_b \cdot \left(h_0 - \frac{3}{8} \cdot h_{раз} \right) + N_{a2} \cdot (h_0 - a) = 465,204$$

Предельный момент, воспринимаемый нормальным сечением при смене знака усилия составил 465,204 кН·м = 46,520 т·м. Так как предельный момент превышает расчетный положительный момент M_u из таблицы 4.16, равный 37,5486 т·м, то несущая способность при смене знака усилия обеспечена.

4.6. Выводы по главе 4

1. Результаты расчета несущей способности моделей, идентичных экспериментальным образцам в программном комплексе Abaqus, обеспечивают удовлетворительную сходимость определяющих параметров с результатами эксперимента при монотонном нагружении.
2. Полученные значения относительных деформаций арматуры и бетона в программном комплексе Abaqus на первом полуцикле нагружения обеспечивают удовлетворительную сходимость со значениями деформаций тензорезисторов, полученных при проведении экспериментальных испытаний. Значения относительных деформаций бетона и арматуры при разгрузке значительно отличаются от экспериментальных данных.
3. Значения предельных коэффициентов пластичности по деформациям арматуры, соответствующих разрушению на втором полуцикле нагружения

показали удовлетворительную сходимость с экспериментальными точками при $\mu_{pl.1} \leq 2,5$.

4. Относительная несущая способность при смене знака усилия, в зависимости от коэффициента пластичности на первом полупереме нагружения, показала удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными при коэффициенте пластичности в первом полупереме нагружения при $\mu_{pl.1} \leq 2,5$.
5. При коэффициенте пластичности на первом полупереме $\mu_{pl.1} > 2,5$ 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.
6. Предложен практический метод приближенной оценки несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях 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.

5. 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 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 ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

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.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алмаата. АО "КазНИИСА". 2016. 132 с.
2. Абаканов, М.С. Прочность железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях типа сейсмических / М. С. Абаканов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2013. – № 5. – С. 30-34.
3. Абаканов, М.С. Прочность изгибаемых железобетонных конструкций при малоцикловых нагрузках типа сейсмических / М. С. Абаканов // Труды университета. – 2009. – № 2(35). – С. 63-67.
4. Айзенберг Я.М. Некоторые уроки землетрясения в Армении 7 декабря 1988 г. // Строительство и архитектура. Сер. Сейсмостойкое строительство. Экспресс - информация. - М., 1992. - Вып. 2. - С.2-7.
5. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями. М., 1976. - 229 с.
6. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по евронормам [Текст] / В.О. Алмазов. - М.: АСВ, 2007. - 215 с.
7. Альтшулер Б.А., Немировский Я.М. Влияние начальных состояний железобетона на деформации и раскрытие трещин в нем // Бетон и железобетон. -1979. №1. -с. 29-31.
8. Артемьев В.П. Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости предварительно напряженных и обычных балок с арматурой из стали 30ХГ2С // Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура. – Новосибирск. -1958. №10. – С. 39-52.
9. Ашкинадзе Г.Н. Рекомендации по расчету и конструированию крупнопанельных зданий, строящихся в сейсмических районах, с учетом циклического деформирования их элементов. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1980. – 51 с.
10. Бабич Е.М., Погорельчик А.П. Прочность бетона после действия малоцикло-вой сжимающей нагрузки. // Изв. вузов. Раздел "Строительство и архитектура". 1976. - № 4. - с. 33-36.

11. Бабич Е.М., Погореляк А.П., Залесов А.С. Работа элементов на поперечную силу при немногokrатно повторных нагружениях // Бетон и железобетон. -1981. - №6. -с. 8-9.
12. Барашиков А.Я., Шевченко Б.Н., Вальной А.И. Малоцикловые усталости бетона при сжатии // Бетон и железобетон. -1985. - №4.
13. Баркан Д.Д., Бунэ В.И., Медведев С.В., Поляков С.В., Айзенберг Я.М., Денисов Б.Е., Жунусов Т.Ж., Килимник Л.Ш., Лямзина Г.А., Трофименков Ю.Г., Черкашин А.В., Шехтер О.Я., Штейнберг В.В. Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие конструкции // Матер. IV Межд. конф. по сейсмостойкому строительству. – М.: Стройиздат, 1973. -280 с.
14. Берг О.Я., Писаренко Г.И., Хромец Ю.А. Исследование физического процесса разупрочнения бетона при действии статических и многократно повторяющихся нагружениях. Сб. научн. тр. ЦНИИСК. – М.: Транспорт, 1966. - Вып.60.-с. 48-61.
15. Беспаяев А.А. Исследование прочности жестких узлов железобетонных рам каркасов многоэтажных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Дисс. ... канд. техн. Наук. - М., Москва, 1970.
16. Беспаяев А.А. Напряженное состояние жестких узлов железобетонного каркаса многоэтажных зданий, возводимых в сейсмических районах // В сб.: НИИЖБ «Стыки сборных железобетонных конструкций». – М., 1970.
17. Беченева Г.В. Прочность бетона при немногочисленных повторных нагружениях // Исследования сейсмостойкости зданий и сооружений. Вып. 6, 1961. - с. 91-118.
18. Борджес Дж, Равара А. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов. М., 1978. -135 с.
19. Борджес Дж. Ф., Равара А. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов. М.: Стройиздат, 1978.
20. Войцеховский А.В. Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных изгибаемых конструкций при малоцикловых знакопеременных силовых и деформационных воздействиях: специальность 05.23.01 "Строительные

конструкции, здания и сооружения": диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / 132. Войцеховский А.В. – Киев, 1988. – 190 с.

21. Гаф Г. Дж. Усталость металлов. ОНТИ, 1935.

22. Гвоздев А.А. К расчету конструкций на действие взрывной волны // Строительная промышленность. – 1943. – №1-2. – С. 18-21.

23. Гвоздев А.А. Определение разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевших пластические деформации // Проект и стандарт. – 1934. №8. – с. 10-16.

24. Гвоздев А.А. Расчет несущих конструкций по методу предельного равновесия. -М.: Госстройиздат, 1940. – Вып. 1. – 280 с.

25. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П., Залесов А.С., Мулин Н.М., Чистяков Е.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Строиздат, 1978. – 204 с.

26. Гольденблат И.И. Николаенко Н.А. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил. М., Госстройиздат, 1961. – 320 с.

27. Гольденблат И.И., Быховский В.А. Актуальные вопросы сейсмостойкого строительства // Строительство в сейсмических районах. -М.: Госстройиздат, 1957. – с. 5-21.

28. Дж. Ф. Борджес, А. Равара. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов. -М.: Стройиздат, 1978. -135 с.

29. Дмитриев С.А., Мулин Н.М., Артемьев В.П. Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости балок с арматурой из стали 30ХГ2С // Труды НИИЖБ. – М.: Госстройиздат, 1960. -Вып. 17. – с. 32-67.

30. Ерышев, В. А. Диаграмма деформирования бетона при многократных повторных нагружениях / В. А. Ерышев, Д. С. Тошин // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2005. – № 10(562). – С. 109-114.

31. Ерышев, В. А. Метод расчета деформаций железобетонных стержневых и плитных конструкций при повторных, знакопеременных и других видах сложного нагружения: специальность 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и

сооружения": автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Ерышев Валерий Алексеевич. – Москва, 1997. – 52 с.

32. Ерышев, В. А. Расчетная модель определения остаточных деформаций изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке / В. А. Ерышев, Д. С. Тошин, Д. И. Латышев // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2009. – № 1(11). – С. 85-91.

33. Жарницкий В.И. Развитие методов расчета железобетонных конструкций на сейсмические и другие кратковременные динамические нагрузки. в сб. Вопросы атомной науки и техники, сер. Проектирование и строительство, вып. 2, 1978.

34. Жарницкий В.И. Развитие теории расчета упругопластических железобетонных конструкций на особые динамические воздействия, Дисс. Докт. Техн. Наук - М: МИСИ, 1988.

35. Жарницкий В.И., Беликов А.А. Квазистатические испытания бетонных и армированных призм с целью изучения полных диаграмм сопротивления // Бетон и железобетон — взгляд в будущее: науч. тр. III Всеросс. (II Междунар.) конф. по бетону и железобетону: в 7-ми т. Москва, 2014. С. 39-48.

36. Жарницкий, В. И. Механизм разрушения железобетонных балок по наклонным сечениям при действии особых нагрузок / В. И. Жарницкий, С. О. Курнавина // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2017. – № 2(368). – С. 150-155.

37. Жарницкий, В. И. Оценка сейсмостойкости здания и повреждений его конструкций на основе динамического расчета с учетом упругопластических деформаций материалов / В. И. Жарницкий, Ю. Л. Голда, С. О. Курнавина // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 1999. – № 4. – С. 7-8.

38. Жарницкий, В. И. Прочность железобетонных конструкций по сечениям, совпадающим с фактическим полем направлений трещин (теория и эксперимент) / В. И. Жарницкий // Бетон и железобетон - взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах, Москва, 12–16 мая 2014 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2014. – С. 27-38.

39. Жарницкий, В. И. Развитие повреждений в железобетонной раме при сейсмических воздействиях / В. И. Жарницкий, Ю. Л. Голда, С. О. Курнавина // Бетон и железобетон - взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: В семи томах, Москва, 12–16 мая 2014 года. – Москва: Московский государственный строительный университет, 2014. – С. 57-67.
40. Жарницкий, В. И. Сейсмический расчет зданий по схеме консоли с распределенными параметрами / В. И. Жарницкий, С. О. Курнавина. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2003. – 53 с.
41. Жарницкий, В. И. Сейсмостойкость железобетонных конструкций с учетом процесса развития повреждений / В. И. Жарницкий, М. А. Алипур // Вестник МГСУ. – 2011. – № 2-1. – С. 110-115.
42. Жарницкий, В. И. Энергетический метод определения поля направлений трещин в железобетонных балках / В. И. Жарницкий, С. О. Курнавина // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2018. – № 5(377). – С. 213-216.
43. Жарницкий, В.И. Развитие теории сейсмостойкости железобетонных конструкций / В.И. Жарницкий, А.В. Забегаев // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: сб. докладов 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. Т. 2. – М., 2001. – С. 655–658.
44. Жунусов Т.Ж. Колебания зданий при взрывах и землетрясениях. – Алма-Ата, 1072. – 200 с.
45. Жунусов, Т.Ж. Землетрясение и сейсмостойкое строительство Текст. / Т.Ж. Жунусов. Алматы: ТОО «Изд-во LEM», 2008. - 76 с.
46. Жунусов, Т.Ж. Современное сейсмическое строительство Текст. / Т.Ж. Жунусов, Е.Г. Бучацкий. Алма-Ата. Казахстан, 1976. - 132 с.
47. Забегаев А.В. К вопросу о предельных состояниях железобетонных конструкций, испытывающих интенсивные динамические воздействия. ЦНИИ-промзданий: Сб. трудов №4,- 1991.- с.34-40.

48. Забегаев А.В. Местное деформирование стержневых элементов при интенсивных нагрузках // Бетон и железобетон, - 1989.- № 4. с. 38-39.
49. Завриев К.С., Назаров А.Г., Хачиян Э.Е., Рассказовский В.Т., Карцивадзе Г.Н., Айзенберг Я.М., Дарбинян С.С., Шагинян С.А. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1970. -224 с.
50. Завриев К.С., Напетваридзе Г.Ш., Карцивадзе Г.Н. и др. Сейсмостойкость сооружений. – Тбилиси: Мецниереба, 1980 – 325 с.
51. Залесов А.С., Шевляков В.Ф. Прочность сжатых элементов при действии знакопеременных нагрузок типа сейсмических. // Бетон и железобетон №6, 1986. с.17-18.
52. Кабанцев, О. В. Критерии предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий / О. В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2016. – № 2. – С. 29-39.
53. Кабанцев, О. В. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций / О. В. Кабанцев, Э. С. Усеинов, Ш. Шарипов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. – № 2(55). – С. 117-129.
54. Кабанцев, О. В. Обоснование критериев предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий на основе численных исследований / О. В. Кабанцев // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2016. – Т. 12. – № 1. – С. 86-102.
55. Кабанцев, О. В. Оценка сейсмостойкости зданий с учетом дифференцированных характеристик предельных состояний конструктивных элементов и узлов / О. В. Кабанцев, К. И. Умаров // XIII Российская Национальная Конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (13 РНКСС): (с международным участием), Санкт-Петербург, 01–06 июля 2019 года. – Санкт-Петербург: Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС), 2019. – С. 29-32.
56. Кабанцев, О.В. Особенности упругопластического деформирования рамно-связевых железобетонных каркасов при сейсмическом воздействии / О.В.

Кабанцев, К.И. Умаров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2020. - № 1. - С. 18-28.

57. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Кокарев А.М., Мухамедиев Т.А. Исследование деформаций железобетонных балочных элементов при знакопеременных нагрузках // Исследование железобетонных конструкций при статических повторных и динамических воздействиях. - М., 1984. - с. 55-72.

58. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: Сб. трудов / НИИЖБ. -М., 1986. -С. 7-25.

59. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Розенвассер Г.Р., Шварц Л.М. Расчет железобетонных конструкций с учетом режимов нагружения // Строительная механика и расчет сооружений № 5,1988. - с. 17-21.

60. Карпюк В. М. Влияние циклической знакопеременной нагрузки на прочность, трещиностойкость и деформативность пролетных железобетонных элементов / В. М. Карпюк // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2014. – № 2(17). – С. 6-15.

61. Килимник Л.Ш. Повреждение конструкций при сильных землетрясениях // Бетон и железобетон, 1979, - № 11,-С.11-13.

62. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. - М.: Стройиздат 1979. - 320 с.

63. Кодекс - образец ЕКБ-ФИП для норм железобетонных конструкций. -М., 1984.-284 с.

64. Кокарев А.М. Деформации железобетонных элементов с трещинами при повторных и знакопеременных нагружениях и разгрузках: автореф. дисс. На соиск. ученой степ. канд. техн. наук. -М., 1983. – 22 с.

65. Копаница, Д.Г. Экспериментальные исследования фрагментов кирпичной кладки на действие статической и динамической нагрузки / Д.Г. Копаница, О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2012. – № 4. – С. 157–178.

66. Корчинский И.Л. Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружениях // Бюллетень строительной техники. - М., 1958. № 3.
67. Корчинский И.Л. Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружениях // Бюллетень строительной техники. - М., 1958. № 3.
68. Корчинский И.Л. Оценка несущей способности конструкций при сейсмическом воздействии с энергетических позиций // Бетон и железобетон, 1967, №2. - с. 24-28.
69. Корчинский И.Л. Оценка несущей способности конструкций при сейсмическом воздействии с энергетических позиций // Бетон и железобетон, 1967, №2. - с. 24-28.
70. Корчинский И.Л., Беченева Г.В. Прочность строительных материалов при динамических нагружениях. - М.: Стройиздат, 1966. - 212 с.
71. Корчинский И.Л., Беченева Г.В. Прочность строительных материалов при динамических нагружениях. - М.: Стройиздат, 1966. - 212 с.
72. Корчинский И.Л., Поляков С.В., Быховский В.А., Дузинкевич С.Ю. Павлык В.С. Основы проектирования зданий в сейсмически опасных районах. – М.: Госстройиздат, 1961. – 488 с.
73. Корчинский И.Л., Ржевский В.А. Исследования прочности железобетонных конструкций при действии нагрузок типа сейсмических // Бетон и железобетон. – 1966. – №1. – с. 24-28.
74. Корчинский И.Л., Ржевский В.А., Ципенюк И.Ф. О расчете железобетонных каркасных зданий на сейсмические воздействия с учетом пластических деформаций // Бетон и железобетон. №1,1972. - с. 7-10.
75. Корчинский И.Л., Ржевский В.А., Ципенюк И.Ф. О расчете железобетонных каркасных зданий на сейсмические воздействия с учетом пластических деформаций // Бетон и железобетон. №1,1972. - с. 7-10.
76. Крылов С.М., Погореляк А.П. Работа бетона и железобетона при кратковременном и длительном нагружениях // Бетон и железобетон. -1985. - №3.

77. Кулдашев Х. Напряженно-деформированное состояние статически неопределимых железобетонных балок при кратковременных малоцикловых нагрузках: К., КИСИ, 1987. – 18 с.
78. Кулыгин Ю.С., Еримбетов Б.Т. Экспериментальные исследования прочности по нормальным сечениям железобетонных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при действии нагрузок типа сейсмических // Исследования сейсмостойкости зданий. Сборник научных трудов под ред. Складнева. - М., 1988.-С.53-64.
79. Курзанов А.М. Противоречия в СНиПе "Строительство в сейсмических районах" // Промышленное и гражданское строительство. 1997. - № 2. - с. 59-59.
80. Курнавина С.О. Динамический расчет железобетонных конструкций с учетом упругопластических деформаций арматуры и бетона по сечениям, совпадающим с полем направлений трещин. Дисс. ... канд. техн. Наук. - М., МГСУ, 1999.
81. 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.
82. 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.
83. 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.
84. 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.
85. 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.

86. Лемыш Л.Л. Учет работы растянутого бетона над трещинами при определении ширины их раскрытия // Бетон и железобетон. -1977. -№6. – с. 39-41.

87. Международная конференция по сейсмостойкому строительству. - М., 1961. -366 с.

88. Методика экспериментальных исследований железобетонных стержневых конструкций при сложных режимах загрузки / В. А. Ерышев, Д. С. Тошин, Ю. В. Терентьев, А. В. Гавришев // Устойчивое развитие городов и новации жилищно-коммунального комплекса: Пятая Международная научно-практическая конференция, 4-7 апреля 2007 г. В 2 томах, Москва, 04–07 апреля 2007 года. – Москва: Московский институт коммунального хозяйства и строительства, 2007. – С. 52-54.

89. Мирмухамедов Р.Х. Влияние режимов загрузки и климатических условий на длительную работу изгибаемых ж/б элементов: Автореф. На соиск. уч. степ. канд. техн. наук. – К., КИСИ, 1983. – 20 с.

90. Мирсяяпов И.Т. Разработка научных основ теории выносливости железобетонных конструкций при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил. Дисс. Докт. Техн. Наук - М: МГСУ, - 2017.

91. Мирсяяпов И.Т., Воронов А.А. Прочность железобетонных колонн одноэтажных каркасных зданий при сейсмических воздействиях. //Всероссийский семинар по проблемам реконструкции исторических городов. Сборник материалов. - Казань, КГАСА, 1999. - с.59-78.

92. Мирсяяпов И.Т., Воронов А.А. Прямой динамический расчет сейсмостойкости каркасных зданий из железобетона. Материалы 50-й республиканской научной конференции. Сборник научных трудов аспирантов. - Казань, КГАСА, 1999. - с. 90-94.

93. Мирсяяпов И.Т., Воронов А.А. Расчет железобетонных элементов при сейсмическом воздействии с учетом изменения изгибной и сдвиговой жесткости.

Материалы 49-й республиканской научной конференции. Сборник научных трудов. - Казань, КГАСА, 1998. - с. 162-169.

94. Мирсаяпов И.Т., Воронов А.А., Нуриева Д.М. Оценка сейсмостойкости каркасных зданий на основе расчетной деформационной модели железобетона//Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. Вып. 2. - Нижний Новгород, 1999. - с. 13-18.

95. Мкртычев, О. В. Исследование сейсмостойкости железобетонных зданий различных конструктивных схем / О. В. Мкртычев, В. Б. Дорожинский, Д. С. Сидоров // Вестник МГСУ. – 2015. – № 12. – С. 66-75.

96. Мкртычев, О. В. Моделирование взаимодействия сооружения с основанием при расчете на землетрясение / О. В. Мкртычев, Г. А. Джинчвелашвили, М. С. Бусалова // Вестник МГСУ. – 2013. – № 12. – С. 34-40.

97. Мкртычев, О. В. Представительный набор акселерограмм землетрясений для расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия / О. В. Мкртычев, А. А. Решетов // Вестник МГСУ. – 2017. – Т. 12. – № 7(106). – С. 754-760. – DOI 10.22227/1997-0935.2017.7.754-760.

98. Мкртычев, О. В. Проблемы расчета зданий и сооружений на особые воздействия / О. В. Мкртычев // Вестник МГСУ. – 2010. – № 4-5. – С. 238-241.

99. Мкртычев, О. В. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения): Монография / О. В. Мкртычев, Г. А. Джинчвелашвили. – Москва: Московский государственный строительный университет. ЭБС АСВ, 2014. – 192 с.

100. Мкртычев, О. В. Расчет уникального высотного здания на землетрясения в нелинейной динамической постановке / О. В. Мкртычев, М. И. Андреев // Вестник МГСУ. – 2016. – № 6. – С. 25-33.

101. Мкртычев, О. В. Современные концепции развития нормативных документов по сейсмостойкому строительству / О. В. Мкртычев, Г. А. Джинчвелашвили // Экономика и управление: проблемы, решения. – 2013. – № 9. – С. 47-58.

102. Мур Г. Ф., Коммерс Дж. В. Усталость материалов, дерева и бетона. М., 1929.

103. Назаров А.Г., Шагинян С.А. Руководство по исследованию механических свойств строительных конструкций на моделях. Ленинакан: 1966. – 63 с.
104. Напетваридзе Ш.Г., Двалишвили Р.В., Уклеба Д.К. Пространственные упругопластические сейсмические колебания зданий и инженерных сооружений. – Тбилиси: Мецниереба, 1982. – 182 с.
105. Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов и раскрытие трещин в них // Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. -М., 1949. – С. 7-116.
106. Никифоровский, В.Н. Динамическое разрушение твердых тел / В.Н. Никифоровский, Е.И. Шемякин. – Новосибирск: Наука, 1979. – 271 с.
107. Николаевский, В.Н. Динамическая прочность и скорость разрушения / В.Н. Николаевский // Механика. Удар, взрыв и разрушение. – 1981. – № 26. – С. 166–203.
108. Нуриева Д.М. Сейсмостойкость многоэтажных каркасных зданий при знакопеременном нелинейном деформировании несущих элементов: диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.01, КГАСУ, 2004.
109. Нурмаганбетов Е.К. Деформирование железобетонных конструкций при сейсмических нагрузениях. Санкт-Петербург: Стройиздат СПб, 1998. - 56 с.
110. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. – М.: СИ, 1980.-344 с.
111. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. -М.: Стройиздат, 1980. – 342 с.
112. Панин, В.Е. Структурные уровни деформации твердых тел / В.Е. Панин, В.А. Лихачев, Ю.В. Гриняев; отв. ред. Н.Н. Яненко / АН СССР. Сиб. отд. Ин-т оптики атмосферы. – Новосибирск: Наука, 1985. – 163 с.
113. Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений. - М., 1978. -311с.
114. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий, (основы теории сейсмостойкости). Учеб. пособие для строит, спец. вузов. -2-е изд., перераб. И доп. -М.: Высш. шк., 1983 г. -304 с.

115. Поляков С.В. Современное состояние и основные направления новых исследований в области сейсмостойкости зданий и сооружений // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. - №4. – с. 8-13.
116. Поляков С.В., Жаров А.М. Оценка сравнительной повреждаемости зданий различных конструктивных схем во время Газлийских (Кзыл-Кумских) землетрясений 8 апреля и 17 мая 1976 года // Сейсмостойкое строительство. ЦИНИС Госстроя СССР. – 1976. – Серия XIV. – Вып. II.
117. Поляков С.В., Медведев С. В., Ваучский Н. П. Сейсмостойкие сооружения и теория сейсмостойкости (по материалам V международной конференций по сейсмостойкому строительству) М.: Стройиздат. 1978 г. 272 с.
118. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Расчет железобетонных конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок. – М.: Стройиздат, 1964. – 151 с.
119. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Учет пластических деформаций при расчете железобетонных конструкций на динамические воздействия // Материалы симпозиума ФИП. – Тбилиси, 1972. – с. 158-163.
120. Попов, Н.Н. Расчет конструкций на динамические и специальные нагрузки / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев. – М.: Высшая школа, 1992. – 319 с.
121. Расторгуев Б.С., Обеспечение живучести зданий при особых динамических воздействиях. Сейсмостойкость строительства. Безопасность сооружений., №. 4., 2003 г.
122. Расторгуев, Б. С. Оценка безопасности зданий и сооружений при особых динамических воздействиях / Б. С. Расторгуев, Д. С. Ванус // Бетон и железобетон - взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: В семи томах, Москва, 12–16 мая 2014 года. – Москва: Московский государственный строительный университет, 2014. – С. 133-141.
123. Расторгуев, Б. С. Расчет несущих конструкций монолитных железобетонных зданий на прогрессирующее разрушение с учетом динамических эффектов / Б. С. Расторгуев, А. И. Плотников // Сборник научных трудов Института строительства

и архитектуры МГСУ. – Москва: Московский государственный строительный университет, 2008. – С. 68-75.

124. Ржевский В.А. Исследование нестационарных упругопластических систем при многократных сейсмических воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений. №3,1984. - с. 54-58.

125. Ржевский В.А. Прочность железобетонных элементов при сейсмических нагрузках // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. М., 1967. -с. 125-136.

126. Ржевский В.А. Расчет зданий по акселерограммам землетрясений с учетом повреждений несущих элементов // Строительная механика и расчет сооружений. №5, 1985. - с. 47-50.

127. Ржевский В.А. Сейсмостойкость зданий в условиях сильных землетрясений. – Ташкент: ФАН, 1990. – 260 с.

128. Ржевский В.А., Узлов С.Т., Ципенюк И.Ф., Аванесов Г.А. Рекомендации по расчету железобетонных рамных каркасов на сейсмические воздействия с учетом пластических деформаций. Ташкент, 1972. - с. 78.

129. Ржевский В.А., Ципенюк И.Ф. Исследование упругопластической работы железобетонных элементов при знакопеременном нагружении // Строительство и Архитектура Узбекистана, №10,1970. - с. 38-42.

130. Ржевский В.А., Ципенюк И.Ф., Аванесов Г.А., Влияние конструктивных факторов на работу железобетонных элементов при знакопеременном нагружении // Строительство и Архитектура Узбекистана, 1972, №1. - с. 28-33.

131. Рокач В.С. О деформациях бетона железобетонных изгибаемых элементов // Бетон и железобетон. -1963. -№3. С. 130-135.

132. Руденко В.В. Внецентренное нагружение бетонных и железобетонных элементов с малым числом повторной нагрузки. Известия высших учебных заведений // Строительство и архитектура. -1980. -№4.

133. Руденко В.В. Работа внецентренно-сжатых элементов // Бетон и железобетон. -1981. -№11. -с 5-6.

134. Рутман Ю. Л., Симборт С. Э. Выбор коэффициента редукиции сейсмических нагрузок на основе анализа пластического ресурса конструкции с учетом малоцикло-вой усталости // Сейсмостойкое строительство, Безопасность сооружений. 2011. № 5.
135. Силантьев, А. С. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования: специальность 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения": диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Силантьев Александр Сергеевич. – Москва, 2012. – 257 с.
136. Сорокин Е.С. Динамический расчет несущих конструкций зданий. Госиздательство литературы по строительству и архитектуре. Москва – 1956. – 340 с.
137. СП 14.13330.2018 "Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* (с Изменением N 1)". Москва, 2018;
138. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
139. СП РК 2.03-30-2017* "Строительство в сейсмических зонах".
140. Ставров Г.Н., Руденко В.В., Федосеев А.А. Прочность и деформативность бетона при повторно-статических нагружениях // Бетона и железобетон. – 1985. - №1. -с. 33-34.
141. Тамразян, А. Г. Анализ влияния предварительного напряжения на параметры динамического догружения железобетонных конструктивных систем при запроек-тных воздействиях / А. Г. Тамразян, К. А. Шувалов // Бетон и железобетон. – 2012. – № 6. – С. 18-20.
142. Тамразян, А. Г. Прочность и несущая способность сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях повышенных температур / А. Г. Тамразян, Л. А. Аветисян // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 7. – С. 56-60.
143. Тамразян, А. Г. Расчет большепролетной конструкции на аварийные воздей-ствия методами нелинейной динамики / А. Г. Тамразян, О. В. Мкртычев, В. Б. До-рожинский // Научно-технический вестник Поволжья. – 2012. – № 5. – С. 331-334.

144. Тамразян, А. Г. Расчет внецентренножатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку / А. Г. Тамразян, Л. А. Аветисян // Строительство: наука и образование. – 2013. – № 4. – С. 2.
145. Тамразян, А. Г. Сейсмостойкость железобетонных конструкций после пожара / А. Г. Тамразян, В. И. Черник // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: Материалы Международных академических чтений, Курск, 18 ноября 2020 года / Под редакцией С.И. Меркулова. – Курск: Закрытое акционерное общество "Университетская книга", 2020. – С. 123-130.
146. Тонких, Г.П. Экспериментальные исследования несущей способности комбинированной каменной кладки при главных нагрузках / Г.П. Тонких, В.В. Кошаев, О.В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2007. – № 6. – С. 26–31.
147. Уманский А.А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. 1960 г.
148. Уроки Спитака / Г.Л. Кофф, Ю.И. Баулин, В.И. Смирнов и др. – Владивосток: Дальнаука, 2008. – 156 с.
149. Хаузнер Дж. Расчет сооружений на сейсмические воздействия по предельному состоянию // Международная конференция по сейсмостойкому строительству. -М.: Госстройиздат, 1961. -с.19-30.
150. Хачиян Э.Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения. – Ереван: Айастан, 1973. – 328 с.
151. Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М.- 1981. - 204 с.
152. Цейтлин А.И., Кусаинов А.А. Методы учета внутреннего трения в динамических расчетах конструкций. – Алма-Ата: Изд-во Наука КазССР, 1987. – 238 с.
153. Цейтлин С.Ю. Железобетонные преднапряженные элементы с поперечными трещинами от обжатия. Исследование и создание методов расчета экономичных конструкций. Дисс. Докт. Техн. Наук -М: Москва, 1981.
154. Экспериментальные исследования несущей способности каменной кладки с трещинами при их инъецировании цементным раствором по разрядно-импульсной

технологии / О.В. Кабанцев, Г.П. Тонких, В.В. Кошаев, В.Я. Еремин, М.В. Тихонов // Научно-технический вестник МГСУ. – 2011. – № 2 (Т. 1). – С. 127–135.

155. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки наружными бетонными аппликациями / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, О.А. Симаков, А.Б. Симаков, С.М. Баев, П.С. Панфилов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2011. – № 2. – С. 35–41.

156. Abaqus Documentation: Abaqus Analysis User's manual. Materials. Other plasticity models. Concrete.

157. Abaqus Documentation: Abaqus Analysis User's manual. Materials. Other plasticity models. Concrete. Concrete damaged plasticity. Postfailure stress-strain relation

158. Abaqus Documentation: Abaqus Theory manual. Procedures. Nonlinear solution methods, Nonlinear dynamics;

159. Abaqus Documentation: Abaqus/CAE User's Manual. Creating and analyzing a model using the Abaqus/CAE modules. The Step Module. Configuring analysis procedures

160. Blume, J.A., Newmark, N.A. and Corning, L.H. Design of Multi-Story Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motion. Chicago, Portland Cement Association, 1961. 318 p.

161. Documentation: Abaqus Analysis User's manual. Analysis Procedures, Solution and Control

162. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

163. Housner G.W. Behavior of Structures during Earthquakes. Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, 85, 1959. 109-129.

164. Inomata S. Comparative study on behavior of prestressed concrete beams subjected to Reversal loading. FIP COMISION of SEISMIC STRUCTURES. November. 1968.

165. 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: Conference Series: International Scientific Conference on Modelling and Methods of Structural Analysis 2019, MMSA 2019,

Moscow, 13–15 ноября 2019 года. – Moscow: Institute of Physics Publishing, 2020. – P. 012037. – DOI 10.1088/1742-6596/1425/1/012037.

166. Kurnavina, S. The design model of reinforced concrete beam formed by the field of cracks directions / S. Kurnavina, I. Tsatsulin // E3S Web of Conferences: 22nd International Scientific Conference on Construction the Formation of Living Environment, FORM 2019, Tashkent, 18–21 апреля 2019 года. – Tashkent: EDP Sciences, 2019. – P. 04017. – DOI 10.1051/e3sconf/20199704017.

167. Mc. Collister, H. M., Siess, C. P., and Newmark, N. M., "Load-Deformation Characteristics of Simulated Beam-Column Connection in Reinforced Concrete," Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 76, University of Illinois, Urbana, 111., June, 1954.

168. Ng Phd P.L., J.Y.K. Lam Phd, A.K.H. Kwan Phd. Tension stiffening in concrete beams. Part II: member analysis. Structures and buildings 163 Issue SBI. February 2010, pp 29-39.

169. Ng Phd P.L., J.Y.K. Lam Phd, A.K.H. Kwan Phd. Tension stiffening in concrete beams. Part I: FE analysis. Structures and buildings 163 Issue SBI. February 2010, pp 19-28.

ПРИЛОЖЕНИЕ А



Рисунок А.1 – Изополя вертикальных перемещений в момент перед разрушением для образца ВО-I-01

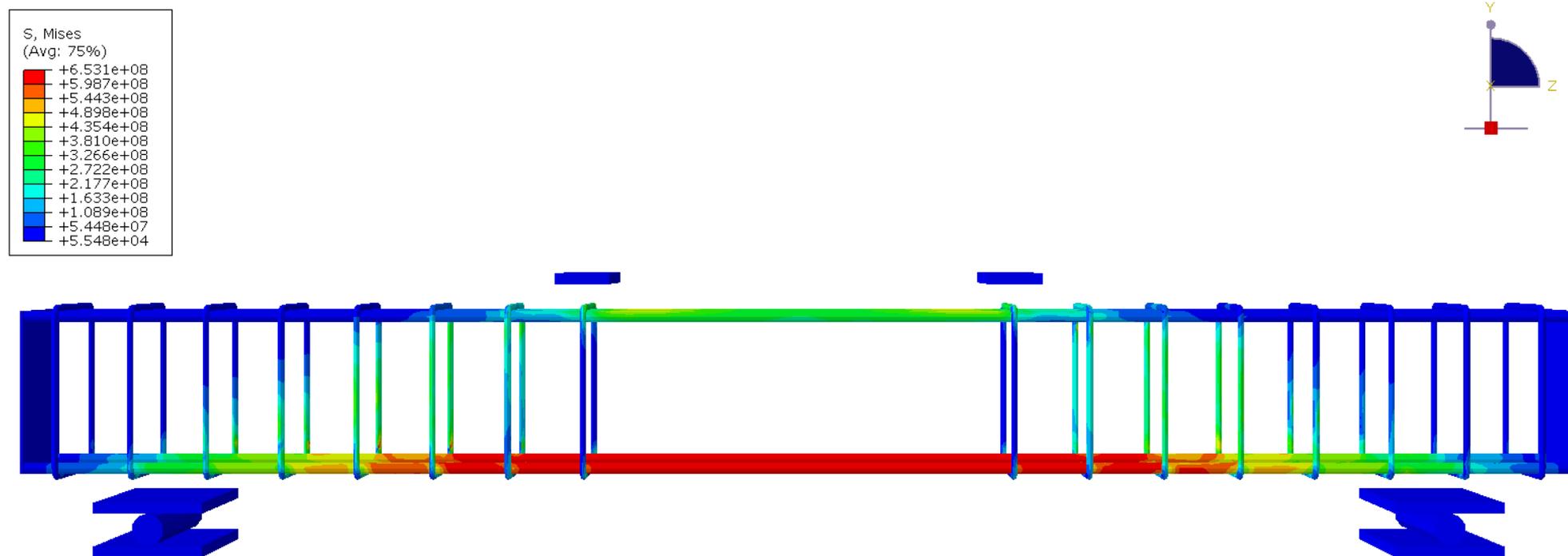


Рисунок А.2 – Изополя напряжений Мизеса в арматуре в момент перед разрушением для образца ВО-I-01, Па

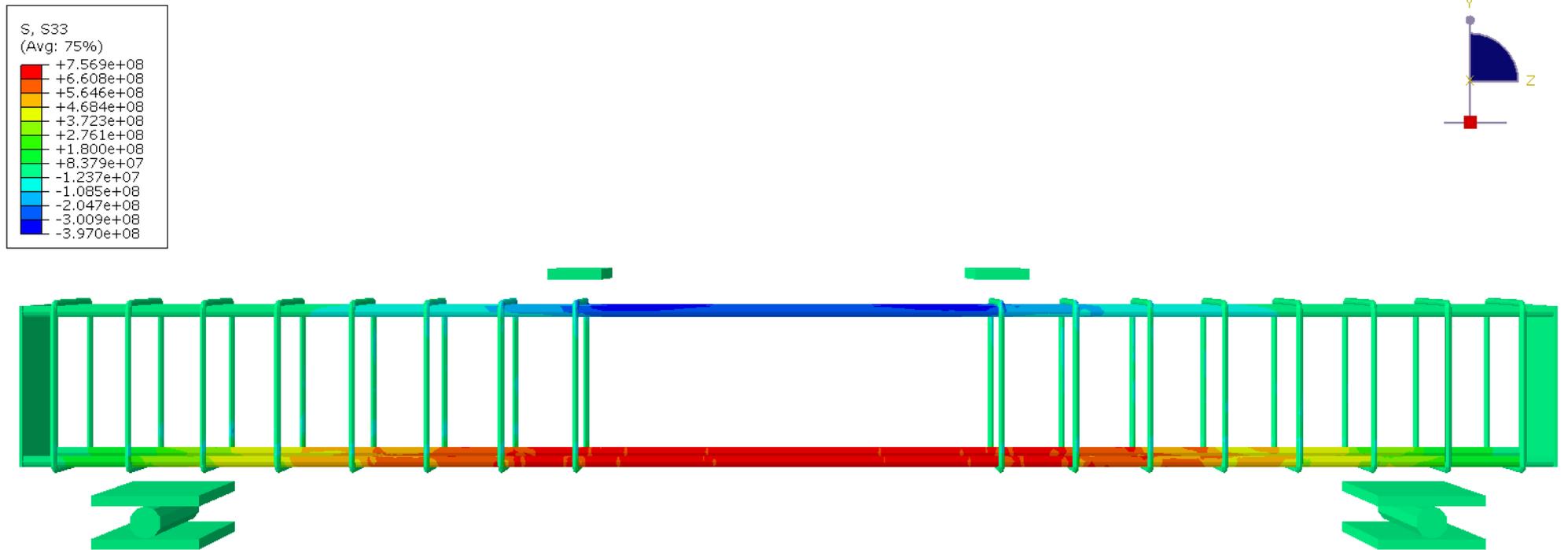


Рисунок А.3 – Изополя нормальных напряжений S33 в продольной арматуре в момент перед разрушением для образца ВО-I-01, Па

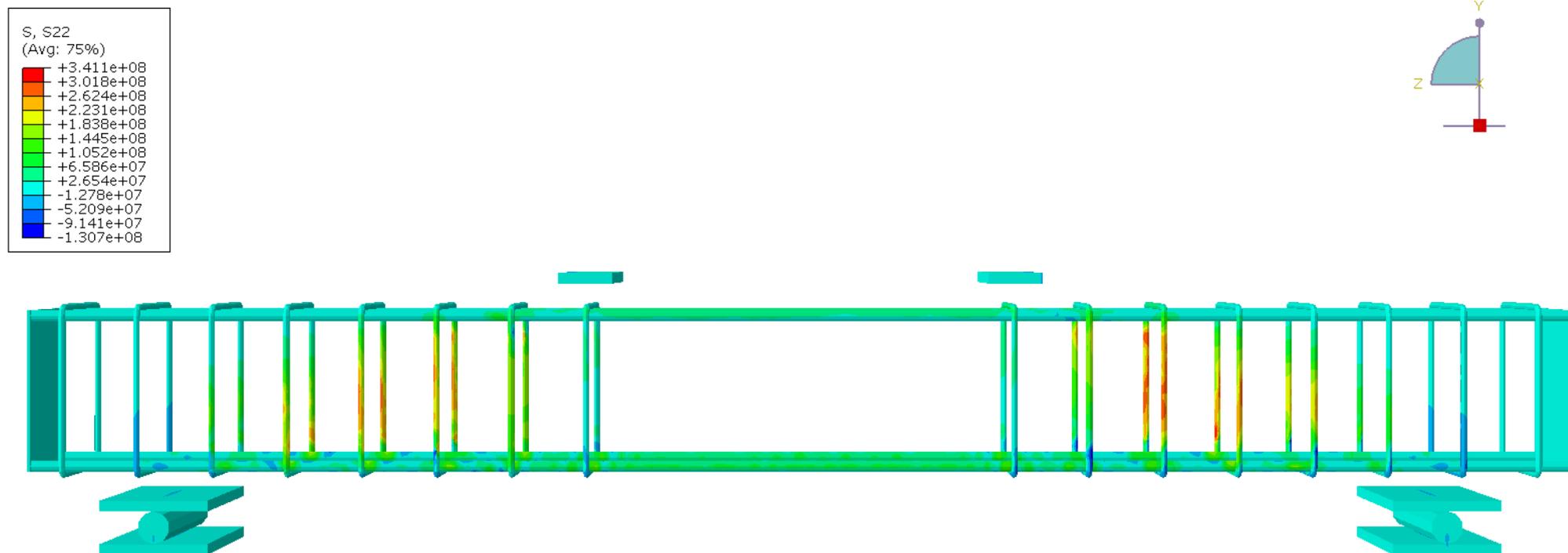


Рисунок А.4 – Изополя нормальных напряжений S22 в хомутах в момент перед разрушением для образца ВО-I-01, Па

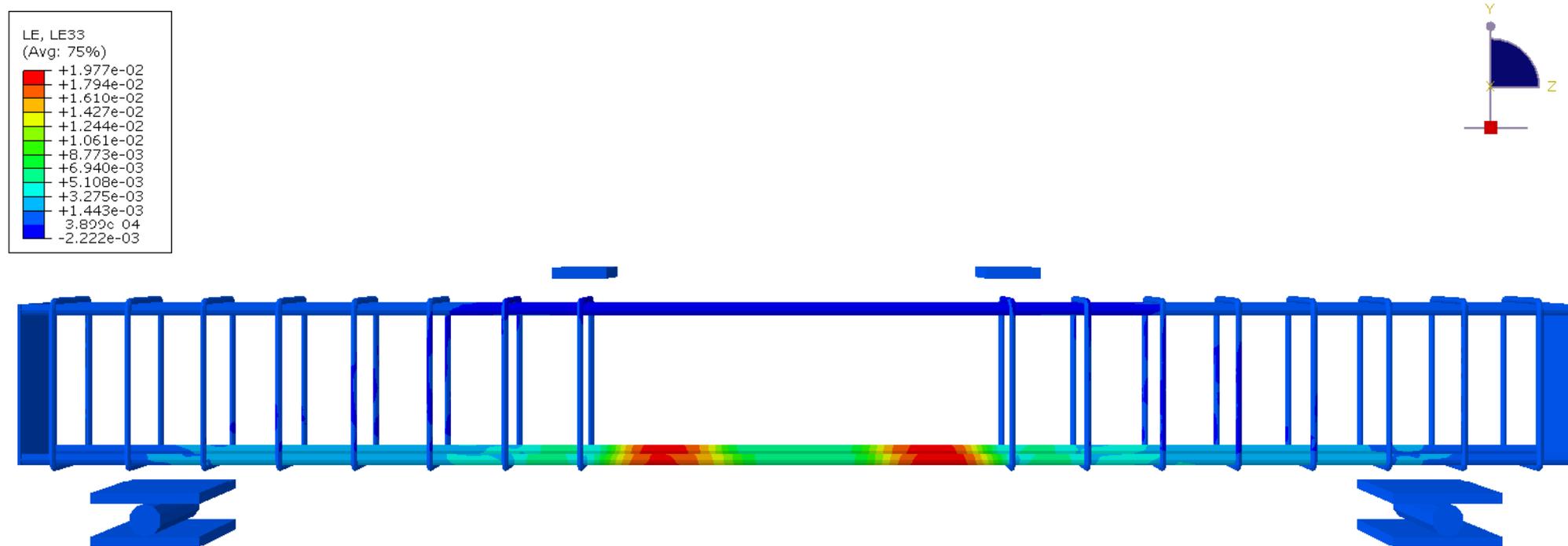


Рисунок А.5 – Изополя продольных относительных деформаций LE33 в арматуре в момент перед разрушением для образца ВО-I-01

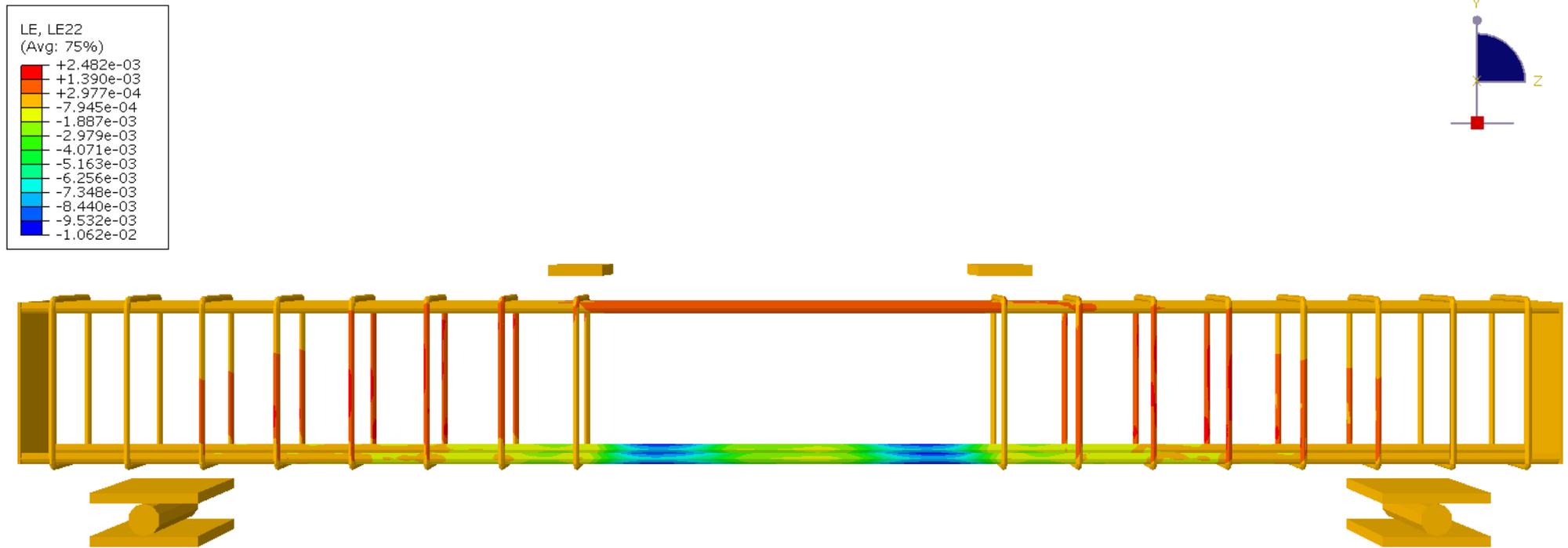


Рисунок А.6 – Изополя относительных деформаций LE22 в хомутах в момент перед разрушением для образца ВО-I-01

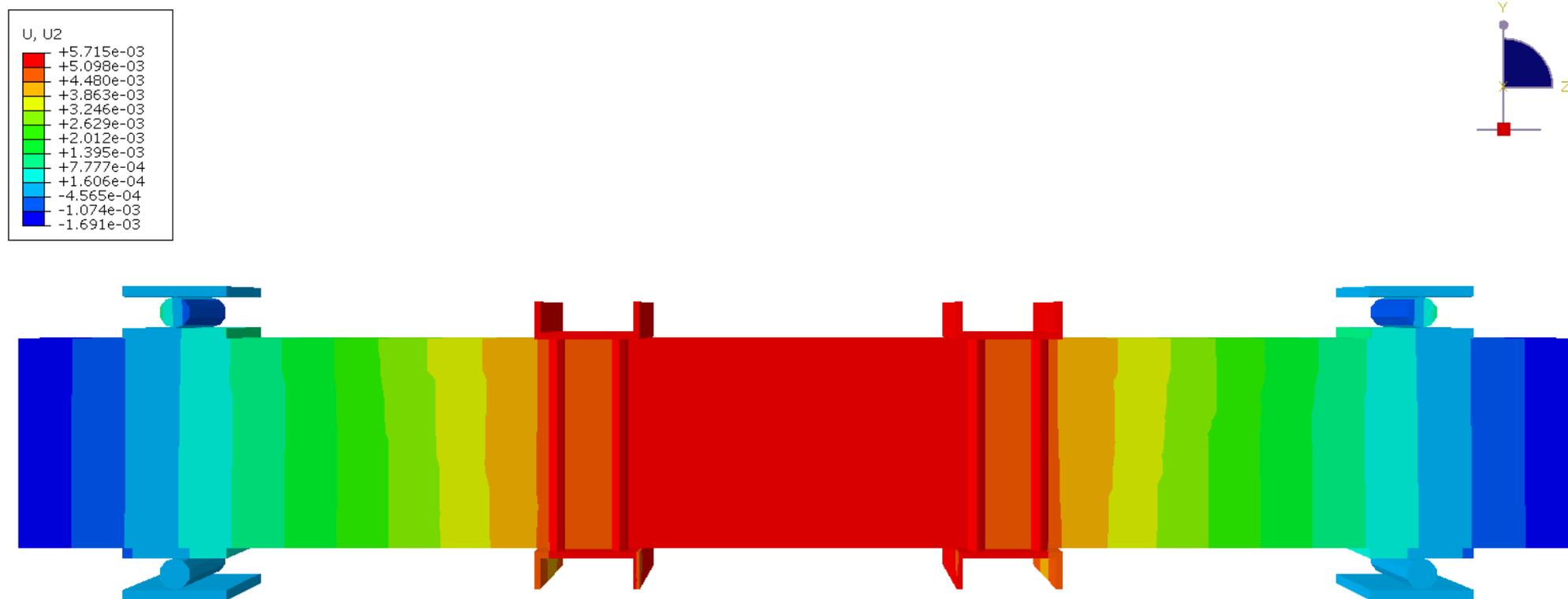


Рисунок А.7 – Изополя вертикальных перемещений на первом полуцикле нагружения для образца ВО-II-01, мм

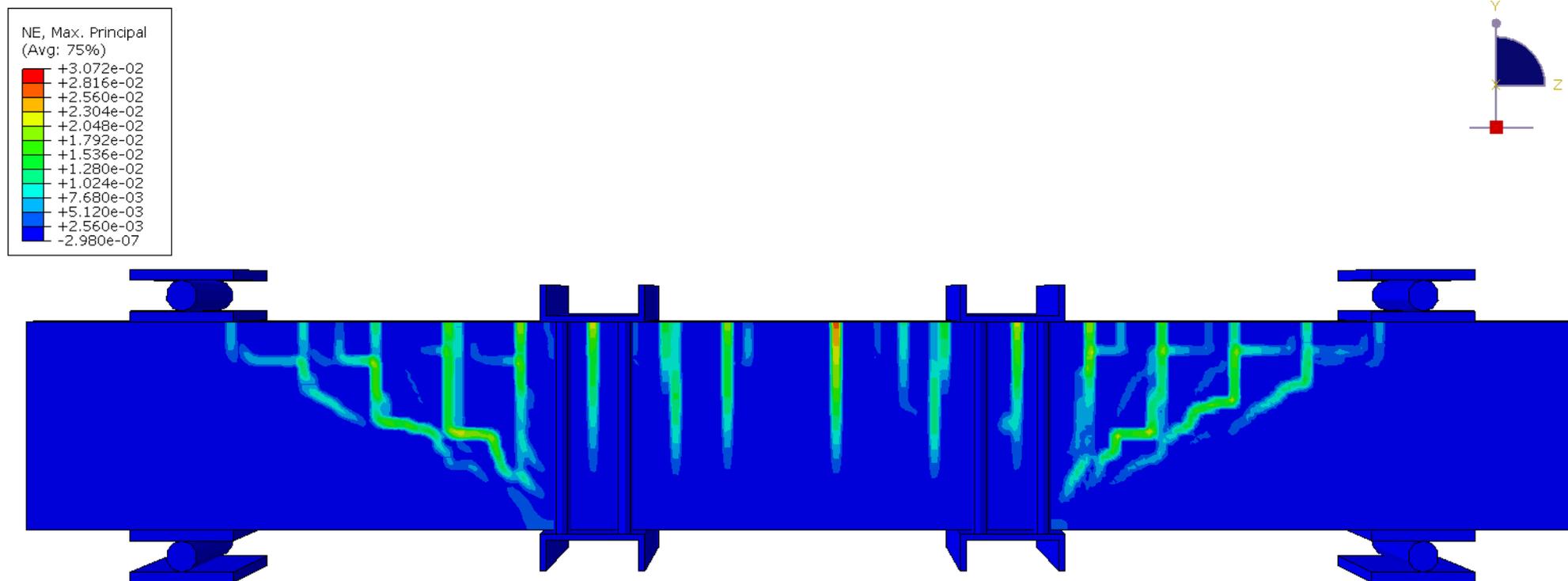


Рисунок А.8 – Изополя главных деформаций NE в бетоне на первом полупериоде нагружения для образца ВО-II-01

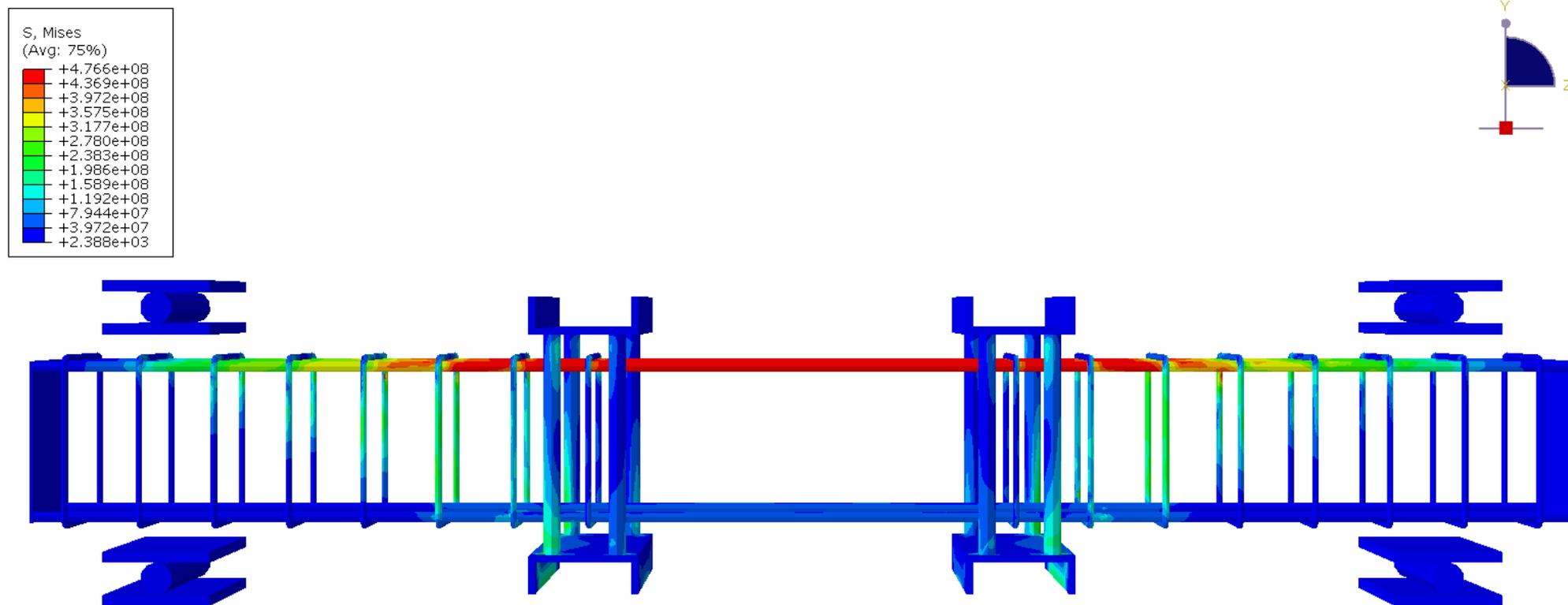


Рисунок А.9 – Изополя напряжений Мизеса в арматуре на первом полувцикле нагружения для образца ВО-II-01, Па

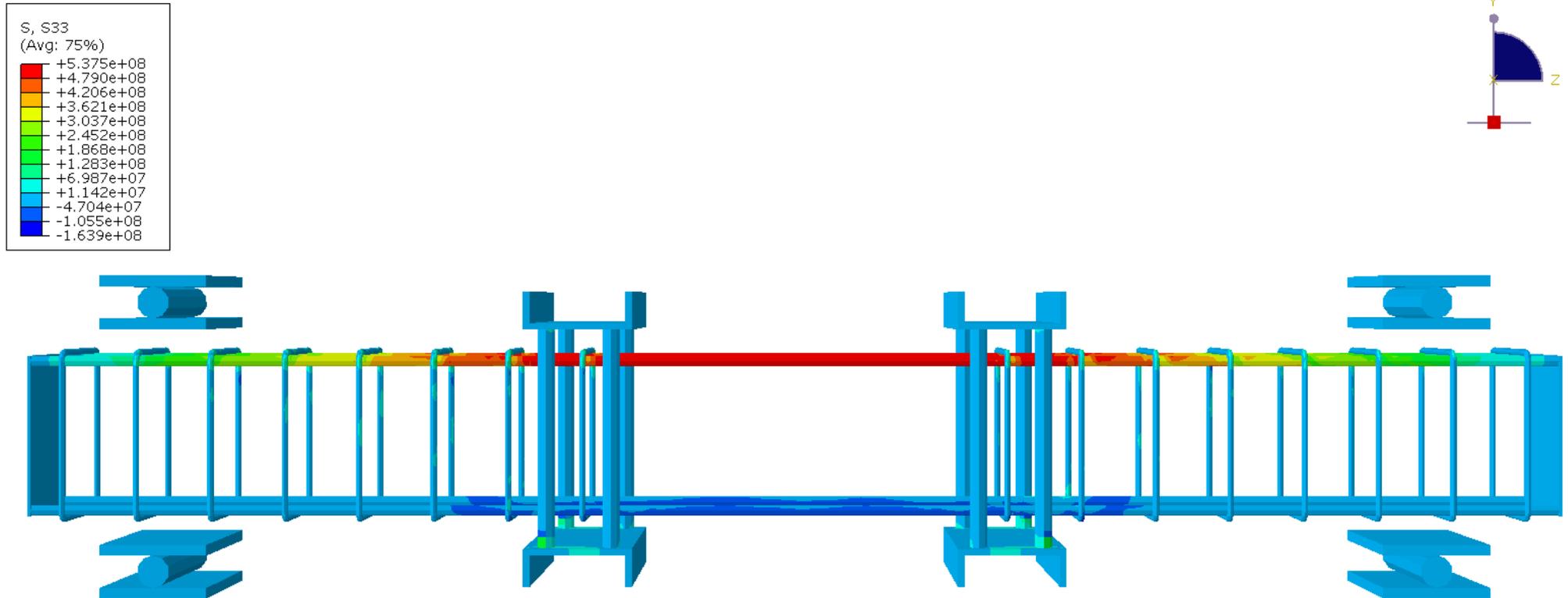


Рисунок А.10 – Изополя нормальных напряжений S33 в продольной арматуре на первом полупериоде нагружения для образца ВО-II-01, Па

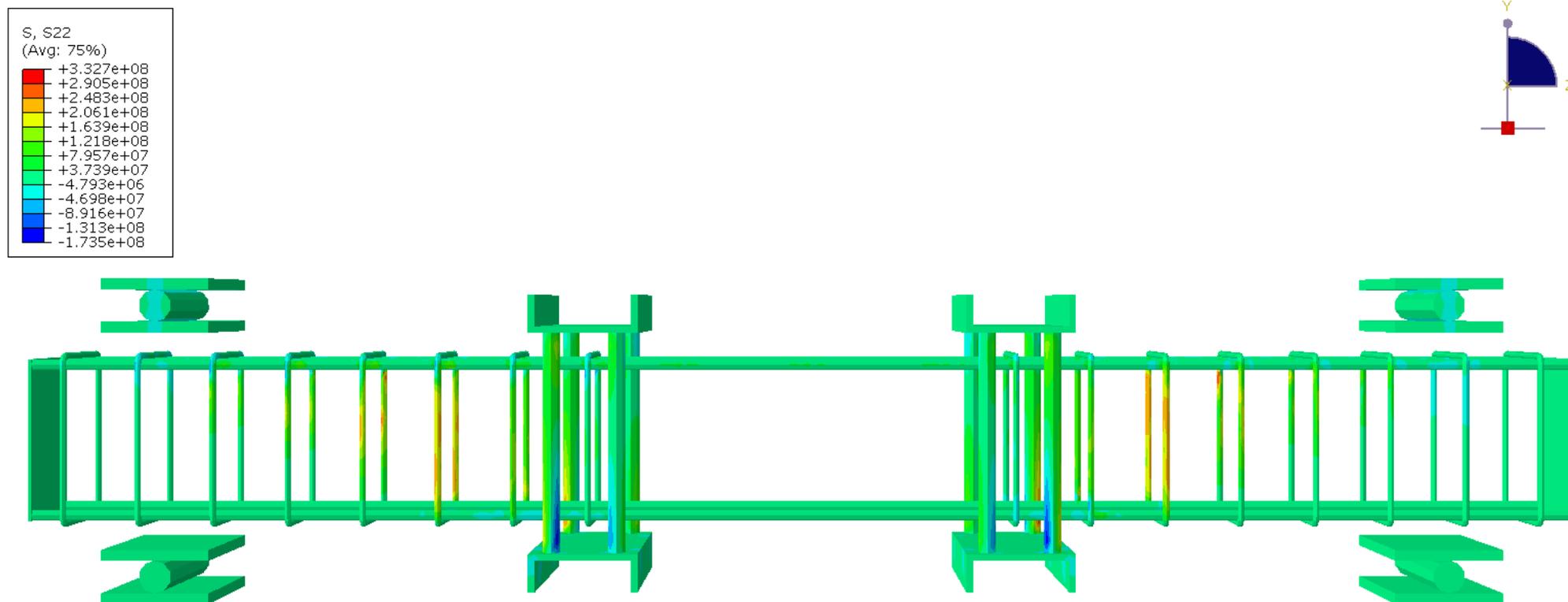


Рисунок А.11 – Изополя нормальных напряжений S22 в хомутах на первом полуцикле нагружения для образца ВО-II-01,

Па

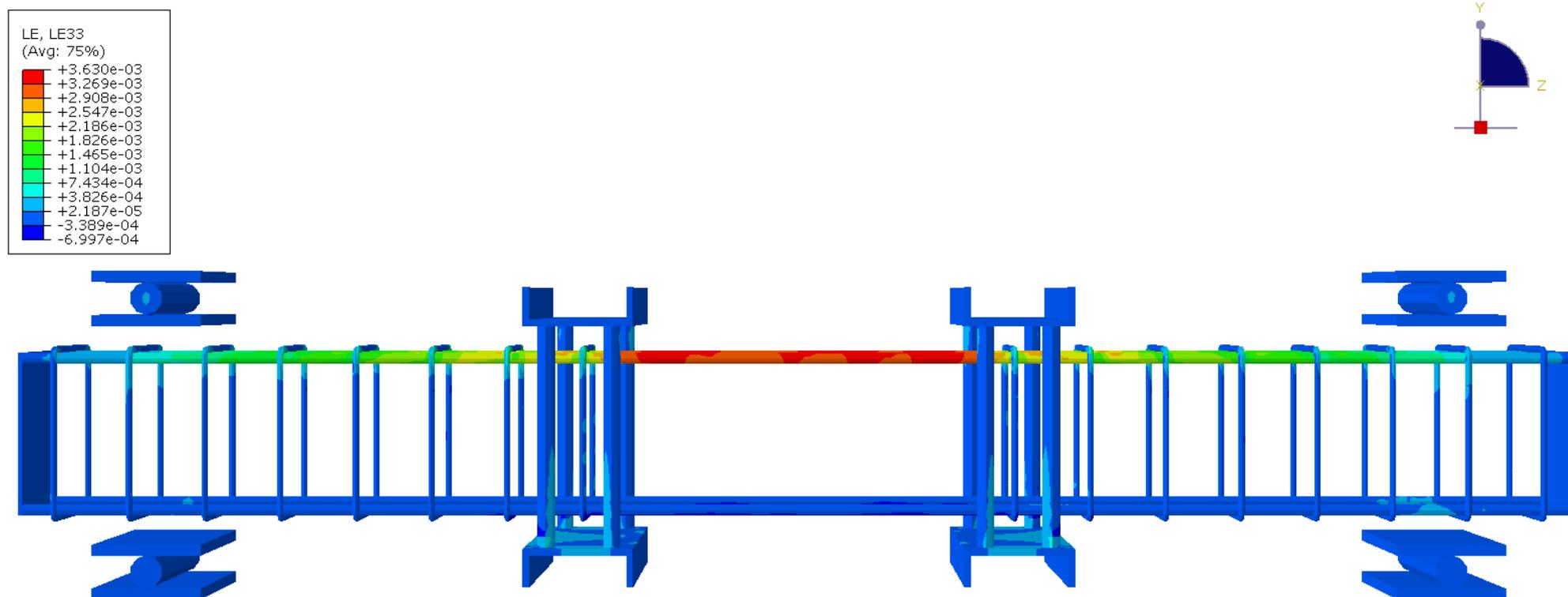


Рисунок А.12 – Изополя продольных относительных деформаций LE33 в арматуре на первом полупеделе нагружения для образца ВО-II-01

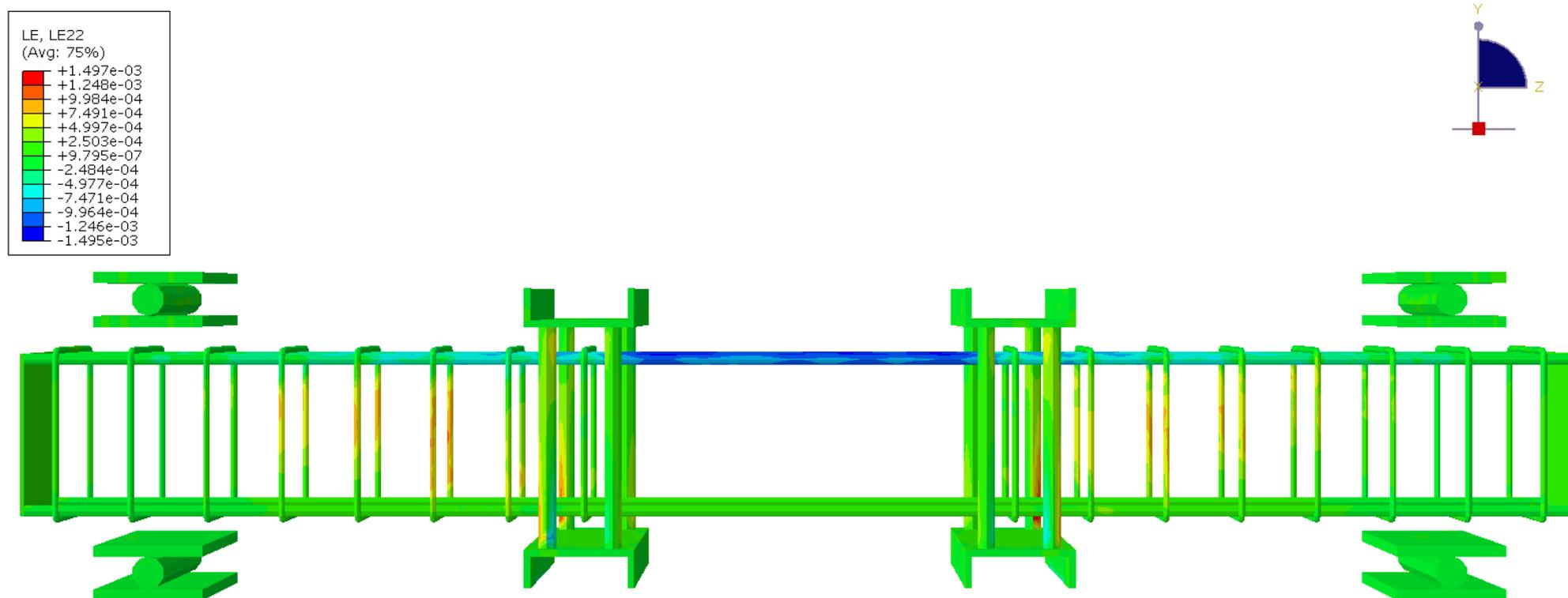


Рисунок А.13 – Изополя продольных относительных деформаций LE22 в хомутах на первом полуцикле нагружения для образца ВО-II-01

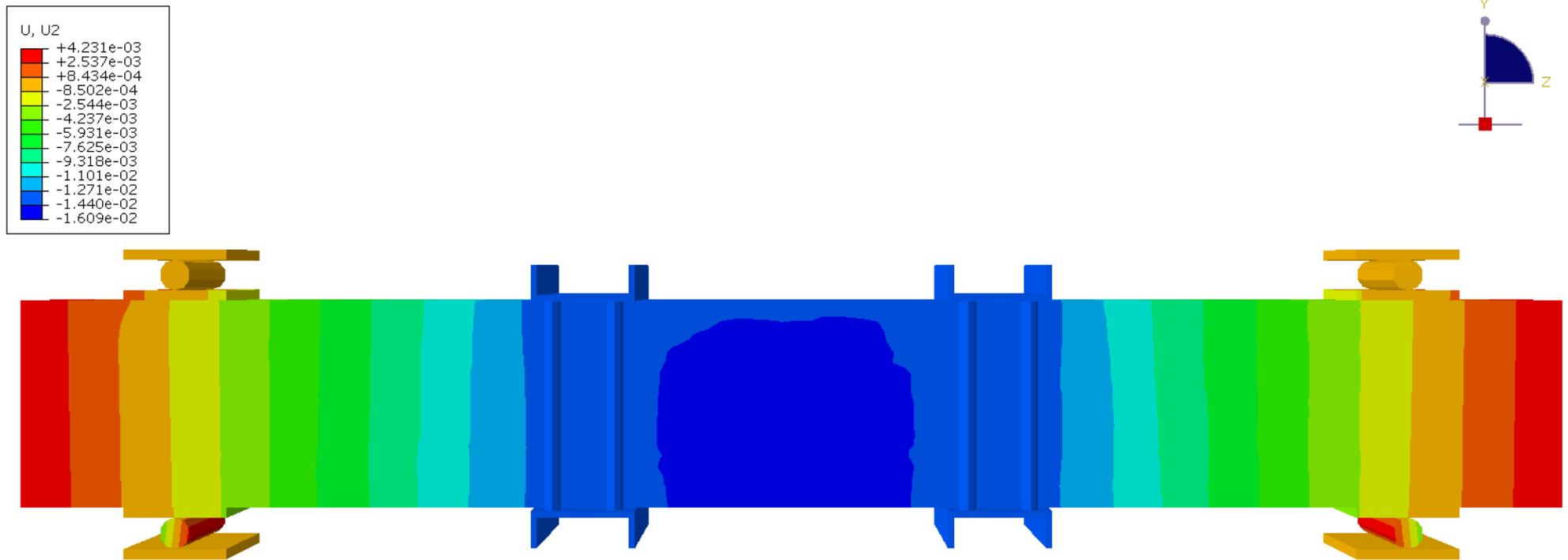


Рисунок А.14 – Изополя вертикальных перемещений в момент разрушения при смене знака нагрузки для образца ВО-II-01, мм

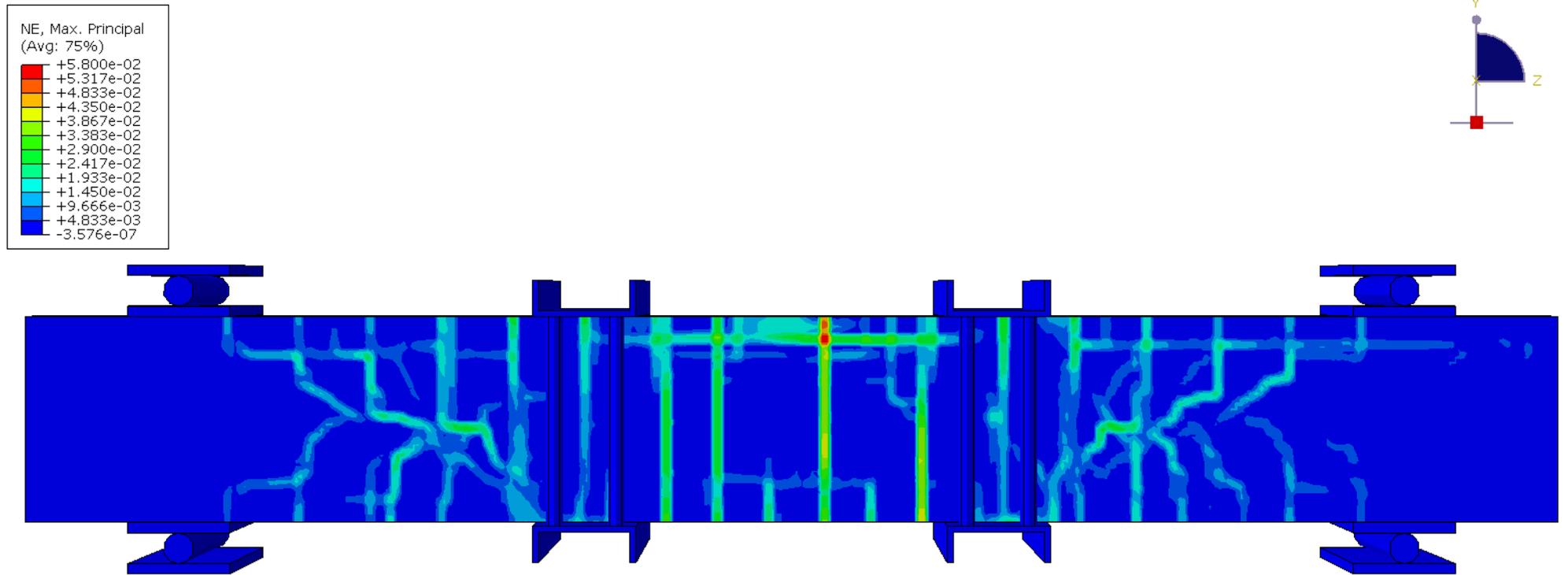


Рисунок А.15 – Изополя главных деформаций NE в бетоне в момент разрушения при смене знака нагрузки для образца

BO-II-01

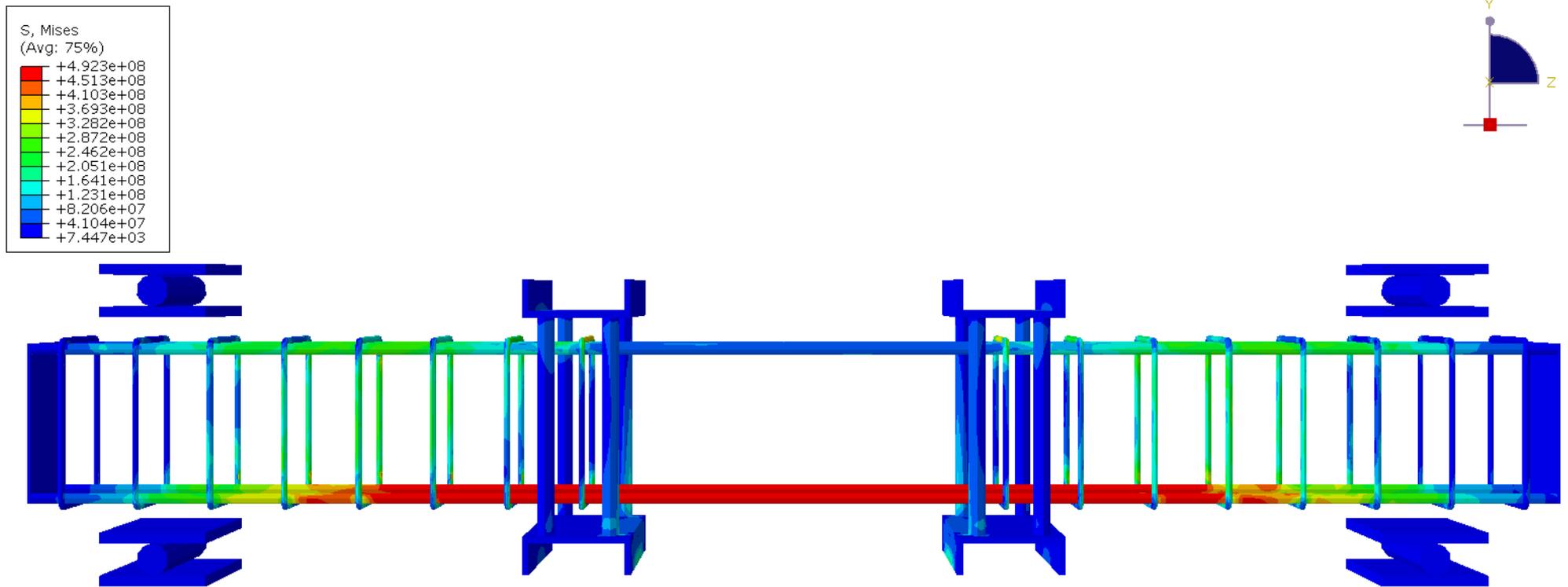


Рисунок А.16 – Изополя напряжений Мизеса в арматуре в момент разрушения при смене знака нагрузки для образца ВО-П-01, Па

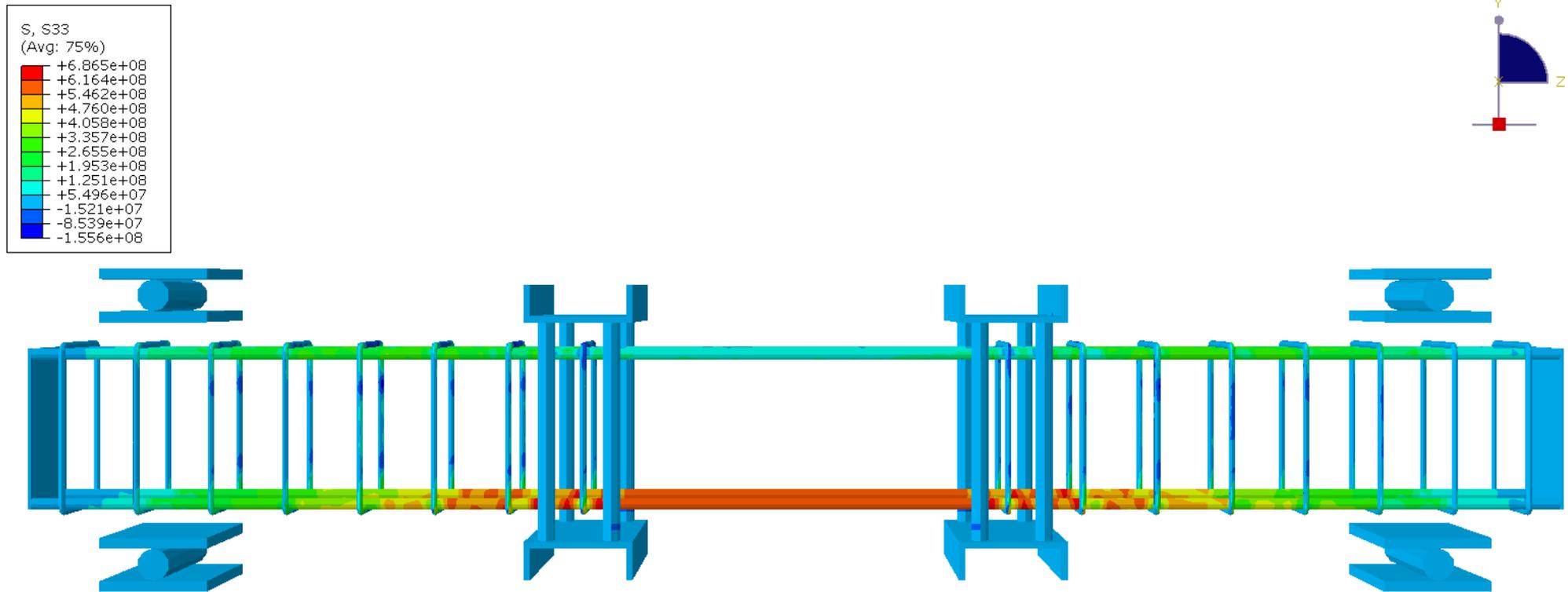


Рисунок А.17 – Изополя нормальных напряжений SS33 в арматуре в момент разрушения при смене знака нагрузки для образца ВО-II-01, Па

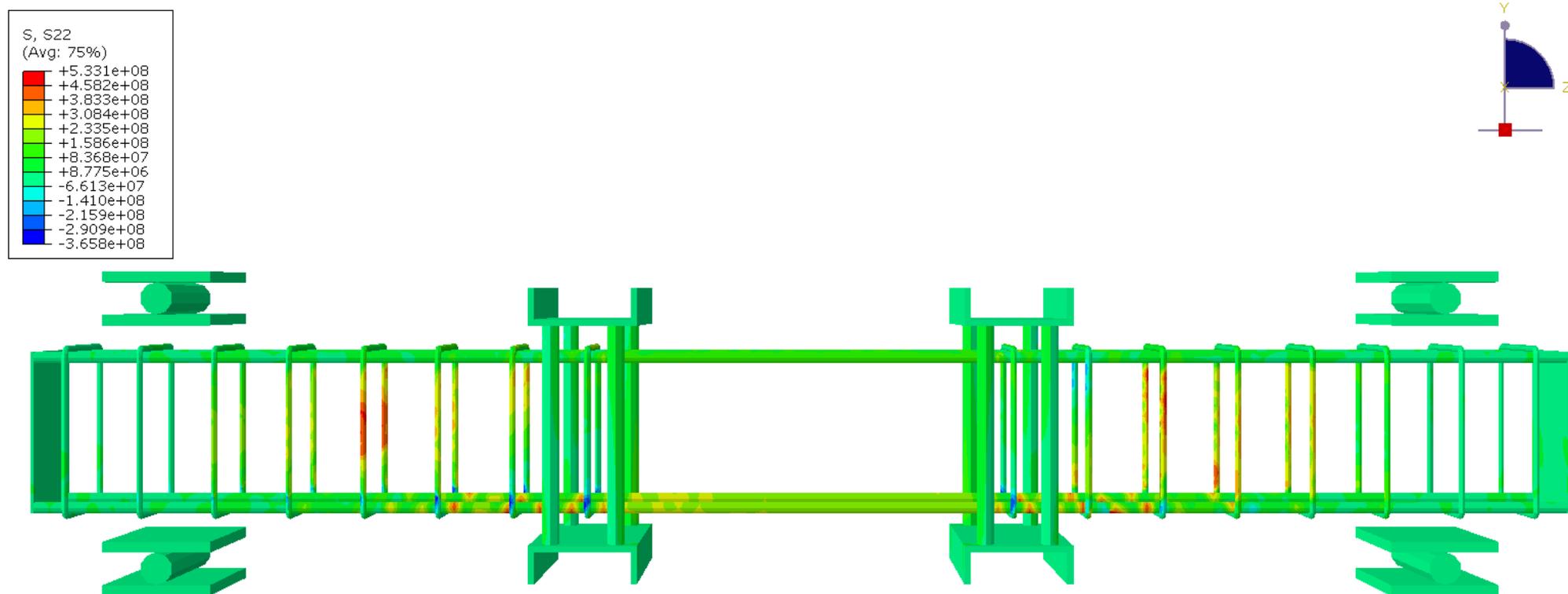


Рисунок А.18 – Изополя нормальных напряжений SS22 в хомутах в момент разрушения при смене знака нагрузки для образца ВО-II-01, Па

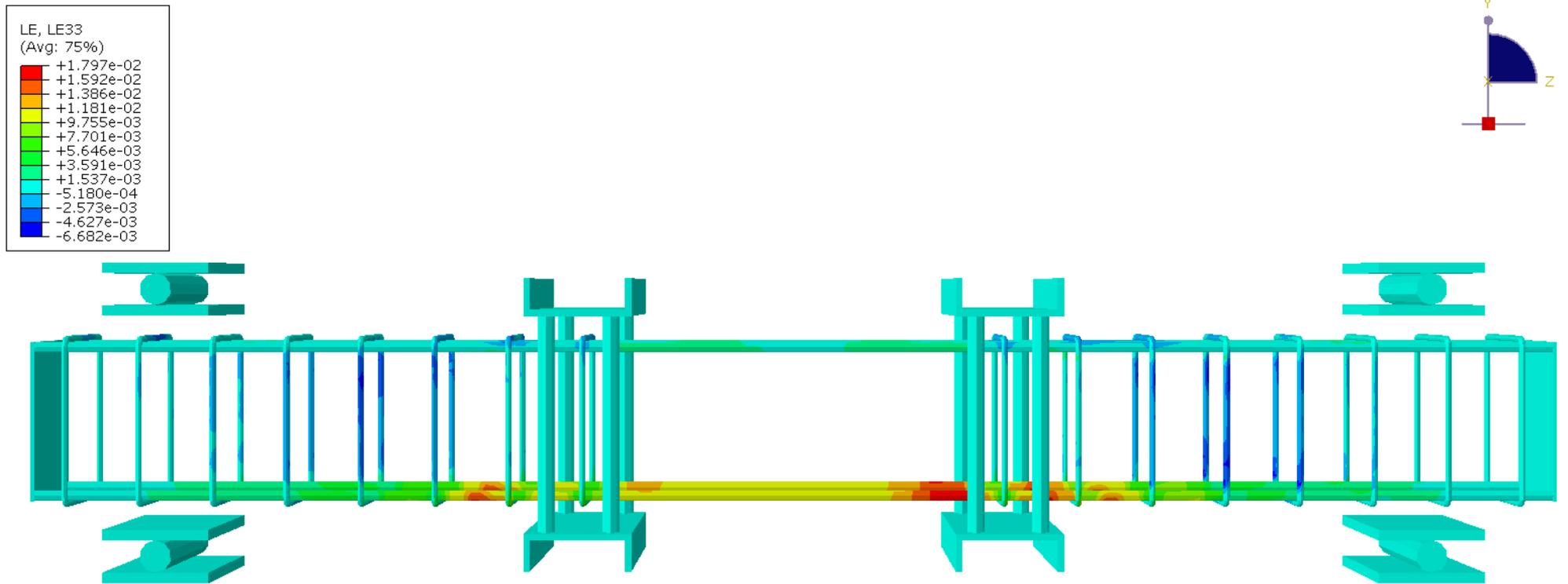


Рисунок А.19 – Относительные деформации LE33 в арматуре в момент разрушения при смене знака нагрузки для образца ВО-II-01

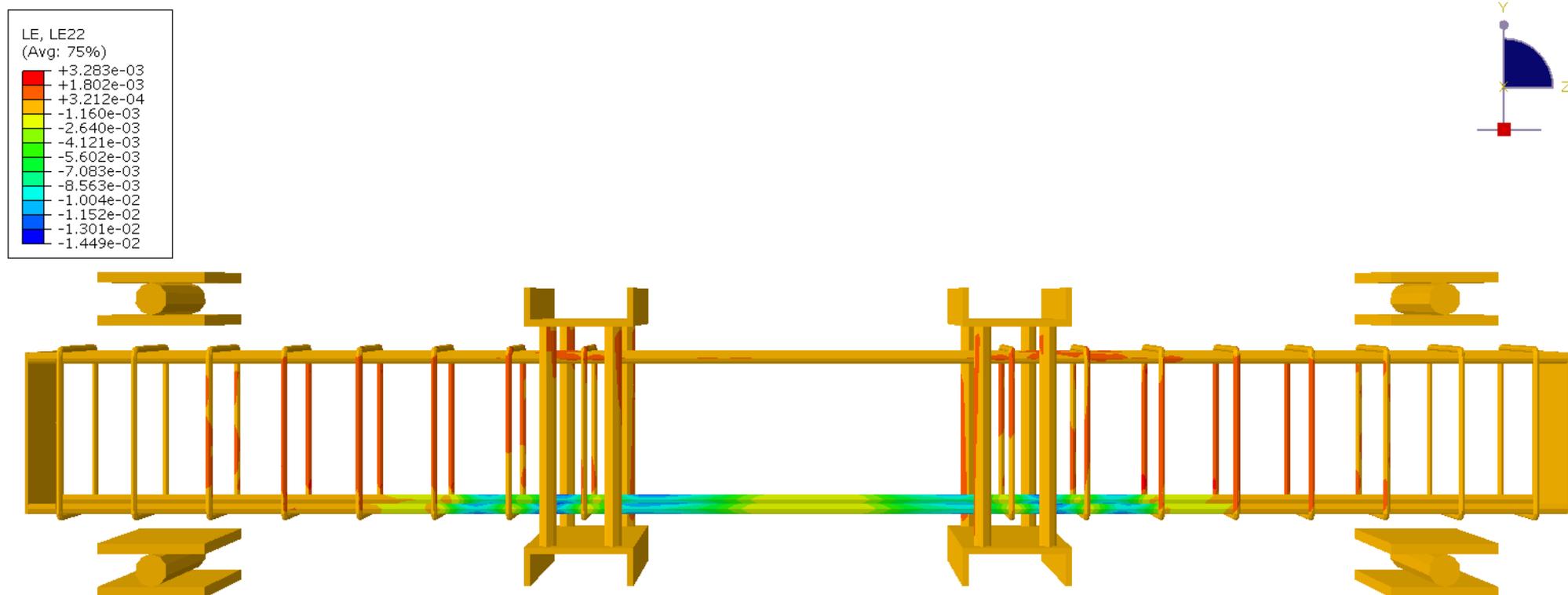


Рисунок А.20 – Относительные деформации LE22 в хомутах в момент разрушения при смене знака нагрузки для образца ВО-II-01

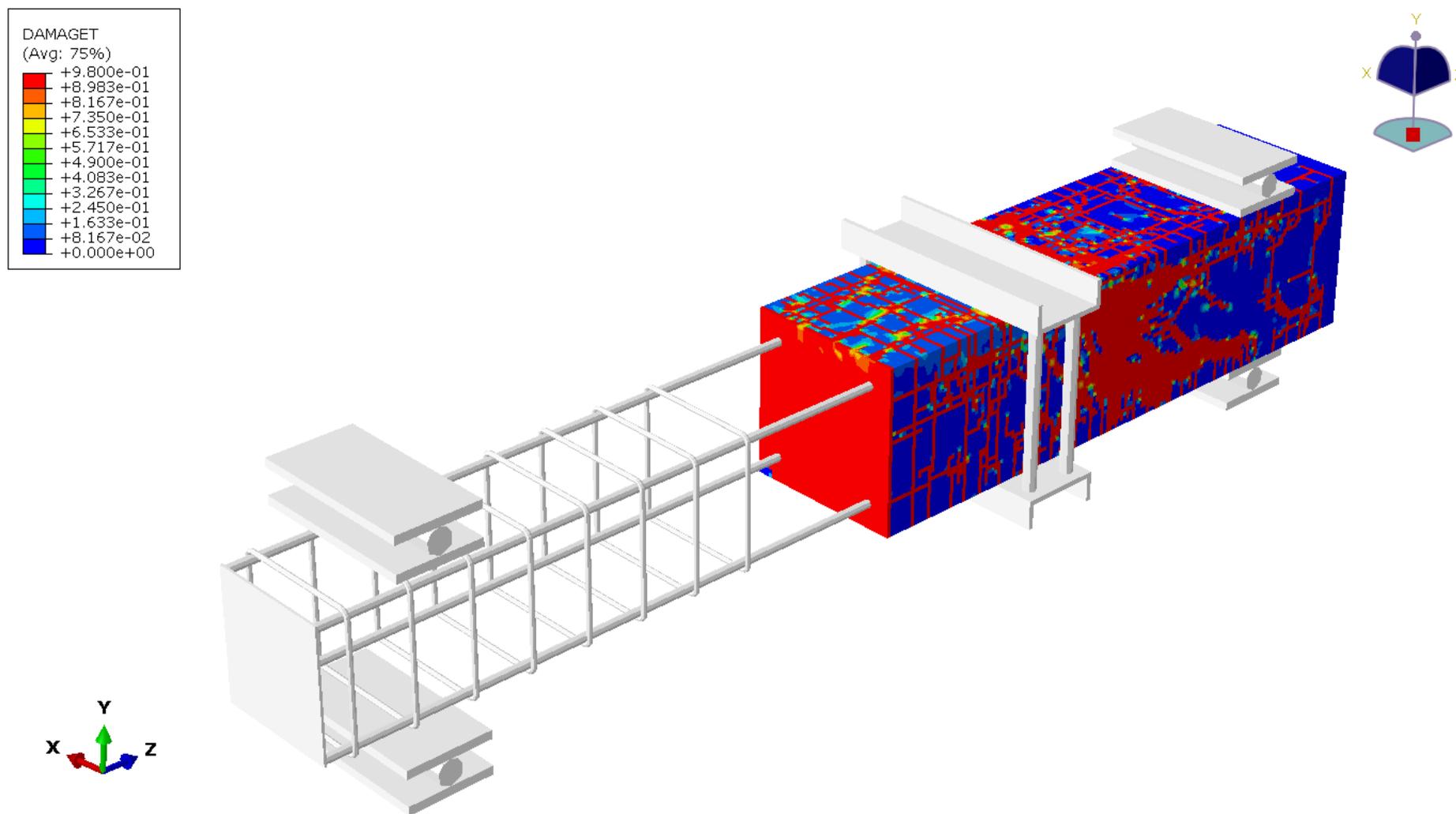


Рисунок А.21 – Картина трещин в момент разрушения образца ВО-IV-01, рассчитанного на 50 циклов знакопеременного нагружения

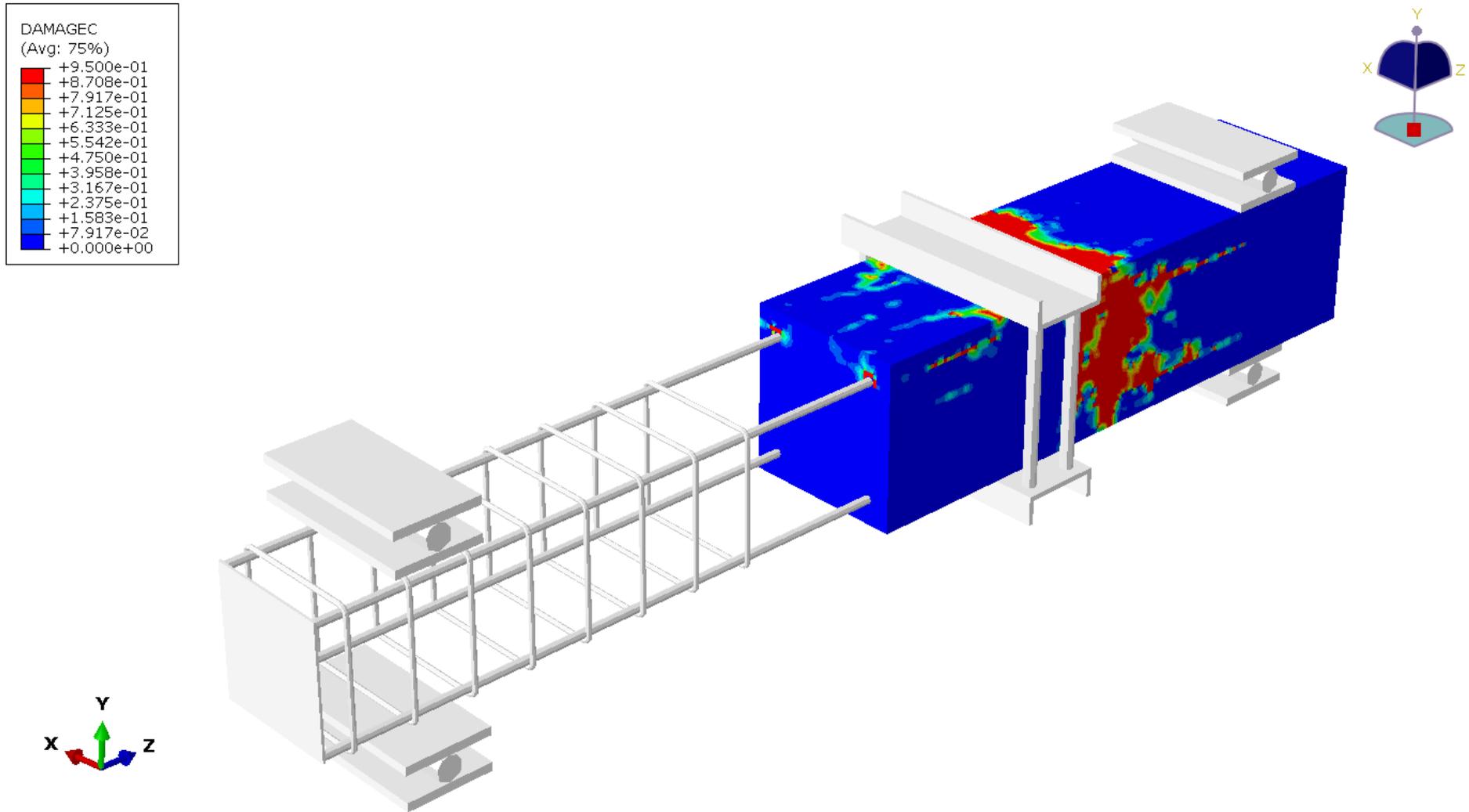


Рисунок А.22 – Картина повреждений бетона от сжатия в момент разрушения образца ВО-IV-01, рассчитанного на 50 циклов знакопеременного нагружения

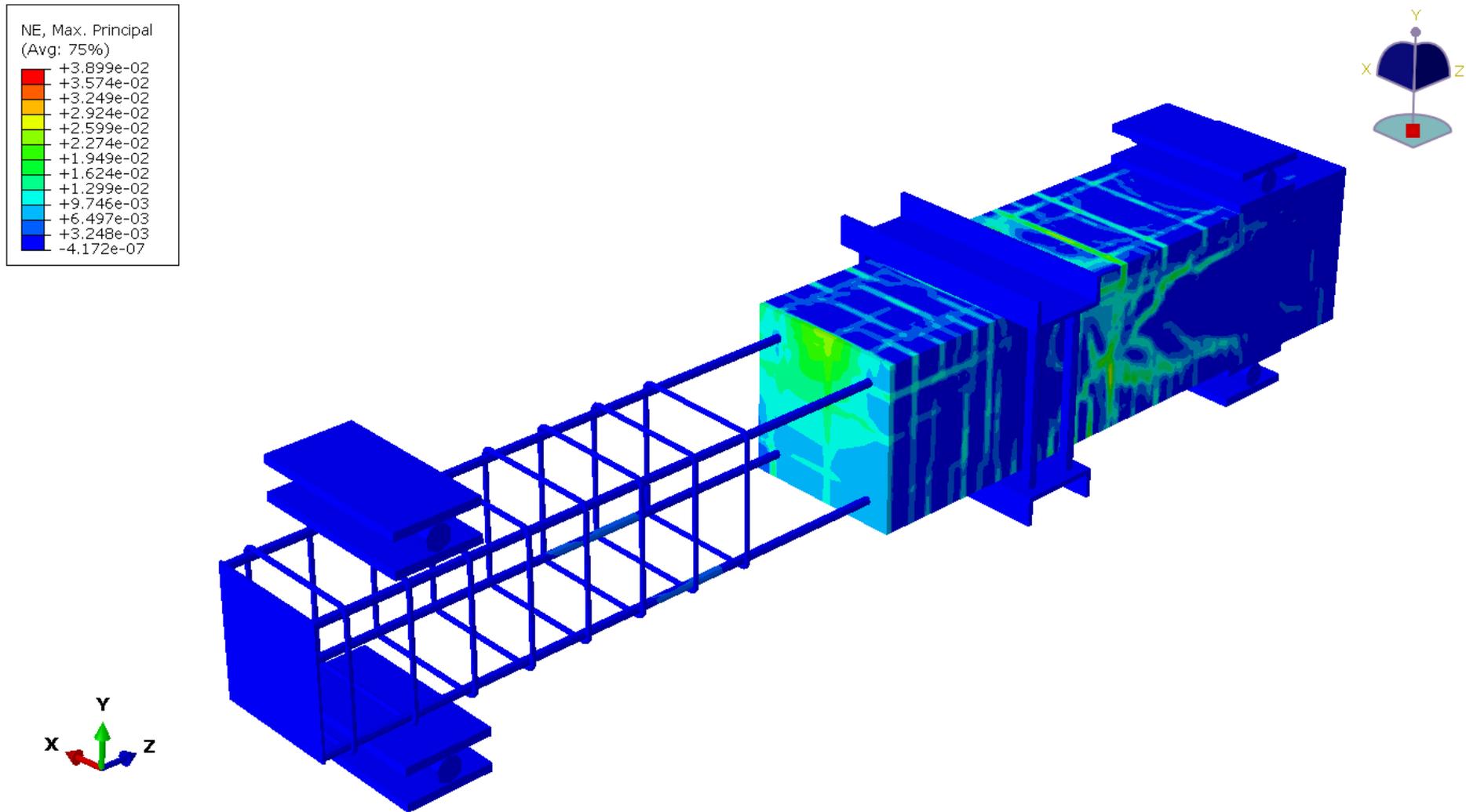


Рисунок А.23 – Изополя главных деформаций NE в бетоне в момент разрушения образца ВО-IV-01, рассчитанного на 50 циклов знакопеременного нагружения

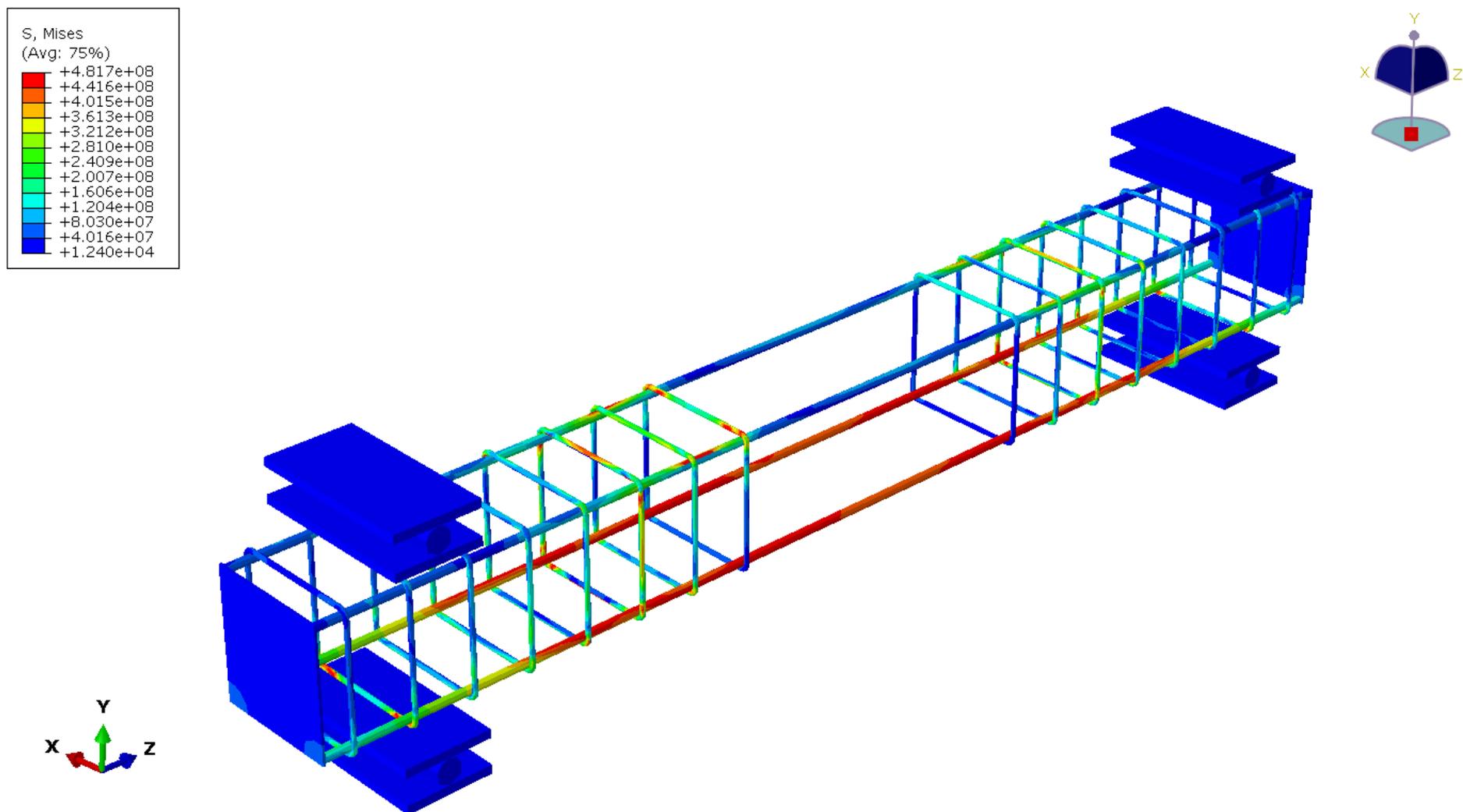


Рисунок А.24 – Изополя напряжений Мизеса в арматуре в момент разрушения образца ВО-IV-01, рассчитанного на 50 циклов знакопеременного нагружения

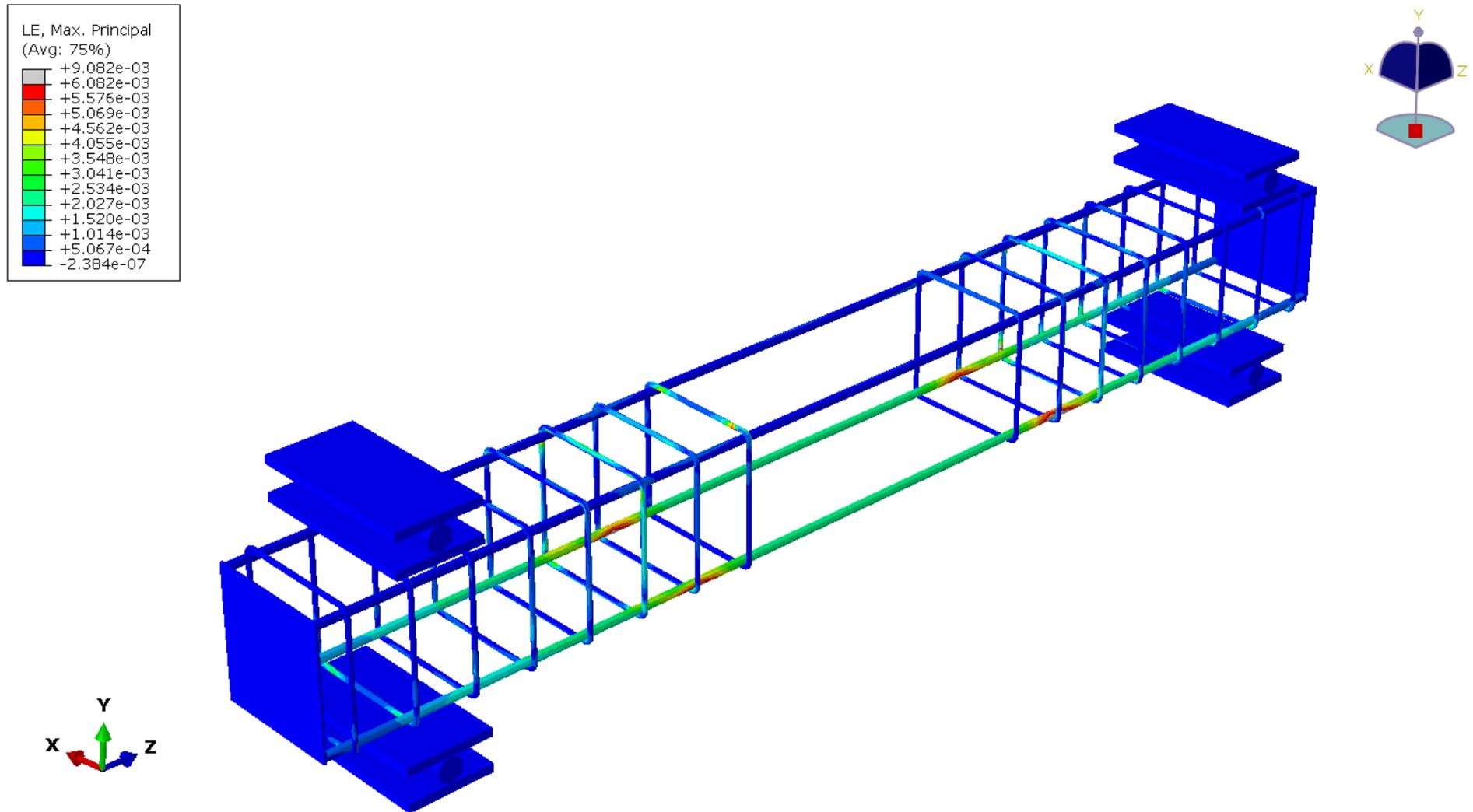


Рисунок А.25 – Изополя логарифмических деформаций LE в арматуре в момент разрушения образца ВО-IV-01, рассчитанного на 50 циклов знакопеременного нагружения