

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего  
образования

«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

---

На правах рукописи

**ПЛЮСНИН МИХАИЛ ГЕННАДИЕВИЧ**

**ОБЕСПЕЧЕННОСТЬ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СЖАТЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ЗАМОРАЖИВАНИЯ И  
ОТТАИВАНИЯ**

Специальность 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание учёной степени кандидата технических наук

Научный руководитель:  
кандидат технических наук, доцент

Попов В.М.

Санкт-Петербург – 2022

## Содержание

Введение.....	3
1. Общее состояние исследований по рассматриваемой теме.....	11
1.1 Обеспечение надёжности строительных конструкций при их расчёте.....	11
1.2 Действие факторов внешней среды на железобетонные конструкции .....	24
1.3 Климатические воздействия на бетон, действие циклов замораживания и оттаивания.....	30
1.4 Учёт действия циклов замораживания и оттаивания при расчёте несущей способности элементов железобетонных конструкций в соответствии с действующими нормами.....	39
Выводы по главе:.....	41
2. Экспериментальное исследование диаграмм $\sigma - \epsilon$ бетона при одноосном сжатии и влияния на их форму циклов замораживания и оттаивания .....	44
2.1 Материалы и технология изготовления опытных образцов.....	46
2.2 Методика испытаний .....	47
2.3 Результаты испытаний.....	51
Выводы по главе:.....	61
3. Численное исследование влияния статистического распределения прочностных и деформационных характеристик бетона на обеспеченность результатов расчётов несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальному сечению с учётом ЦЗО.....	63
3.1. Методика и основные допущения .....	63
3.2 Формирование исходных данных.....	66
3.3 Алгоритм расчёта .....	74
3.4 Анализ результатов расчёта .....	86
3.5 Исследование влияния значения предельных деформаций бетона при сжатии на результаты расчёта прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальному сечению с использованием диаграммных методов .	107
3.6 Особенности армирования внецентренно сжатых железобетонных элементов с учётом ЦЗО .....	118
Выводы по главе:.....	121
Основные результаты и выводы .....	125
Список литературы .....	127
ПРИЛОЖЕНИЕ 1 .....	145
ПРИЛОЖЕНИЕ 2 .....	147

## **Введение**

### **Актуальность темы исследования**

Железобетон в настоящее время широко используется в строительстве, а внецентренно сжатые железобетонные элементы строительных конструкций наиболее распространены. Наиболее важной характеристикой строительной конструкции является её надёжность, которая определяется в ГОСТ 27751-2014 «Надёжность строительных конструкций и оснований» [19] как способность строительного объекта выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации. Основной причиной снижения надёжности является изменение начальных свойств и состояний материала конструкции под влиянием нагрузок и воздействий внешней среды. Такое изменение называется деградацией материала [94]. Наиболее часто причинами деградации бетона являются неблагоприятные воздействия факторов внешней среды: агрессивных газов в атмосфере, загрязнение грунтов и грунтовых вод, отрицательных и знакопеременных температур (особенно в сочетании с увлажнением конструкции), солнечной радиации [1...2, 11, 12, 14, 15, 20...22, 42, 43, 48, 50...52, 61, 65...73, 76, 79...82, 85...89, 91...94, 100...103, 113...119, 121... 130, 133...142, 146...148, 150, 151, 153...156].

В условиях России одним из самых существенных естественных внешних факторов, вызывающих деградацию бетона, являются низкие и знакопеременные температуры, что обусловлено географическим положением нашей страны. Северная строительно-климатическая зона страны, отличающаяся от остальной территории более суровым климатом, занимает более половины территории России. Следовательно, исследование воздействия знакопеременных температур на надёжность внецентренно сжатых элементов ЖБК является актуальной задачей.

### **Степень разработанности темы исследования**

Исследования надёжности строительных конструкций обширны и многоплановы. Данные вопросы исследовались Гвоздевым А.А., Залесовым А.С., Стрелецким Н. С., Болотиным В.В, Ржаницыным А.Р., Везикари Е., Лычевым А. С., Райзером В. Д., Снаркисом Б.И., Складневым Н.Н., Суховым Ю.Д., С. А. Тимашевым, В.И Колчуновым, А.Г. Тамразяном, Д.В. Кузевановым, А.С. Махно и

другими учёными. Проблемам работы железобетонных конструкций в условиях холодного климата и знакопеременных температур посвящены труды О.Я. Берга., В.О. Алмазова, Н.Д. Голубых, В.Б. Гусеева, А.М. Максимова, В.М. Москвина, С. Н. Леоновича, Б. И. Пинуса, Н.К. Розенталя, В.Ф. Степановой, Г.Г. Цынкина, А.С. Файвусовича и других исследователей. Вопросы использования диаграммных методов расчёта железобетонных конструкций рассматривались Н.И. Карпенко, Мурашкиным Г.В., Т.А. Мухамедиевым, О.В. Радайкиным и др. Несмотря на большое количество научных работ по рассматриваемой теме имеются вопросы, требующие уточнения.

Согласно [19] для обеспечения требуемой долговечности строительного объекта при его проектировании необходимо учитывать: условия эксплуатации; расчетное влияние окружающей среды; свойства применяемых материалов, возможные средства их защиты от негативных воздействий среды, а также возможность деградации их свойств.

Особенностями проблемы долговечности железобетонных конструкций являются: реализация нагрузок и воздействий является комплексным случайным процессом; характеристики конструкций и материалов являются случайными величинами, которые изменяются на протяжении срока службы объекта.

Следовательно, оценка надёжности и долговечности строительных конструкций должна реализовываться с использованием вероятностных подходов и методов. Длительные сроки службы, большие размеры зданий и сооружений предполагают различные реализации отказа. Каждый из таких отказов имеет свою вероятность. Исходя из этого, прогнозирование надёжности и долговечности строительных конструкций является очень сложной задачей. Методы оценки долговечности и надёжности железобетонных конструкций основаны на использовании расчётных моделей, отражающих процесс деформирования конструкций с учётом появления и развития повреждений.

Надёжность и долговечность строительных конструкций при расчётах в рамках метода предельных состояний обеспечивается использованием значений нагрузок и прочности материалов соответствующей обеспеченности (нормативные

и расчётные значения). Обеспеченность результатов расчёта несущей способности зависит от множества факторов, основными из которых являются статистические распределения прочностных и деформационных характеристик материалов, геометрических параметров конструкции (площадь сечения, толщина защитного слоя, диаметр арматуры и т. д.) а также погрешности расчётных методик.

В соответствии с требованиями норм [106] изменчивость деформационных характеристик бетона и, соответственно, воздействие на неё циклов замораживания и оттаивания (ЦЗО) при расчётах на прочность не учитывается. Деградация бетона отражается понижающим коэффициентом к расчётному сопротивлению бетона. По данным, приведённым в работах [34, 80...82, 87...91, 113, 114, 123...125, 127, 140, 150, 151, 154], деградация бетона под воздействием факторов внешней среды приводит не только к снижению прочности, но и трансформации диаграммы  $\sigma_b - \varepsilon_b$ , которая выражается как в уменьшении максимальных напряжений, так и в сдвиге характерных точек диаграммы по оси деформаций. При этом заметно меняются не только средние значения прочностных и деформационных характеристик, но и параметры их статистического распределения. Дополнительным фактором для внецентренно сжатых железобетонных элементов является зависимость максимальных напряжений в сжатой арматуре от предельных деформаций бетона при сжатии, которые изменяются при деградации бетона.

Исходя из этого, **основная научная гипотеза** работы заключается в том, что статистические распределения прочностных и деформационных характеристик бетона и их трансформация под воздействием ЦЗО влияют на несущую способность железобетонных конструкций и на обеспеченность результатов её расчёта.

**Целью настоящей работы** является повышение надёжности внецентренно сжатых железобетонных элементов, в том числе, при воздействии на них ЦЗО.

**Для достижения этой цели необходимо решить следующие задачи:**

1. Исследовать полные диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при одноосном сжатии до воздействия ЦЗО, а также их трансформацию в результате воздействия ЦЗО.

2. В рамках вероятностного подхода разработать методику и алгоритм расчёта внецентренно сжатых железобетонных элементов учитывающий изменчивость прочностных и деформационных характеристик материалов.

3. Используя результаты эксперимента при помощи полученного алгоритма выявить факторы, влияющие на распределение несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению с учётом ЦЗО.

4. Оценить обеспеченность результатов расчёта несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению, выполненного по действующим нормам, с учётом воздействия ЦЗО. При необходимости разработать предложения по повышению обеспеченности результатов этих расчётов.

5. Разработать предложения по конструированию внецентренно сжатых железобетонных элементов с учётом воздействия ЦЗО.

**Объект исследования:** внецентренно-сжатый железобетонный элемент, нагруженный кратковременной нагрузкой в условиях замораживания и оттаивания.

**Предмет исследования:** статистические характеристики несущей способности внецентренно-сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению с учётом воздействия ЦЗО.

**Область исследования** соответствует требованиям Паспорта научной специальности ВАК – 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения, пункт 3 «Развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности».

**Научная новизна заключается в:**

1. Получены новые результаты о влиянии прочностных и деформационных характеристик бетона на напряжённое состояние железобетонных конструкций, на основе которых сформулированы предложения по коррекции расчётного значения

предельных деформаций бетона при сжатии, обеспечивающие надежность этих конструкций в специфических (неблагоприятных) условиях эксплуатации;

2. Разработан метод расчета прочности подвергаемых ЦЗО внецентренно-сжатых железобетонных конструкций с требуемой обеспеченностью, учитывающий статистическую изменчивость прочностных и деформационных свойств бетона;

3. Установлено влияние уровня армирования, эксцентриситета равнодействующей продольных сил на надежность внецентренно-сжатых элементов, подвергаемых попеременному замораживанию и оттаиванию.

4. Установлено влияние циклов замораживания и оттаивания на снижение предельных деформаций бетона класса В30 при кратковременных воздействиях разрушающей нагрузки.

**Теоретическая значимость работы** состоит в развитии подхода комплексного учёта случайного характера прочностных и деформационных характеристик бетона при расчётах несущей способности железобетонных конструкций в вероятностной и детерминированной постановке, в том числе при воздействии ЦЗО. Результаты проведённого эксперимента дополняют имеющиеся данные о характере статистического распределения прочностных и деформативных характеристик бетона.

**Практическая значимость работы** заключается в возможности применения разработанного алгоритма расчёта внецентренно сжатых железобетонных элементов в вероятностной постановке с учётом изменчивости прочностных и деформационных характеристик материалов и их корреляции; корректировке расчётного значения предельных деформаций бетона, позволяющей повысить обеспеченность результатов расчётов несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальному сечению, в том числе при воздействии циклов замораживания и оттаивания; рекомендациях и инженерной методике определения процента армирования внецентренно сжатых железобетонных элементов, подвергающихся воздействию циклов замораживания и оттаивания.

**Методология и методы исследования.** В диссертационной работе использовались общенаучные методы познания: анализ и синтез, эксперимент и абстрагирование, а также вероятностно-статистический метод.

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Результаты экспериментальных исследований полных диаграмм бетона при центральном сжатии и влияние на них ЦЗО.

2. Алгоритм расчёта внецентренно сжатых железобетонных элементов учитывающий изменчивость прочностных и деформационных характеристик материалов.

3. Оценка влияния статистической изменчивости и взаимной корреляцию прочностных и деформативных свойств бетона на несущую способность внецентренно сжатых железобетонных элементов с симметричным армированием с учётом ЦЗО.

4. Предложения по корректировке расчётного значения предельных деформаций бетона  $\varepsilon_{bo}$  для увеличения обеспеченности результатов расчётов несущей способности при внецентренном сжатии.

5. Инженерная методика определения процента армирования внецентренно сжатых железобетонных элементов с учётом ЦЗО.

**Степень достоверности результатов проведенных исследований** обоснована применением общепринятых подходов и методов математической статистики, теории надёжности, гипотез и допущений современной теории железобетона; подтверждена публикациями в рецензируемых изданиях, рекомендованных ВАК, и индексируемых в международной базе научного цитирования Scopus; обеспечена использованием стандартных методов испытаний, осуществлявшихся поверенным оборудованием.

**Личное участие соискателя в получении результатов, изложенных в диссертации,** заключается в анализе разработанности темы исследования; экспериментальном исследовании полных диаграмм бетона при центральном сжатии и влияния на них циклов замораживания и оттаивания; разработке алгоритма вероятностного расчёта несущей способности внецентренно сжатого

железобетонного элемента на основе нелинейной деформационной модели, оценке влияния статистической изменчивости и корреляции прочностных и деформативных свойств бетона на несущую способность внецентренно сжатых железобетонных элементов с симметричным армированием с учётом циклов замораживания и оттаивания; разработке предложений по учёту изменчивости предельных деформаций бетона при расчёте несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов и инженерной методики определения процента армирования внецентренно сжатых железобетонных элементов с учётом циклов замораживания и оттаивания.

#### **Апробация работы.**

Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на международных конференциях:

1. International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering (MPCPE-2022), г. Владимир 26–28 апреля 2022 г.

2. Международной научно-практической конференции «Строительные конструкции, здания и сооружения. От науки до инновации», г. Санкт-Петербург, 10–11 июня 2021 г.

3. International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations, GFAC 2019, г. Санкт-Петербург 06–08 февраля 2019 г.

4. Международной научно-практической конференции, посвященной 150-летию со дня рождения профессора А.Ф. Лолейта, г. Москва, 30 ноября 2018 г.

5. Международной научной конференции молодых учёных «Актуальные вопросы развития науки и технологий», пос. Караваево, Костромская область, 04 апреля 2019 г.

6. Международной научно-практической конференции «International Scientific Siberian Transport Forum–TransSiberia 2019», г. Новосибирск, 22–27 мая 2019 г.

7. VII Международном симпозиуме «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений (APCSCE 2018)», г. Новосибирск, 1–8 июля 2018 г.

**Публикации.** Материалы диссертации опубликованы в 17 печатных работах, в том числе 9 работ опубликованы в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов, утверждённый ВАК РФ, 3 работы индексируются в международной базе Scopus.

**Внедрение научных результатов диссертации.** Результаты проведённой научной работы используются при проведении расчётов железобетонных конструкций в ООО «Бетонорастворный завод» (г. Кострома), АС ПКБ ФГБОУ ВО Костромской ГСХА и при подготовке специалистов по направлению 08.04.01 Строительство, направленности «Теория и проектирование зданий и сооружений». Копии подтверждающих документов приведены в Приложении 2 к настоящей работе.

**Структура и объём диссертационной работы.** Диссертация состоит из введения, трёх глав, заключения, списка литературы из 156 источников из них 38 зарубежные. Работа представлена на 149 страницах печатного текста, содержит 48 рисунков, 18 таблиц, 50 формул и 2 приложения.

## **1. Общее состояние исследований по рассматриваемой теме**

### **1.1 Обеспечение надёжности строительных конструкций при их расчёте**

Работа зданий и сооружений в целом и строительных конструкций, как их составных частей (строительных объектов), на всех стадиях их жизненного цикла (транспортировке, монтаже и эксплуатации) характеризуется сложностью и слабой предсказуемостью процессов, воздействующих на объекты. Некоторые процессы, например, усадка и ползучесть бетона, зависят от большого числа случайных факторов, что делает их точный учёт при расчётах практически невозможным.

Следует отметить, что при расчётах строительных конструкций используются идеализированные и упрощённые модели, которые учитывают только основные (по мнению конструктора) факторы, и не отражают влияние множества остальных действующих факторов (отличие фактических эпюр от расчётных, использование упрощённых диаграмм  $\sigma - \varepsilon$  материалов и так далее). Данный фактор вносит дополнительную неопределённость в оценку надёжности зданий и сооружений.

Основными причинами изменчивости прочности, устойчивости и эксплуатационной пригодности строительных объектов являются:

- разброс свойств материалов, в том числе в объёме одного изделия, и конструкций, который имеет место даже при выполнении всех требований нормативной документации;
- человеческий фактор, который проявляется в ошибках при проектировании, производстве и эксплуатации строительных объектов;
- работа строительных объектов в условиях воздействия природных процессов, например, климатических, которые не зависят от человеческой воли;
- случайный характер временной и постоянной нагрузки, в том числе нагрузки от собственного веса.

В процессе эксплуатации строительных конструкций все вышеперечисленные факторы действуют комплексно в случайных сочетаниях, а это действие в свою очередь является случайным процессом.

Таким образом, методы расчёта строительных конструкций должны учитывать случайный характер действующих на неё факторов.

Согласно действующим нормам в настоящее время в нашей стране при расчёте строительных конструкций используется метод предельных состояний. Основным свойством строительных конструкций, определяющим их надёжность, является «способность строительного объекта выполнять требуемые функции в течении расчётного срока эксплуатации» [19]. Предельные состояния определяются как «состояния строительного объекта, при превышении характерных параметров которого эксплуатация строительного объекта недопустима, затруднена или не целесообразна» [19].

«Первая группа предельных состояний – состояния строительных объектов, превышение которых ведёт к потере несущей способности и возникновению аварийной расчётной ситуации» [19]. К таким состояниям относятся разрушения любого характера, потеря устойчивости отдельных элементов или конструкции в целом, другими событиями, не допускающими дальнейшую эксплуатацию объекта.

Вторая группа предельных состояний (по эксплуатационной пригодности) включает в себя предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или оснований, или уменьшающие долговечность зданий (сооружений) по сравнению с расчётным сроком службы.

Расчёт по предельным состояниям имеет целью обеспечить надёжность здания или сооружения в течение всего жизненного цикла. Надёжность считается обеспеченной если расчётные значения напряжений, деформаций, перемещений не превышают соответствующих им предельных значений, устанавливаемых нормами проектирования.

Условие надёжности железобетонной конструкции в соответствии с методом предельных состояний по [78, 99, 109] можно записать в следующем виде:

$$F(q_n, \gamma_n, \gamma_f, \gamma_d, \psi_s) \leq \Phi(A, R_{bn}, R_{sn}, \gamma_{si}, \gamma_{bc}, \gamma_d) \quad (1.1)$$

где  $\gamma_n, \gamma_f, \gamma_{si}, \gamma_{bc}$  – коэффициенты надёжности по назначению, нагрузке, материалам;

$\gamma_d, \psi_s$  – коэффициенты условий работы конструкции и сочетания нагрузок;  
 $q_n, R_{bn}, R_{sn}$  – нормативные значения нагрузки, прочности бетона и арматуры;  
 $A$  – параметр, учитывающий геометрию конструкции.

Левая часть выражения (1.1) характеризует действующие на конструкцию нагрузки, правая часть отражает внутренний потенциал конструкции.

В соответствии с действующими нормами [107] основным методом, который применяется для расчёта прочности железобетонных конструкций по нормальным сечениям, является нелинейная деформационная модель (НДМ) или «диаграммный метод» [31...35, 58...60, 95]. Данный метод базируется на гипотезе плоских сечений и допущении совместного деформирования бетона и арматуры вплоть до разрушения элемента. Критерием разрушения является достижение материалом предельного значения деформаций. Применение диаграммного метода при расчёте железобетонных конструкций постоянно расширяется [6, 29, 31...35, 37, 38, 45...47, 53, 55, 56, 58...60, 63, 64, 74, 75, 87...91, 95, 98, 112...114]. Используются различные виды расчётных диаграмм  $\sigma - \varepsilon$  бетона от простых двухлинейных и трёхлинейных до более сложных диаграмм, которые приближены к фактической диаграмме  $\sigma - \varepsilon$  бетона при сжатии (диаграмма Карпенко, Мурашкина, диаграмма ЕКБ и др.). В качестве примера на рисунке 1.1 показаны расчётные диаграммы Н.И. Карпенко и ЕКБ (Саржина) для бетона класса прочности при сжатии В30. Заметно, что отличия формы диаграмм минимальны и более проявляются на нисходящей ветви. В работе [95] приведено сравнение основных видов расчётных диаграмм по энергетическому критерию и показано, что двух и трёх линейная диаграмма по [107], диаграмма Н.И. Карпенко, диаграмма О.В. Радайкина, диаграмма Г.В. Мурашкина и диаграмма ЕКБ (Саржина) дают очень близкие результаты по энергии разрушения.

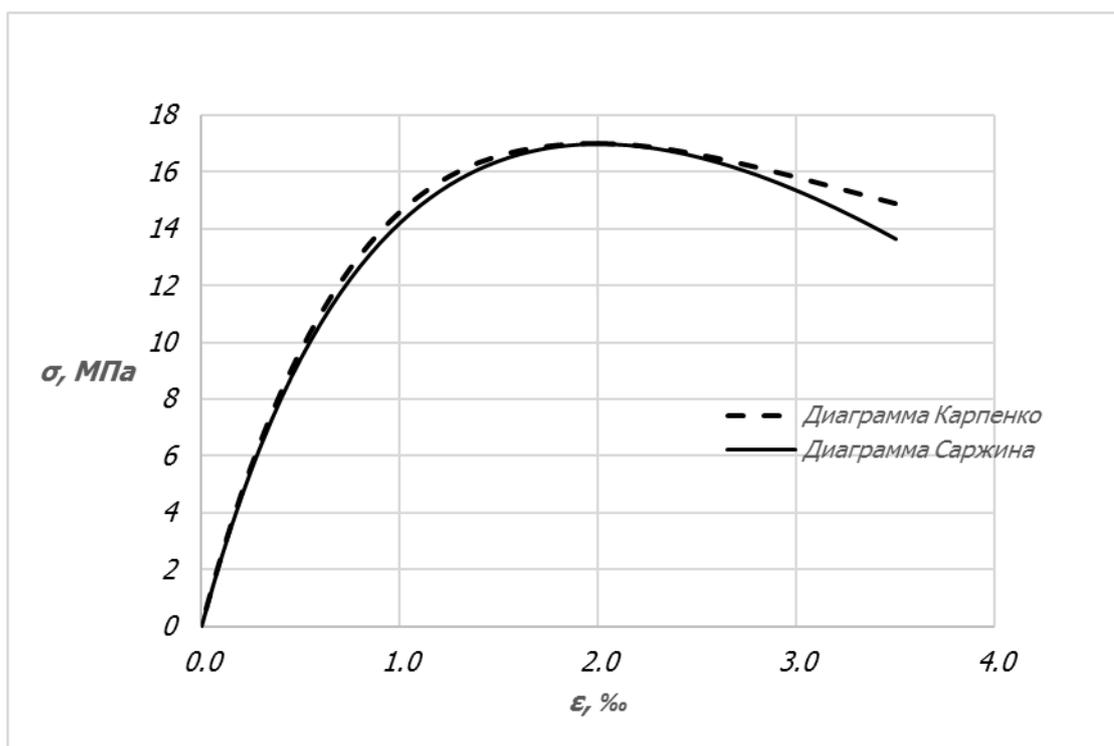


Рисунок 1.1. Расчётные диаграммы  $\sigma - \epsilon$  бетона В30 при одноосном сжатии: диаграмма Саржина (сплошная линия) и диаграмма Карпенко (пунктир)

Все расчётные диаграммы  $\sigma - \epsilon$  бетона в качестве параметров используют значения его прочностных и деформационных характеристик. В соответствии с требованиями норм [107] это расчётное сопротивление бетона  $R_b$ , начальный модуль упругости бетона  $E_b$ , предельные относительные деформации  $\epsilon_{b0}$  и  $\epsilon_{b2}$ . При расчётах на прочность, согласно п. 6.1.23 норм [107], для формирования расчётных диаграмм используют деформационные характеристики бетона для кратковременного действия нагрузки. Необходимо отметить, что из перечисленных расчётных характеристик бетона только значение расчётного сопротивления бетона имеет обеспеченность близкую к 100%, а в качестве расчётных значений деформационных характеристик используются значения, обеспеченность которых в нормативных документах не определена. Исходя из данных, приведённых в работе [47] следует, что в качестве расчётных значений начального модуля упругости и предельных деформаций бетона принимаются математические ожидания этих случайных величин. Следовательно, обеспеченность расчётных значений начального модуля упругости будет близка к

50%. Для расчётных значений относительных предельных деформаций бетона оценка их обеспеченности не так однозначна. Так как нормами установлено одинаковое значение предельных относительных деформаций для классов бетона по прочности на сжатие В60 и ниже, то обеспеченность расчётных значений предельных деформаций бетона  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$  не может быть точно определена и зависит от класса бетона. Можно предположить, что для бетона класса В30 она будет близка к 50%, для бетонов более низких классов будет несколько ниже 50%, а для бетонов более высоких классов несколько выше 50%. Очевидно, что совместное использование при расчётах величин с разной обеспеченностью вносит неопределённость в обеспеченность результатов данных расчётов.

Критерием потери несущей способности при расчётах по НДМ являются следующие условия:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult} \quad (1.2)$$

$$\varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult} \quad (1.3)$$

В соответствии с методикой, изложенной в СП [106] минимальное значение предельной относительной деформации бетона  $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b0}$ , а максимальное (при чистом изгибе)  $\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2}$ . Таким образом, при внецентренном сжатии значение  $\varepsilon_{b,ult}$  находится в диапазоне от  $\varepsilon_{b0}$  до  $\varepsilon_{b2}$  и зависит от соотношения деформаций бетона на противоположных гранях элемента. Как показано выше, обеспеченность относительных деформаций бетона  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$  не определена. Из этого следует неопределённость обеспеченности значений критериев потери несущей способности, используемых при расчётах по НДМ. Это вызвано следующими причинами:

Считается, что значения деформационных характеристик бетона незначительно влияют на несущую способность железобетонных элементов [47]. Однако, как показано в работах [81, 87...91, 113, 114], это предположение справедливо для изгибаемых железобетонных элементов при нормальном армировании. В случае больших процентов армирования или внецентренного

сжатия значения этих величин, в особенности предельных деформаций, начинают оказывать существенное влияние на результаты расчёта несущей способности.

Так же использование средних значений деформационных характеристик бетона при расчётах обусловлено сложностью их экспериментального определения, требующего специального оборудования и методик. В связи с этим сведений по характеру статистического распределения деформационных характеристик бетона крайне мало. По имеющейся в научной литературе данным [44, 152] значения коэффициентов вариации начального модуля упругости и предельных деформаций бетона соизмеримы со значением коэффициентом вариации его прочности при сжатии, которое принимается равным 13,5%.

Метод предельных состояний учитывает изменчивость нагрузок и несущей способности за счёт определения соответствующих коэффициентов надёжности, которые так же называются частными коэффициентами запаса. Значения этих коэффициентов основываются на опыте проектирования, результатах исследования реальных конструкций, а также лабораторных исследований [94, 96, 97, 108]. Полученные таким образом значения коэффициентов запаса применяются ко всем строительным объектам, в том числе имеющим отличия от тех объектов, для которых эти значения были получены. То есть, вероятностные характеристики исходных данных учитываются вне зависимости от расчётной схемы [78].

Нагрузки, действующие на конструкцию, определяются их расчётными и нормативными значениями [19]. Первые используются при расчётах на прочность и устойчивость (1 группа предельных состояний). При этом предполагается, что принятое значение не должно превышать за весь срок службы конструкции.

Проверка по второй группе предельных состояний осуществляется при нормативных значениях нагрузок [107]. В данном случае коэффициент надёжности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ . Нагрузки и воздействия разделяют на постоянные, длительные, кратковременные и особые [19].

Совместное действие нагрузок и воздействий, которое наблюдается при фактической работе конструкций, учитывается с помощью расчётных сочетаний нагрузок. Расчётные сочетания принимаются так, чтобы они включали в себя те

нагрузки и воздействия, которые при совместном действии оказывают наиболее неблагоприятное влияние на конструкцию. Пониженная вероятность одновременного действия максимальных значений нескольких случайных нагрузок учитывается соответствующими коэффициентами сочетания  $\psi < 1$ .

Таким образом, метод предельных состояний является полувероятностным, так как применяет методы теории вероятности для рассмотрения каждой исходной случайной величины в отдельности (частные коэффициенты надёжности), но не позволяет корректно учесть совместное влияние всех случайных факторов. Соответственно, он не позволяет оценивать надёжность конструкций и проектировать конструкции с заданным уровнем надёжности. Решить эту задачу можно только с помощью вероятностного подхода, целью развития которого является создание конструкций с заданной надёжностью, при оптимальном значении параметров конструкций (прочность материалов, характеристики поперечных сечений и т.п.)

Исследования и литература по отношению надёжности и долговечности строительных конструкций обширны и многоплановы [1...5, 9...12, 14, 15, 20...24, 30, 41, 43, 44, 47, 48, 57, 65...73, 76, 78, 80, 94, 96, 97, 99...105, 109...111, 115...118, 143, 145]. Стрелецкий Н. С. в 20-х годах XX века [109] показал, что надёжность конструкции определяется случайным характером значений параметров материалов, нагрузки и несовершенством конструкций, возникающим в процессе её изготовления. Идеи Стрелецкого Н.С. с использованием теории вероятности и случайных процессов были развиты Болотиным В.В. и Ржаницыным А.Р. [10, 99]. Болотиным В.В. сформулировано условие надёжности конструкции в зависимости от времени эксплуатации:

$$P(t) > P_n \quad (1.4)$$

где  $P(t)$  – вероятность безопасной работы конструкции в момент времени  $t$ ,

$P_n$  – граничное значение вероятности безотказной работы. Функция  $P(t)$  является вероятностью того, что несущая способность элемента  $Z$  больше усилия от внешней нагрузки  $S$ :

$$Z > S \quad (1.5)$$

Ржаницыным А.Р. предложено определять вероятность безотказной работы конструкции  $P(t)$ , как вероятность истинности на протяжении расчётного срока её службы выражения:

$$R - Q_n > 0 \quad (1.6)$$

где  $Q_n$  – обобщенный нагрузочный эффект;

$R$  – обобщённая несущая способность.

Соответственно, выражение (1.7) определяет запас несущей способности конструкции в конкретный момент времени:

$$S = R - Q_n \quad (1.7)$$

Вероятность безотказной работы

$$P(t) = \int_0^{\infty} P_s(t) dt \quad (1.8)$$

где  $P_s(t)$  – плотность распределения запаса несущей способности.

Ржаницыным А.Р. для случаев стационарного гауссовского процесса получены решения, определяющие коэффициент запаса для заданного срока службы. Для определения оптимального значения надёжности он предложил экономический подход, предполагающий минимизацию затрат, возникающих на жизненном цикле строительного объекта. В работах Везикари Е., Лычева А. С., Райзера В. Д., Снаркиса Б.И., Складнева Н.Н., Сухова Ю.Д., Тимашева С. А. данный подход получил дальнейшее развитие [44, 96, 97, 105, 110, 111].

В частности, стохастические модели некоторых основных видов нагрузок разработаны и развиты Райзером В. Д. [96, 97].

Методы расчёта строительных конструкций в вероятностной постановке основаны на имеющихся детерминированных зависимостях, определяющими несущую способность или эксплуатационную пригодность конструкции или её элемента [5, 28, 30, 41, 44, 47, 68, 73, 96, 97, 103]. Для учёта изменчивости исходных данных они представляются случайными величинами. С целью упрощения расчётов часть исходных данных, изменчивость которых мала или незначительно

влияет на результат, может представляться в виде детерминированных величин. Результатом расчёта в вероятностной постановке являются параметры распределения обобщённой прочности  $R$  и обобщённой нагрузки  $S$ . Сопоставление этих распределений позволяет оценить надёжность конструкции.

Основными методами вероятностного подхода являются методы линеаризации и статистических испытаний и их модификации. Первый метод требует меньших вычислительных ресурсов, но практически реализуем лишь при простых видах детерминированных зависимостей (расчётных формул) и малом количестве исходных данных. Второй более универсален, но требует значительных вычислительных ресурсов. Устоявшаяся терминология в области вероятностных расчётов ещё не сформировалась, поэтому в научной литературе те или иные методы могут иметь различные названия. В связи с отсутствием необходимой методической основы для практического применения вероятностных подходов в практике расчёта строительных конструкций возрастает актуальность анализа и систематизации имеющихся методов вероятностных расчётов. Результаты такого анализа, проведённого в НИЦ «Строительство» приведены в работе [28]. Авторы данной работы выделяют пять основных методов расчёта строительных конструкций в вероятностной постановке. Это метод Монте-Карло, метод двух моментов, метод линеаризации, метод квадратичной аппроксимации и логико-вероятностный метод. Из всех перечисленных наиболее универсален и точен метод Монте-Карло (метод статистических испытаний или метод вероятностной имитации). Он основывается на имитации случайного характера исходных данных с помощью создания псевдослучайных последовательностей с заданными характеристиками распределения. Для каждого из наборов исходных данных рассчитывается функция, определяющая анализируемый параметр конструкции или её элемента. Далее по полученному набору значений этой функции определяются её статистические характеристики. Ввиду необходимости обработки больших объёмов исходных данных метод Монте-Карло имеет большую вычислительную сложность, но относительно легко реализуется с использованием вычислительной техники.

Надёжность внецентренно сжатых железобетонных элементов в плане расчётных методик рассматривалась Д.В. Кузевановым [41]. В его работе с использованием вероятностного подхода проведена оценка надёжности результатов расчётов несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов. При этом учитывался случайный характер прочности бетона и арматуры, а также геометрических характеристик элемента.

Аналізу надёжности результатов расчёта изгибаемых железобетонных элементов посвящена работа А.С. Махно [47]. Автор с помощью вероятностных методов исследовал влияние прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры на надёжность изгибаемых железобетонных элементов. Сделан вывод о незначительном влиянии изменчивости деформационных характеристик материалов (модуля упругости и предельных деформаций) на обеспеченность несущей способности железобетонных плит и балок с одиночным армированием при малых процентах армирования ( $\xi \leq \xi_r$ ).

В работе Е.В. Сорокина [104] приводится анализ статистической изменчивости конструктивных параметров основных параметров элементов железобетонных конструкций и вероятностная оценка надёжности и долговечности элементов железобетонных конструкций, подвергающихся изгибу и внецентренному сжатию. Вероятностные расчёты в перечисленных выше работах базировались на детерминированных методиках, изложенных в нормативных документах. Случайный характер исходных величин имитировался за счёт создания псевдослучайных наборов их значений на основе принятых законов распределения. Для каждого из таких наборов исходных данных определялась несущая способность. В результате данных действий формировался набор значений несущей способности и определялись его статистические характеристики, то есть использовался метод Монте-Карло.

Как правило [4, 30, 41, 73, 84, 96, 97, 103, 115, 143], при вероятностных расчётах элементов железобетонных конструкций учитывается изменчивость только прочностных характеристик бетона. Такой подход позволяет существенно упростить решение задачи, но не позволяет учесть влияние случайного характера

реализации значений деформационных характеристик на результирующее распределение надёжности. В случае учёта изменчивости деформационных характеристик бетона они, как и прочностные характеристики бетона считаются независимыми случайными величинами, имеющими нормальное распределение [47]. Такое допущение позволяет уменьшить объём вычислений. Однако известно, что между прочностными и деформационными характеристиками бетона имеется взаимосвязь. Например, в отечественных нормах [107] закреплена зависимость между классами бетона по прочности на сжатие, значениями расчётного сопротивления и начального модуля упругости бетона, основанная на формуле Графа, а в приложении Г [107] приведена формула (Г.8) для определения пиковых деформаций, согласно которой их значение зависит от класса бетона. В Европейских нормах [119] так же приведены эмпирические зависимости между предельными деформациями бетона, начальным модулем упругости и прочностью. В работе [144] с использованием эмпирических зависимостей, приведённых в нормах КНР (Chinese design code MHURD 2010) проведена оценка влияния случайного характера исходных параметров на вид расчётной диаграммы бетона при одноосном сжатии и растяжении.

При статистически независимых параметрах, оказывающих воздействие на итоговую прочность элемента конструкции, их случайные отклонения разнонаправленно влияют на итоговую величину и, тем самым взаимно компенсируют свою изменчивость. В случае взаимозависимых входных величин их колебания действуют на значение результирующей величины согласованно. Соответственно, взаимная корреляция части параметров, влияющих на прочность железобетонного элемента приводит к увеличению коэффициента вариации несущей способности и, тем самым, снижению значения прочности с необходимой обеспеченностью [96, 97]. Таким образом, вероятностный расчёт без учёта взаимной корреляции исходных данных в ряде случаев может привести к завышенной оценке надёжности.

В работе [96] В.Д Райзером показано, что обеспеченность несущей способности элементов железобетонных конструкций зависит от класса бетона,

арматуры и процента армирования. Например, уменьшение прочности бетона приводит к увеличению обеспеченности расчётной несущей способности железобетонной конструкции по сравнению с конструкцией с равной несущей способностью, но выполненной из более прочного бетона. Этот на первый взгляд парадоксальный вывод объясняется тем, что при снижении прочности бетона для достижения необходимого значения несущей способности необходимо увеличивать количество арматуры. Соответственно, расчёт вклад арматуры в несущую способность расчёт, а вклад бетона падает. Коэффициент вариации прочности арматуры ниже, чем коэффициент вариации прочности бетона. Следовательно, при равных величинах несущей способности коэффициент её вариации для бетона большей прочности будет больше. Необходимо отметить, что в описанном выше случае для анализа обеспеченности несущей способности использовался метод предельных усилий, в котором непосредственно в расчёте не используются деформационные характеристики бетона и арматуры (они участвуют в расчёте косвенно при определении граничной относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_r$ ), а также не учитывалась влияние изменчивости предельных деформаций бетона при сжатии  $\varepsilon_{b0}$  на коэффициент вариации прочности сжатой арматуры. Можно предположить, что с учётом этих факторов влияние конструктивных особенностей железобетонных конструкций на обеспеченность их несущей способности будет увеличено.

Исходя из вышесказанного вопрос решения обеспечения заданной надёжности железобетонных конструкций при их расчёте на текущее время ещё не имеет окончательного решения. Несмотря на многочисленные исследования и имеющиеся достижения в развитии вероятностных методов расчёта железобетонных конструкций они практически не используются в повседневной практике проектирования. Причиной этому служит отсутствие закреплённых в нормативных документах соответствующих методик расчётов, сложность и громоздкость вычислений, отсутствие в справочной и нормативной литературе информации о статистике распределения физико-механических характеристик материалов и геометрических параметрах конструкций, ограниченностью данных

о нагрузках и отказах сооружений, чувствительность вероятностных расчётов к принимаемым условиям анализа, расчётным схемам, уровню детализации исходных данных и используемым допущениям [78, 96].

## 1.2 Действие факторов внешней среды на железобетонные конструкции

Прогнозирование ресурса работы железобетонных конструкций и определение их надёжности невозможно без учёта изменения прочностных и деформативных характеристик бетона в условиях длительного, в том числе и циклического нагружения, воздействия факторов внешней среды. Данные вопросы рассматривались В.О. Алмазовым, О.Я Бергом., Е.А. Гузеевым, Б.И Пинусом [2...4, 7...9, 22, 80...82]. Исследованию сопротивления железобетона действия агрессивных сред и полей, методам оценки основных видов воздействия окружающей среды, прогноза долговечности железобетонных элементов и прогнозирования сроков их безопасной эксплуатации при совместном действии агрессивных внешних сред и нагрузок посвящены работы С.Н. Алексева, В.И. Бабушкина, Ю.М. Баженова, Г.И. Биби, В.М. Бондаренко, Г.Т. Вербецкого, А.В. Горчакова, Е.А. Гузеева, Ф.И. Иванова, В.И. Колчунова, С.Н. Леоновича, Г.В. Мурашкина, В.Г. Мурашкина, И.Г. Овчинникова, В.В. Петрова, Б.И. Пинус, Л.М. Пуханто, В.И. Римшина, Н.В. Савицкого, В.П. Селяева, П.В. Селяева, Е.В. Сорокина, В.Ф. Степановой [1, 11, 20...22, 38, 39, 43, 48, 52, 54, 57, 65...73, 94, 100...103, 104, 108]. Ими изучены процессы биологической деградации, химической деградации, рассмотрены распределения свойств по сечению конструктивных элементов. Для решения задач оценки надёжности и долговечности строительных конструкций при совместном воздействии различных факторов внешней среды в работах этих исследователей предлагается использование метода деградационных функций в рамках энергетического подхода. Суммарный деградационный эффект складывается из частных результатов воздействия отдельных составляющих (механических нагрузок, воздействий внешней среды) действие которых считается независимым. Метод деградационных функций позволяет учитывать энергетические воздействие любого вида: механические, тепловые, химические. Общий вид деградационной функции имеет вид:

$$\tau_p(u_p) = \tau_0 \cdot \exp\left(\frac{u_0 - u_n}{kT}\right) \quad (1.9)$$

где  $T$  – абсолютная температура;

$k$  – постоянная Больцмана;

$u_0$  – начальная энергия разрушения;

$u_n$  – энергия, поглощённая в результате воздействия;

$\tau_0$  – константа, определяющая свойства конкретного материала.

Энергия, поглощённая в результате воздействия  $u_n$ , находится как разность площадей диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  материала до и после соответствующего воздействия.

В работах В.П. Селяева, П.В. Селяева, С.Н. Леоновича, Е.В. Сорокина, Б.И. Пинуса, В.П. Попова, А.И. Никулина, О.В. Радайкина [43, 63, 64, 80...82, 92, 93, 95, 101...104] развивается энергетический подход к сопротивлению железобетона нагрузкам и воздействиям внешней среды, что может служить предпосылкой для создания обобщённой теории деградации материалов. В основе этого подхода лежит представление о внутреннем энергетическом потенциале материала – энергии разрушения, то есть затратам энергии, необходимым для разрушения материала. Очевидно, что внутренний энергетический потенциал зависит от внутренней структуры материала и характеризует не только его прочность, но и деформационные характеристики. Численная оценка энергии разрушения может быть осуществлена путём определения площади, ограниченной диаграммой  $\sigma - \varepsilon$  материала, что очень хорошо согласуется с диаграммными методами расчёта железобетонных конструкций, широко развивающимися в настоящее время. Под воздействием различных факторов происходит изменение энергии разрушения, что учитывается в расчётах путём трансформации формы диаграмм  $\sigma - \varepsilon$ . Например, в работах [34, 80...82, 113, 114] показано, что однократное воздействие низких температур в сочетании с увлажнением приводит к увеличению энергии разрушения бетона, а воздействие циклов замораживания и оттаивания вызывает снижение энергии разрушения. При этом значение энергии разрушения не зависит от скорости приложения нагрузки (принцип инвариантности), что позволяет получать расчётные диаграммы для различных по длительности загрузений.

В настоящее время в практике и теории оценки долговечности можно выделить следующие основные направления [94]:

1. Метод экспертных оценок. Опирается на накопленные в результате опыта конструирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений, а также полученные в результате производственных и лабораторных испытаний знания. Считается, что конструкция, спроектированная в соответствии с действующими нормами, изготовленная по «правильной» технологии с соответствующим контролем готовой продукции из материалов, качество которых подтверждено соответствующими лабораторными испытаниями, будет иметь ожидаемый уровень надёжности.

2. Метод сравнения. Основан на предположении равного срока службы аналогичных конструкций при одинаковых условиях эксплуатации. Основной недостаток данного метода заключается в том, что он не учитывает естественной уникальности любой железобетонной конструкции, которая обусловлена случайным характером свойств материалов, геометрических параметров и условий производства. С течением времени технологии изготовления материалов и конструкций меняются, также изменяется и нормативная база в соответствии с которой определяются её параметры. Следовательно, даже однотипная старая конструкция не может служить прямым аналогом конструкции, для которой решается вопрос определения долговечности в момент её конструирования и изготовления. Таким образом, прогнозирование надёжности новых конструкций по аналогии с однотипными старыми не всегда приводит к корректным результатам.

3. Метод ускоренных испытаний. В его основе лежит предположение о взаимосвязи длительности (количества циклов) лабораторных испытаний и длительности деградации свойств конструкции при реальной эксплуатации. Для ускорения процесса испытаний интенсивность анализируемого воздействия увеличивают. Наиболее часто используют простую в применении пропорциональную зависимость:

$$R_{CT} = \frac{R_{AT}}{K} \quad (1.10)$$

где  $R_{CT}$  – скорость деградации в реальных условиях эксплуатации;

$R_{AT}$  – скорость деградации при ускоренных испытаниях;

$K$  – коэффициент ускорения.

Данный метод широко применяется для учёта отдельных факторов, например, отрицательных температур [16]. Прогнозируемый срок службы может быть определён исходя из полученного при ускоренных испытаниях количества циклов скорректированных с учётом фактических условий окружающей среды в месте расположения объекта:

$$t_i = k \cdot N \quad (1.11)$$

где  $k$  – коэффициент, учитывающий условия окружающей среды;

$N$  – количество циклов, полученное при ускоренных испытаниях.

4. Методы математического моделирования. Рассматривают непосредственное влияние неблагоприятных факторов на внутреннюю структуру материалов на уровне физических и химических воздействий. Применение этого метода предполагает знание взаимосвязи структуры материалов и их свойств, определяющих надёжность и долговечность строительной конструкции.

5. Вероятностные методы, основанные на положениях теории надёжности, и математической статистики. Надёжность и срок службы строительной конструкции определяется исходя из анализа статистического распределения её несущей способности, которое в свою очередь может быть получено при известных параметрах статистического распределения исходных данных, в том числе с учётом влияния различных неблагоприятных факторов. Недостатком данного подхода является большой объём вычислений и необходимость знания параметров статистического распределения исходных данных.

Приведённая классификация методов и подходов является достаточно условной, так как для решения практических задач требуется их использование в различных комбинациях.

По мнению большинства исследователей, [1, 11, 20...22, 38, 39, 43, 48, 52, 54, 57, 65...73, 94, 100...103, 104, 108], в настоящее время отсутствует единые общепринятые подходы при расчётах железобетонных конструкций на надёжность и долговечность при воздействии различных агрессивных факторов окружающей

среды. Наиболее перспективным может быть сочетание ускоренных испытаний и основанных на их результатах математических моделей, описывающих процессы деградации в детерминированной и вероятностной постановке. Основное преимущество использования математических моделей по отношению к эмпирическим состоит в том, что они дают более надёжные прогнозы и могут быть приложены к широкому ряду условий окружающей среды.

Причиной выхода сооружения из строя обычно является либо строительный дефект, либо перенапряжение конструктивных элементов по различным причинам, таким как: перегрузка, не предусмотренные при проектировании деформации, приводящие к перераспределению усилий, уменьшение несущей способности в следствии коррозии (деградации) материалов. Дефекты, вызванные некачественным производством работ или ошибками проектирования, обычно проявляются в начальный период эксплуатации. Отказом (выходом из строя) строительного объекта считается такое его состояние, когда дефекты и повреждения достигли предельных величин.

Дефекты, вызванные деградацией материалов конструкции, возникают по причине воздействия различных энергетических воздействий. Как правило процесс возникновения дефектов (износа) является длительным и необратимым. Различные дефекты могут быть связаны между собой причинно-следственной связью. Процессы износа действуя в течении длительного времени нарушают сплошность конструкций и увеличивают их воздухо - и водопроницаемость, изменяют основные свойства бетона и арматуры, вызывают трансформацию напряжённо-деформированного состояния сооружения и влияют на его срок службы. Под влиянием нелинейности и неравномерности деформирования, различия в механических свойствах бетона и арматуры, трещинообразования в статически неопределимых системах меняется соотношение между жесткостными характеристиками отдельных частей сооружений. Следствием этого является перераспределение внутренних усилий и изменение характера накапливания повреждений.

С точки зрения механизма воздействия на конструктивные элементы зданий и сооружений факторы, влияющие на эксплуатационные показатели железобетонных конструкций, можно разделить на две группы.

1. Внутренние факторы: Протекающие в течении жизненного цикла строительного объекта физико-химические процессы в материалах, конструктивные факторы.

2. Внешние факторы: нагрузки и неблагоприятные воздействия со стороны внешней среды: температура, влажность, солнечная радиация, агрессивные химические вещества.

При соблюдении норм проектирования и производства основной причиной износа железобетонных конструкций выступают внешние факторы. Они вызывают такие распространённые виды деградации, как:

- разрушение бетона из-за циклов замораживания и оттаивания, особенно в растворах солей;
- воздействие агрессивной среды на арматуру при карбонизации защитного слоя бетона;
- кислотная коррозия бетона (техногенная и природная);
- разрушение бетона продуктами кристаллизации при фильтрации и испарения солевых растворов, выщелачивание бетона.

Деградационные процессы протекают в разных сочетаниях, в том числе с усадочными и температурными явлениями.

### **1.3 Климатические воздействия на бетон, действие циклов замораживания и оттаивания**

К основным климатическим факторам, действующим на бетон, относят: температуру, влажность воздуха, циклы замораживания и оттаивания. Эти воздействия, а особенно их сочетания, расшатывают структуру поверхности бетона, приводят к образованию микротрещин, которые соединяясь друг с другом, повышают пористость наружных слоёв, что в свою очередь способствует дальнейшему процессу деградации из-за облегчения доступа агрессивных факторов внешней среды. В начальной фазе некоторых воздействий может иметь место повышение трещиностойкости бетона поверхностных слоев, связанное с дальнейшей гидратацией цементного камня в условиях водонасыщения, уплотнением пор и капилляров продуктами реакций или другими процессами. Замораживание и последующее оттаивание бетона вследствие воздействия знакопеременных температур приводит к снижению его прочности и изменению других свойств в результате повреждений структуры и микротрещинообразования. Уровень деградации существенно определяется степенью водонасыщения бетона и циклической повторяемостью процесса. Замораживание при капиллярном подсосе и при погружении в воду приводит к более сильным повреждениям, чем замораживание в воздушной среде. Способность бетона противостоять действию низких и знакопеременных температур определяется его морозостойкостью. Эта характеристика бетона наиболее сильно влияет на надёжность и долговечность железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях холодного климата, особенно в сочетании с одновременным воздействием влажной среды [94]. В соответствии с нормативным определением под морозостойкостью понимается «способность бетона, сохранять физико-механические свойства при многократном переменном замораживании и оттаивании» [107].

Влияние промерзания бетона, в том числе циклического, на деградационные процессы, развивающиеся в железобетонных конструкциях рассматривались в работах В.О. Алмазова, О.Я. Берга, Н.Д. Голубых, Е.А. Гусеева, С.Н. Леоновича,

В.М. Москвина, Б. И. Пинуса, Н.К. Розенталя, Степановой В.Ф., И. Штарка и других авторов [2...4,14, 21, 22, 24, 43, 52, 54, 76, 80...82, 91, 108, 113, 114, 118].

Общепринято, что морозная деградация бетона в насыщенном водой состоянии при замораживании в основном происходит из-за замерзания воды внутри его пористой структуры. Объем замёрзшего льда превышает объем соответствующего ему количества воды примерно на 9%. Увеличивающееся давление внутри пор и микротрещин вызывает в структуре бетона растягивающие напряжения, которые приводят к увеличению количества и размера микротрещин. Циклическое замораживание и оттаивание способствует ускорению морозной деструкции – при оттаивании вода заполняет расширившиеся и вновь возникшие при предыдущем замораживании микротрещины. Соответственно, при последующем замораживании деструктивные процессы ускоряются. Помимо непосредственно льда негативное влияние на структуру бетона оказывает возрастающее при замерзании давление незамёрзшей воды водных растворов солей, находящихся внутри пор бетона и перемещающихся совместно с фронтом замерзания. Этому способствует снижение температуры замерзания водных растворов при увеличении давления и концентрации солей. Большинство исследователей считают главной причиной разрушения бетона при циклическом замораживании и оттаивании непосредственно замерзание воды внутри структуры бетона.

Известные механизмы разрушения структуры бетона при воздействии ЦЗО перечислены ниже:

Растягивающие напряжения в структуре бетона вызванные кристаллизацией льда в порах.

Давление незамёрзших растворов солей, которые отжимаются фронтом промерзания возникающее во влажном материале под давлением замерзшей воды. За счёт высокого давления и концентрации эти растворы имеют температуру замерзания ниже 0°C.

Различие значений коэффициентов температурной деформации компонентов бетона, а также замёрзшего льда являются причиной возникновения

дополнительных напряжений в структуре бетона. Возможно, что данные напряжения являются причиной деструктивных процессов в бетоне при циклическом изменении температуры в отрицательной зоне (без оттаивания).

Химическая коррозия бетона, вызванная повышением концентрации растворённых солей по мере замерзания пресной воды.

Необходимо отметить, что описанные выше процессы протекают одновременно, оказывая влияние друг на друга.

Несмотря на отличие описанных выше механизмов разрушения все они имеют одинаковый фактор, влияющий на интенсивность деградиационных процессов. Этим фактором является внутренняя структура бетона, а именно размер и свойства пор, обуславливающих процессы движения и замерзания водных растворов.

В целом, процесс морозной деструкции бетона выглядит следующим образом [2...4,14, 21, 22, 24, 43, 52, 54, 76, 80...82, 91]:

Разрушающие напряжения при замерзании воды в порах бетона возникают при их заполнении водой на 85% и более. Такое высокое водонасыщение практически невозможно при эксплуатации или хранении железобетонных конструкций в обычных условиях. Но, при охлаждении бетона по его объёму возникает градиент температуры, способствующий миграции водных растворов из внутренних более тёплых слоёв в наружные более холодные части конструкции. Концентрация водных растворов в зоне замерзания увеличивается и достигает критических значений, приводящих к разрушающим растягивающим напряжениям. Скорость замерзания зависит не только от температуры, но и от размера пор. По мере уменьшения линейных размеров пор температура замерзания снижается. Во время оттаивания направление движения водных растворов меняется на противоположное – от нагревающихся наружных слоёв к внутренним, имеющим более низкую температуру. Рост количества ЦЗО увеличивает пористость бетона и его способность к водонасыщению. Это приводит к увеличению заполненности внутренних пор водой и ускорению разрушения структуры бетона, что в свою очередь приводит к увеличению водонасыщения.

Таким образом, воздействия ЦЗО и влаги на бетон имеют тесную взаимосвязь. Исходя из условий водонасыщения можно определить следующие условия замораживания и оттаивания бетона: [7]

- замораживание в воздушной среде, оттаивание в воде;
- циклы замораживания и оттаивания бетона влажность которого обусловлена постоянным капиллярным подсосом воды;
- циклы замораживания и оттаивания при полном погружении в воду.

Наиболее разрушающе действуют на бетон условия капиллярного подсоса и погружения в воду, так как при этом водонасыщение пор бетона максимально.

Замерзание бетона в воздушной среде может так же приводить к его разрушению в следующих случаях:

- Быстрое повышение и понижение температуры относительно не массивной железобетонной (бетонной) конструкции, приводящее к разрушению, вызванному различием коэффициентов температурного расширения компонентов бетона вне зависимости от влажности конструкции;
- Длительное действие низкой температуры на одну сторону массивной конструкции или не массивной ограждающей конструкции с положительной температурой на противоположной стороне. В этом случае возникают описанные выше процессы тепломассопереноса, вызванные градиентами температуры и приводящие к разрушению структуры бетона;
- Быстрое охлаждение всей поверхности не массивной тонкостенной конструкции что приводит к промерзанию наружных слоёв и резком повышении давления водных растворов во внутренней части. Данный процесс может привести к отслоению поверхностных слоёв бетона.

Некоторые исследователи [80...81, 88...91, 113, 114] отмечают при воздействиях низких и знакопеременных температур наряду с деструктивными так же и конструктивные процессы. В результате исследований показано, что прочность бетона в замороженном состоянии при условии его увлажнения повышается по сравнению с прочностью этого же бетона при нормальной

температуре (до 35...40% при первых циклах замораживания, при увеличении количества циклов повышение прочности несколько снижается).

Предполагается, что конструктивное воздействие низких температур вызывается следующими факторами:

- упрочнение бетона за уплотнения его внутренней структуры льдом, который снижает пористость бетона;
- упрочняющий эффект за счёт смерзания внутренних поверхностей микротрещин в бетоне;
- упрочнение за счёт сцепления льда с поверхностью составляющих структуры бетона (цементный камень, мелкий и крупный заполнитель), лёд выступает в данном случае в качестве дополнительного связующего.

Описанные выше конструктивные и деструктивные факторы действуют одновременно. Результирующее направление изменения характеристик бетона (конструктивное или деструктивное) зависит от степени его водонасыщения. При уровне водонасыщения менее предельного значения преобладает влияние конструктивных факторов, что приводит к росту прочности конструкции. В обратном случае прочность конструкции снижается под действием деструктивных факторов.

Таким образом, воздействие низких и знакопеременных температур в сочетании с увлажнением является одним из наиболее существенных естественных внешних факторов, влияющих на надёжность железобетонных конструкций. Действие данного фактора вызывает снижение прочности поверхностного слоя бетона, дезинтеграцию и полную потерю материала вблизи поверхности. Такой характер разрушения отмечен в исследовательских работах [2, 3, 42, 51, 76, 77].

В работах [43, 94] приводится модель, отражающая степень снижения прочности бетона в зависимости от расстояния от поверхности соприкосновения с окружающей средой:

$$R(d) = R_0 \cdot \left( 1 - \left( 1 - \left( \frac{d}{H} \right)^n \right) \right) \quad (1.12)$$

где  $R(d)$  – значение прочности бетона на глубине  $d$ ;

$R_0$  – значение прочности на глубине  $H$ ;

$H$  – глубина влияния;

$n$  – параметр, зависящий от времени или числа ЦЗО.

Большинство исследователей уделяют основное внимание действию ЦЗО на прочностные характеристики бетона, однако развитие диаграммных методов расчёта элементов железобетонных конструкций требует так же анализа изменения и деформационных характеристик бетона в процессе ЦЗО. В работах В.О. Алмазова, С. Н. Леоновича, Б. И. Пинуса, И.В. Хомяковой, И. В. Черных [2...4, 43, 80...82, 89, 90, 113, 114], а также ряда зарубежных авторов [122...128, 140, 150, 151, 154] показано, что воздействие отрицательных и знакопеременных температур существенно влияет на деформационные характеристики бетона. Замораживание приводит к увеличению начального модуля упругости и предельных деформаций, а ЦЗО вызывает снижение начального модуля упругости.

Совместный анализ значений характеристик бетона используемых для определения расчётной диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  до ЦЗО и после ЦЗО с учётом ползучести, приводимых в СП 52-105-2009 показывает следующее: Площадь, ограниченная расчётными диаграммами, соответствующими бетону после ЦЗО оказывается меньше, чем площадь, ограничиваемая расчётными диаграммами для бетона до ЦЗО. В соответствии положениями энергетического подхода [63, 64], площадь, ограниченная диаграммой  $\sigma - \varepsilon$  материала, характеризует его способность сопротивления силовым и не силовым воздействиям. Очевидно, что ЦЗО, деструктивно воздействуя на внутреннюю структуру бетона, снижает его способность к сопротивлению силовым воздействиям. Следовательно, положения энергетического подхода согласуются с данными, приведёнными в нормативной литературе. Аналогичная мысль о том, что увлажнение, низкие и высокие температуры могут рассматриваться как эквивалент механической нагрузки, высказывается В.О. Алмазовым [2, 3].

Характер влияния ЦЗО на прочность бетона и его начальный модуль упругости изучен достаточно подробно. Очевидно, что значения этих величин

снижаются в процессе ЦЗО. Этот факт отражён в достаточном числе публикаций [43, 80...82, 113, 114, 122...128, 140, 150, 151, 154] и согласуется с существующими представлениями о воздействии агрессивных факторов внешней среды на структуру бетона.

В то же время изменение предельных деформаций бетона при кратковременном загрузении в ходе воздействия ЦЗО рассмотрено в литературе менее подробно. Известны эмпирические зависимости величин предельных деформаций  $\varepsilon_{b0}$  бетона от его прочности, например [55, 56, 45, 46, 120, 144]. Ниже приведена зависимость из работы [55] (1.11), в соответствии с которой значение деформаций бетона при сжатии, соответствующего максимальным напряжениям,  $\varepsilon_{b0}$  пропорционально расчётному сопротивлению бетона.

$$\varepsilon_{b0} = (1.62 \cdot R_b + 127.33) \cdot 10^{-5} \quad (1.13)$$

В соответствии с таблицей 5.1-8 [120] значения  $\varepsilon_{b0}$  ( $\varepsilon_{C1}$  в обозначениях, принятых в Европейских нормах) увеличиваются в соответствии с классом бетона от 1,9‰ для бетона C12 до 3‰ для бетона C100. Исходя из этого можно предположить, что с уменьшением прочности бетона в результате воздействия ЦЗО значения деформаций бетона при сжатии, соответствующих максимальным напряжениям, также будут уменьшаться. Однако, анализ публикаций, содержащих результаты экспериментальных исследований влияния ЦЗО на величину предельных деформаций  $\varepsilon_{b0}$  или пиковых деформаций бетона (в терминологии зарубежных исследователей) показал, что не всё так однозначно. В части работ указано, что при воздействии ЦЗО прочность бетона снижается, а величина предельных (пиковых) деформаций существенно растёт [80...82, 123, 125, 127, 150, 151]. Другие исследователи приводят результаты, согласно которым предельные деформации бетона, соответствующие максимальным напряжениям, при действии ЦЗО снижаются [128, 140, 154]. Скорее всего существенная разница описываемых в указанных работах результатов вызвана такими факторами, как различие методик испытаний, различной формой образцов (кубы, цилиндры, призмы), составом

бетонов, наличием в образцах начальных дефектов [43, 80...82, 113, 114, 122...128, 140, 150, 151, 154] и т.п.

Например, результаты, приведённые в работах [80...82, 113, 114], получены измерением перемещения траверсы испытательной машины, а не тензOMETрами, установленными на гранях образца. Характерно, что величина перемещения плиты испытательного пресса, принятая в качестве деформации образца, существенно превышает среднюю величину предельных деформаций  $\varepsilon_{b0}$ , указанных в нормативных документах и равную 2%. Можно предположить, что такое значительное отличие вызвано совместным влиянием начального обжатия торцов образца и сложного трёхосного напряжённого состояния бетона в областях, прилегающих к плитам испытательного пресса. В большинстве доступных источников приводятся диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона, потерявшего после воздействия ЦЗО в прочности 15% и более. В то же время больший практический интерес представляет характер влияния ЦЗО на форму диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при снижении прочности в пределах 10%, так как именно такое снижение прочности допускается нормативными документами при определении марки бетона по морозостойкости [16]. Судя по результатам экспериментов, опубликованным в работах [128, 140, 154] снижение прочности бетона под воздействием ЦЗО в пределах 10...15% сопровождается снижением значения предельных деформаций также на 10...15%.

Таким образом, имеющиеся в литературе сведения о влиянии ЦЗО на форму диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при сжатии и кратковременном действии нагрузки требуют уточнения, особенно в части изменения величины пиковых деформаций бетона. Актуальность данного вопроса в приложении к железобетонным элементам с арматурой, находящейся в сжатой зоне бетона усугубляется тем, что расчётное сопротивление сжатой арматуры пропорционально величине деформаций бетона, соответствующих его максимальным напряжениям. Следовательно, расчётное значение  $\varepsilon_{b0}$  напрямую влияет на результаты расчёта прочности железобетонных элементов, особенно при внецентренном сжатии.

Данные, приводимые в работах [43, 80...82, 113, 114], показывают, что наряду с изменением значений прочностных и деформационных характеристик при воздействии ЦЗО меняется характер их статистического распределения. В соответствии с [43, 80...82, 113, 114] это проявляется в увеличении значений коэффициентов вариации прочностных и деформационных характеристик, что вызывает дополнительное снижение значения несущей способности с заданной обеспеченностью. В свою очередь, обеспеченность несущей способности напрямую связана с надёжностью конструкций. В работе [62] приводятся данные о снижении коэффициента вариации прочности бетона после воздействия ЦЗО, что противоречит сведениям, приведённым в [43, 80...82, 113, 114]. Таким образом, данный вопрос так же требует дальнейшего исследования, так как имеющихся в литературе данных для оценки влияния ЦЗО на параметры статистического распределения прочностных и деформативных характеристик бетона пока недостаточно.

#### **1.4 Учёт действия циклов замораживания и оттаивания при расчёте несущей способности элементов железобетонных конструкций в соответствии с действующими нормами**

Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при воздействии ЦЗО в первую очередь предполагает использование бетонов соответствующей морозостойкости. В соответствии с ГОСТ 10060-2012 «Бетоны. Методы определения морозостойкости» морозостойкость характеризуется соответствующей маркой бетона, которая определяется числом стандартных циклов замораживания и оттаивания при которых потеря прочности стандартных образцов при сжатии, потеря их массы не превышают заданных значений и отсутствуют внешние признаки разрушения. Максимально допустимое среднее уменьшение массы образцов после воздействия ЦЗО составляет 2%, а допустимое уменьшение прочности при сжатии с обеспеченностью 95% равно 10%.

В соответствии с основным нормативным документом по расчёту железобетонных конструкций СП 63.13330.2018 «СНИП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» влияние ЦЗО учитывается понижающим коэффициентом к расчётному сопротивлению бетона  $\gamma_{b5} \leq 1$ . Влияние ЦЗО на деформационные характеристики учитывается коэффициентом условий работы  $\gamma_{bt} \leq 1$ . Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействия окружающей среды при расчётной температуре наружного воздуха в холодный период  $-40^{\circ}\text{C}$  и выше значение данных коэффициентов принимается равным 1. В остальных случаях значения данных коэффициентов принимают по специальным указаниям. Особенности расчёта железобетонных конструкций при воздействии ЦЗО изложены в СП 52-105-2009 «Железобетонные конструкции в холодном климате и на вечномерзлых грунтах». В данном документе определены две расчётные стадии для статически неопределимых конструкций (первое замораживание до расчётной зимней температуры бетона при кратковременной нагрузке и воздействие ЦЗО при продолжительном действии нагрузки). Для статически определимых железобетонных конструкций предусмотрен расчёт только на длительное переменное замораживание и оттаивание при

продолжительном действии нагрузки. Соответственно, в СП 52-105-2009 приводятся расчётные значения прочностных и деформационных характеристик бетона для первого замораживания и кратковременного действия нагрузки и циклов ЦЗО при длительно действующей нагрузке. Таким образом, значения деформационных характеристик бетона после ЦЗО в данном документе приведены с учётом ползучести бетона и не могут быть применены при расчёте несущей способности элементов железобетонных конструкций при кратковременных нагрузках и ЦЗО. В то же время согласно требований п. 6.1.23 СП 63.13330.2018 при расчёте прочности железобетонных элементов по НДМ используются деформационные характеристики, соответствующие непродолжительному действию нагрузки. Следовательно, значения деформационных характеристик бетона после ЦЗО, приведённые в СП 52-105-2009 не могут быть использованы для расчёта несущей способности при кратковременной нагрузке железобетонных элементов, эксплуатирующихся в условиях ЦЗО, с использованием диаграммных методов.

Таким образом, приводимые в действующей нормативной литературе значения деформационных характеристик бетона после ЦЗО при их использовании в расчётах несущей способности элементов железобетонных конструкций при действии кратковременных нагрузок могут привести к искажению результатов этих расчётов. Для устранения данного пробела необходимо оценить степень влияния расчётных значений деформационных характеристик бетона на результаты расчётов несущей способности и уточнить значения деформационных характеристик бетона, особенно предельных деформаций при сжатии, после воздействия ЦЗО.

Ещё одним вопросом, не отражённым в действующих методиках расчёта элементов железобетонных конструкций, является влияние армирования на их морозостойкость. В работе [43] показано, что симметричное продольное армирование положительно влияет на способность железобетона к сопротивлению воздействию ЦЗО. Симметричная продольная арматура сдерживает накопление

продольных деформаций бетона. Влияние продольного армирования зависит от толщины защитного слоя бетона, процента армирования и диаметра арматуры.

Нормативные документы (СП 63.13330.2018, СП 52-105-2009) не содержат способов учёта ускоренной деградации бетона в краевой зоне сечения при воздействии ЦЗО. В работе [43] предлагается учитывать этот фактор либо эквивалентным уменьшением прочности бетона по всему сечению, либо уменьшением размеров поперечного сечения. Соответственно, при использовании для расчёта диаграммных методов необходимо учитывать так же неравномерное распределение по сечению значений деформационных характеристик бетона.

### **Выводы по главе:**

Анализ имеющихся работ по вопросам обеспечения надёжности строительных конструкций в целом и внецентренно сжатых железобетонных элементов в частности при воздействии знакопеременных температур показал, что несмотря на достаточно большое число исследований по данной теме имеется ряд вопросов, требующих уточнения:

1. Для построения расчётных диаграмм бетона при расчётах несущей способности по нормальному сечению используются как прочностные, так и деформационные характеристики. И, если основная прочностная характеристика – расчётное сопротивление бетона  $R_b$  имеет обеспеченность, близкую к 100%, то обеспеченность деформационных характеристик (начального модуля упругости  $E_b$ , относительных предельных (пиковых) деформаций  $\varepsilon_{b0}$  и относительных предельных деформаций  $\varepsilon_{b2}$ ) имеет меньшее значение. Обеспеченность расчётных значений начального модуля упругости бетона близка к 50%. Обеспеченность расчётных значений относительных предельных деформаций  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$  так же близка к 50% и зависит от класса бетона. То есть, статистическая изменчивость деформационных характеристик бетона при расчётах несущей способности учитывается не полно. Следует отметить, что значения деформационных характеристик используются не только при формировании расчётных диаграмм, но являются критерием потери несущей способности. Так, в соответствии с

нормативной методикой [107], критерием потери несущей способности является условие достижения деформаций бетона предельных значений  $\varepsilon_{b,ult}$ , которые зависят от  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$ . Следовательно, обеспеченность критерия разрушения также  $\varepsilon_{b,ult}$  не определена. Вторым фактором, указывающим на важность учёта статистического характера деформационных характеристик, в частности относительных предельных (пиковых) деформаций  $\varepsilon_{b0}$ , является тот факт, что их значение используется при определении величины расчётного сопротивления продольной арматуры при сжатии. Таким образом, при определении несущей способности железобетонных элементов по нормальному сечению с использованием диаграммных методов совместно используются характеристики материала с разной обеспеченностью, что вносит неопределённость в оценку обеспеченности результатов расчёта, особенно при внецентренном сжатии.

2. При проведении расчётов несущей способности железобетонных элементов по нормальным сечениям в вероятностной постановке изменчивость деформационных характеристик материала как правило не учитывается. В случае учёта статистического характера начального модуля упругости бетона и его предельных деформаций не учитывается взаимная корреляция данных случайных величин. Основной причиной вышперечисленного является то, что информация о характере статистического распределения деформационных характеристик бетона крайне скудна. Вышперечисленные факты снижают точность оценки надёжности железобетонных конструкций при использовании вероятностных методов.

3. Применение диаграммных методов при расчёте несущей способности железобетонных конструкций с учётом воздействия низких и знакопеременных температур требует уточнения расчётных значений деформационных характеристик бетона, подвергшегося воздействию ЦЗО, так как в действующих нормативных документах отсутствуют расчётные значения начального модуля упругости бетона и предельных деформаций бетона после ЦЗО для кратковременного нагружения.

4. Имеющиеся в научной литературе сведения о результатах экспериментальных исследований влияния ЦЗО на диаграмму  $\sigma - \varepsilon$  бетона при

центральной одноосной сжатии, которая является основой для построения расчётных диаграмм, немногочисленны и противоречивы. Для определения расчётных значений деформационных характеристик бетона после воздействия ЦЗО необходимо понимать характер изменения не только средних значений этих величин, но и их статистического распределения. Однако накопленных в настоящее время экспериментальных данных для этого пока недостаточно. Наиболее актуально исследование трансформации диаграммы  $\sigma - \epsilon$  бетона под воздействием ЦЗО при снижении прочности в пределах до 10%, так как именно такое снижение прочности допускается при определении марки бетона при морозостойкости по действующим нормативным документам [16].

Таким образом, для достижения цели настоящей работы в ходе дальнейших исследований необходимо решить следующие задачи:

1. Исследовать полные диаграммы  $\sigma - \epsilon$  бетона при одноосной сжатии до воздействия ЦЗО, а также их трансформацию в результате воздействия ЦЗО.

2. Построить математическую модель работы внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению с использованием диаграммного метода (нелинейной деформационной модели) и учётом изменчивости прочностных и деформационных характеристик материалов.

3. Используя результаты эксперимента при помощи полученной модели выявить факторы, влияющие на распределение несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению с учётом ЦЗО.

4. Оценить обеспеченность результатов расчёта несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению, выполненного по действующим нормам, с учётом воздействия ЦЗО. При необходимости разработать предложения по повышению обеспеченности результатов этих расчётов.

5. Разработать предложения по конструированию внецентренно сжатых железобетонных элементов с учётом воздействия ЦЗО.

## 2. Экспериментальное исследование диаграмм $\sigma - \varepsilon$ бетона при одноосном сжатии и влияния на их форму циклов замораживания и оттаивания

Целью настоящей главы является:

1. Оценка изменчивости формы диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при одноосном сжатии в пределах одного класса бетона по прочности на сжатие.

2. Исследование влияния циклов замораживания и оттаивания (ЦЗО) на диаграмму  $\sigma - \varepsilon$  бетона при одноосном сжатии.

Диапазон призмических прочностей, соответствующих одному классу бетона определялся по следующей методике:

- Исходя из значения расчётного сопротивления бетона на сжатие  $R_b$  по формуле (2.1) определялось среднее значение призмической прочности  $\bar{R}$  для данного класса бетона. Значение коэффициента вариации  $\nu$  принималось равным 13,5%.

$$\bar{R} = \frac{R_b}{(1 - 3 \cdot \nu)} \quad (2.1)$$

- По формуле (2.2) определена верхняя граница доверительного интервала с обеспеченностью 99,86% для призмической прочности бетона соответствующего класса по прочности на сжатие. Нижней границе данного интервала соответствует расчётное сопротивление  $R_b$ . Аналогично определены границы доверительного интервала прочности бетона на сжатие с обеспеченностью 95% по формуле (2.3). Нижней границей этого интервала является нормативное сопротивление.

$$R^{99.86\%} = \bar{R}(1 - 3 \cdot \nu) \quad (2.2)$$

$$R^{95\%} = \bar{R}(1 - 1,645 \cdot \nu) \quad (2.3)$$

- В соответствии с размером сечения испытываемых образцов - призм (100x100 мм) все значения прочности были скорректированы с использованием масштабного коэффициента 0,95.

Определённые диапазоны прочностей для классов бетона по прочности на сжатие В15...В35 приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1. Диапазоны прочностей бетона при одноосном сжатии для образцов сечением 100x100 мм в зависимости от класса бетона

	Класс бетона по прочности на сжатие				
	В15	В20	В25	В30	В35
Расчётное сопротивление $R_b$ , МПа	8,5	11,5	14,5	17	19,5
Средняя прочность $\bar{R}$ при коэффициенте вариации $\nu = 13,5\%$ , МПа	15,1	20,3	25,7	30,1	34,5
Нижняя граница интервала с обеспеченностью 99,86% $R^{-99.86\%} = R_b$ , МПа	8,9	12,1	15,3	17,9	20,5
Нижняя граница интервала с обеспеченностью 95% $R^{-95\%} = R_{bn}$ , МПа	11,7	15,8	20	23,4	26,9
Верхняя граница интервала с обеспеченностью 99,86% $R^{99.86\%} = R_b$ , МПа	21,2	28,5	36,1	42,3	48,5
Верхняя граница интервала с обеспеченностью 95% $R^{95\%} = R_{bn}$ , МПа	18,4	24,8	31,4	36,8	42,2

Таким образом, критерием отнесения испытанного образца к соответствующему классу по прочности на сжатие в рамках проводимого эксперимента является совместное выполнение следующих условий:

- Средняя прочность испытанных образцов близка к средней прочности данного класса бетона.
- Коэффициент вариации прочности на сжатие для испытанных образцов не превышает 13,5%.
- Прочность каждого образца входит в границы доверительного интервала с обеспеченностью 99,86%.

## 2.1 Материалы и технология изготовления опытных образцов

Для изготовления образцов использован портландцемент ЦЕМ I 42,5 Н «Мордовцемент», гранитный щебень фракции 5 – 20 мм, песок с модулем крупности 2,1, суперпластификатор С3. Было изготовлено 10 образцов класса прочности на сжатие В20 и 36 образцов класса прочности на сжатие В30 (всего 46 образцов). Составы смесей приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2. Составы бетонных смесей на 1 литр готовой смеси

Расчётный класс бетона	Цемент, кг.	Песок, кг.	Щебень, кг.	Вода, кг.	Супер-пластификатор, г.
В20	0,36	0,9	0,94	0,2	1,08
В30	0,4	0,88	0,94	0,2	1,08

Бетонная смесь размешивалась в бетоносмесителе принудительного действия и укладывалась в стандартные металлические формы призмы ФП-100 и уплотнялась на лабораторном вибростоле. Для достижения соответствия коэффициента вариации прочности образцов среднеотраслевому значению, равному 13,5% (исходя из такого значения коэффициента вариации прочности принимаются классы бетона по прочности на сжатие), принимались следующие меры: Образцы изготавливались в несколько замесов - за один замес изготавливалось две призмы. Не велся контроль за влажностью заполнителей и временем вибрации образцов. В результате этого коэффициент вариации прочности образцов во всех сериях получился близким к 10%, что не существенно отличается от среднеотраслевого коэффициента вариации. Далее по тексту серии образцов класса В20 и В30 не подвергавшиеся ЦЗО обозначены «20» и «30» соответственно. Серия образцов класса В30 подвергавшаяся ЦЗО обозначена «ЦЗО».

## 2.2 Методика испытаний

Испытания всех образцов проводились на испытательной машине ИП-1000-М-авто оборудованной системой управления/измерения ASTM-Digital «Профессиональная». Данное оборудование позволяет устанавливать произвольные режимы нагружения с обратной связью, как по усилию, так и по перемещению плиты пресса и сохранять в памяти компьютера записанные синхронно в процессе испытания значения усилия, перемещения плиты пресса и показания экстензометра. Образцы нагружались при постоянной скорости перемещения плиты пресса, равной 0,005 мм/с, что позволило получить полные диаграммы напряжения – деформации бетона при сжатии с ниспадающей ветвью. Деформации бетона определялись осевым экстензометром EPSILON 3542RA с базой 250 мм. Загружение каждого образца осуществлялось до появления видимых не вооружённым взглядом трещин. Вид экспериментальной установки показан на рисунках 2.1 и 2.2. Образцы центрировались на плите пресса с помощью металлического шаблона. За счёт высокой жёсткости испытательной машины и точности поддержания скорости перемещения её плиты удалось избежать «взрывного» характера разрушения, характерного для призм. Это позволило не снимать с образца экстензометр до полного окончания испытания. Все призмы имели схожий характер разрушения, который проявлялся вертикальными трещинами в средней части граней образцов, что свидетельствовало о близости их напряжённо деформированного состояния в процессе нагружения к центральному сжатию (рисунок 2.3). Значения напряжений вычислялись как частное от деления усилия, создаваемого прессом, на площадь сечения образца. Относительные деформации определялись как частное от деления показаний экстензометра на его базу. Значения предельных относительных деформаций бетона  $\varepsilon_{b0}$  находились, как деформации, соответствующие максимуму напряжений. Начальный модуль упругости вычислялся на основании методики, приведённой в ГОСТ 24452-80, как частное от деления напряжений, составляющих 30% от их максимального значения при испытании данного образца, на величину соответствующих относительных деформаций.

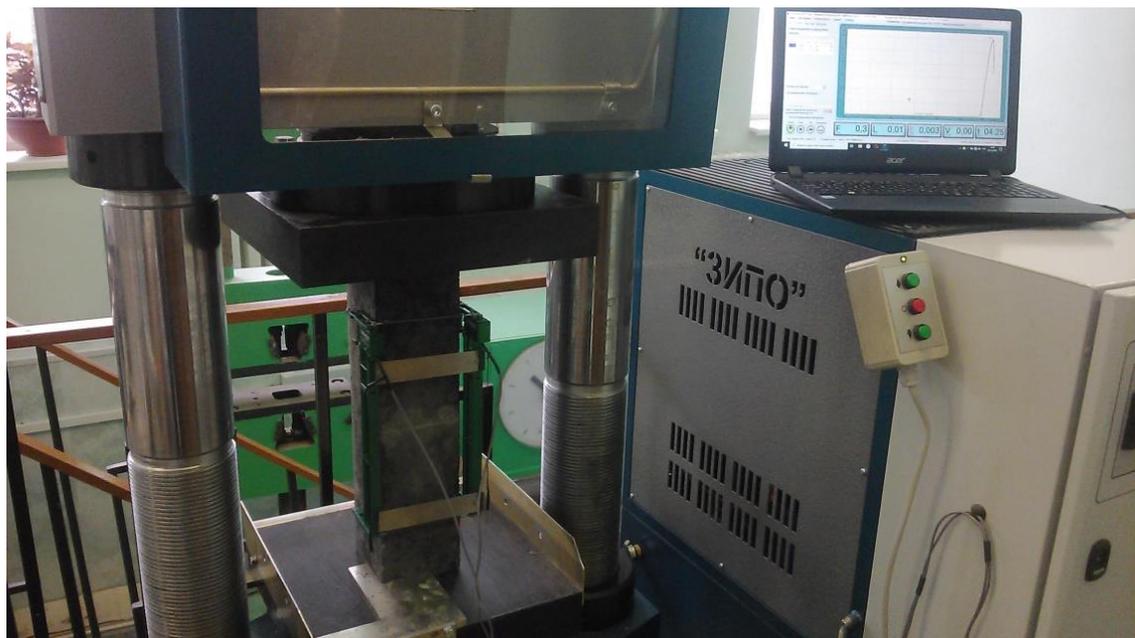


Рисунок 2.1. Вид экспериментальной установки

Методика замораживания и оттаивания образцов базировалась на ГОСТ 10060-2012 «Бетоны. Методы определения морозостойкости». За основу методики был взят третий ускоренный метод по ГОСТ 10060-2012. Образцы выдерживались до полного насыщения в солевом растворе (5%-ный водный раствор хлорида натрия) в соответствии с требованиями пункта 4.12 ГОСТ 10060-2012 и после этого помещались в полиэтиленовые пакеты, которые предотвращали высыхание образцов в камере тепла-холода в процессе ЦЗО. Один цикл включал в себя замораживание до  $-50^{\circ}\text{C}$ , выдержку при этой температуре, поднятие температуры до  $-20^{\circ}\text{C}$  с выдержкой при данной температуре, нагрев до  $+20^{\circ}\text{C}$  и размораживание образцов. Все образцы прошли шесть циклов. Количество ЦЗО определялось исходя из прогнозируемого снижения средней прочности в пределах 10...20%. Указанное значение снижения прочности принято исходя из пункта 5.2.4.3 ГОСТ 10060-2012, в соответствии с которым критерием морозостойкости является снижение нижней границы доверительного интервала прочности образцов после ЦЗО по сравнению с аналогичным показателем образцов после ЦЗО на 10%.



Рисунок 2.2. Образец с установленным экстензометром

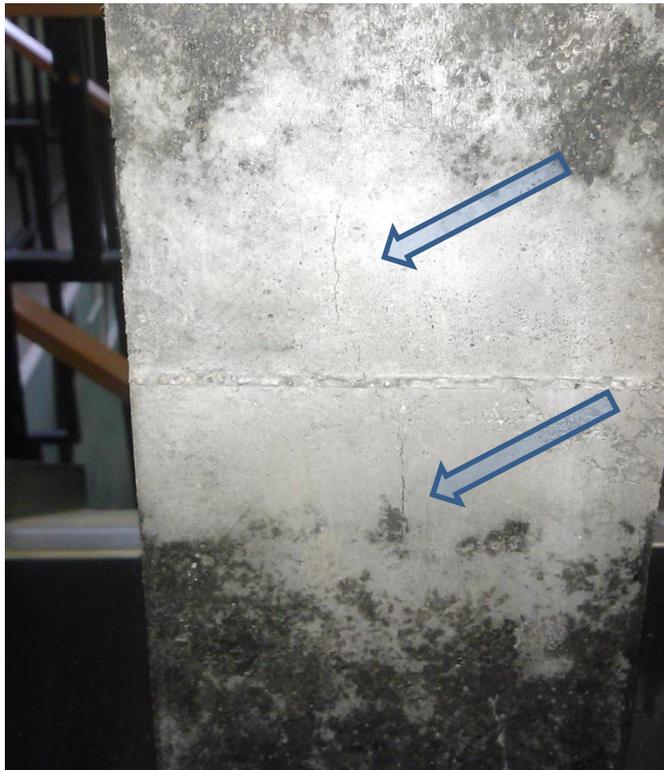


Рисунок 2.3. Образец после испытаний. Стрелками показаны вертикальные трещины на грани образца.



Рисунок 2.4. Образцы в морозильной камере

### 2.3 Результаты испытаний

Значения максимальных напряжений, предельных деформаций и модуля упругости для испытанных образцов приведены в таблицах 2.3, 2.4. Результаты для образцов, прошедших ЦЗО, показаны в таблице 2.5. Так же в таблицах приведены средние значения вышеуказанных величин и их коэффициенты вариации. Для сравнения в таблицах 2.3 и 2.4 показаны средние значения прочности, рассчитанные по (2.1), а также значения начального модуля упругости и предельных деформаций по действующим нормам.

Таблица 2.3. Результаты испытаний образцов бетона В20 (серия «20»).

Шифр	Максимальные напряжения $\sigma_{\max}$ , МПа	Предельные деформации $\epsilon_{\text{в0}}$ , %	Начальный модуль упругости $E_{\text{в}}$ , ГПа
1-20	17.2	1.997	18.19
2-20	20.7	2.095	23.01
3-20	20.8	2.033	22.95
4-20	20.7	2.098	20.48
5-20	21.9	1.627	24.86
6-20	20.7	1.578	19.78
7-20	23.7	1.796	29.76
8-20	22.3	1.721	24.59
9-20	23.9	1.961	26.05
10-20	23.3	1.620	26.70
Среднее значение	<b>21.5</b>	<b>1.853</b>	<b>22.95</b>
Среднее значение по СП	<b>19.33</b>	<b>2.000</b>	<b>27,5</b>
Коэффициент вариации	<b>9.28%</b>	<b>11.16%</b>	<b>15.75%</b>

Таблица 2.4. Результаты испытаний образцов бетона В30 (серия «30»).

№ пп	Максимальные напряжения $\sigma_{\max}$ , МПа	Предельные деформации $\epsilon_{\text{в0}}$ , %	Начальный модуль упругости $E_{\text{в}}$ , ГПа
1-30	27.5	1.766	29.72
2-30	32.8	2.210	28.16
3-30	29.9	1.677	29.16
4-30	30.2	1.877	27.35
5-30	38.3	2.014	32.58
6-30	29.8	1.860	30.97
7-30	29.2	1.948	29.71
8-30	30.4	2.070	27.39
9-30	29.2	1.844	28.16

№ пп	Максимальные напряжения $\sigma_{\max}$ , МПа	Пределные деформации $\epsilon_{b0}$ , %	Начальный модуль упругости $E_b$ , ГПа
10-30	27.0	2.000	27.11
11-30	29.7	1.854	29.92
12-30	26.2	1.646	27.89
13-30	25.4	1.844	25.32
14-30	28.2	1.748	27.44
15-30	25.9	1.921	25.02
16-30	26.9	2.026	26.44
17-30	29.5	1.922	28.04
18-30	25.3	1.601	28.6
19-30	25.9	1.685	27.76
20-30	24.6	1.660	25.73
21-30	27.7	1.773	28.45
22-30	25.5	1.763	26.28
Среднее значение	<b>28.4</b>	<b>1.850</b>	<b>28.05</b>
Среднее значение по СП	<b>28.6</b>	<b>2.0</b>	<b>32.5</b>
Коэффициент вариации	<b>10.79%</b>	<b>6.62%</b>	<b>4.82%</b>

Таблица 2.5. Результаты испытаний образцов бетона В30 после ЦЗО (серия «ЦЗО»).

№ пп	Максимальные напряжения $\sigma_{\max}$ , МПа	Пределные деформации $\epsilon_{b0}$ , %	Начальный модуль упругости $E_b$ , ГПа
1 ЦЗО	25.5	1.516	26.31
2 ЦЗО	23.8	1.538	24.33
3 ЦЗО	28.5	1.770	23.26
4 ЦЗО	25.2	1.976	16.86
5 ЦЗО	25.7	1.639	27.37
6 ЦЗО	30.4	1.743	24.40
7 ЦЗО	24.3	1.721	23.48
8 ЦЗО	22.6	1.885	25.55
9 ЦЗО	26.5	1.843	20.09
10 ЦЗО	24.7	1.513	25.26
11 ЦЗО	23.2	1.465	33.12
12 ЦЗО	22.7	1.842	21.70
13 ЦЗО	22.3	1.834	18.54
14 ЦЗО	19.8	1.800	19.43
Среднее значение	<b>24.6</b>	<b>1.720</b>	<b>23.55</b>
Коэффициент вариации	<b>10.85%</b>	<b>7.73%</b>	<b>13.04%</b>

Средние значения прочностных и деформационных характеристик бетона, полученные в результате экспериментов в целом близки к значениям, приведённым в нормативной литературе. При этом средние значения деформационных характеристик для исследованной выборки оказались несколько ниже нормативных значений. Полученные в результате испытаний диаграммы показаны на рисунках 2.5...2.7. Данные диаграммы очень хорошо аппроксимируются аналитической зависимостью ЕКБ-ФИП (формула Саржина), которая имеет вид:

$$\sigma_b = R_b \cdot \left( \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right), \eta = \varepsilon_b / \varepsilon_{b0}, k = 1.1 E_b \varepsilon_{b0} / R_b \quad (2.4)$$

В качестве примера на рисунке 2.8 приведены три экспериментальные диаграммы по одной для каждой серии образцов («20», «30» и «ЦЗО») и построенные по характерным точкам этих диаграмм кривые по выражению (2.4). Восходящая ветвь экспериментальных диаграмм практически совпадает с аналитической кривой. Нисходящая ветвь имеет несколько большее отличие.

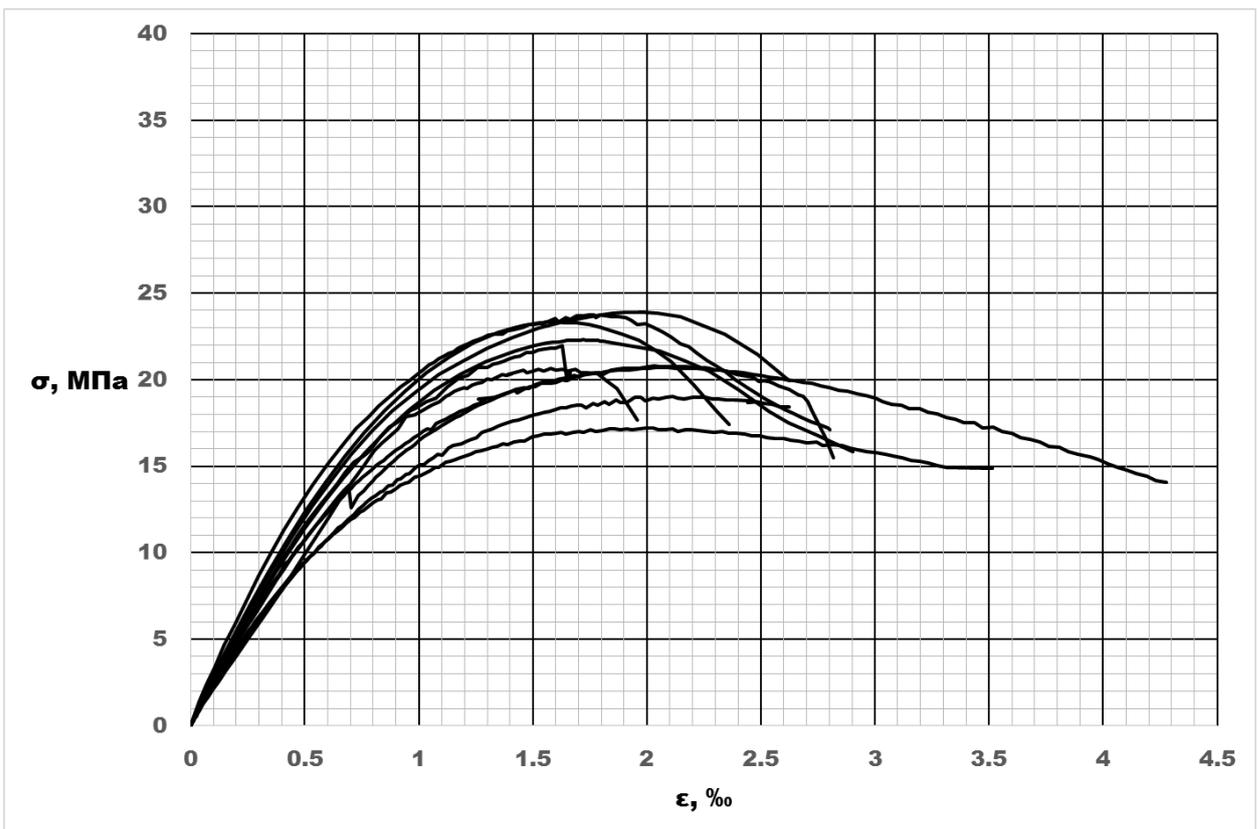


Рисунок 2.5. Диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при одноосном сжатии образцов серии «20»

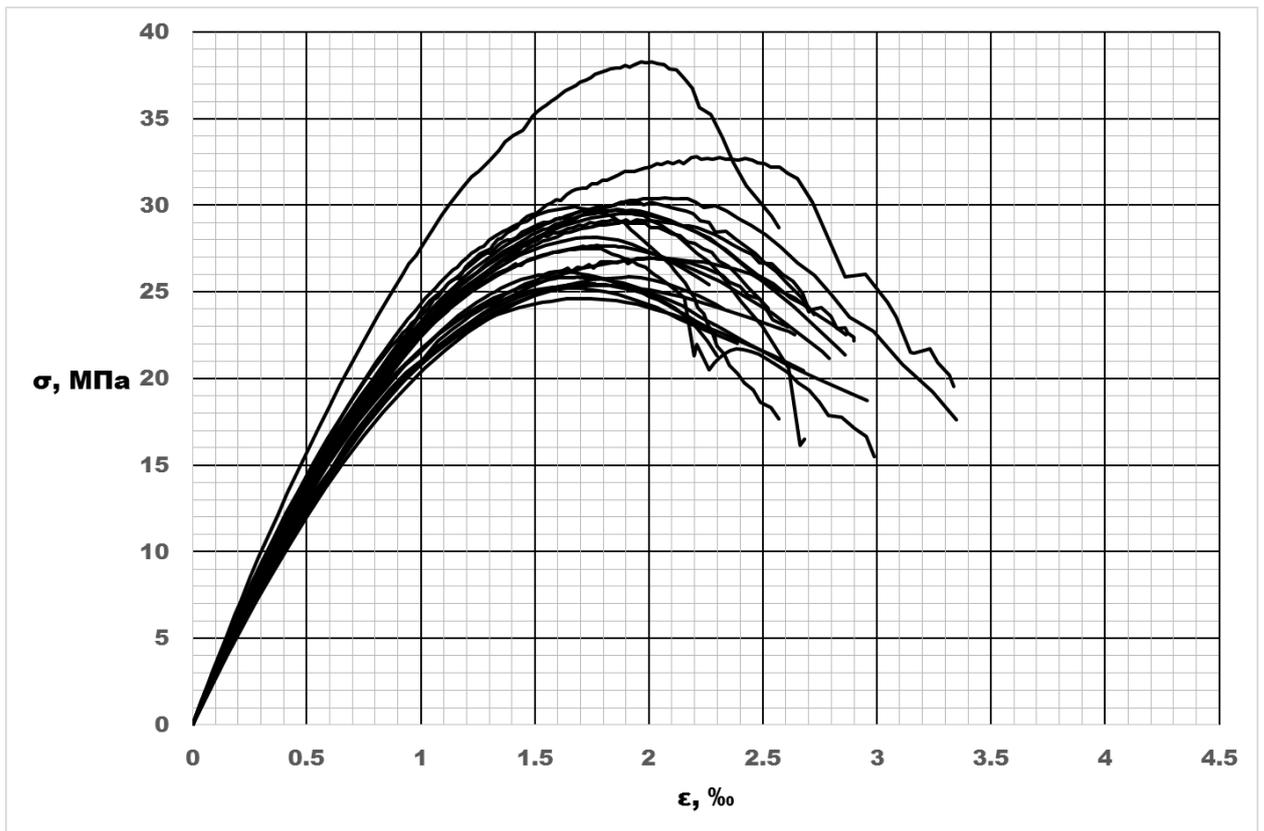


Рисунок 2.6. Диаграммы  $\sigma - \epsilon$  бетона при одноосном сжатии образцов серии «30»

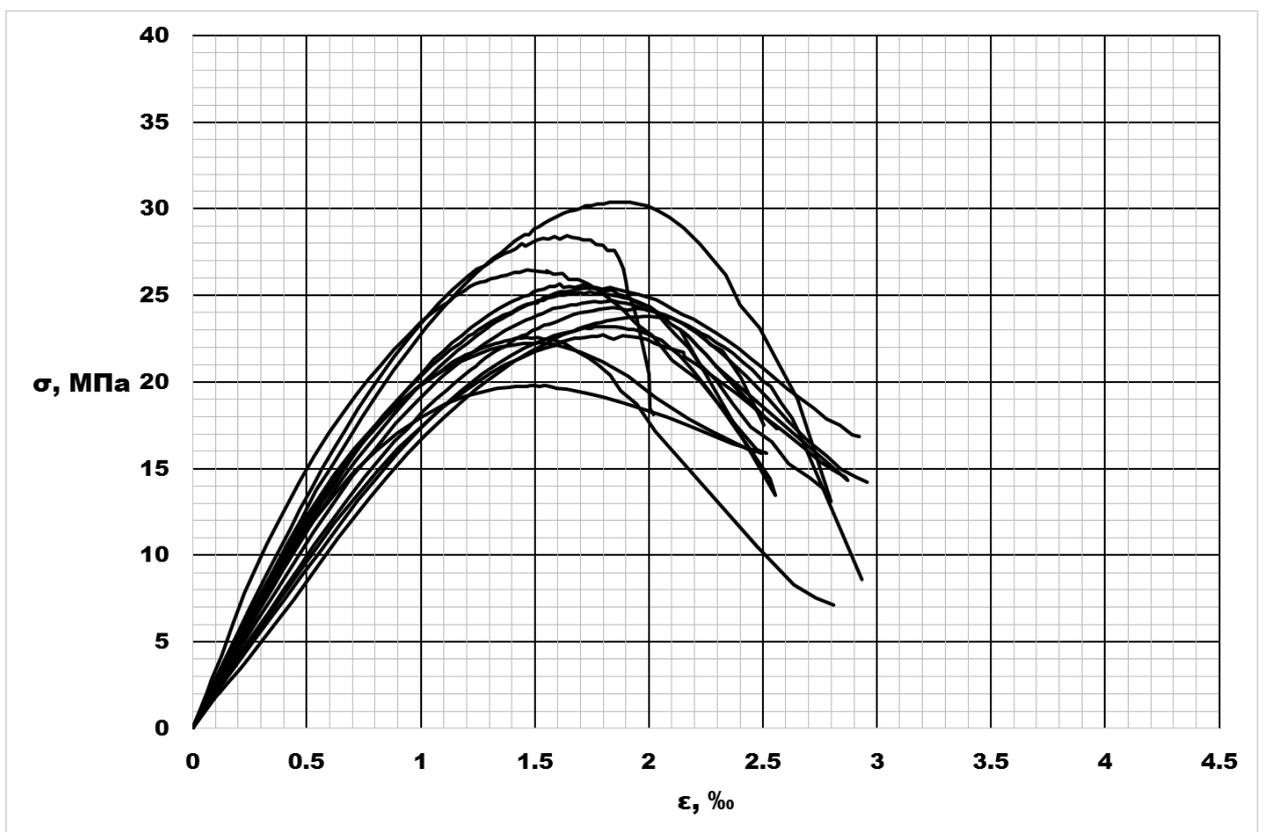


Рисунок 2.7. Диаграммы  $\sigma - \epsilon$  бетона при одноосном сжатии образцов серии «Ц30»

Однако в целом аналитическая зависимость ЕКБ-ФИП с достаточной точностью соответствует экспериментальным данным и может использоваться для расчёта несущей способности железобетонных конструкций из бетонов средней прочности (В15...В60), что совпадает с выводами других исследователей [55,56].

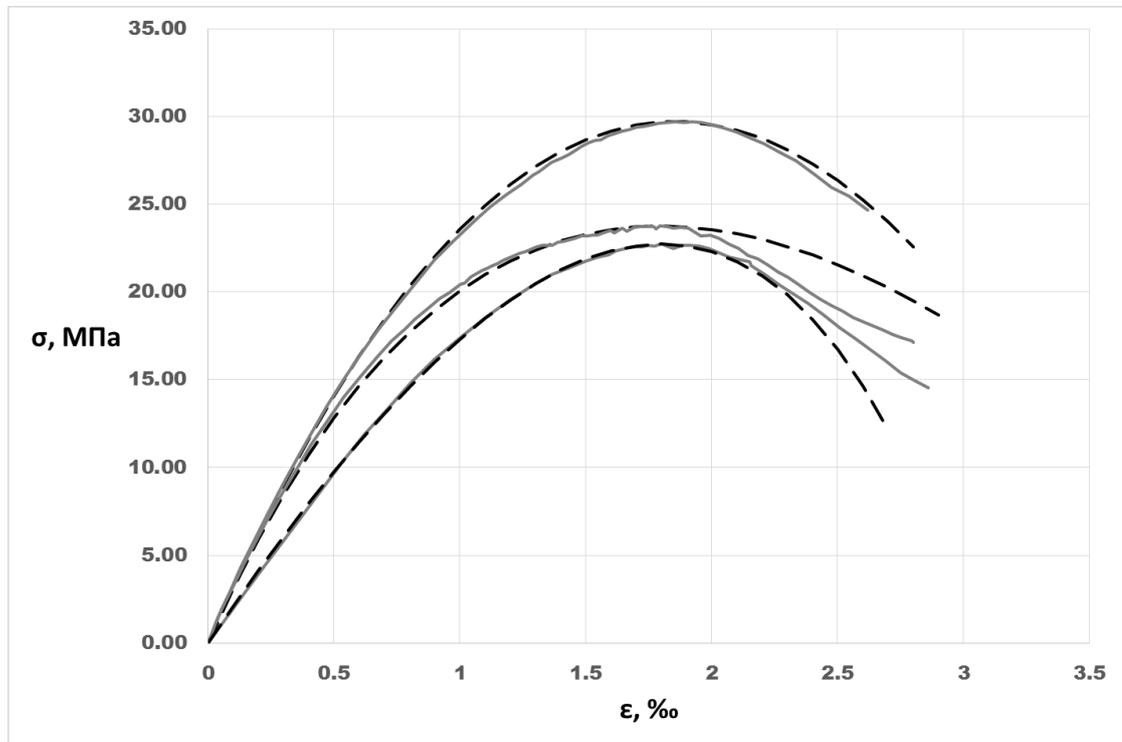


Рисунок 2.8. Экспериментальные диаграммы  $\sigma - \epsilon$  бетона при одноосном сжатии (сплошная линия) и аппроксимирующие их кривые по формуле (2.4) (пунктир)

Исходя из сравнения расчётных диаграмм ЕКБ и Н.И. Карпенко, проведённых ранее (смотри рисунок 1.1) отличие этих диаграмм незначительно и заметно проявляется на нисходящей ветви. Таким образом, диаграмма Н.И. Карпенко также хорошо аппроксимирует полученные экспериментальные диаграммы.

Для всех серий образцов имеет место изменчивость формы диаграмм  $\sigma - \epsilon$ , которая характеризуется коэффициентами вариаций предельных деформаций и начального модуля упругости. Коэффициенты вариации прочностных и деформационных характеристик бетона исследованных образцов приведены в таблицах 2.3, 2.4 и 2.5. Малый объём проведённого эксперимента не позволяет с достаточной точностью определить возможные диапазоны изменчивости

деформационных характеристик бетона, однако можно утверждать, что значения коэффициентов вариации предельных деформаций и начального модуля упругости сравнимы со значениями коэффициента вариации прочности. Полученные в результате эксперимента значения коэффициентов вариации деформационных характеристик близки к данным, полученным В.И. Беликовым и В.И. Жарницким [25]. Необходимо отметить, что при близких значениях прочности значения деформаций и модуля упругости для разных образцов существенно отличаются. Например, образцы 3-30 и 8-30 при схожей прочности существенно отличаются по предельным деформациям (1.667‰ и 2.070‰ соответственно).

Влияние ЦЗО на форму диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при одноосном сжатии выражается в снижении максимальных напряжений (среднее значение максимальных напряжений снизилось на 13,2%), уменьшении начального модуля упругости (среднее значение снизилось на 16,1%) и снижении предельных деформаций (среднее значение снизилось на 7%). ЦЗО разрушают внутреннюю структуру бетона, что приводит к снижению энергии разрушения, которая характеризуется площадью, ограниченной диаграммой  $\sigma - \varepsilon$  и горизонтальной осью координат. Данную площадь можно определить по формуле:

$$A = \int_0^{\varepsilon_{b2}} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon \quad (2.5)$$

где  $\sigma(\varepsilon)$  – функция, аппроксимирующая диаграмму  $\sigma - \varepsilon$ , в качестве которой используется выражение (2.4). Значение  $\varepsilon_{b2}$  определяется исходя из условия снижения напряжений на нисходящей ветви диаграммы на 15% по сравнению с максимальным значением в вершине диаграммы.

Размерностью данной величины:  $\text{МПа} \cdot \frac{\text{м}}{\text{м}} = \frac{\text{МН} \cdot \text{м}}{\text{м}^2 \cdot \text{м}} = \frac{\text{МДж}}{\text{м}^3}$ . Таким образом, физический смысл площади, заключённой под диаграммой  $\sigma - \varepsilon$ , это энергия, необходимая для разрушения единицы объёма бетона. Энергия разрушения характеризует способность материала сопротивляться силовым и не силовым воздействиям, в том числе ЦЗО. Значения данной величины, рассчитанные по (2.5), для всех испытанных образцов приведены в таблицах 2.6...2.8.

Таблица 2.6. Энергия разрушения образцов бетона В20 (серия «20»)

Шифр	Энергия разрушения, МДж/м <sup>3</sup>
1-20	41 330
2-20	55 330
3-20	52 740
4-20	51 680
5-20	39 420
6-20	31 360
7-20	53 320
8-20	40 380
9-20	56 800
10-20	41 890
Среднее значение	<b>46 425</b>
Коэффициент вариации	<b>18.5%</b>

Таблица 2.7. Энергия разрушения образцов бетона В30 (серия «30»)

Шифр	Энергия разрушения, МДж/м <sup>3</sup>
1-30	54 850
2-30	81 570
3-30	51 070
4-30	59 300
5-30	81 120
6-30	63 070
7-30	65 750
8-30	70 020
9-30	58 030
10-30	62 940
11-30	61 320
12-30	46 040
13-30	53 420
14-30	51 580
15-30	55 140
16-30	63 240
17-30	62 050
18-30	44 230
19-30	47 510
20-30	43 340
21-30	52 140
22-30	49 120
Среднее значение	<b>58 039</b>
Коэффициент вариации	<b>14.1%</b>

Таблица 2.8. Энергия разрушения образцов бетона В30 после ЦЗО (серия «ЦЗО»)

Шифр	Энергия разрушения, МДж/м <sup>3</sup>
1 ЦЗО	45 550

Шифр	Энергия разрушения, МДж/м <sup>3</sup>
2 ЦЗО	42 640
3 ЦЗО	46 280
4 ЦЗО	45 730
5 ЦЗО	43 800
6 ЦЗО	57 060
7 ЦЗО	43 350
8 ЦЗО	35 630
9 ЦЗО	42 660
10 ЦЗО	45 990
11 ЦЗО	40 000
12 ЦЗО	39 890
13 ЦЗО	36 580
14 ЦЗО	34 160
Среднее значение	<b>42 809</b>
Коэффициент вариации	<b>9.38%</b>

Энергия разрушения является комплексной характеристикой и зависит не только от прочности материала, но и от его деформационных свойств. В большей степени на неё влияют предельные деформации, в меньшей – модуль упругости. Исходя из гипотезы инвариантности величины удельной энергии бетона при его разрушении [43, 63, 64] энергия разрушения не зависит от скорости нагружения и может являться базовой характеристикой при определении расчётных параметров (прочности, деформаций, начального модуля упругости) бетона при различной длительности нагружения. Средние значения энергии разрушения для серий испытанных образцов и соответствующие им средние значения прочностных и деформационных характеристик показаны в таблице 2.9.

Таблица 2.9. Средние значения энергии разрушения в сериях образцов и соответствующие им средние значения прочностных и деформационных характеристик бетона

Серия	Энергия разрушения, МДж/м <sup>3</sup>	Максимальные напряжения $\sigma_{\max}$ , МПа	Предельные деформации $\epsilon_{b0}$ , ‰	Начальный модуль упругости $E_b$ , ГПа
20	<b>46 425</b>	<b>21.5</b>	<b>1.853</b>	<b>22.95</b>
30	<b>58 039</b>	<b>28.4</b>	<b>1.850</b>	<b>28.05</b>
ЦЗО	<b>42 809</b>	<b>24.6</b>	<b>1.720</b>	<b>23.55</b>

Анализируя данные, представленные в таблице 2.9, можно отметить, что, воздействие ЦЗО привело к снижению средней прочности. Так среднее значение максимальных напряжений образцов класса по прочности на сжатие В30 снизились с 28.4 МПа до 24.6 МПа. Эта величина превышает среднюю прочность образцов класса по прочности на сжатие В20 (21.531 МПа). В тоже время энергия разрушения образцов после ЦЗО (42 809 МДж/м<sup>3</sup>) оказалась меньше, чем соответствующая характеристика образцов серии «20». К дополнительному снижению энергии разрушения привело уменьшение значения предельных деформаций бетона в процессе ЦЗО. Таким образом, учёт действия ЦЗО при расчётах конструкций только путём использования понижающего коэффициента к расчётному сопротивлению бетона не полностью отражает снижение энергетического потенциала материала. Особенно это актуально для диаграммных методов расчёта железобетонных конструкций, так как в данном случае расчётные значения предельных деформаций бетона оказывают существенное влияние на площадь, ограниченную расчётной диаграммой. Полученные в результате эксперимента коэффициенты снижения средних значений прочности 0,87 и предельных деформаций 0,93 достаточно близки. Исходя из этого в практических расчётах для построения расчётных диаграмм бетона после ЦЗО при значении понижающего коэффициента прочности бетона  $\gamma_{b5}$  от 0,85 и выше допустимо принимать равное ему значение понижающего коэффициента предельных (пиковых) деформаций бетона  $\gamma_{bt}$ .

Для проведения расчётов железобетонных конструкций в вероятностной постановке представляет интерес наличие взаимовлияния между прочностными и деформационными характеристиками бетона. Для оценки этого влияния по данным, полученным в результате эксперимента, в программе Microsoft Excel были рассчитаны коэффициенты линейной корреляции между максимальными напряжениями, предельными деформациями и начальным модулем упругости образцов внутри каждой серии. Результаты расчёта показаны в таблице 2.10.

Таблица 2.10. Взаимозависимость между прочностными и деформационными характеристиками бетона

Серия образцов	Коэффициент линейной корреляции		
	$E_b - \varepsilon_{b0}$	$\sigma_{\max} - E_b$	$\sigma_{\max} - \varepsilon_{b0}$
«20»	<b>-0.303</b>	<b>0.898</b>	<b>-0.380</b>
«30»	<b>-0.073</b>	<b>0.710</b>	<b>0.574</b>
«ЦЗО»	<b>-0.778</b>	<b>0.358</b>	<b>0.261</b>

Несмотря на то, что малый объем выборки позволяет только качественно оценить взаимосвязь значений прочностных и деформационных характеристик бетона, можно выявить следующие закономерности:

Для всех серий испытанных образцов наблюдается заметная положительная корреляция между прочностью и начальным модулем упругости. Эти результаты подтверждаются наличием большого количества эмпирических формул, связывающих данные показатели. После воздействия ЦЗО коэффициент корреляции между прочностью и начальным модулем упругости снижается.

Корреляция между модулем упругости и предельными деформациями отрицательная и очень слабая (практически отсутствует) для серий «20» и «30», но существенная для серии «ЦЗО», где значение коэффициента линейной корреляции равно -0.778. То есть, снижению модуля упругости бетона в процессе ЦЗО соответствует увеличение предельных деформаций.

Зависимость энергии разрушения от прочностных и деформационных характеристик бетона показана в таблице 2.11.

Таблица 2.11. Зависимость энергии разрушения от прочностных и деформационных характеристик бетона

Серия образцов	Коэффициент линейной корреляции		
	Энергия - $\varepsilon_{b0}$	Энергия - $E_b$	Энергия - $\sigma_{\max}$
«20»	<b>0.762</b>	<b>0.364</b>	<b>0.276</b>
«30»	<b>0.916</b>	<b>0.440</b>	<b>0.834</b>
«ЦЗО»	<b>0.546</b>	<b>0.082</b>	<b>0.912</b>

Для всех серий испытанных образцов наибольшее влияние на энергию разрушения бетона оказывают значения предельных деформаций. Значения

коэффициентов линейной корреляции больше 0.5, что говорит о наличии достаточно тесной взаимосвязи. Зависимость энергии разрушения от максимальных напряжений оказалась неоднозначной. Для серии «20» корреляция незначительная (коэффициент линейной корреляции равен 0,276), для серий «30» и «ЦЗО» зависимость близка к линейной (коэффициент линейной корреляции равен 0.834 и 0.912). Воздействие ЦЗО привело к снижению влияния на энергию разрушения модуля упругости и предельных деформаций и росту влияния максимальных напряжений. При этом зависимость энергии разрушения от значения начального модуля упругости после ЦЗО практически отсутствует.

### **Выводы по главе:**

Экспериментальные исследования полных диаграмм бетона при одноосном сжатии показали, что форма этих диаграмм, которая может быть охарактеризована значениями максимальных напряжений, предельных деформаций и начального модуля упругости, имеет значительную изменчивость;

Значения коэффициентов вариации деформационных характеристик (предельных деформаций и начального модуля упругости) сопоставимы по своей величине со значением коэффициента вариации прочности бетона, что свидетельствует о необходимости учёта их изменчивости при расчёте прочности железобетонных элементов и конструкций с использованием диаграммных методов;

Полученные в результате эксперимента диаграммы очень хорошо аппроксимируются аналитическими зависимостями Н.И. Карпенко и ЕКБ-ФИП (формула Саржина);

Прочностные и деформационные характеристики бетона, а также энергия разрушения бетона являются взаимозависимыми величинами. Это необходимо учитывать при формировании распределений параметров материала для вероятностных расчётов железобетонных конструкций, так как взаимная корреляция исходных данных повлияет на характеристики результирующего распределения прочности.

Комплексной характеристикой способности бетона сопротивляться силовым и не силовым воздействиям, может служить энергия разрушения, которая численно равна площади, ограниченной диаграммой  $\sigma - \varepsilon$  бетона при одноосном сжатии;

Воздействие циклов замораживания и оттаивания приводит к трансформации диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при кратковременном нагружении, которая выражается не только в снижении максимальных напряжений, но также и в снижении предельных деформаций и начального модуля упругости. Наиболее сильно на величину энергии разрушения бетона влияют значения максимальных напряжений и предельных деформаций. Влияние значения начального модуля упругости проявляется в меньшей степени.

Учёт действия ЦЗО при расчётах конструкций на прочность только путём использования понижающего коэффициента к расчётному сопротивлению бетона  $\gamma_{b5}$  не полностью отражает снижение энергетического потенциала материала. При построении расчётных диаграмм бетона предлагается совместное использование понижающих коэффициентов для прочности и предельных (пиковых деформаций)  $\gamma_{bt}$ . Значения этих коэффициентов предлагается принимать в диапазоне 0,85...1,00.

### **3. Численное исследование влияния статистического распределения прочностных и деформационных характеристик бетона на обеспеченность результатов расчётов несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальному сечению с учётом ЦЗО**

#### **3.1. Методика и основные допущения**

Прочность по нормальному сечению рассчитывается для колонны с симметричным армированием. Размер сечения колонны 400х400 мм и 800х400 мм. Бетон класса В30, арматура класса А500, которая в настоящее время наиболее часто используется в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения. Предполагается, что эксцентриситет продольной силы изменяется вдоль оси симметрии сечения. Арматурные стержни, расположенные у противоположных граней колонны (сжатой и растянутой или менее сжатой) при расчёте рассматривается совместно, их площадь суммируется. Расстояние от центра тяжести сжатой и растянутой (менее сжатой) арматуры до ближайшей грани колонны составляют 50 мм.

Методика численного моделирования базируется на положениях норм по расчёту железобетонных конструкций [106]. Исходными данными являются псевдослучайные распределения прочностных и деформационных характеристик материалов. Характеристики бетона формируются на основе нормативных значений и результатов эксперимента, проведённого автором и описанного в главе 2 настоящей работы. Псевдослучайные распределения прочностных и деформационных характеристик арматуры формируются на основе нормативных значений.

Для получения статистического распределения результатов расчёта несущей способности внецентренно сжатой железобетонной колонны по нормальному сечению используется метод статистических испытаний. Численное моделирование включает в себя следующие этапы:

- формирование исходных данных, представляющих собой векторы из  $N$  псевдослучайных реализаций прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры;

- вычисление максимальной продольной силы (несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению) с использованием НДМ (диаграммного метода) для каждого набора исходных данных и формирование вектора из  $N$  значений максимальной продольной силы при варьировании значений эксцентриситета продольной силы  $e_0$  и процента армирования  $\mu$ ;

- при вычислении несущей способности в качестве аналитической функции, аппроксимирующей диаграмму  $\sigma - \varepsilon$  бетона, используется формула ЕКБ-ФИП (2.4) (формула Саржина), диаграмма  $\sigma - \varepsilon$  арматуры принимается двух линейной по [107], значение максимальной деформации арматуры при сжатии ограничивается значением предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии.

- определение статистических характеристик полученных распределений максимальной продольной силы.

Численный эксперимент базируется на следующих допущениях:

- геометрические характеристики модели (высота и ширина сечения колонны, рабочая высота сечения, диаметр арматуры и т.п.) принимаются детерминированными величинами, а прочностные и деформационные характеристики материалов случайными величинами;

- предполагается, что значения прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры имеют нормальный закон распределения;

- статистические характеристики прочностных и деформационных характеристик бетона принимаются в соответствии с нормами [106] (средние значения всех характеристик, коэффициент вариации прочности бетона) и исходя из результата экспериментальных исследований, проведённых автором и описанных в главе 2 настоящей работы (коэффициенты вариации деформационных характеристик, взаимная корреляция);

- статистические характеристики прочностных и деформационных характеристик арматуры принимаются в соответствии с нормативным документом [18], прочность и модуль упругости арматуры считаются независимыми случайными величинами;

- распределение деформаций по высоте сечения принимается линейным (гипотеза плоских сечений);

- максимальные деформации в сжатой арматуре не могут превышать предельных деформаций бетона;

- деформации арматуры и бетона равны между собой;

- соотношения между напряжениями и деформациями подчиняются заданным диаграммам;

- уравнения статического равновесия решаются численно итерационным методом, варьируются продольные относительные деформации крайних волокон  $\varepsilon_1$  и  $\varepsilon_2$ , итерации заканчиваются при достижении равновесия продольных усилий в сечении либо при превышении заданного числа итераций, если равновесие при заданных параметрах невозможно.

### 3.2 Формирование исходных данных

Как показано в главе 2 настоящей работы прочностные и деформационные характеристики бетона являются взаимозависимыми величинами. Очевидно, что взаимная корреляция исходных данных окажет существенное влияние на итоговое распределение несущей способности. Исходя из этого между векторами исходных данных должна быть корреляция, которая соответствует значениям, полученным в эксперименте (таблица 2.10 настоящей работы). Также распределения прочностных и деформационных характеристик бетона должны иметь коэффициенты корреляции, соответствующие результатам эксперимента (таблицы 2.4 и 2.5 настоящей работы). Таким образом, необходимо создать три вектора псевдослучайных чисел с заданными коэффициентами вариации и взаимной корреляции. Как было сказано ранее, в качестве исходных данных для формирования псевдослучайных значений использованы нормативные и экспериментальные значения, которые представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1. Исходные данные для формирования псевдослучайных значений исходных данных до ЦЗО

№ пп	Наименование параметра	Значение	Примечание
1	Среднее значение максимальных напряжений бетона при центральном сжатии, МПа	28.6	Рассчитано по формуле (2.1) исходя из расчётного сопротивления бетона класса В30 при коэффициента вариации прочности бетона 13.5%
2	Коэффициент вариации прочности бетона при сжатии, %	13.5	Нормативное значение
3	Среднее значение предельных деформаций бетона при сжатии, ‰	2.00	Нормативное значение
4	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона при центральном сжатии и предельными деформациями при центральном сжатии	0.574	Результаты эксперимента

№ пп	Наименование параметра	Значение	Примечание
5	Среднее значение начального модуля упругости бетона, ГПа	32.5	Нормативное значение
6	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона при центральном сжатии и начальным модулем упругости	0.71	Результаты эксперимента
7	Среднее значение прочности арматуры, МПа	575	Рассчитано по формуле (2.1) исходя из расчётного сопротивления арматуры класса А500 при коэффициента вариации прочности арматуры 8%
8	Коэффициент вариации прочности арматуры, %	8	Нормативное значение
9	Среднее значение модуля упругости арматуры, ГПа	200	Нормативное значение
10	Коэффициент вариации модуля упругости арматуры, %	8	Соответствует значению коэффициента вариации прочности арматуры

В соответствии с таблицей 2.10 для бетона В30 до ЦЗО имеется существенная положительная линейная корреляция между максимальными напряжениями и начальным модулем упругости, значение соответствующего коэффициента линейной корреляции равно 0.71, а также между максимальными напряжениями и предельными деформациями, значение коэффициента линейной корреляции равно 0.574. Корреляция между  $E_b$  и  $\varepsilon_{b0}$  практически отсутствует. Таким образом, для моделирования распределений прочностных и деформационных характеристик до ЦЗО генерируется вектор псевдослучайных чисел значений максимальных напряжений. Далее, исходя из значений прочности формируются зависящие от неё значения псевдослучайных чисел значений начального модуля упругости и предельных деформаций. Последовательности псевдослучайных чисел генерируются с помощью программы «Mathcad», в составе которой имеется большой набор встроенных функций для статистического моделирования и анализа данных. Вектор значений максимальных напряжений получен с помощью функции формирования набора значений с нормальным распределением  $gnorm(m,$

$mu$ ,  $sigma$ ), которая выдаёт  $m$  случайных чисел, имеющих нормальное распределение со средним  $mu$  и среднеквадратичным отклонением  $sigma$ <sup>1</sup>:

$$R_b := \text{norm}(N, R_{b\_sr}, v_b \cdot R_{b\_sr}) \quad (3.1)$$

где  $N$  – количество элементов в векторе;

$R_{b\_sr}$  – среднее значение максимальных напряжений бетона;

$v_b$  – коэффициент вариации прочности бетона.

Распределения зависимых случайных величин получены по формуле:

$$A = (a + b \cdot R_b) + \text{norm}(N, 0, k \cdot A_{sr} \cdot v_b) \quad (3.2)$$

где  $A$  – вектор реализаций зависимой случайной величины;

$A_{sr}$  – среднее значение зависимой случайной величины;

$a$  и  $b$  – коэффициенты линейной регрессии, связывающие исходную ( $R_b$ ) и зависимую ( $A$ ) случайные величины (находятся по экспериментальным данным);

$R_{b\_sr}$  – среднее значение исходной случайной величины (максимальных напряжений бетона);

$v_b$  – коэффициент вариации прочности бетона;

$k$  – коэффициент, с помощью подбора которого достигается требуемая статистическая связь между зависимой и исходными случайными величинами.

С помощью первого слагаемого выражения (3.2) реализуется связь между случайными величинами, а с помощью второго слагаемого моделируется статистический характер этой связи. Требуемые значение коэффициентов вариации и линейной корреляции достигаются изменением значения коэффициента  $k$ . Увеличение значения данного коэффициента приводит к уменьшению статистической связи (уменьшению коэффициента корреляции) и к увеличению коэффициента вариации зависимой величины. Соответственно, уменьшение коэффициента  $k$  вызывает обратный эффект. Значения данного

---

<sup>1</sup> При описании вычислений, выполненных в программе «Mathcad» здесь и далее по тексту, сохраняется синтаксис используемых при вычислениях в данной программе математических функций процедур и выражений.

коэффициента для распределений начального модуля упругости и предельных деформаций бетона приняты равными 0.55 и 0.4 соответственно.

Таким образом, выражения по которым получены распределения начального модуля упругости бетона и предельных деформаций бетона имеют вид:

$$E_b := (20.402 + R_b \cdot 0.423) + \text{norm}(N, 0, k1 \cdot v_b \cdot E_{b\_sr}) \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{b0} := (1.171 + R_b \cdot 0.029) \cdot 10^{-3} + \text{norm}(N, 0, k2 \cdot v_b \cdot \varepsilon_{b0\_sr}) \quad (3.4)$$

Распределение значений предела текучести арматуры и модуля упругости арматуры смоделированы аналогично распределению прочности бетона в соответствии с (3.1) исходя из средних значений и коэффициентов вариации этих величин. Общее число реализаций случайной величины в каждой последовательности псевдослучайных данных принято равным 5 000.

Статистические характеристики полученных векторов псевдослучайных исходных данных показаны в таблице 3.2.

Таблица 3.2. Статистические характеристики векторов псевдослучайных значений исходных данных до ЦЗО

№ пп	Наименование параметра	Заданное значение	Фактическое значение
1	Среднее значение максимальных напряжения бетона, МПа	28.6	28.625
2	Коэффициент вариации прочности бетона, %	13.5	13.4
3	Среднее значение предельных деформаций бетона, ‰	2.00	1.999
4	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона и предельными деформациями	0.574	0.546
5	Среднее значение начального модуля упругости бетона, ГПа	32.5	32.531
6	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона и начальным модулем упругости	0.71	0.722
7	Среднее значение прочности арматуры 1, МПа	575	575.4
8	Коэффициент вариации прочности арматуры 1, %	8	8.1
9	Среднее значение прочности арматуры 2, МПа	575	575.3

№ пп	Наименование параметра	Заданное значение	Фактическое значение
10	Коэффициент вариации прочности арматуры 2, %	8	8
11	Среднее значение модуля упругости арматуры 1, ГПа	200	200.1
12	Коэффициент вариации модуля упругости арматуры 2, %	8	8
13	Среднее значение модуля упругости арматуры 2, ГПа	200	199.9
14	Коэффициент вариации модуля упругости арматуры 2, %	8	7.9

Значения коэффициентов вариации предельных деформаций при сжатии и начального модуля упругости бетона для последовательностей исходных данных получились несколько больше аналогичных значений, полученных в эксперименте. Данные значения показаны в таблице 3.3.

Таблица 3.3. Коэффициенты вариации векторов псевдослучайных значений исходных данных прочностных и деформационных характеристик бетона до ЦЗО в сравнении с их экспериментальными значениями

№ пп	Наименование параметра	Значение для исходных данных	Значение по эксперименту
1	Коэффициент вариации прочности бетона при центральном сжатии, %	13.4	10.82
2	Коэффициент вариации начального модуля упругости бетона, %	8.9	4.82
3	Коэффициент вариации предельных деформаций бетона при сжатии, %	7.8	6.62

Объяснить различие коэффициентов вариации можно тем, что для формирования исходных данных использовался нормативный коэффициент вариации прочности бетона, который больше значения, полученного в эксперименте. В целом, статистические характеристики векторов псевдослучайных значений прочностных и деформационных характеристик бетона до ЦЗО с учётом

принятого при моделировании нормативного значения коэффициента вариации прочности бетона, которое несколько больше экспериментального, вполне удовлетворительно согласовываются с результатами эксперимента.

Моделирование распределений характеристик бетона после ЦЗО производится по аналогичной методике. Предполагалось, что свойства арматуры при ЦЗО не изменяются. Так как нормы не содержат значений прочностных и деформационных характеристик бетона после ЦЗО, то в качестве средних значений этих характеристик использованы значения, полученные в результате эксперимента. Исходные данные для моделирования распределений приведены в таблице 3.4.

Таблица 3.4. Исходные данные для формирования псевдослучайных значений исходных данных после ЦЗО

№ пп	Наименование параметра	Значение	Примечание
1	Среднее значение максимальных напряжений бетона, МПа	24.65	Результаты эксперимента
2	Коэффициент вариации прочности бетона, %	13.5	Нормативное значение
3	Среднее значение предельных деформаций бетона, ‰	1.72	Результаты эксперимента
4	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона и предельными деформациями	0.261	Результаты эксперимента
5	Среднее значение начального модуля упругости бетона, ГПа	23.549	Результаты эксперимента
6	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона и начальным модулем упругости	0.358	Результаты эксперимента
7	Коэффициент линейной корреляции между начальным модулем упругости бетона и предельными деформациями	-0.778	Результаты эксперимента

Взаимосвязь прочностных и деформационных характеристик бетона после ЦЗО в отличии от аналогичной взаимосвязи до ЦЗО имеет особенность: отрицательную корреляцию между начальным модулем упругости бетона и предельными деформациями при центральном сжатии. Для учёта данного факта выражение (3.2) было модифицировано и приняло вид:

$$\varepsilon_{b0} = (a + b_1 \cdot E_b + b_2 \cdot (R_b - R_{b_{sr}})) + rnorm(N, 0, k \cdot \varepsilon_{b0_{sr}} \cdot \nu_b) \quad (3.5)$$

Обозначения в формуле аналогичны обозначениям в выражениях (3.1) и (3.2). Здесь коэффициент  $b_1$  учитывает связь между  $\varepsilon_{b0}$  и  $E_b$ , а коэффициент  $b_2$  учитывает связь между  $\varepsilon_{b0}$  и  $R_b$ . Формирование распределения для начального модуля упругости осуществлено аналогично формированию распределений до ЦЗО. После подбора коэффициентов выражения для векторов псевдослучайных значений начального модуля упругости бетона и предельных деформаций приняли вид:

$$E_b := (13.683 + R_b \cdot 0.4) + rnorm(N, 0, k1 \cdot \nu_b \cdot E_{b_{sr}}) \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{b0} := [2.475 - E_b \cdot 0.032 + (R_b - R_{b_{sr}}) \cdot 0.02] \cdot 10^{-3} + rnorm(N, 0, k2 \cdot \nu_b \cdot \varepsilon_{b0_{sr}}) \quad (3.7)$$

Статистические характеристики полученных векторов псевдослучайных исходных данных показаны в таблицах 3.5 и 3.6.

Таблица 3.5. Статистические характеристики векторов псевдослучайных значений исходных данных после ЦЗО

№ пп	Наименование параметра	Заданное значение	Фактическое значение
1	Среднее значение максимальных напряжения бетона при центральном сжатии, МПа	24.6	24.672
2	Коэффициент вариации прочности бетона при сжатии, %	13.5	13.4
3	Среднее значение предельных деформаций бетона при сжатии, ‰	1.72	1.725
4	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона при центральном сжатии и предельными деформациями при центральном сжатии	0.261	0.252
5	Среднее значение начального модуля упругости бетона, ГПа	23.55	23.472
6	Коэффициент линейной корреляции между прочностью бетона при центральном сжатии и начальным модулем упругости	0.358	0.363
7	Коэффициент линейной корреляции между начальным модулем упругости и предельными деформациями при центральном сжатии	-0.778	-0.771

Таблица 3.6. Коэффициенты вариации векторов псевдослучайных значений исходных данных прочностных и деформационных характеристик бетона после ЦЗО в сравнении с их экспериментальными значениями

№ пп	Наименование параметра	Значение для исходных данных	Значение по эксперименту
1	Коэффициент вариации прочности бетона при центральном сжатии, %	13.4	10.85
2	Коэффициент вариации начального модуля упругости бетона, %	16.3	13.04
3	Коэффициент вариации предельных деформаций бетона при сжатии, ‰	7.2	7.73

Статистические характеристики векторов псевдослучайных значений прочностных и деформационных характеристик бетона до ЦЗО с учётом принятого при

моделировании нормативного значения коэффициента вариации прочности бетона, которое несколько больше экспериментального, вполне удовлетворительно согласовываются с результатами эксперимента.

Вектор значений деформаций  $\varepsilon_{b2}$ , как до, так и после ЦЗО, формируется исходя из ограничения напряжений на нисходящей ветви диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона при центральном одноосном сжатии на уровне 0.85 от их максимального значения в вершине диаграммы. Для этого относительно  $\varepsilon_{b2}$  решается уравнение, полученное преобразованием аналитического выражения диаграммы Саржина (2.4):

$$0.85 = \left( \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \right), \quad \eta = \varepsilon_{b2} / \varepsilon_{b0}, \quad k = 1.1 E_b \varepsilon_{b2} / R_b \quad (3.8)$$

Таким образом, сформированы исходные данные для вероятностного расчёта, которые состоят из векторов псевдослучайных значений прочностных и деформационных характеристик бетона до и после ЦЗО, а также прочностных и деформационных характеристик арматуры, расположенной у противоположных граней внецентренно сжатого железобетонного элемента.

### 3.3 Алгоритм расчёта

Алгоритм расчёта, реализованный в среде Mathcad, включает в себя три основных этапа:

1. Определение статического равновесия продольных сил и изгибающих моментов в нормальном сечении внецентренно сжатого железобетонного элемента при заданных эксцентриситете  $e_0$  и деформации наиболее сжатой грани  $\varepsilon_1$ . Данная часть алгоритма реализована в виде процедуры (Процедура 1), которая может использоваться при дальнейших этапах расчёта.

2. Определение максимальной продольной силы при заданном эксцентриситете в зависимости от значений прочностных и деформационных

характеристик бетона и арматуры (3.9). Производится с использованием Процедуры 1 с варьированием деформации  $\varepsilon_l$  для поиска максимума продольной силы, как функции от  $\varepsilon_l$ . Эта часть алгоритма так же оформлена в виде процедуры (Процедура 2), которая непосредственно используется при вероятностном расчёте.

$$N_{max} = f(R_b, E_b, \varepsilon_{b0}, \varepsilon_{b2}, R_{S1}, E_{S1}, R_{S2}, E_{S2}) \quad (3.9)$$

3. Для каждого из  $N$  набора псевдослучайных данных выполняется Процедура 2. Тем самым формируется вектор псевдослучайных значений максимальной продольной силы – несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента при заданном эксцентриситете.

Укрупнённая схема вероятностного расчёта несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента показана на рисунке 3.1.

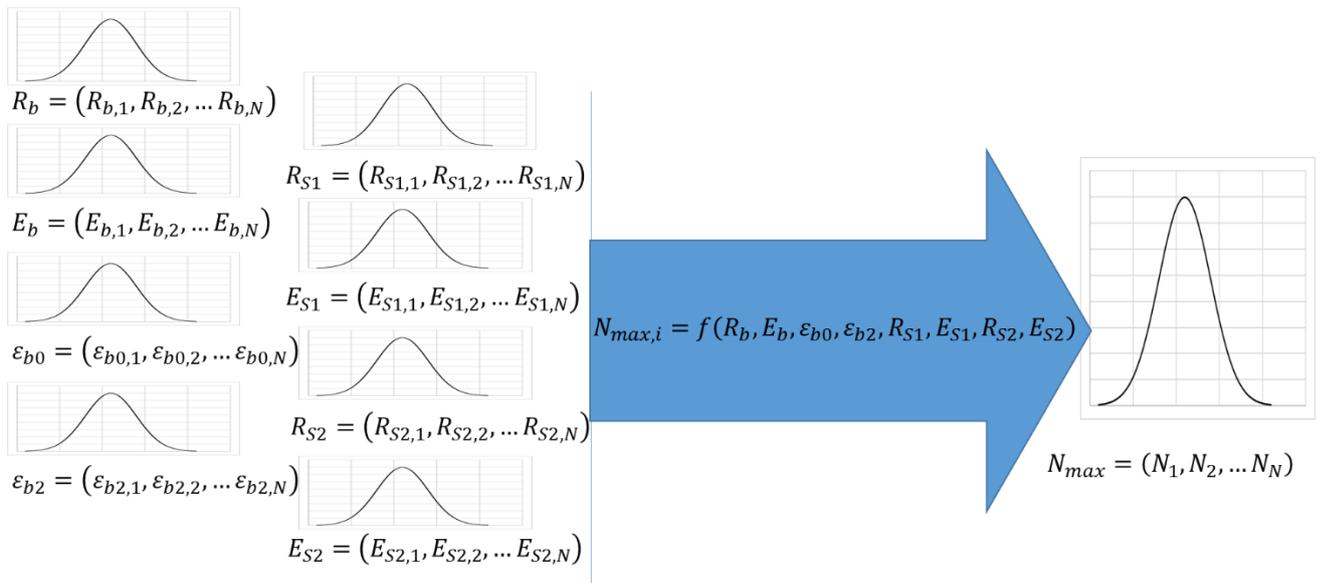


Рисунок 3.1. Укрупнённая схема вероятностного расчёта несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента

Далее перечисленные выше этапы расчёта рассмотрены более подробно.

### Процедура 1

Расчётная схема для определения статического равновесия сил и изгибающих моментов, действующих в нормальном сечении внецентренно сжатого железобетонного элемента с симметричным армированием показана на рисунке 3.2.

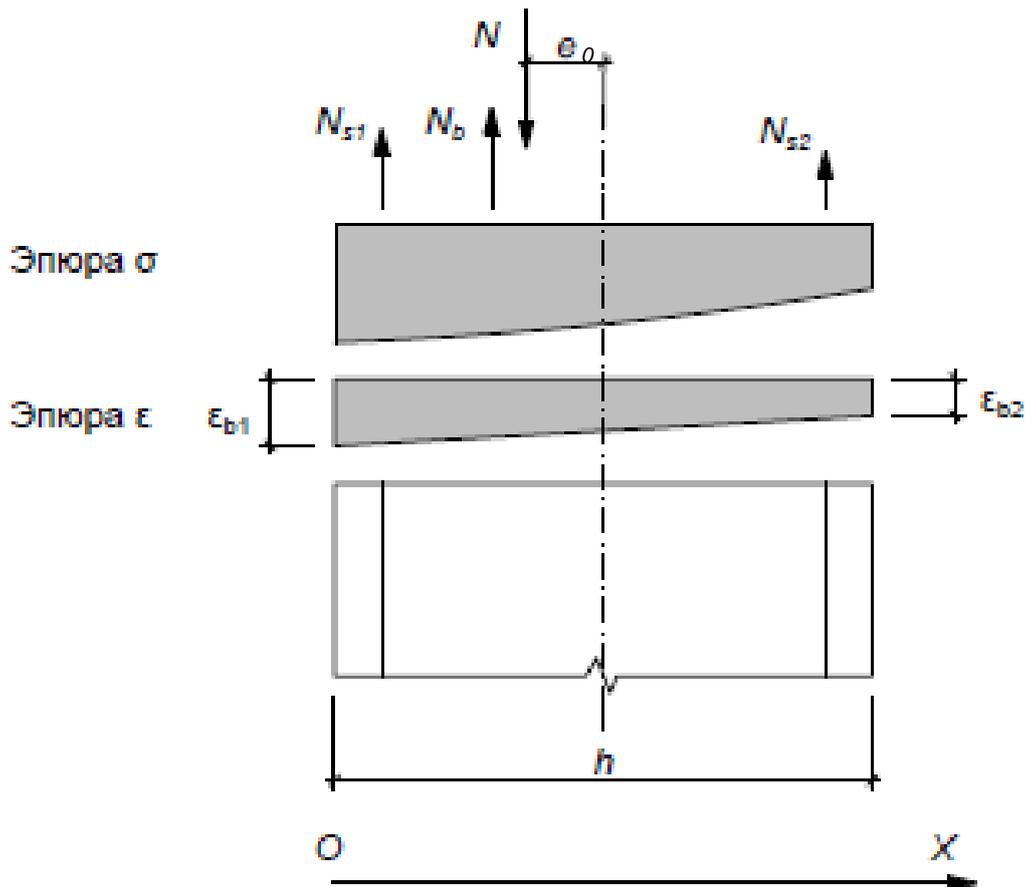


Рисунок 3.2. Расчётная схема для определения несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента

В ходе данной процедуры решается система уравнений:

$$\begin{aligned}
 N &= N_b(\epsilon_1, \epsilon_2) + \sum_{i=1}^n N_{si}(\epsilon_1, \epsilon_2) \\
 N \cdot e_0 &= N_b(\epsilon_1, \epsilon_2) \cdot z_b + \sum_{i=1}^n N_{si}(\epsilon_1, \epsilon_2) \cdot z_{si}
 \end{aligned}
 \tag{3.10}$$

где  $N$  – внешняя продольная сила;

$N_b(\varepsilon_1, \varepsilon_2) = b \cdot \int_0^h \sigma_b(x, \varepsilon_1, \varepsilon_2) dx$  – усилие в бетоне,  $\sigma_b(x, \varepsilon_1, \varepsilon_2)$  определяется в соответствии с (2.4):

$\sum_{i=1}^n N_{si}(\varepsilon_1, \varepsilon_2) = A_{si} \cdot \sigma_{si}(\varepsilon(x_{ai}, \varepsilon_1, \varepsilon_2))$  – усилия в арматуре;  $\sigma_{si}(\varepsilon)$  – аналитическая функция, описывающая зависимость  $\sigma - \varepsilon$  арматуры;

$e_0, z_{si}$  – эксцентриситет продольной силы и расстояния от линии действия соответствующих сил до оси элемента, которые определяются в соответствии с расчётной схемой.

Вид аналитических зависимостей  $\sigma - \varepsilon$  бетона и арматуры, количество арматурных стержней и форма поперечного сечения могут быть произвольными. Для учёта сложной формы сечения вместо постоянной  $b$  используется функция  $b(x)$  описывающая зависимость ширины сечения от координаты.

Система (3.10) решается итерационным методом. Входными параметрами Процедуры 1 являются прочностные и деформационные характеристики бетона и арматуры, эксцентриситет продольной силы и деформации наиболее сжатой грани  $\varepsilon_1$ . Результатом работы Процедуры 1 является значение деформации менее сжатой (растянутой) грани  $\varepsilon_2$ , при которой равенства системы (3.10) соблюдаются с заданной точностью.

До выполнения Процедуры 1 определяются функции, использующиеся при её работе:

– Диаграмма  $\sigma - \varepsilon$  бетона в соответствии с выражением (2.4). Входными параметрами для данной функции являются максимальные напряжения бетона  $R_b$ , начальный модуль упругости бетона  $E_b$ , деформации бетона  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$ .

$$\sigma_b(\varepsilon, R_b, E_b, \varepsilon_{b0}, \varepsilon_{b2}) := \begin{cases} R_b \cdot 10^6 \frac{k(R_b, E_b, \varepsilon_{b2}) \cdot \eta(\varepsilon, \varepsilon_{b0}) - \eta(\varepsilon, \varepsilon_{b0})^2}{1 + (k(R_b, E_b, \varepsilon_{b2}) - 2) \eta(\varepsilon, \varepsilon_{b0})} & \text{if } \varepsilon \leq \varepsilon_{b2} \wedge \varepsilon \geq 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3.11)$$

$$k(R_b, E_b, \varepsilon_{b0}) := (1.1 \cdot E_b) \cdot \frac{\varepsilon_{b0} \cdot 10^3}{R_b} \quad \eta(\varepsilon, \varepsilon_{b0}) := \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}$$

– Диаграмма  $\sigma - \varepsilon$  арматуры. Входными параметрами для данной функции являются максимальные напряжения арматуры  $R_s$ , модуль упругости арматуры  $E_s$ , деформации бетона  $\varepsilon_{b0}$ , предельные деформации арматуры при растяжении  $\varepsilon_{s2\_}$ .

$$\sigma_s(\varepsilon, R_s, E_s, \varepsilon_{s2\_}, \varepsilon_{b0}) := \begin{cases} (\varepsilon \cdot E_s) & \text{if } \varepsilon \cdot E_s \leq R_s \\ R_s & \text{if } \varepsilon \cdot E_s > R_s \wedge \varepsilon \leq \varepsilon_{b0} \\ -R_s & \text{if } \varepsilon \cdot E_s < -R_s \wedge \varepsilon \geq -\varepsilon_{s2\_} \\ 0 & \text{if } \varepsilon > \varepsilon_{b0} \vee \varepsilon < -\varepsilon_{s2\_} \end{cases} \quad (3.12)$$

– Зависимость деформации в расчётном сечении от координаты  $x$  и деформаций граней элемента в соответствии с принятыми допущениями (гипотеза плоских сечений). Координатная ось  $X$  (смотри рисунок 3.1) направлена вдоль расчётного сечения, нулевое значение координаты соответствует наиболее сжатой грани сечения.

$$\varepsilon_-(x, \varepsilon_1, \varepsilon_2) := \begin{cases} \left( \varepsilon_1 + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{h} \cdot x \right) & \text{if } x \leq h \\ 0 & \text{if } x > h \end{cases} \quad (3.13)$$

– Деформации арматуры в зависимости от деформаций граней элемента,  $x_{a1}$  и  $x_{a2}$  координаты центров тяжести арматуры.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s1}(\varepsilon_1, \varepsilon_2) &:= \varepsilon_-(x_{a1}, \varepsilon_1, \varepsilon_2) \\ \varepsilon_{s2}(\varepsilon_1, \varepsilon_2) &:= \varepsilon_-(x_{a2}, \varepsilon_1, \varepsilon_2) \end{aligned} \quad (3.14)$$

– Усилия в арматуре в зависимости от деформаций граней элемента, и площади сечения арматуры ( $A_1$  и  $A_2$ ).

$$\begin{aligned} N_{s1}(\varepsilon_1, \varepsilon_2, R_{s1}, E_{s1}, \varepsilon_{s21}, \varepsilon_{b0}) &:= \sigma_s(\varepsilon_{s1}(\varepsilon_1, \varepsilon_2), R_{s1}, E_{s1}, \varepsilon_{s21}, \varepsilon_{b0}) \cdot A_1 \\ N_{s2}(\varepsilon_1, \varepsilon_2, R_{s2}, E_{s2}, \varepsilon_{s22}, \varepsilon_{b0}) &:= \sigma_s(\varepsilon_{s2}(\varepsilon_1, \varepsilon_2), R_{s2}, E_{s2}, \varepsilon_{s22}, \varepsilon_{b0}) \cdot A_2 \end{aligned} \quad (3.15)$$

– Усилие в бетоне в зависимости от деформаций граней элемента,  $b$  – ширина сечения элемента.

$$N_b(\epsilon_1, \epsilon_2, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) := b \cdot \int_0^h \sigma_b(\epsilon_-(x, \epsilon_1, \epsilon_2), R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) dx \quad (3.16)$$

– Координата центра тяжести эпюры напряжений в бетоне.

$$x_{\text{ЦТ}}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) := \frac{\int_0^h x \cdot \sigma_b(\epsilon_-(x, \epsilon_1, \epsilon_2), R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) dx}{\int_0^h \sigma_b(\epsilon_-(x, \epsilon_1, \epsilon_2), R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) dx} \quad (3.17)$$

– Сумма усилий в сечении.

$$N_{\text{ВН}}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}, R_{s1}, R_{s2}, E_{s1}, E_{s2}) := N_{s1}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_{s1}, E_{s1}, \epsilon_{s21}, \epsilon_{b0}) + \\ + N_{s2}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_{s2}, E_{s2}, \epsilon_{s22}, \epsilon_{b0}) + N_b(\epsilon_1, \epsilon_2, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) \quad (3.18)$$

– Сумма моментов в сечении.

$$M_{\text{ВН}}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}, R_{s1}, R_{s2}, E_{s1}, E_{s2}) := N_b(\epsilon_1, \epsilon_2, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) \cdot \left( \frac{h}{2} - x_{\text{ЦТ}}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}) \right) + \\ + N_{s1}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_{s1}, E_{s1}, \epsilon_{s21}, \epsilon_{b0}) \cdot \left| \frac{h}{2} - x_{a1} \right| - N_{s2}(\epsilon_1, \epsilon_2, R_{s2}, E_{s2}, \epsilon_{s22}, \epsilon_{b0}) \cdot \left| \frac{h}{2} - x_{a2} \right| \quad (3.19)$$

Таким образом определены все вспомогательные выражения, которые необходимы для решения системы (3.10). Как уже отмечалось выше, входными параметрами Процедуры 1 являются деформация наиболее сжатой грани элемента, эксцентриситет продольной силы относительно оси элемента, а также величины, необходимые для задания диаграмм  $\sigma - \epsilon$  бетона и арматуры: максимальные напряжения в бетоне, начальный модуль упругости бетона, деформации бетона, максимальные напряжения и модуль упругости арматуры. Параметры перечислены в порядке их расположения в выражении (3.20). Состав входных величин

Процедуры 1 приняты исходя из того, что при последующих вычислениях с использованием данной процедуры прочностные и деформационные характеристики материалов будут варьироваться в соответствии со значениями соответствующих векторов псевдослучайных величин.

С учётом описанных выше выражений текст Процедуры 1 выглядит следующим образом:

$$\begin{aligned} & \epsilon_{\text{rez}}(\epsilon_1, e, Rb, Eb, \epsilon b0, \epsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2) := \\ & \left( \begin{array}{l} \epsilon_2 \leftarrow \epsilon b0 \\ n \leftarrow 0 \\ \Delta \epsilon \leftarrow 1.5 \cdot 10^{-3} \\ \delta \leftarrow 5 \\ \Delta \leftarrow 100 \\ \text{while } \delta < |\Delta| \\ \quad \Delta l \leftarrow (N_{\text{BH}}(\epsilon_1, \epsilon_2, Rb, Eb, \epsilon b0, \epsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2) \cdot e - M_{\text{BH}}(\epsilon_1, \epsilon_2, Rb, Eb, \epsilon b0, \epsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2)) \cdot 10 \\ \quad \epsilon_2 \leftarrow \begin{cases} (\epsilon_2 - \Delta \epsilon) & \text{if } \Delta l \geq 0 \\ (\epsilon_2 + \Delta \epsilon) & \text{if } \Delta l < 0 \end{cases} \\ \quad \Delta \epsilon_- \leftarrow \begin{cases} -\Delta \epsilon & \text{if } \Delta l \geq 0 \\ \Delta \epsilon & \text{if } \Delta l < 0 \end{cases} \\ \quad \Delta \epsilon \leftarrow \begin{cases} \Delta \epsilon & \text{if } \Delta \cdot \Delta l \geq 0 \\ (0.5 \cdot \Delta \epsilon) & \text{if } \Delta \cdot \Delta l < 0 \end{cases} \\ \quad \Delta \leftarrow \Delta l \\ \quad n \leftarrow n + 1 \\ \quad \text{break if } n = 100 \\ \left( \begin{array}{l} \epsilon_2 - \Delta \epsilon_- \\ \Delta \\ n \end{array} \right) \end{array} \right. \end{aligned} \quad (3.20)$$

В результате выполнения данной процедуры формируется вектор из трёх элементов. Первый элемент является значением искомой деформации, второй элемент значением ошибки, третий показывает количество выполненных в ходе решения итераций. Второй и третий элементы вектора (невязка решения  $\Delta$  и число итераций  $n$ ) позволяют контролировать корректность проведённых вычислений. Для исключения закливания вычислений организовано прерывание цикла при  $n = 100$ .

## Процедура 2

Используется для своей работы описанную выше Процедуру 1 и предназначена для нахождения максимального значения продольной силы при заданных значениях эксцентриситете продольной силы, а также прочностных и деформационных характеристик материалов. Методом последовательного приближения находится максимум функции  $N = f(\varepsilon_1)$ . Итерации повторяются до тех пор, пока разница результатов текущей и предыдущей итераций не станет меньше заданного значения. В нашем случае это значение принято равным 25 Ньютон, как компромисс между точностью вычислений и количеством итераций, которое влияет на время последующих вычислений с использованием описываемой процедуры. Относительная погрешность определения максимальной продольной силы при этом не превышает 0,05%.

Текст процедуры 2 показан ниже:

$$\begin{aligned}
 & N_{\max}(e, Rb, Eb, \varepsilon b0, \varepsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2) := \\
 := & \left( \begin{array}{l}
 \varepsilon 1 \leftarrow 0.5\varepsilon b0 \\
 \delta\varepsilon \leftarrow \frac{\varepsilon b0}{9} \\
 \delta N \leftarrow 25 \\
 n \leftarrow 0 \\
 \delta N_{\max} \leftarrow 100 \\
 \text{while } \delta N < |\delta N_{\max}| \\
 \quad N_1 \leftarrow N_{\text{BH}}(\varepsilon 1, \varepsilon_{-2\text{rez}}(\varepsilon 1, e, Rb, Eb, \varepsilon b0, \varepsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2)_0, Rb, Eb, \varepsilon b0, \varepsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2) \\
 \quad N_2 \leftarrow N_{\text{BH}}(\varepsilon 1 + \delta\varepsilon, \varepsilon_{-2\text{rez}}(\varepsilon 1 + \delta\varepsilon, e, Rb, Eb, \varepsilon b0, \varepsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2)_0, Rb, Eb, \varepsilon b0, \varepsilon b2, Rs1, Rs2, Es1, Es2) \\
 \quad \delta N_{\max} \leftarrow N_2 - N_1 \\
 \quad \delta\varepsilon \leftarrow \begin{cases} \delta\varepsilon & \text{if } \delta N_{\max} \geq 0 \\ (-0.25 \cdot \delta\varepsilon) & \text{otherwise} \end{cases} \\
 \quad \varepsilon 1 \leftarrow \varepsilon 1 + \delta\varepsilon \\
 \quad n \leftarrow n + 1 \\
 \quad \text{break if } n = 100 \\
 \left( \begin{array}{l} N_2 \\ \delta\varepsilon \\ n \end{array} \right)
 \end{array} \right) \quad (3.21)
 \end{aligned}$$

По аналогии с Процедурой 1 Процедура 2 формирует вектор из трёх элементов. Первый является искомым значением максимальной продольной силы, второй и третий значениями невязки и количеством итераций соответственно.

### Процедура 3.

В ходе данной процедуры на основании векторов псевдослучайных значений прочностных и деформационных характеристик материалов, алгоритм формирования которых описан в пункте 3.2 настоящей работы, создаётся вектор псевдослучайных значений несущей способности, который и является целью всего расчёта. То есть, для каждого набора исходных данных определяется несущая способность с помощью Процедуры 2. Для каждого вычисления запоминается невязка и количество итераций, что позволяет оценить корректность вычислений. Процедура выглядит следующим образом:

$$N_{\max\_var}(\epsilon, R_b, E_b, \epsilon_{b0}, \epsilon_{b2}, R_{s1}, R_{s2}, E_{s1}, E_{s2}) := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0..N - 1 \\ B \leftarrow N_{\max}(\epsilon, R_{b_i}, E_{b_i}, \epsilon_{b0_i}, \epsilon_{b2_i}, R_{s1_i}, R_{s2_i}, E_{s1_i}, E_{s2_i}) \\ A_{i,0} \leftarrow B_0 \\ A_{i,1} \leftarrow B_1 \\ A_{i,2} \leftarrow B_2 \\ A \end{array} \right. \quad (3.22)$$

Пример гистограммы вектора значений продольной силы, полученного в результате работы Процедуры 3 показан на рисунке 3.3. Дополнительно на рисунке показана теоретическая кривая нормального распределения с математическим ожиданием и коэффициентом вариации значений вектора продольной силы. По оси абсцисс откладывается значение продольной силы, а по оси ординат вероятность реализации данного значения. Полученное в результате моделирования распределение несущей способности очень близко к нормальному распределению.

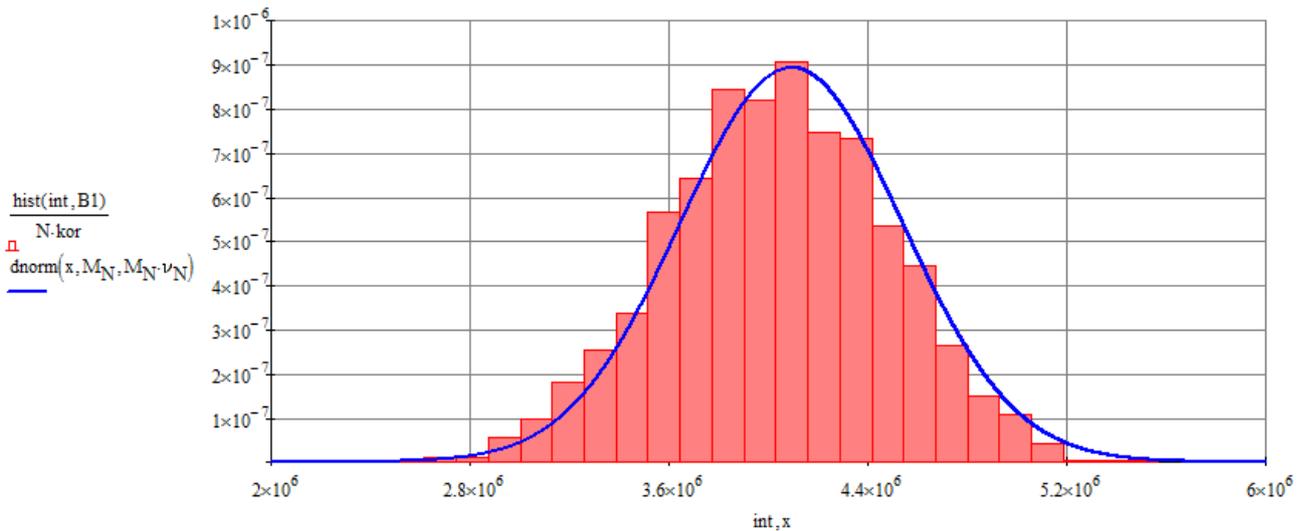


Рисунок 3.3. Гистограмма вектора значений продольной силы и теоретическая кривая нормального распределения

Таким образом, разработанный алгоритм расчёта позволяет при заданных статистических распределениях прочностных и деформационных характеристик материалов получить статистическое распределение несущей способности при внецентренном сжатии по нормальному сечению железобетонного элемента. Так как распределение несущей способности близко к нормальному, то для его анализа достаточно двух характеристик: среднего значения и коэффициента вариации.

Учёт гибкости колонны при определении её несущей способности осуществляется по методике, изложенной в пунктах 8.1.14...8.1.15 СП 63.13330.2018 [107]. Так как результатом расчёта по описанному выше алгоритму является значение продольной силы, воспринимаемое нормальным сечением внецентренно сжатого железобетонного элемента, которое эквивалентно правой части выражения (8.10) [107], а эксцентриситет продольной силы принимался относительно продольной оси элемента, то выражение (8.10) с учётом (8.11) [107] можно записать в следующем виде:

$$N_{\text{нс}} \cdot e_0 = N \cdot e_0 \cdot \eta(N) \quad (3.23)$$

В выражении (3.23)  $N_{\text{нс}}$  – несущая способность по нормальному сечению без учёта гибкости полученная в результате работы Процедуры 2,  $e_0$  – эксцентриситет

продольной силы относительно продольной оси элемента,  $N$  – несущая способность с учётом гибкости,  $\eta$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по выражению (8.14) СП [107]. С учётом фиксированного значения эксцентриситета можно записать:

$$N = N_{nc} / \eta(N) \quad (3.24)$$

При этом значение коэффициента продольного изгиба является функцией искомой продольной силы. Исходя из приведённых соображений в среде Mathcad составлен алгоритм вычисления максимальной продольной силы с учётом гибкости. Далее в обозначениях, принятых в среде Mathcad приведены расчётные формулы этого алгоритма. Вычисления проводятся для всех элементов вектора максимальной продольной силы, полученного в результате работы Процедуры 3 или единичного результата работы Процедуры 2. Исходными данными являются: результат расчёта несущей способности без учёта гибкости и значение расчётной длины.

Коэффициент жёсткости бетона:

$$K_b(e) := \frac{0.15}{\phi_1 \cdot (0.3 + \delta_e(e))}$$

$$\delta_e(e) := \begin{cases} \frac{e}{h} & \text{if } \frac{e}{h} \geq 0.15 \wedge \frac{e}{h} \leq 1.5 \\ 0.15 & \text{if } \frac{e}{h} < 0.15 \\ 1.5 & \text{if } \frac{e}{h} > 1.5 \end{cases} \quad (3.25)$$

Моменты инерции бетона и арматуры:

$$I_b := \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_{s1} := \left( \frac{h - a}{2} \right)^2 \cdot A_{s1}$$

$$I_{s2} := \left( \frac{h - a}{2} \right)^2 \cdot A_{s2} \quad (3.26)$$

Жёсткость сечения:

$$D(e, E_b, E_{s1}, E_{s2}) := K_b(e) \cdot E_b \cdot I_b + K_s \cdot E_{s1} \cdot I_{s1} + K_s \cdot E_{s2} \cdot I_{s2} \quad (3.27)$$

Критическая сила:

$$N_{cr}(e, E_b, E_{s1}, E_{s2}, l_0) := \frac{\pi^2 \cdot D(e, E_b, E_{s1}, E_{s2})}{l_0^2} \quad (3.28)$$

Элемент вектора продольной силы с учётом гибкости:

$$N_{rez_i} := \frac{N_{cr}(e, E_{b_i}, E_{s1_i}, E_{s2_i}, l_0) \cdot N_i}{N_{cr}(e, E_{b_i}, E_{s1_i}, E_{s2_i}, l_0) + N_i} \quad (3.29)$$

Результатом работы описанного выше алгоритма является вектор значений продольной силы с учётом гибкости. Гистограмма одного из полученных векторов приведена на рисунке 3.4. Пунктиром на рисунке показано исходное распределение максимальной продольной силы без учёта гибкости. Математическое ожидание вектора значений продольной силы с учётом гибкости по сравнению со средним значением исходного распределения продольной силы уменьшилось. Так же несколько уменьшился и коэффициент вариации этой случайной величины, что связано с влиянием коэффициента вариации модуля упругости арматуры, значение которого меньше значений коэффициентов вариации прочностных и деформационных характеристик бетона.

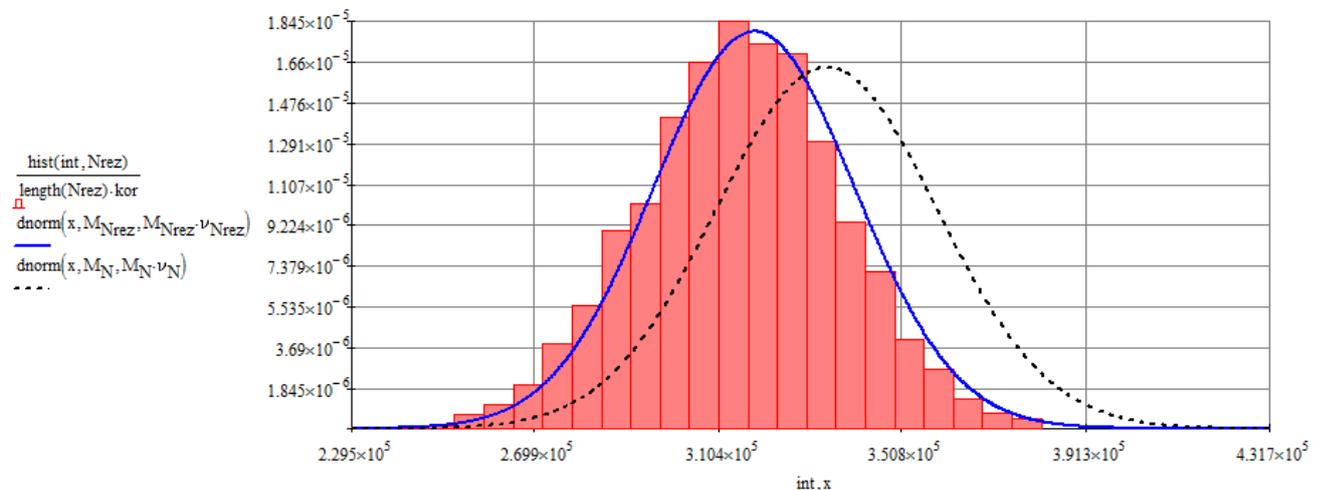


Рисунок 3.4. Гистограмма вектора значений продольной силы с учётом гибкости

### 3.4 Анализ результатов расчёта

По изложенной выше методике проведены расчёты для относительного эксцентриситета продольной силы ( $e_0/h_0$ ) в диапазоне 0,03...4,00 до и после ЦЗО. Величина процента армирования принималась равной 0,25%, 0,50%, 1,00% 2,00% и 3,00%. Для каждого полученного распределения максимальной продольной силы определено среднее значение и коэффициент вариации. Если среднее значение несущей способности (продольной силы  $N$ ) ожидаемо уменьшается с ростом эксцентриситета, то динамика коэффициента вариации несущей способности имеет определённые особенности. Графики зависимости коэффициента вариации от относительного эксцентриситета продольной силы ( $e_0/h_0$ ) для исследованных элементов до ЦЗО показаны на рисунках 3.5...3.8. Для большей наглядности приведены значения при  $\mu = 0,25\%$  и  $\mu = 3,00\%$ , кривые для промежуточных значений процента армирования находятся между приведёнными зависимостями. Так же, для облегчения анализа, на графиках приведены кривые зависимостей высоты сжатой зоны бетона  $\xi = x_{факт}/h_0$  и относительных напряжений арматуры ( $\sigma_{sc}/R_s$  и  $\sigma_s/R_s$ ), которые определены исходя из расчётных значений прочностных и деформационных характеристик материалов. Фактическая высота сжатой зоны  $x_{факт}$  определённая как расстояние от сжатой (более сжатой) грани до точки, в которой деформации меняют знак. В случае, когда обе грани сжаты,  $\xi = 1$ . Ось значений относительной высоты сжатой зоны бетона и относительных напряжений в арматуре расположена слева, а ось значений коэффициента вариации справа. Характер изменения относительной высоты сжатой зоны бетона и относительных напряжений в арматуре для рассматриваемых сечений элемента и процентов армирования после ЦЗО принципиально не изменяется, поэтому на рисунках 3.9...3.12 приведены зависимости коэффициента вариации несущей способности для сечений 40x40 см и 80x40 см соответственно без графиков, характеризующих работу элемента по нормальному сечению ( $\xi, \sigma_{sc}/R_s$  и  $\sigma_s/R_s$ ) после ЦЗО.

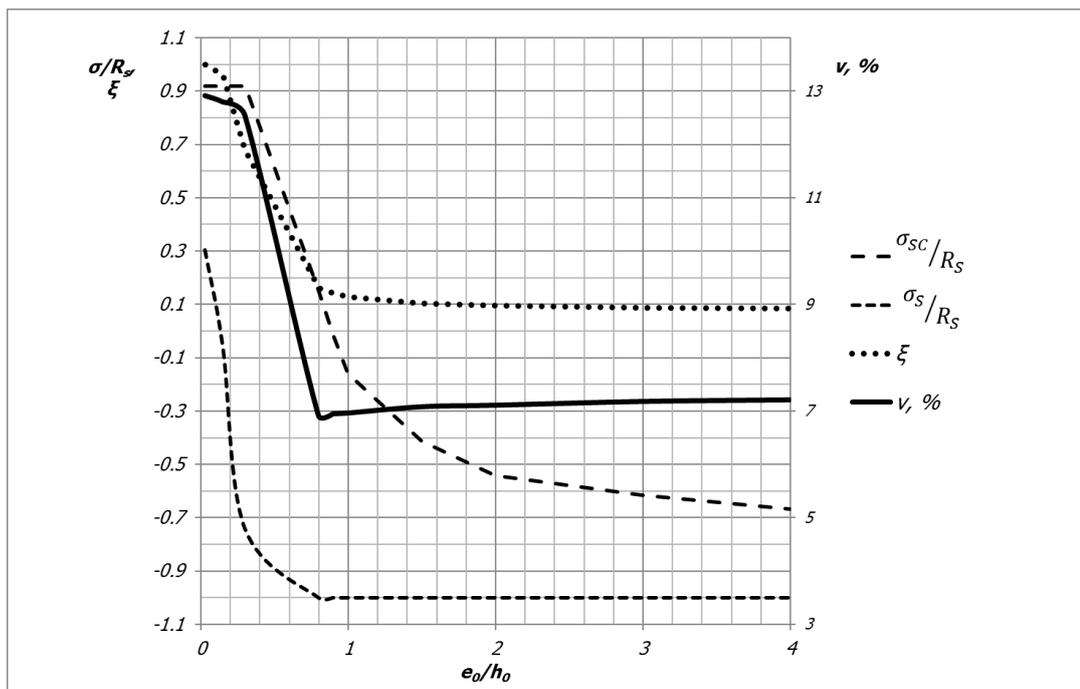


Рисунок 3.5. Зависимость относительной высоты сжатой зоны, относительных напряжений в арматуре и коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 40x40 см и  $\mu = 0,25\%$  до ЦЗО

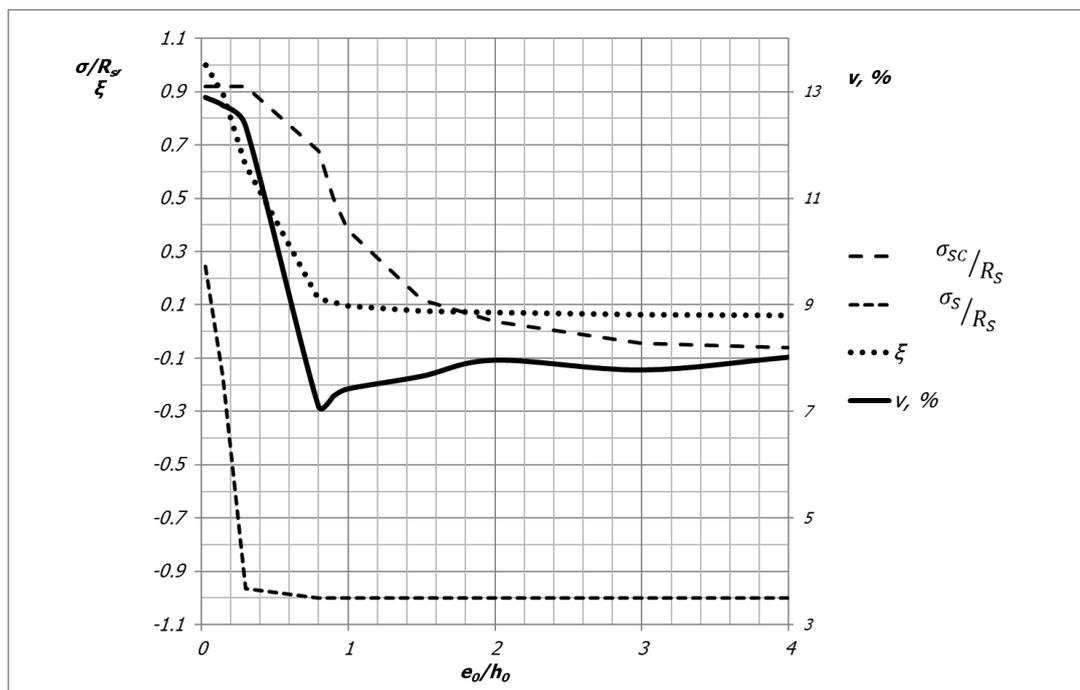


Рисунок 3.6. Зависимость относительной высоты сжатой зоны, относительных напряжений в арматуре и коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 80x40 см и  $\mu = 0,25\%$  до ЦЗО

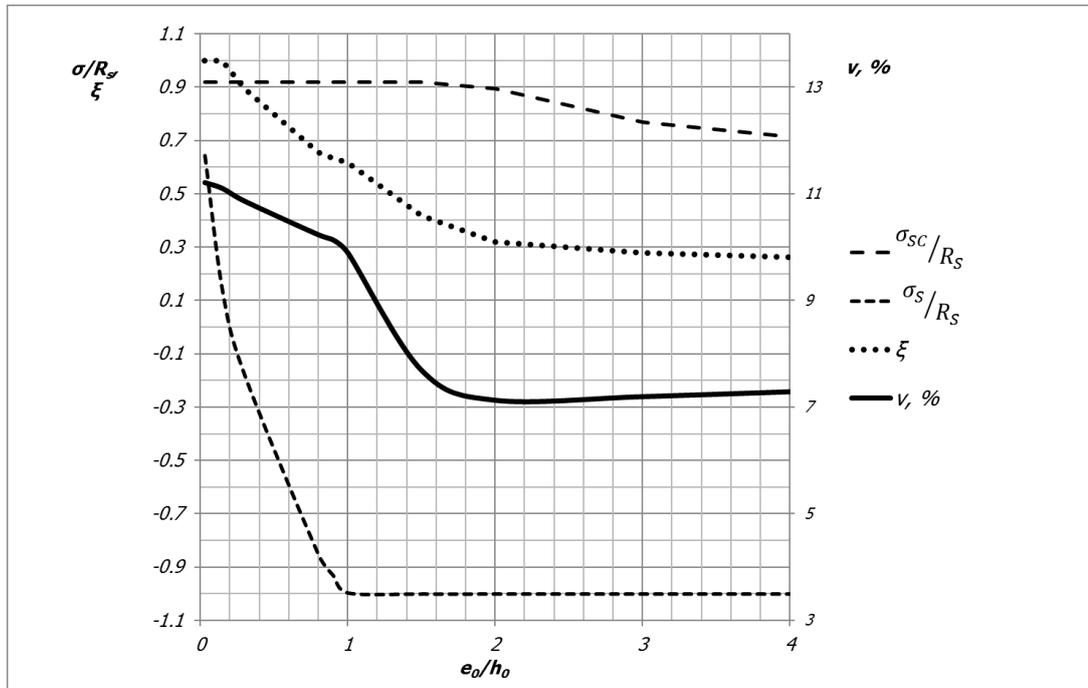


Рисунок 3.7. Зависимость относительной высоты сжатой зоны, относительных напряжений в арматуре и коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 40x40 см и  $\mu = 3,00\%$  до ЦЗО.

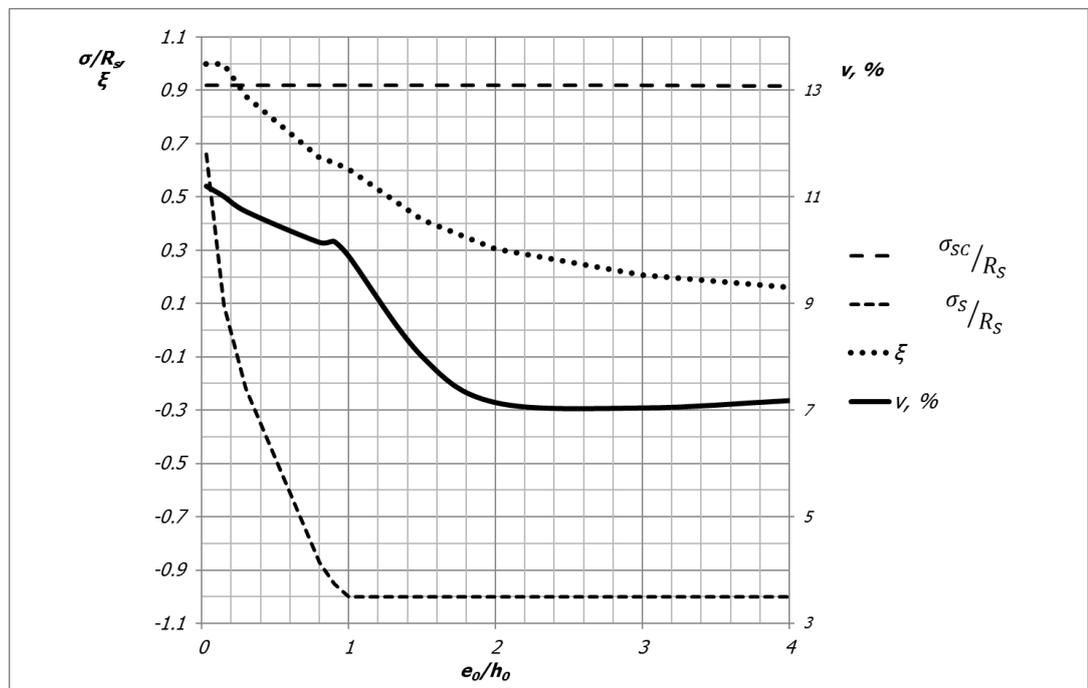


Рисунок 3.8. Зависимость относительной высоты сжатой зоны, относительных напряжений в арматуре и коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 80x40 см и  $\mu = 3,00\%$  до ЦЗО

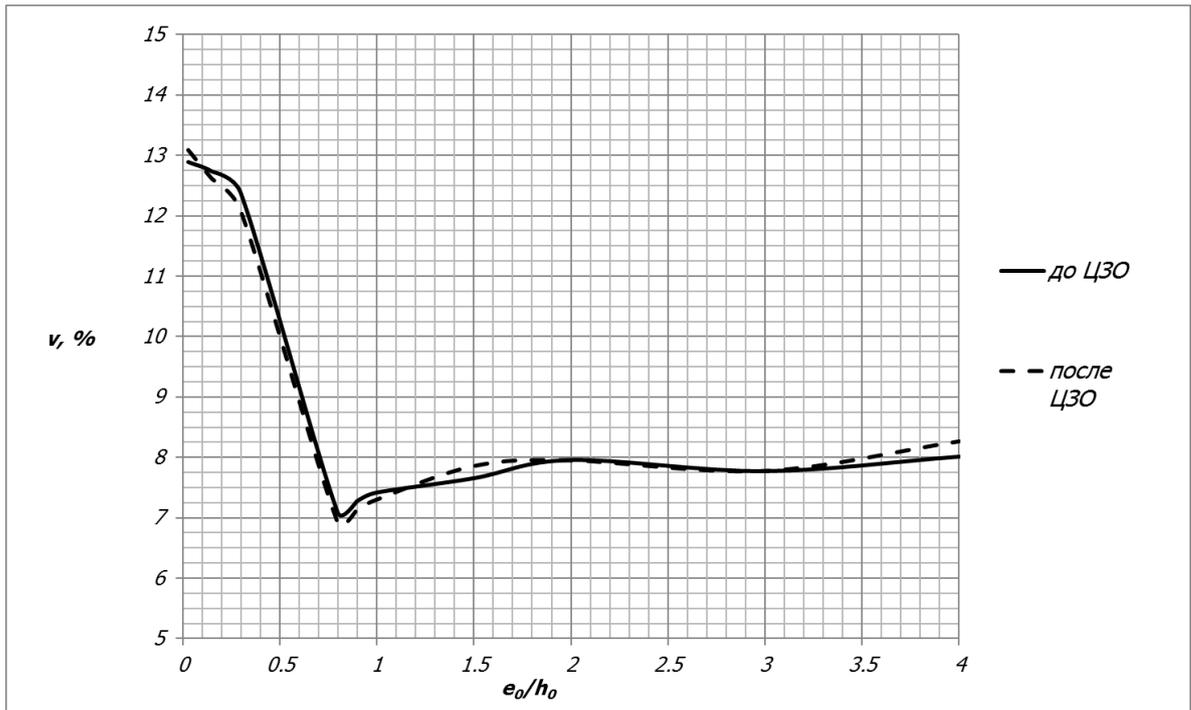


Рисунок 3.9. Зависимость коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 80x40 см и  $\mu = 0,25\%$  до ЦЗО и после ЦЗО

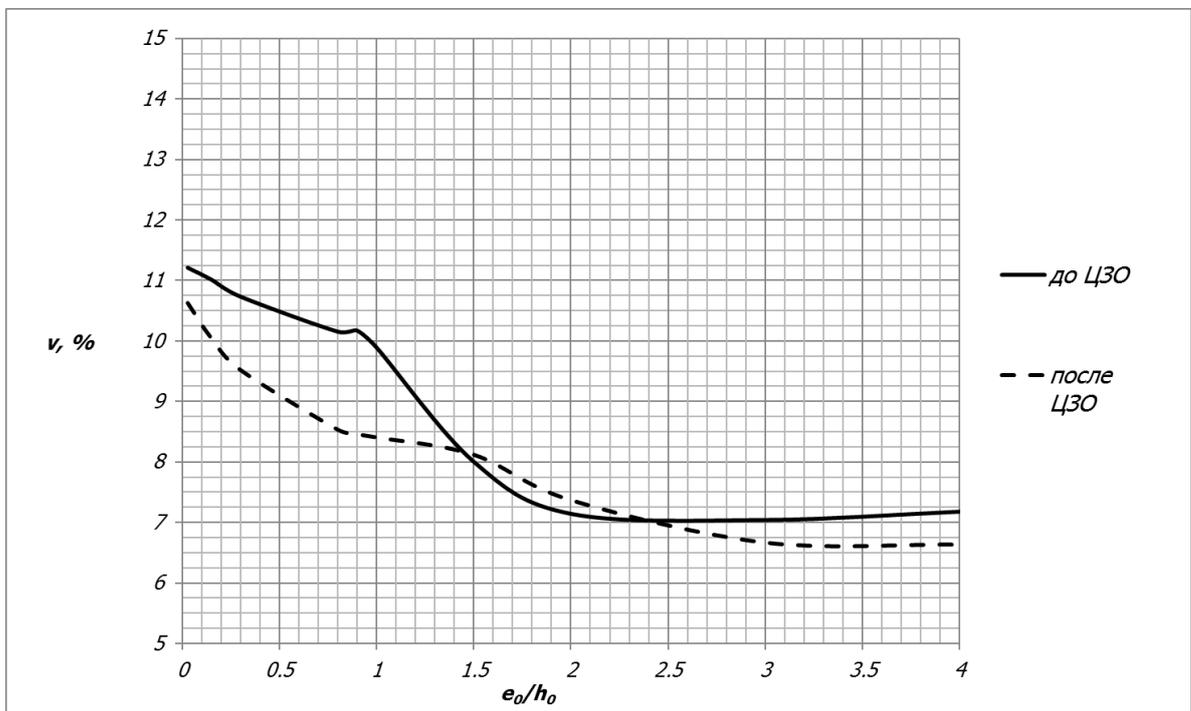


Рисунок 3.10. Зависимость коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 80x40 см и  $\mu = 3,00\%$  до ЦЗО и после ЦЗО

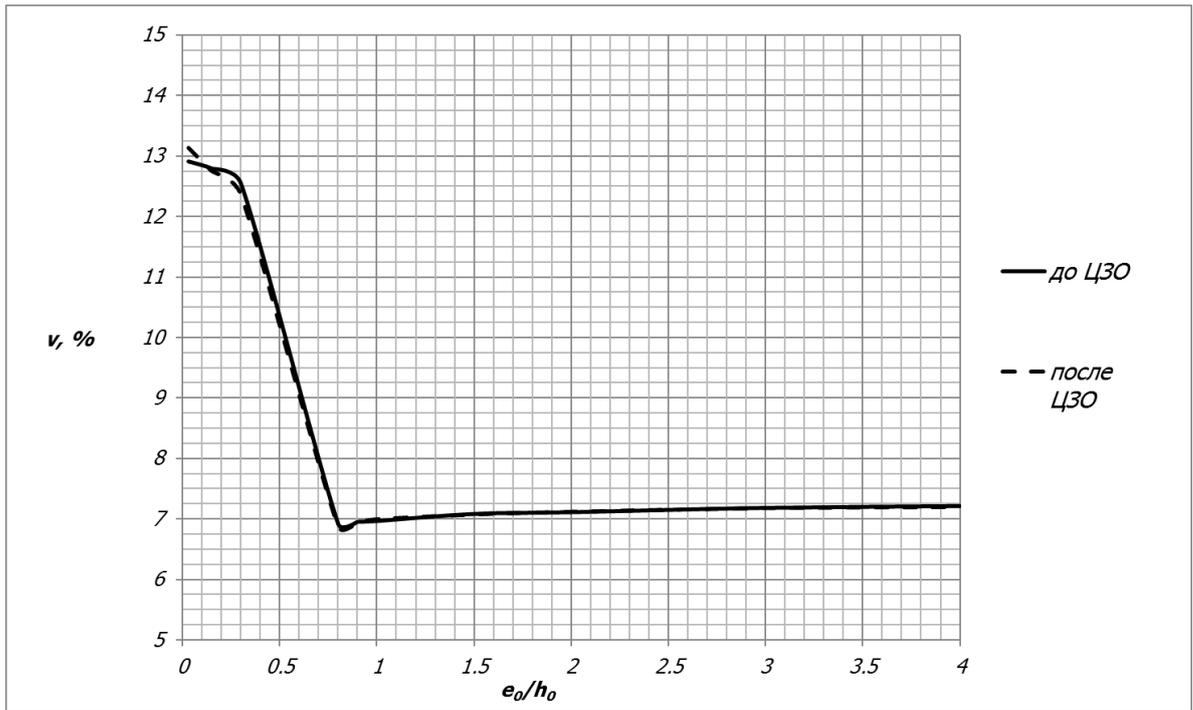


Рисунок 3.11. Зависимость коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 40x40 см и  $\mu = 0,25\%$  до ЦЗО и после ЦЗО

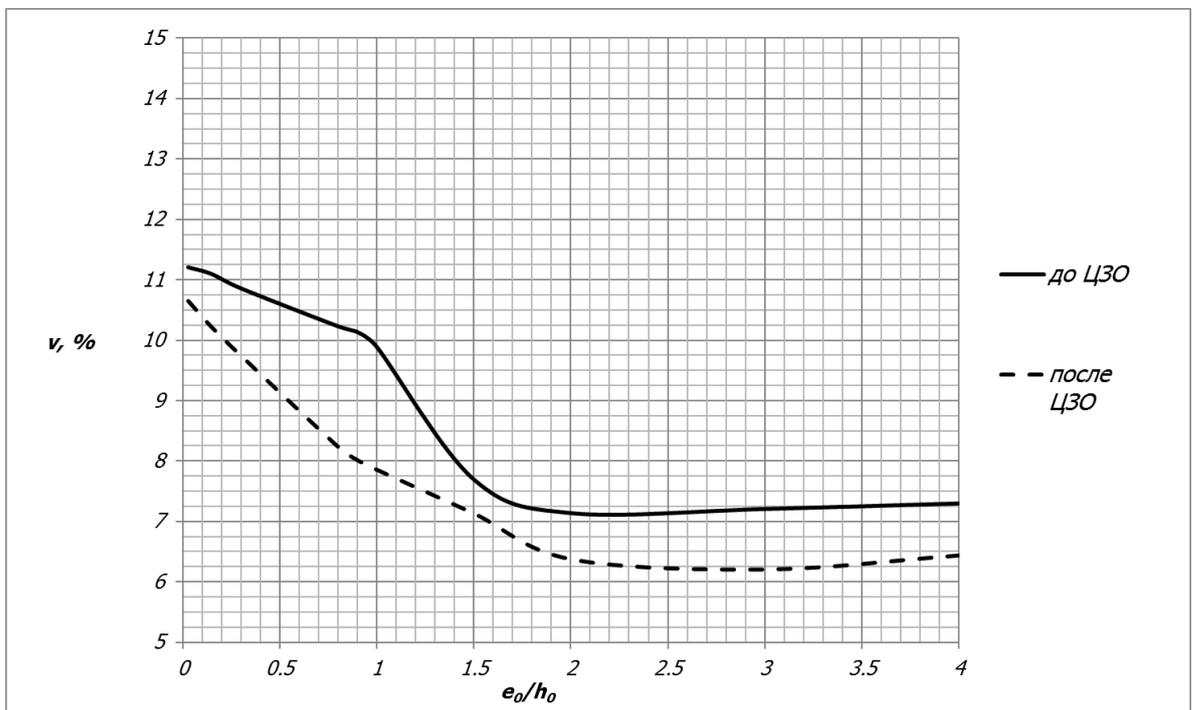


Рисунок 3.12. Зависимость коэффициента вариации продольной силы  $\nu$  от её относительного эксцентриситета при сечении колонны 40x40 см и  $\mu = 3,00\%$  до ЦЗО и после ЦЗО

Как хорошо заметно по графикам, показанным на рисунках 3.5...3.8, величина коэффициента вариации несущей способности зависит от высоты сжатой зоны бетона и величины напряжений в сжатой арматуре. На графиках ясно прослеживаются две зоны: в области малых эксцентриситетов, где несущая способность обеспечивается в большей степени за счёт бетона, значение коэффициента вариации несущей способности максимально, а с ростом эксцентриситета и увеличением растягивающих напряжений в арматуре коэффициент вариации резко снижается. Увеличение количества продольной арматуры приводит к снижению влияния эксцентриситета на значение коэффициента вариации, уменьшению максимального значения коэффициента вариации и расширению зоны эксцентриситета с его повышенным значением. При этом общий характер этой зависимости не меняется. По данным графикам можно оценить диапазон эксцентриситета, при котором использование внецентренно сжатого элемента будет наиболее эффективно с точки зрения его несущей способности по нормальному сечению. В качестве критерия эффективной работы железобетонного элемента по нормальному сечению используется значение относительной высоты сжатой зоны и значение напряжения в сжатой арматуре.

При малом проценте армирования ( $\mu = 0,25\%$ ) область эффективной работы ограничена сверху значением относительного эксцентриситета  $e/h_0 \approx 0,6$  для размера сечения  $40 \times 40$  см (рисунок 3.5). При дальнейшем увеличении эксцентриситета резко снижается относительная высота сжатой зоны, а ранее сжатая арматура становится растянутой. Соответственно, существенно уменьшается и несущая способность (максимальная продольная сила  $N$ ). С увеличением высоты сечения до 80 см граница области эффективной работы смещается несколько выше до  $e/h_0 \approx 0,8$  (рисунок 3.6). Значение коэффициента вариации несущей способности в указанном диапазоне эксцентриситетов продольной силы максимально и составляет 10...13%. С точки зрения принятой в нормах терминологии данный диапазон эксцентриситетов относится к малым, так как напряжения в растянутой (менее сжатой арматуре) не достигают расчётных сопротивлений при растяжении.

При большом проценте армирования ( $\mu = 3,00\%$ ) область эффективной работы железобетонного элемента увеличивается до  $e/h_0 \approx 3 \dots 4$  и включает в себя как область малых, так и область больших эксцентриситетов (рисунки 3.7 и 3.8). Границе областей малых и больших эксцентриситетов соответствует значение относительного эксцентриситета  $e/h_0 \approx 1$ . При переходе этой границы значение коэффициента вариации несущей способности резко меняется. Воздействие ЦЗО приводит к некоторому снижению коэффициента вариации несущей способности, но также не изменяет общего характера этой зависимости, что видно по графикам, показанным на рисунках 3.9...3.12.

Объяснить столь резкое отличие значений коэффициента вариации несущей способности можно объяснить следующим образом: Железобетон является композитным материалом, прочность которого зависит от прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры. Исходя из особенностей данных материалов, коэффициенты вариации их прочностных и деформационных характеристик существенно отличаются. При формировании исходных данных для вероятностного расчёта значения коэффициентов вариации прочности стали и бетона приняты равными 8% и 13,5% соответственно, то есть, различаются в 1,7 раза. Изменчивость деформационных характеристик материалов схожа с изменчивостью их прочностных характеристик (смотри пункт 3.2. настоящей работы). При малых эксцентриситетах несущая способность железобетонного элемента по нормальному сечению обеспечивается за счёт сжатого бетона и сжатой арматуры. Максимальные напряжения в сжатой арматуре ограничиваются предельными деформациями сжатия бетона, значения которых имеют корреляционную связь со значениями прочности бетона. Исходя из этого, значения коэффициента вариации несущей способности при малых эксцентриситетах продольной силы максимальны. С ростом количества продольной арматуры значения коэффициента вариации несущей способности уменьшается, так как влияние на неё характеристик бетона снижается. При больших эксцентриситетах уменьшается высота сжатой зоны бетона и увеличивается вклад растянутой арматуры в общую несущую способность. С учётом соотношения изменчивости

прочности и деформативности данных материалов снижается коэффициент вариации несущей способности. За счёт одновременного влияния на несущую способность нескольких случайных величин значение коэффициента вариации несущей способности всегда несколько меньше значений коэффициентов вариации исходных величин. Так, в области малых эксцентриситетов значение коэффициента вариации несущей способности меньше значения коэффициента вариации прочности бетона, но больше значения коэффициента вариации прочности арматуры. При больших эксцентриситетах значение коэффициента вариации несущей способности несколько меньше коэффициента вариации прочности арматуры.

Исходя из среднего значения несущей способности и коэффициента вариации определено значение расчётной несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента с обеспеченностью 0,9986 (среднее значение, уменьшенное на три стандарта). На рисунке 3.13 показан график отношения расчётной несущей способности после ЦЗО ( $N_{цзо}$ ) к соответствующей величине до ЦЗО ( $N$ ) в зависимости от эксцентриситета продольной силы и процента продольного армирования без учёта влияния продольной гибкости.

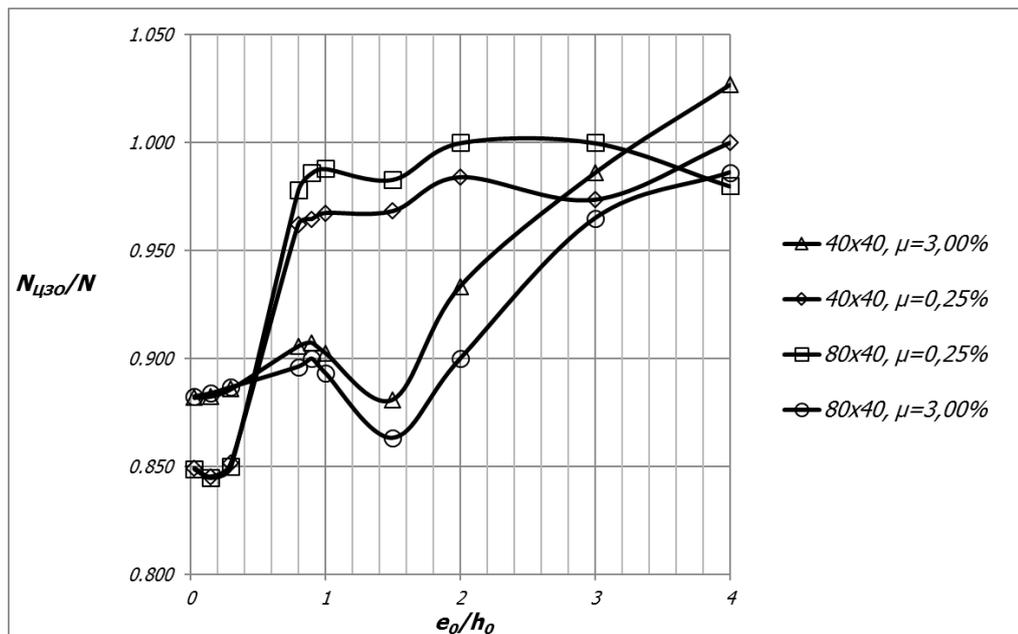


Рисунок 3.13. Изменение расчётной несущей способности при внецентренном сжатии в зависимости от относительного эксцентриситета и процента продольного армирования без учёта гибкости

При  $\mu = 0,25\%$  воздействие ЦЗО на несущую способность максимально в области малых эксцентриситетов (снижение несущей способности до 15%) для обоих рассмотренных размеров сечений. В области больших эксцентриситетов воздействие ЦЗО можно считать не существенным, однако, как было показано ранее, эффективная работа железобетонного элемента при таких процентах армирования возможна только при малых эксцентриситетах продольной силы. Соответственно, практического значения рассмотрение работы железобетонных элементов при малых процентах армирования в области больших эксцентриситетов не имеет.

При  $\mu = 3,00\%$  характер воздействия ЦЗО на несущую способность так же зависит от эксцентриситета продольной силы. Наибольшее снижение несущей способности наблюдается так же в области малых эксцентриситетов, а увеличение высоты поперечного сечения приводит к усилению воздействия ЦЗО. Объяснить этот факт можно тем, что при малых эксцентриситетах продольной силы несущая способность формируется в большей степени за счёт сжатой зоны бетона прочностные и деформационные характеристики которого снижаются при воздействии ЦЗО. С увеличением эксцентриситета продольной силы высота сжатой зоны бетона уменьшается, соответственно, снижается его вклад в несущую способность. Увеличение количества продольной арматуры способствует некоторому снижению влияния ЦЗО на несущую способность при внецентренном сжатии по нормальному сечению при малых эксцентриситетах.

Наибольший практический интерес представляет влияние ЦЗО на несущую способность при внецентренном сжатии с учётом гибкости. На рисунках 3.14...3.17 показаны результаты расчётов для рассмотренных ранее вариантов поперечного сечения и армирования (рисунок 3.13) при значениях расчётной длины  $l_0 = 3\text{ м}$  и  $l_0 = 6\text{ м}$ . Данные величины расчётных длин приняты исходя из диапазона наиболее часто встречающихся значений для железобетонных колонн рассматриваемых сечений.

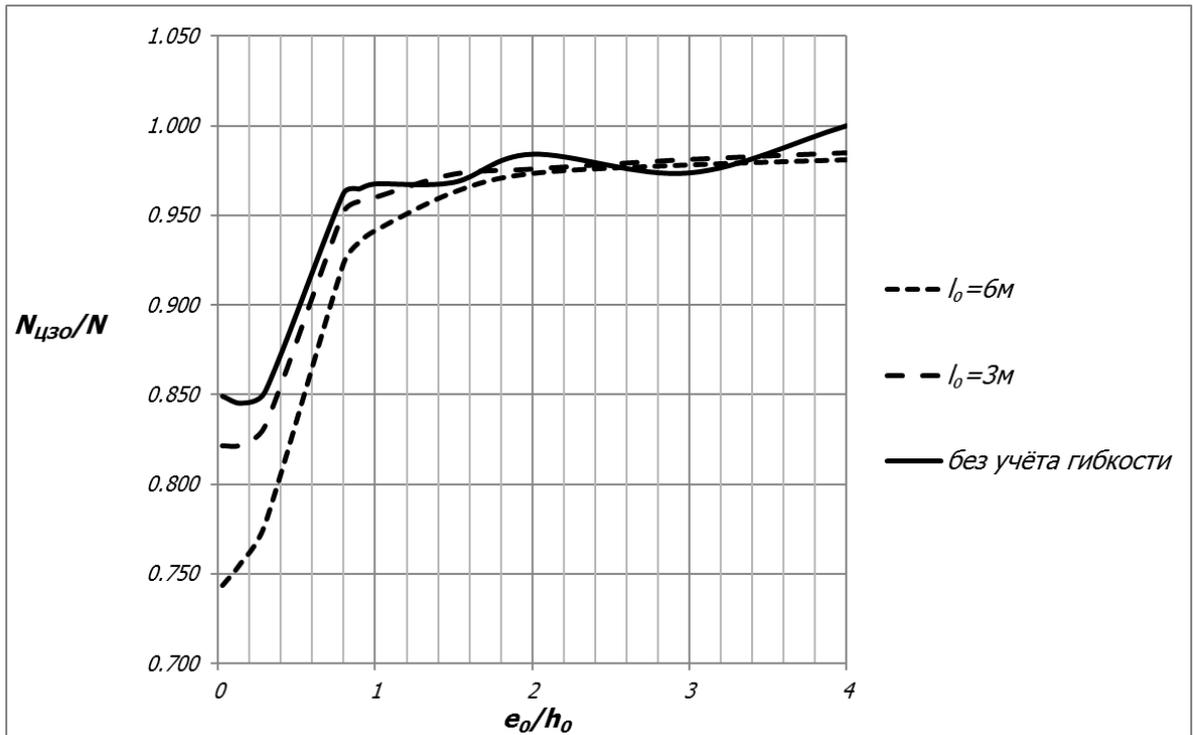


Рисунок 3.14. Изменение расчётной несущей способности в результате ЦЗО при внецентренном сжатии в зависимости от относительного эксцентриситета с учётом гибкости для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 0,25\%$

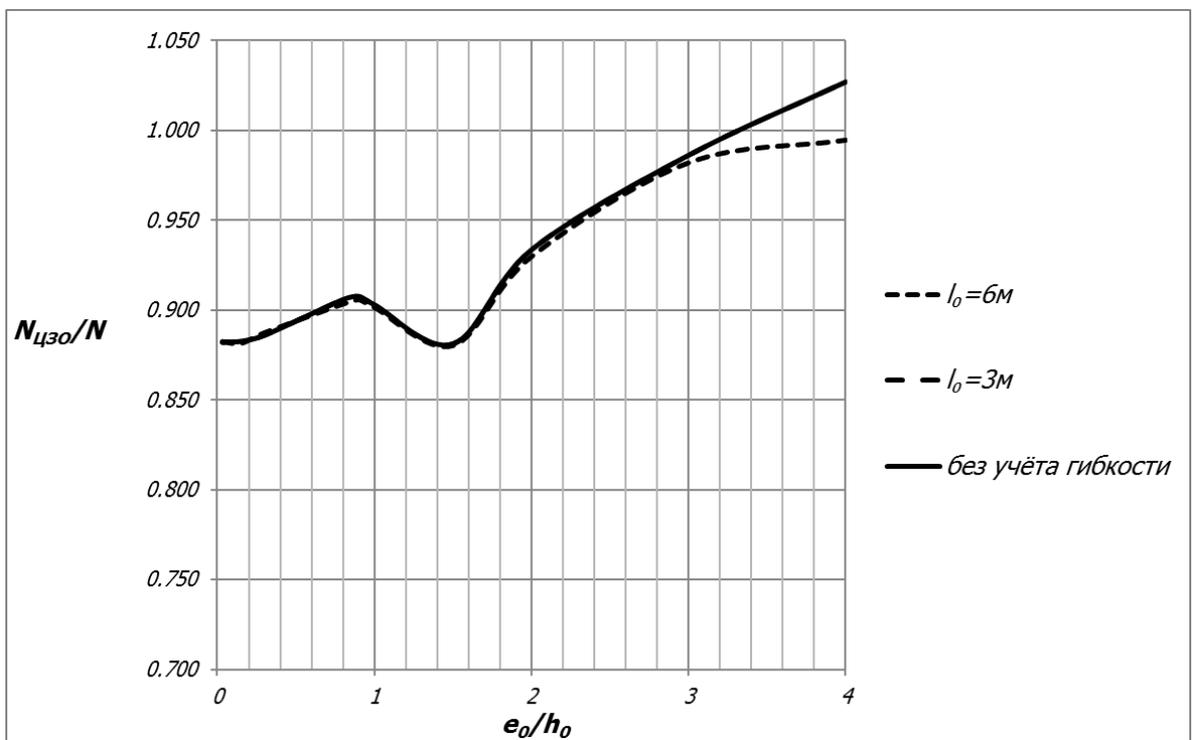


Рисунок 3.15. Изменение расчётной несущей способности в результате ЦЗО при внецентренном сжатии в зависимости от относительного эксцентриситета с учётом гибкости для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 3,00\%$

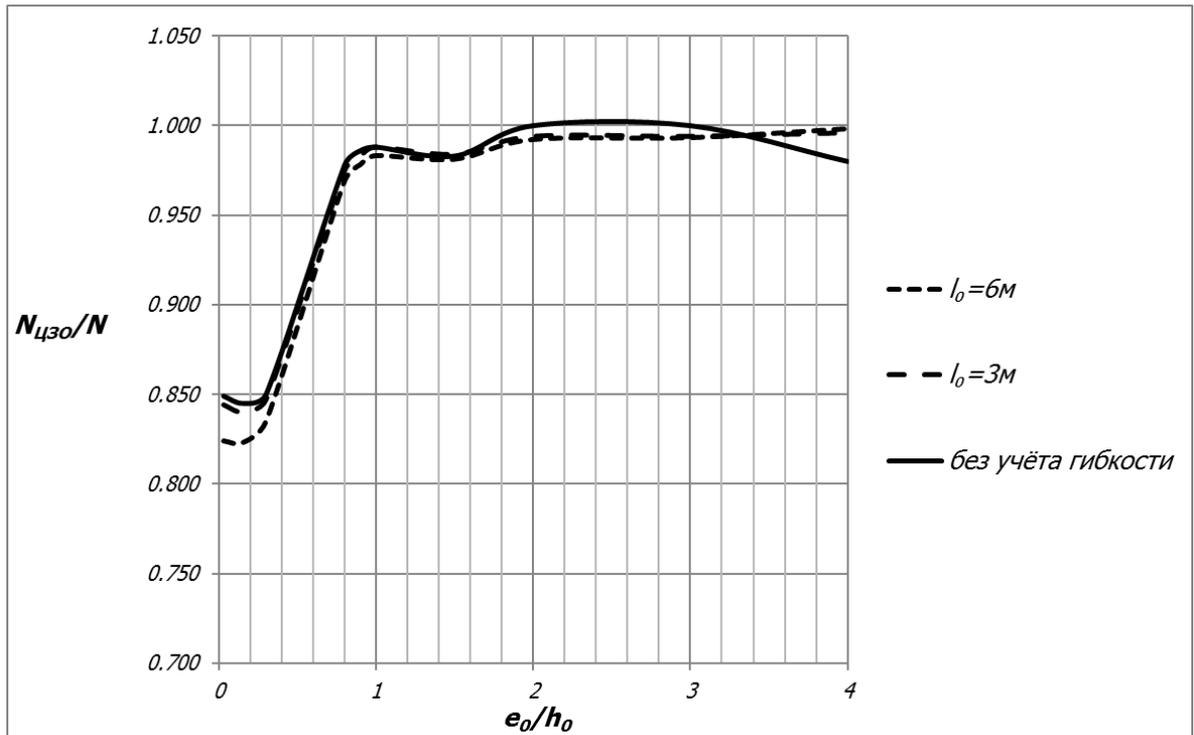


Рисунок 3.16. Изменение расчётной несущей способности в результате ЦЗО при внецентренном сжатии в зависимости от относительного эксцентриситета с учётом гибкости для элемента сечением 80x40 см при  $\mu = 0,25\%$

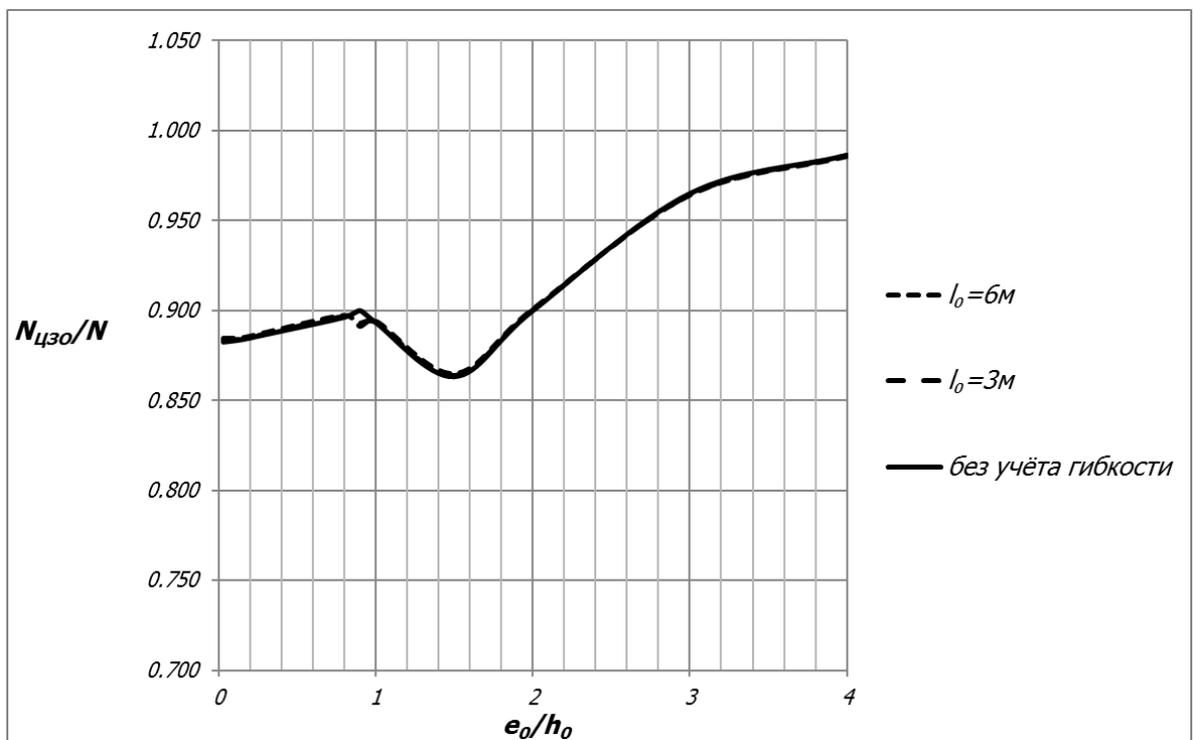


Рисунок 3.17. Изменение расчётной несущей способности в результате ЦЗО при внецентренном сжатии в зависимости от относительного эксцентриситета с учётом гибкости для элемента сечением 80x40 см при  $\mu = 3,00\%$

Наиболее заметно влияние гибкости на воздействие ЦЗО проявляется при малом проценте армирования для колонны 40x40см. Снижение несущей способности составляет 17% и 26% при  $l_0 = 3\text{м}$  и  $l_0 = 6\text{м}$  соответственно. Собственно, за счёт гибкости снижение составило 2% и 11%. В данном случае проявляется влияние снижения модуля упругости бетона при ЦЗО на гибкость колонны. Для колонны 80x40 см при  $\mu = 0,25\%$  и  $l_0 = 6\text{м}$  снижение несущей способности за счёт гибкости менее заметно и равно 2...3%. При  $l_0 = 3\text{м}$  несущая способность уменьшилась примерно на 1...1,5%. Увеличение армирования приводит к снижению влияния модуля упругости бетона на общую жёсткость сечения элемента. Поэтому воздействие ЦЗО на модуль упругости бетона практически не влияет на несущую способность. Кривые для различных значений расчётных длин на рисунках 3.15 и 3.17 практически совпадают.

Следовательно, влияние гибкости на снижение несущей способности при ЦЗО проявляется в случае малых жёсткостей поперечного сечения внецентренно сжатого железобетонного элемента (квадратное сечение и малый процент армирования). При увеличении армирования и высоты сечения воздействие ЦЗО на гибкость при рассмотренных расчётных длинах становится не существенным.

Как уже отмечалось выше, воздействие ЦЗО приводит к снижению значений прочностных и деформационных характеристик бетона и, соответственно, уменьшению вклада бетона в общую несущую способность по нормальному сечению при внецентренном сжатии. Это приводит к уменьшению коэффициента вариации несущей способности. Снижение значений прочностных и деформационных характеристик бетона аналогично уменьшению класса бетона по прочности. Таким образом можно утверждать, что увеличение класса бетона будет приводить к росту значения коэффициента вариации несущей способности при внецентренном сжатии. Исходя из выражения (2.2) значение случайной величины  $s$  заданной обеспеченностью находится в зависимости от значения её коэффициента вариации. Следовательно, величина коэффициента вариации несущей способности будет влиять на обеспеченность результатов расчётов на прочность, а в конечном итоге на надёжность конструкции.

Для практических расчётов железобетонных внецентренно сжатых элементов на прочность по нормальному сечению представляет интерес оценка обеспеченности результатов детерминированных расчётов, проведённых в соответствии с действующими нормативными документами. Характеристикой обеспеченности результатов расчётов служит коэффициент обеспеченности, равный отношению несущей способности, определённой с помощью детерминированного расчёта, к несущей способности с заданной обеспеченностью, рассчитанной вероятностным методом. В качестве базовой несущей способности принимается несущая способность с обеспеченностью 0,9986 (99,86%), что соответствует обеспеченности расчётных сопротивлений бетона и арматуры. Данная величина определяется по формуле (2.2) исходя из среднего значения и соответствующего ему коэффициента вариации несущей способности. При детерминированном расчёте используются методика, описанная в пункте 3.3 настоящей работы за исключением Процедуры 3. В качестве исходных данных для формирования расчётной диаграммы бетона прочностные и деформационные характеристики бетона принимаются в соответствии с нормами для соответствующего класса бетона. Для бетона после ЦЗО расчётное сопротивление бетона (14,6 МПа) получено по формуле (2.2) исходя из среднего значения прочности и коэффициента вариации прочности после ЦЗО. Результаты расчёта коэффициента обеспеченности приведены на рисунках 3.18...3.25. Для большей наглядности показаны графики только для минимального и максимального значений процента армирования. Остальные зависимости имеют аналогичную форму и находятся между показанными на рисунках кривыми.

Как и следовало ожидать, в области малых эксцентриситетов коэффициент обеспеченности имеет значение меньше единицы. То есть, использование расчётных характеристик бетона в соответствии с нормами приводит к снижению обеспеченности несущей способности при малых эксцентриситетах ниже граничного значения 0,9986, равного обеспеченности расчётных сопротивлений бетона и арматуры. До ЦЗО при  $\mu = 0.25\%$  это снижение не существенно и не

превышает 4% для  $l_0 = 3\text{м}$ . При  $l_0 = 6\text{м}$  снижение обеспеченности составляет 6%. С увеличением количества продольной арматуры обеспеченность несущей способности уменьшается в большей степени и при  $\mu = 3.00\%$  достигает 12%. Вероятнее всего это вызвано ростом влияния сжатой арматуры на общую несущую способность. При этом изменчивость максимальных напряжений в сжатой арматуре в основном определяется изменчивостью предельных деформаций бетона. С увеличением эксцентриситета значение коэффициента обеспеченности увеличивается и становится близким к единице. При больших эксцентриситетах при всех рассмотренных процентах армирования обеспеченность детерминированного расчёта превышает граничную (соответствующую обеспеченности расчётных сопротивлений бетона и арматуры) примерно на 1...4%. То есть, в области больших эксцентриситетов имеется некоторый запас несущей способности.

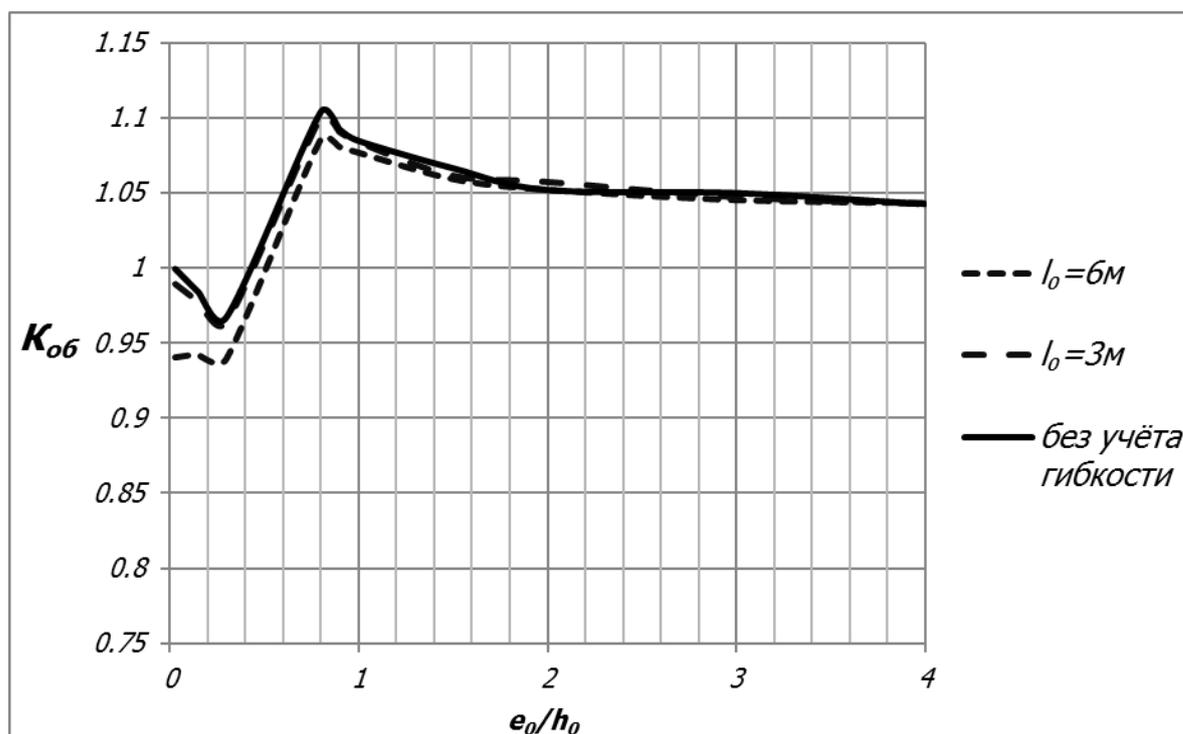


Рисунок 3.18. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета до ЦЗО для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 0,25\%$

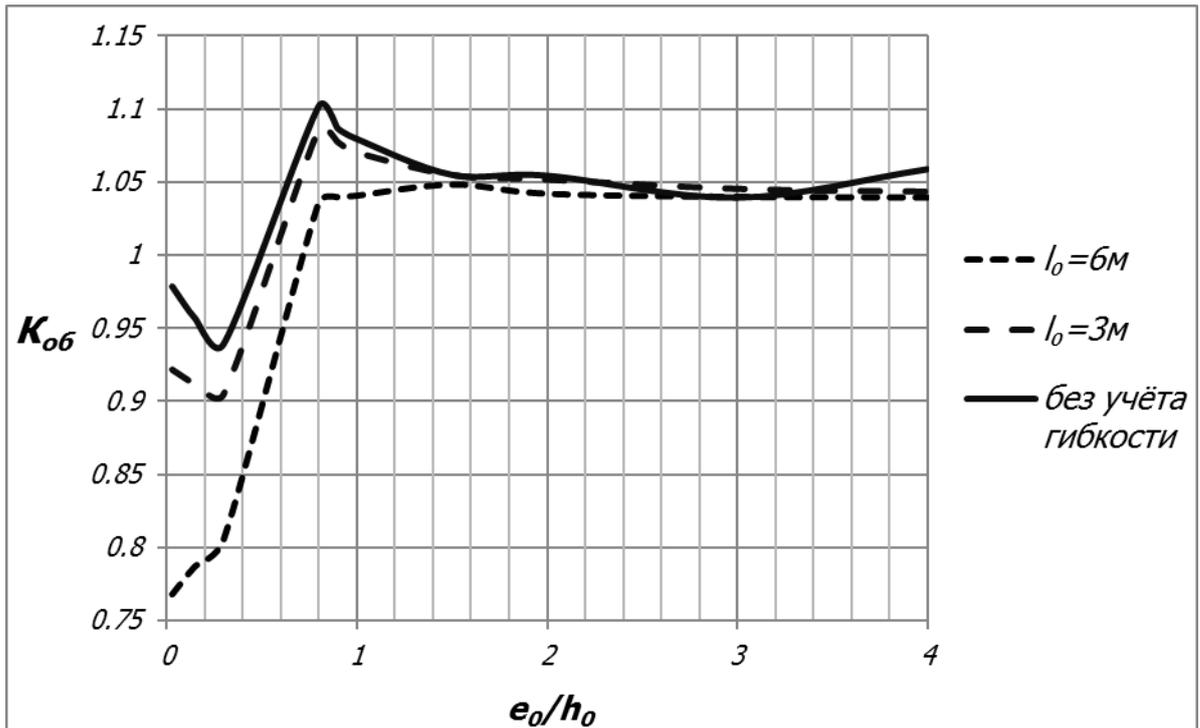


Рисунок 3.19. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета после ЦЗО для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 0,25\%$

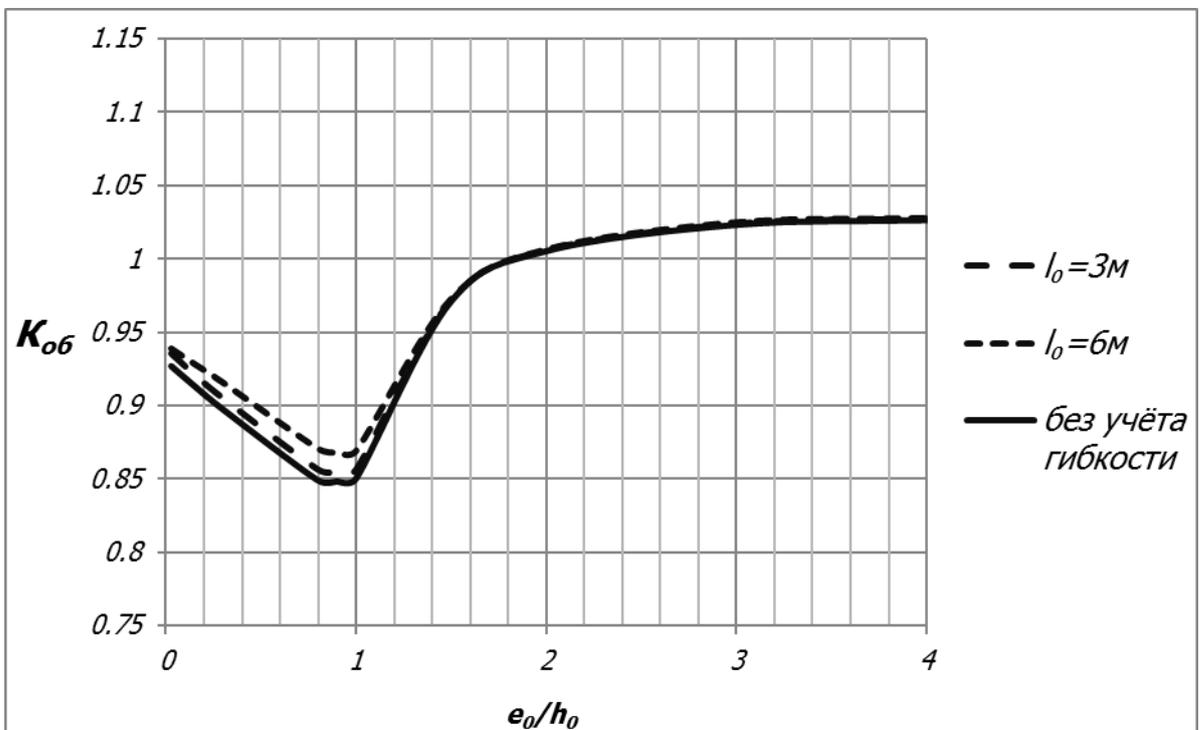


Рисунок 3.20. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета до ЦЗО для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 3,00\%$

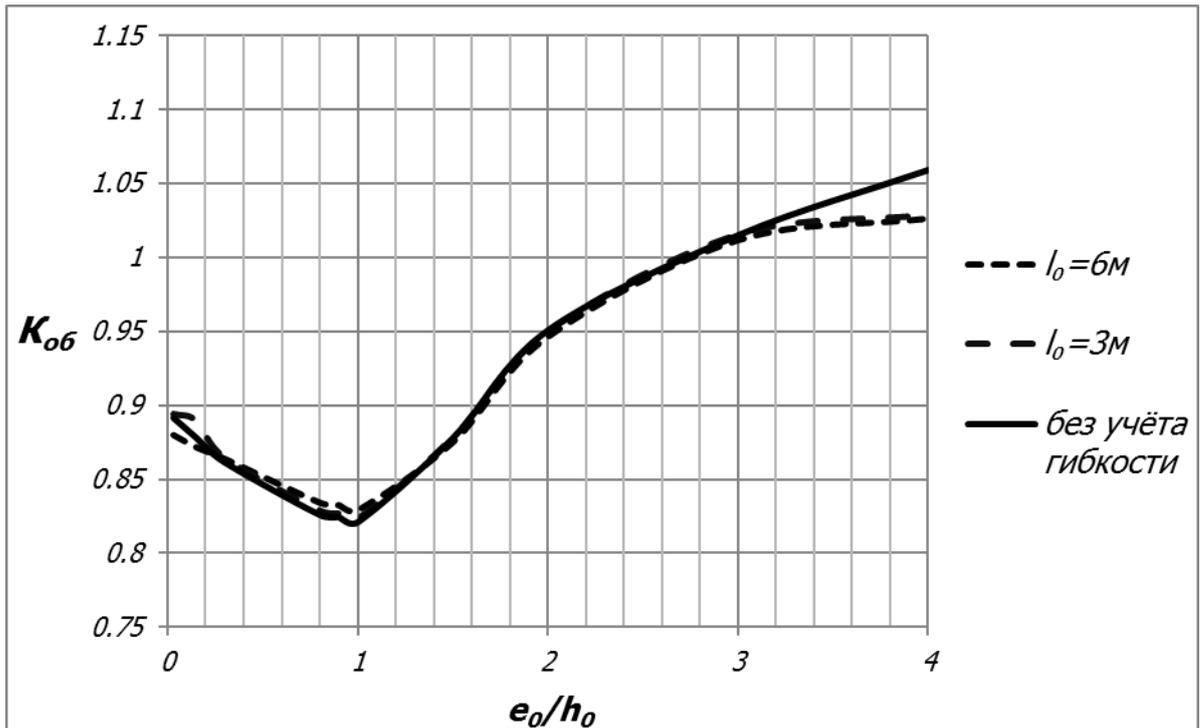


Рисунок 3.21. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета после ЦЗО для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 3,00\%$

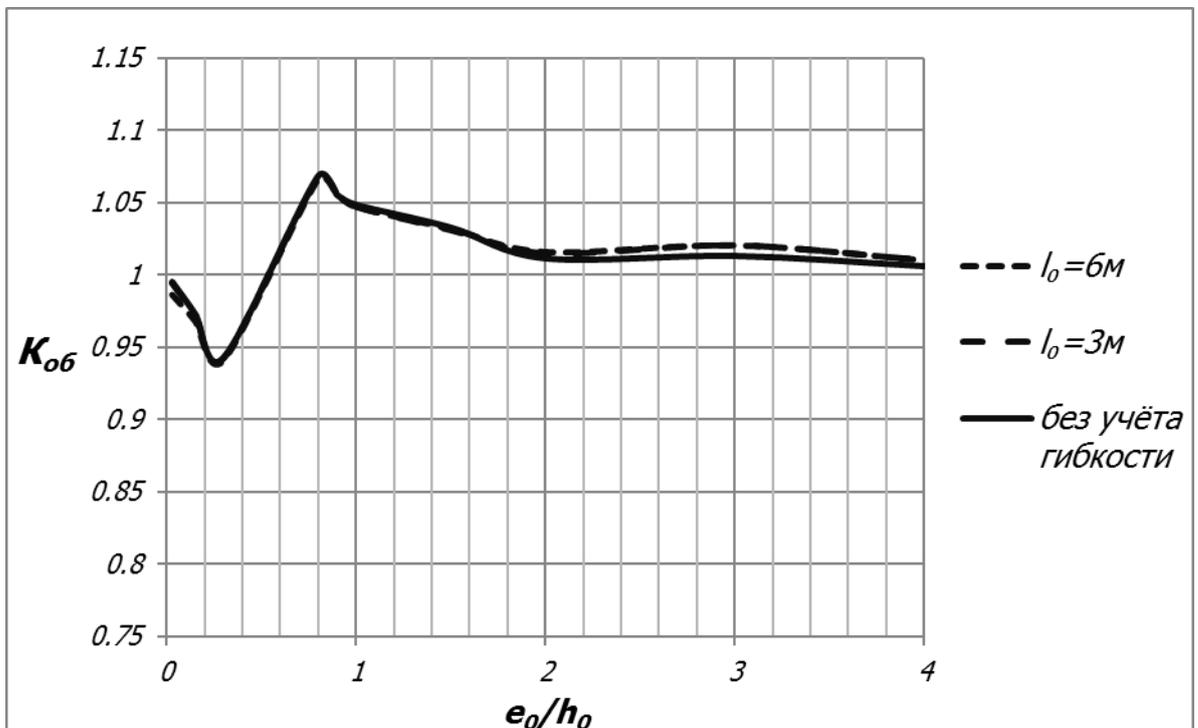


Рисунок 3.22. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета до ЦЗО для элемента сечением 80x40 см при  $\mu = 0,25\%$

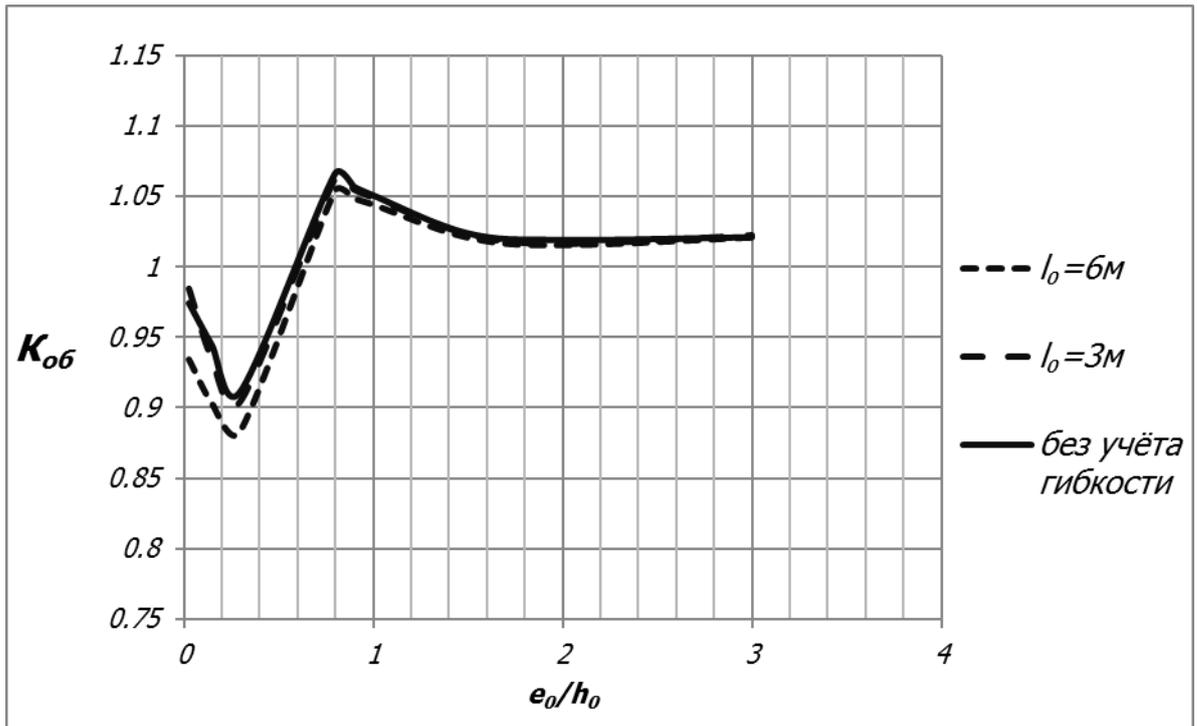


Рисунок 3.23. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета после ЦЗО для элемента сечением 80x40 см при  $\mu = 0,25\%$

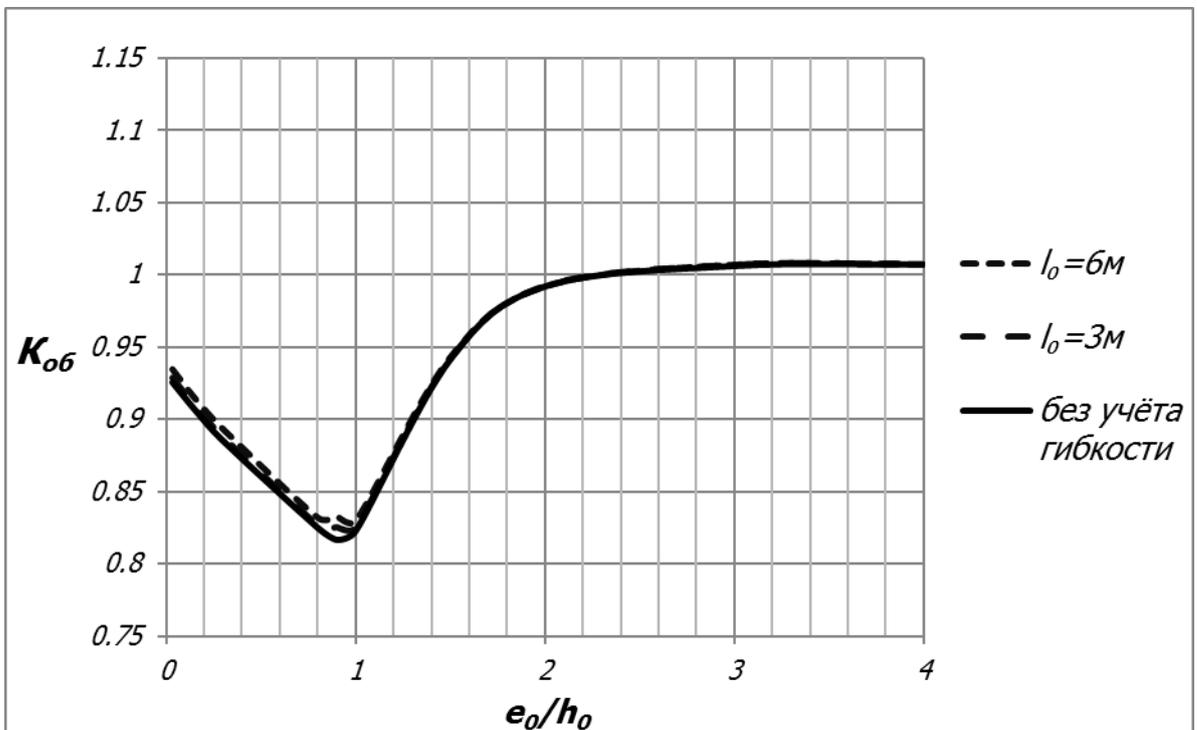


Рисунок 3.24. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета до ЦЗО для элемента сечением 80x40 см при  $\mu = 3,00\%$

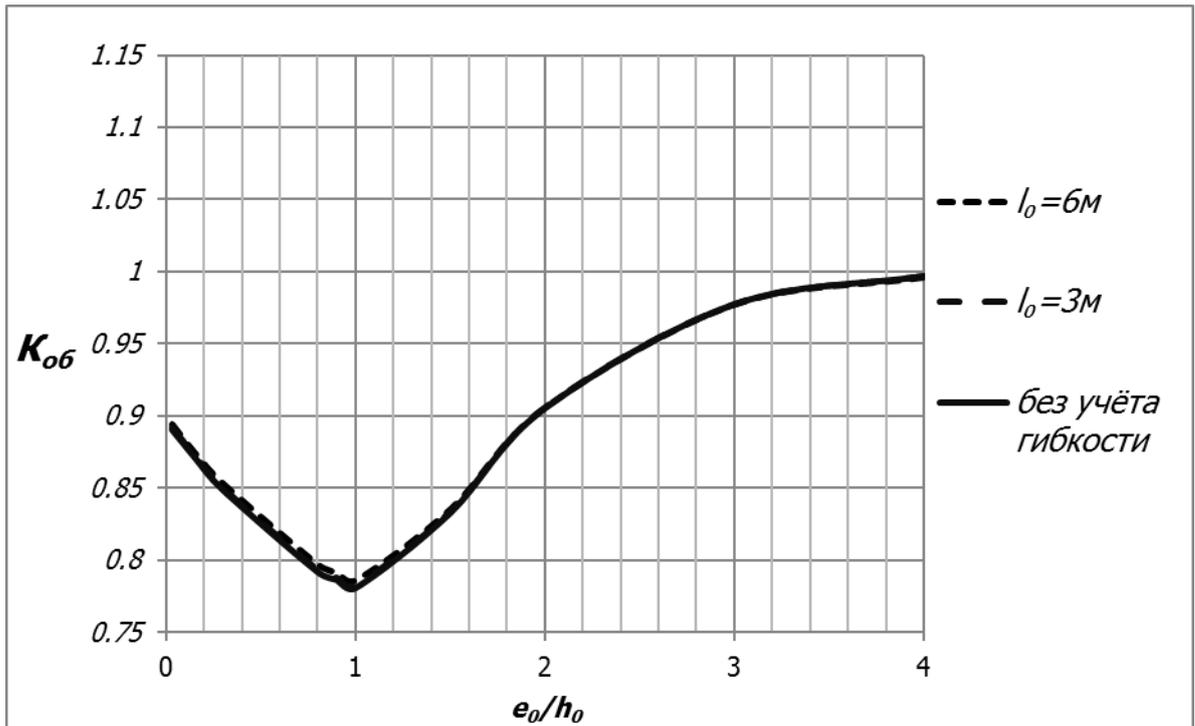


Рисунок 3.25. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета после ЦЗО для элемента сечением 80x40 см при  $\mu = 3,00\%$

Графики коэффициента обеспеченности для несущей способности внецентренно сжатого элемента после ЦЗО имеют аналогичный вид. Отличием является только несколько большее снижение коэффициента обеспеченности в области малых эксцентриситетов для больших процентов армирования. При  $\mu = 3.00\%$  обеспеченность несущей способности меньше граничной уже почти на 15%. То есть, уменьшение значений прочностных и деформационных характеристик, что аналогично снижению класса бетона, приводит к росту влияния арматуры на значение коэффициента обеспеченности.

При достаточной жёсткости сечения гибкость в рассмотренном диапазоне расчётных длин практически не влияет на обеспеченность несущей способности. В случае малой жёсткости (рисунок 3.19) обеспеченность результатов расчёта при  $l_0 = 6м$  снизилась на 23%.

Практический интерес представляет так же влияние на коэффициент обеспеченности несущей способности вида расчётной диаграммы. Соответствующие графики показаны на рисунках 3.26 и 3.27. Здесь проведено сравнение результатов расчёта по диаграмме Саржина (близкой по форме к диаграмме Карпенко) и двухлинейной диаграммы сжатого бетона, которая рекомендуется нормами в качестве основной диаграммы при расчётах на прочность. Анализ данных графиков показывает, что различие между обеспеченностью результатов расчёта несущей способности при внецентренном сжатии для этих диаграмм минимально. При  $\mu = 0,25\%$  графики практически совпадают, а при  $\mu = 3,00\%$  двухлинейная диаграмма даёт несколько более надёжные результаты по сравнению с криволинейной диаграммой (на 1...3%) в области малых эксцентриситетов. В любом случае, закономерности, выявленные для криволинейной расчётной диаграммы сжатого бетона, будут справедливы и для двухлинейной расчётной диаграммы. А, так как трёхлинейная расчётная диаграмма сжатого бетона аппроксимирует криволинейную диаграмму более точно, чем двухлинейная, то и для неё всё вышесказанное будет справедливо.

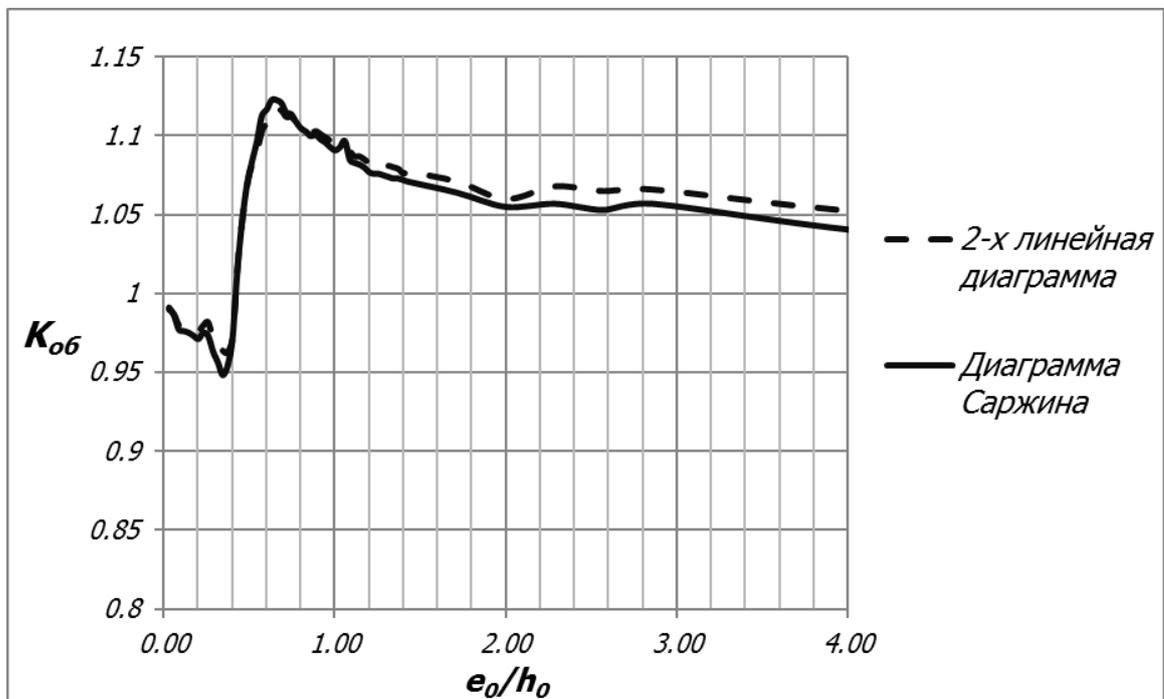


Рисунок 3.26. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при различных расчётных диаграммах для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 0,25\%$

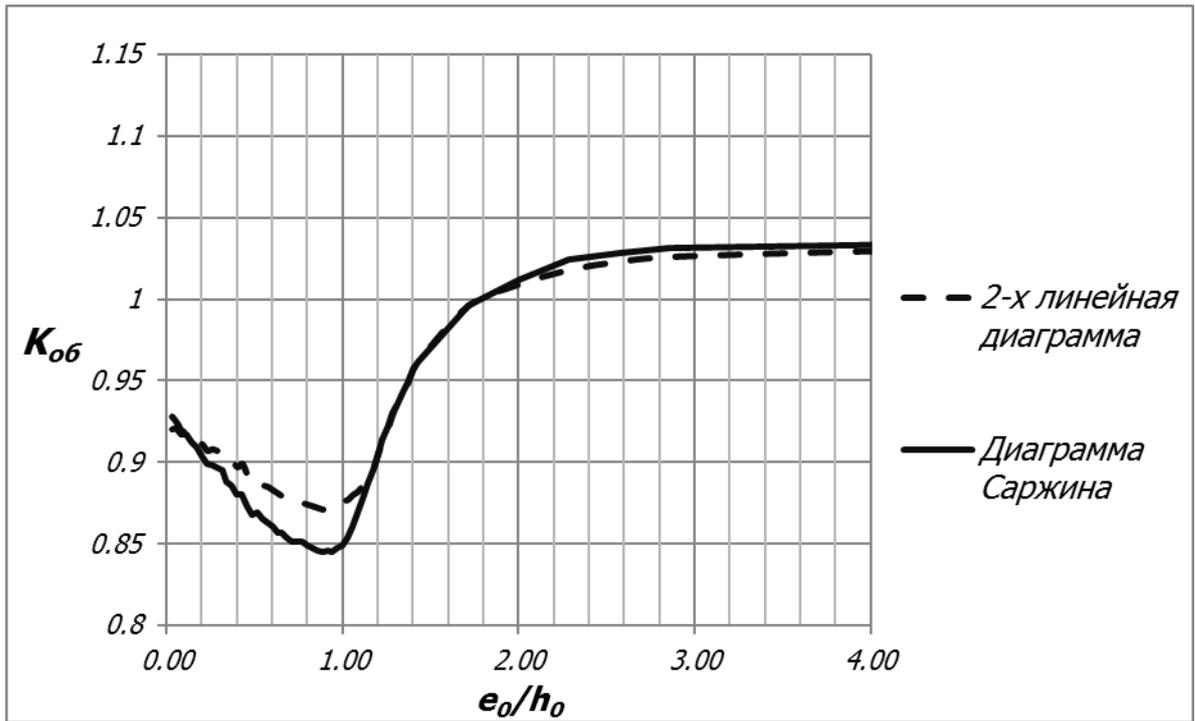


Рисунок 3.27. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при различных расчётных диаграммах для элемента сечением 40x40 см при  $\mu = 3,00\%$

Таким образом, результаты расчёта несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению с использованием нелинейной деформационной модели с использованием расчётных значений деформационных характеристик бетона в соответствии с действующими нормами имеют заниженную обеспеченность при малых эксцентриситетах, что может приводить к снижению надёжности железобетонных конструкций. В то же время при больших эксцентриситетах имеется незначительный резерв.

Воздействие ЦЗО на несущую способность наиболее существенно проявляется в области малых эксцентриситетов, что объясняется снижением прочности и пиковых деформаций бетона. Для элементов большой гибкости (сочетание большой расчётной длины и малого процента армирования) становится заметно снижение значений модуля упругости бетона. Исходя из этого для внецентренно сжатых элементов железобетонных конструкций, работающих в

условиях ЦЗО необходимо увеличивать нижнюю границу значения процента продольного армирования.

Для повышения обеспеченности результатов расчётов несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальному сечению с помощью нелинейной деформационной модели при малых эксцентриситетах необходимо уточнять методику расчёта. Здесь возможно два основных пути: первый это введение в расчёт коэффициентов, учитывающих снижение обеспеченности несущей способности при малых эксцентриситетах, второй – уточнение расчётного значения предельных деформаций бетона. Первый вариант видится более сложным в практической реализации, так как значение коэффициента вариации несущей способности зависит не только от эксцентриситета, но и от процента армирования, а также от соотношения прочностных характеристик бетона и арматуры. Вторым вариантом требует уточнения значения всего одного параметра – предельных деформаций бетона, так как в большей степени их неучтённая изменчивость влияет на снижение обеспеченности результатов расчётов несущей способности. Однако для этого требуется проведение большого объёма экспериментальных исследований для уточнения статистического распределения предельных деформаций бетона, так как результаты проведённого автором данной работы эксперимента лишь качественно оценивают имеющиеся закономерности.

### **3.5 Исследование влияния значения предельных деформаций бетона при сжатии на результаты расчёта прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальному сечению с использованием диаграммных методов**

Как было указано выше, одним из вариантов повышения обеспеченности результатов расчётов несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальному сечению при малых эксцентриситетах с помощью нелинейной деформационной модели является снижение расчётного значения предельных деформаций бетона при сжатии. Для оценки влияния значения предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии на результат расчёта прочности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению использована та же методика детерминированного расчёта, которая описана ранее (Процедура 1 и Процедура 2). Расчётные значения прочностных и деформационных характеристик бетона ( $R_b$  и  $E_b$ ) приняты в соответствии с нормами, а значение  $\varepsilon_{b0}$  варьировалось в диапазоне  $(0,7 \dots 0,95) \varepsilon_{b0n}$ , где  $\varepsilon_{b0n} = 2\%$ . Диапазон изменения предельных (пиковых) деформаций  $\varepsilon_{b0}$  принят исходя из их изменчивости по результатам проведённого эксперимента, описанного в главе 2 настоящей работы. В трёх сериях экспериментальных образцов значение коэффициента вариации предельных деформаций бетона при сжатии составило 6.62%, 7.73% и 11.6%. Следовательно, можно предположить, что фактическое значение коэффициента вариации предельных деформаций бетона при сжатии близко к 10%. Тогда «расчётному» (отстоящему от среднего значения на три стандарта) значению предельных деформаций бетона будет соответствовать величина  $0,7\varepsilon_{b0n}$ . Так как несущая способность является функцией нескольких случайных величин, то взаимное их воздействие приводит к снижению результирующего значения коэффициента вариации относительно максимального значения коэффициента вариации исходных данных. Поэтому, полученное в результате описанных выше расчётов значение коэффициента вариации несущей способности при внецентренном сжатии в любом случае несколько меньше

коэффициента вариации прочности бетона, значение которого больше, чем величины коэффициентов вариации других исходных распределений прочностных и деформационных характеристик, используемых в расчётах. Исходя из этого оптимальное с точки зрения обеспечения заданного уровня обеспеченности результатов расчётов несущей способности расчётное значение предельных деформаций бетона при сжатии может отличаться от  $0,7\varepsilon_{b0n} = 1.4\%$ .

На рисунках 3.28...3.30 показаны зависимости изменения результата расчёта несущей способности в зависимости от эксцентриситета продольной силы при  $\varepsilon_{b0}/\varepsilon_{b0n} = 0,7$  и  $\varepsilon_{b0}/\varepsilon_{b0n} = 0,85$  при различных процентах армирования  $\mu$  для элемента сечением 40x40 см. Аналогичные зависимости для сечения 80x40 см показаны на рисунках 3.31 и 3.32. Значения расчётного сопротивления бетона при сжатии и начального модуля упругости принимались в соответствии с действующими нормами.

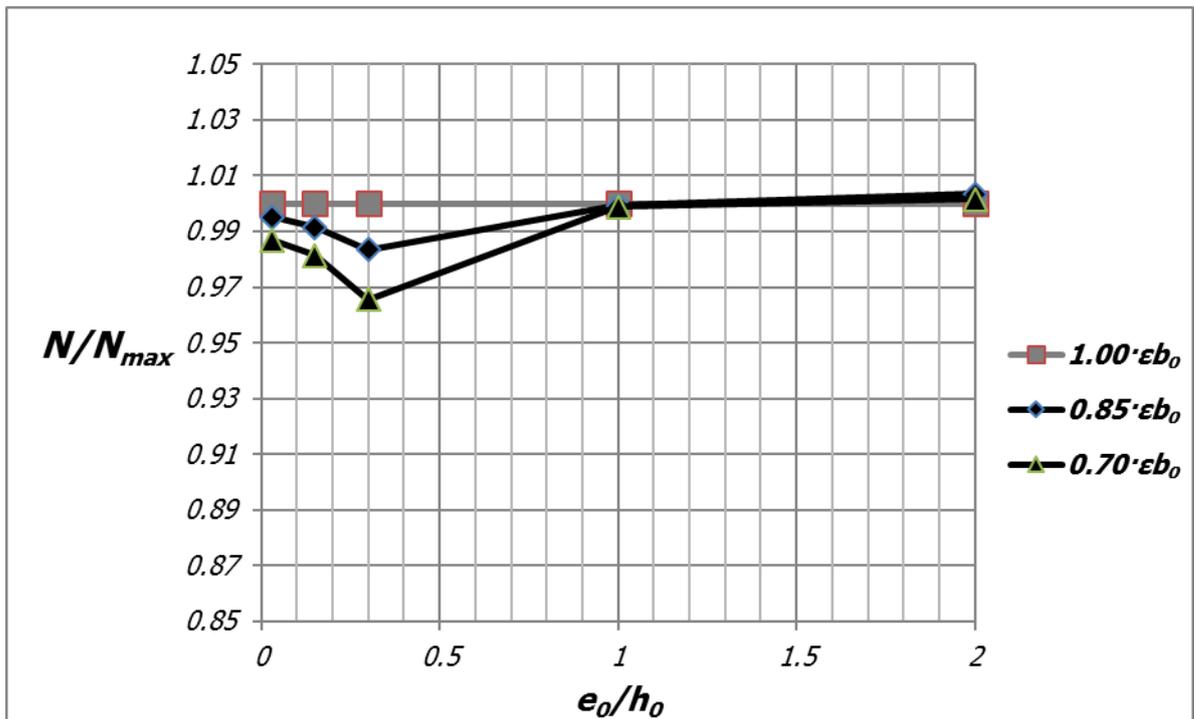


Рисунок 3.28. Зависимость значения результата расчёта несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\mu = 0,25\%$ , сечение 40x40 см

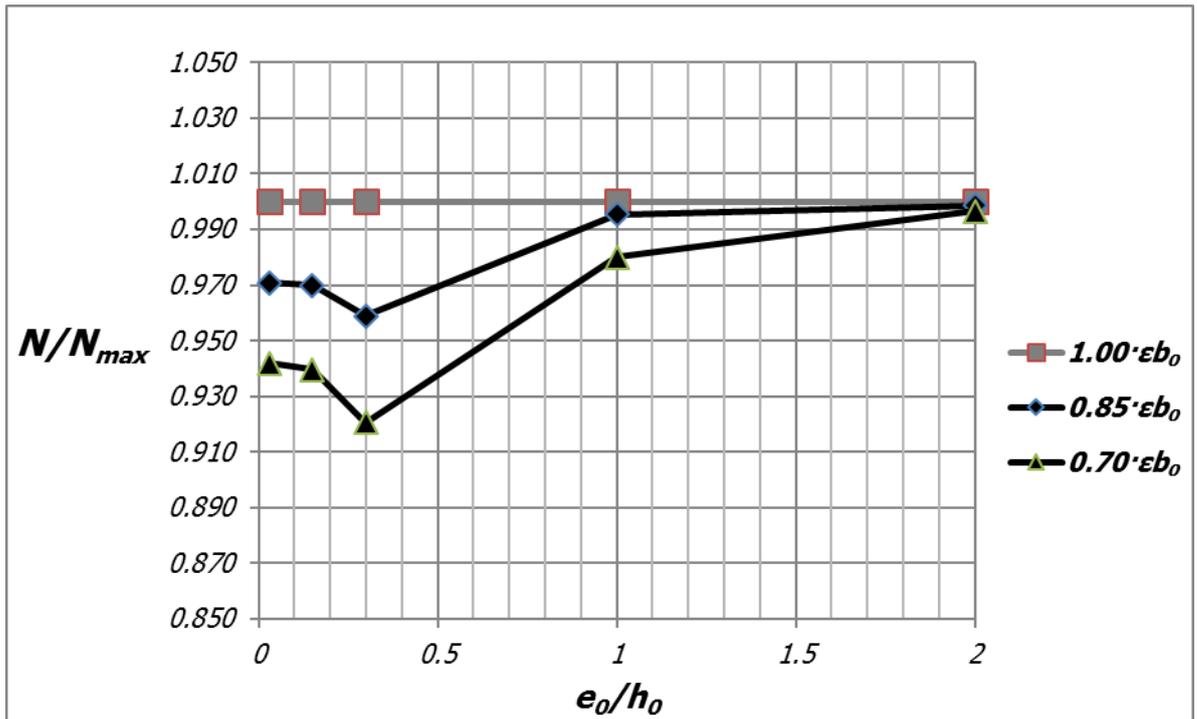


Рисунок 3.29. Зависимость значения результата расчёта несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\mu = 1,00\%$ , сечение 40x40 см

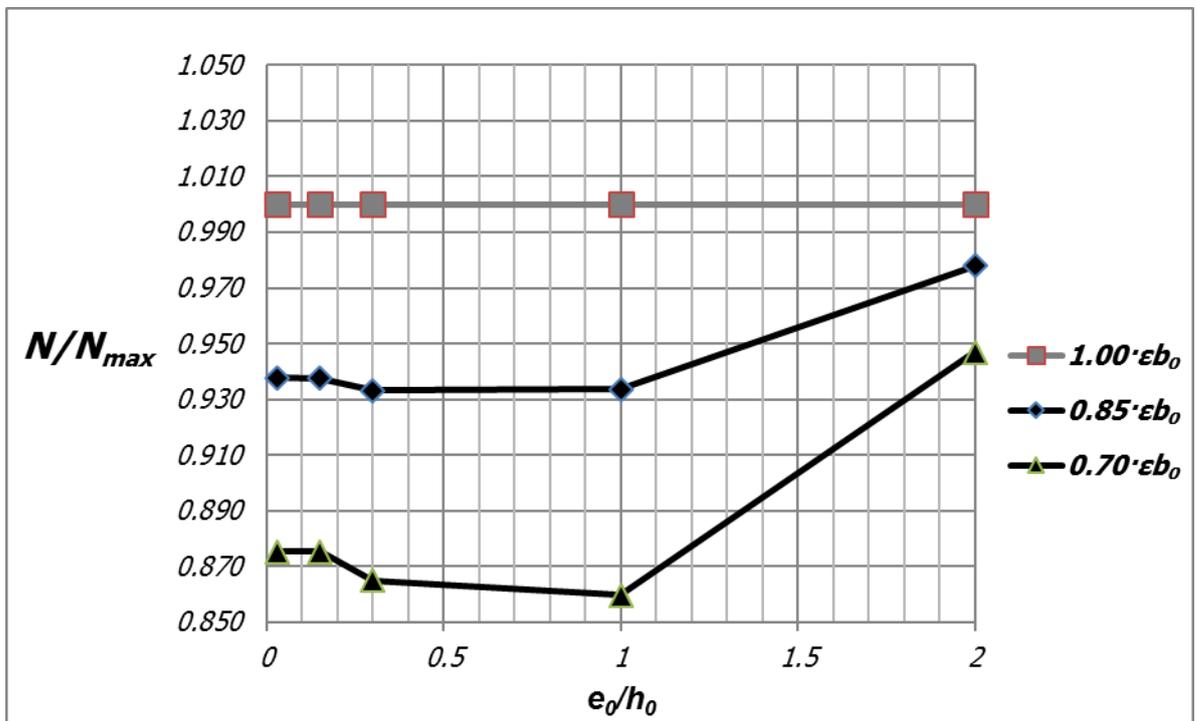


Рисунок 3.30. Зависимость значения результата расчёта несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\mu = 3,00\%$ , сечение 40x40 см

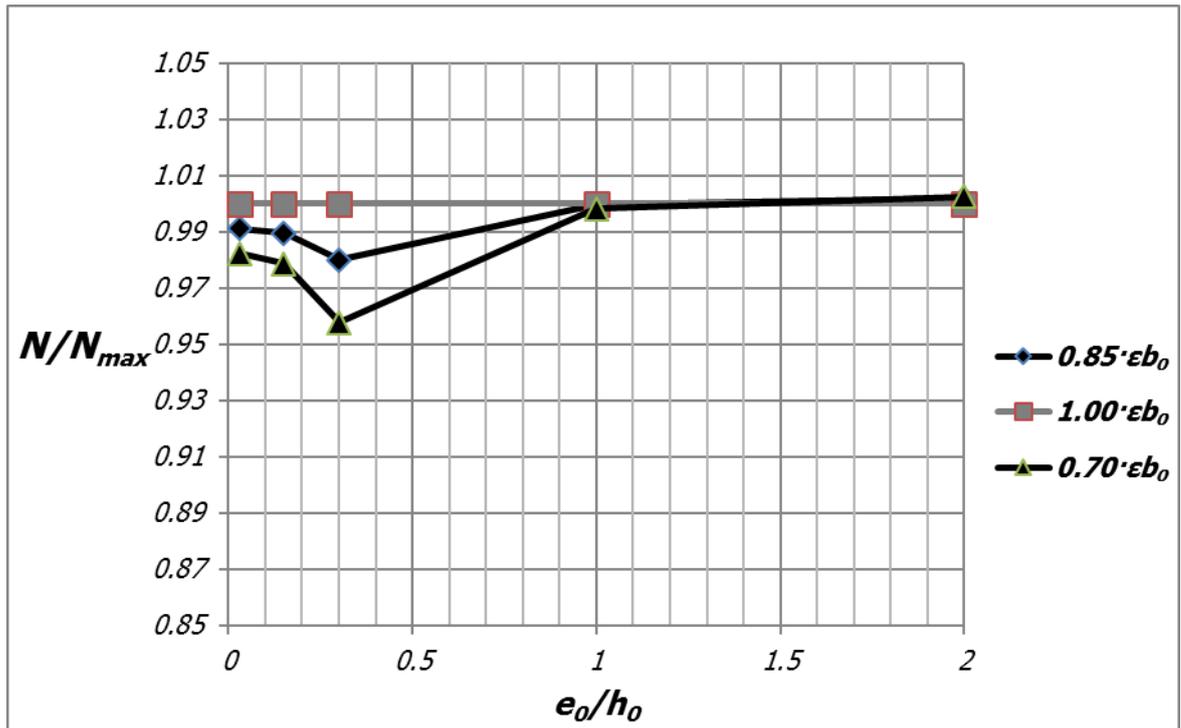


Рисунок 3.31. Зависимость значения результата расчёта несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\mu = 0,25\%$ , сечение 80x40 см

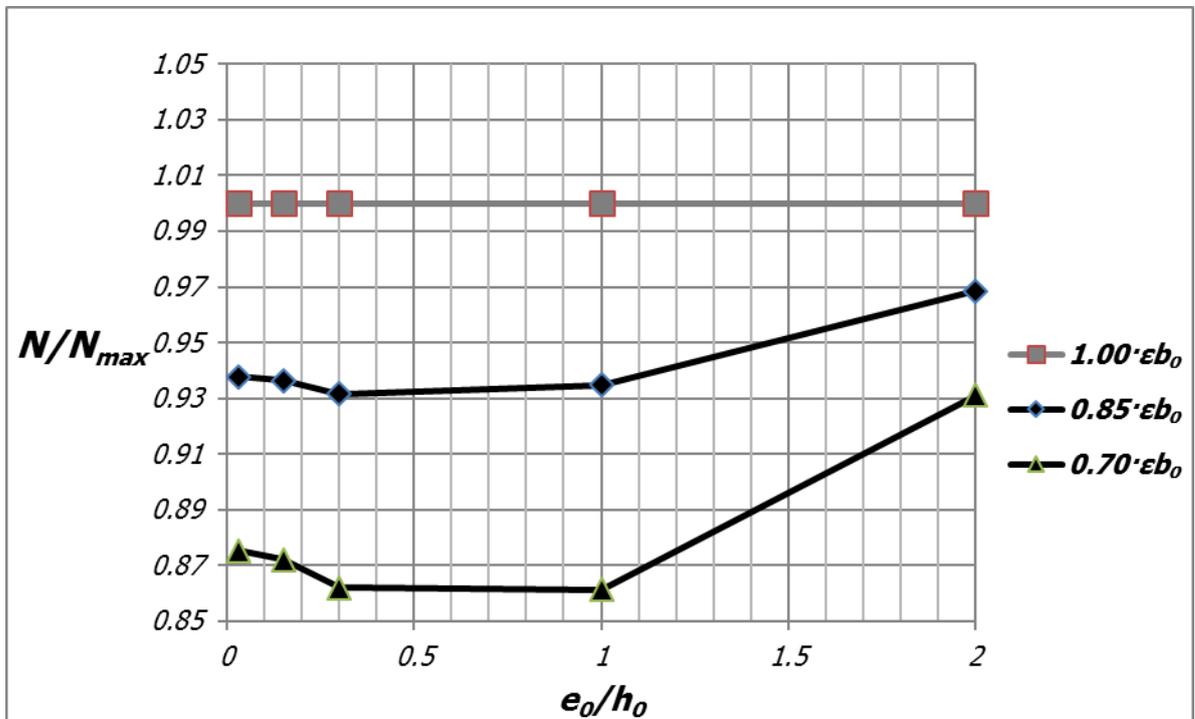


Рисунок 3.32. Зависимость значения результата расчёта несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\mu = 3,00\%$ , сечение 80x40 см

Анализируя зависимости, приведённые на рисунках 3.28...3.32 можно заметить следующее:

Характер влияния значения предельных (пиковых) деформаций бетона на результаты расчёта несущей способности при внецентренном сжатии практически не зависит от размера рассмотренных поперечных сечений. При небольших процентах продольного армирования значение предельных (пиковых) деформаций бетона мало влияет на результаты расчёта несущей способности при внецентренном сжатии. При  $\mu = 0,25\%$  снижение результатов расчёта несущей способности при уменьшении значения предельных деформаций бетона при сжатии на 30% не превышает 5%. С увеличением продольного армирования влияние значения предельных продольных деформаций становится более заметным. При  $\mu = 3,00\%$  снижение результата расчёта максимальной продольной силы при  $\varepsilon_{bo}/\varepsilon_{bo_n} = 0,7$  близко в 15%. Влияние значения предельных (пиковых) деформаций на результаты расчёт наиболее заметно в области малых эксцентриситетов и снижается по мере роста эксцентриситета. Таким образом, зависимости воздействия значения предельных деформаций бетона на результат расчёта и коэффициента обеспеченности результатов расчёта несущей способности от эксцентриситета аналогичны.

Снижение расчётного значения прочности бетона (в рассмотренном случае в результате ЦЗО) существенно не меняет характер воздействия значения предельных деформаций бетона при сжатии на результаты расчётов несущей способности при внецентренном сжатии по нормальному сечению. Таким образом, путём уменьшения расчётного значения предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии возможно увеличить обеспеченность результатов расчёта несущей способности по нормальному сечению при внецентренном сжатии при использовании диаграммных методов расчёта. Результаты детерминированных расчётов при  $\varepsilon_{bo}/\varepsilon_{bo_n} = 0,7$  наиболее близки к результатам расчётов с обеспеченностью 0,9986 в вероятностной постановке. Следовательно, снижение расчётного значения предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии на 30% до 1,4‰ позволяет приблизить результаты детерминированного расчёта по

нелинейной деформационной модели к результатам расчёта несущей способности с обеспеченностью 0,9986 при внецентренном сжатии в вероятностной постановке. Значения остальных расчётных характеристик бетона (расчётное сопротивление при сжатии, начальный модуль упругости, предельные деформации  $\varepsilon_{b2}$ ) соответствуют действующим нормативным требованиям. В случае бетона после воздействия ЦЗО необходимо дополнительно учесть соответствующее снижение среднего значения предельных (пиковых) деформаций в результате деградации бетона. Исходя из данных экспериментальных исследований в данном случае предлагается использование дополнительного коэффициента, учитывающего воздействие ЦЗО, равного 0,85. При этом расчётное значение пиковых деформаций  $\varepsilon_{b0} = 1,2\%$ .

На рисунках 3.33 и 3.34 приведены результаты расчёта коэффициента обеспеченности при  $\varepsilon_{b0}/\varepsilon_{b0n} = 0,7$  и, соответственно,  $\varepsilon_{b0} = 1,4\%$  (сплошная линия) для сечения 40x40 см при  $\mu = 0,25\%$  и  $\mu = 3,00\%$ . На этих же рисунках для сравнения пунктиром показаны результаты расчёта коэффициента обеспеченности при  $\varepsilon_{b0} = 2,0\%$  (показанные ранее на рисунках 3.18...3.25). Аналогичные зависимости для сечения 80x40 показаны на рисунках 3.35 и 3.36.

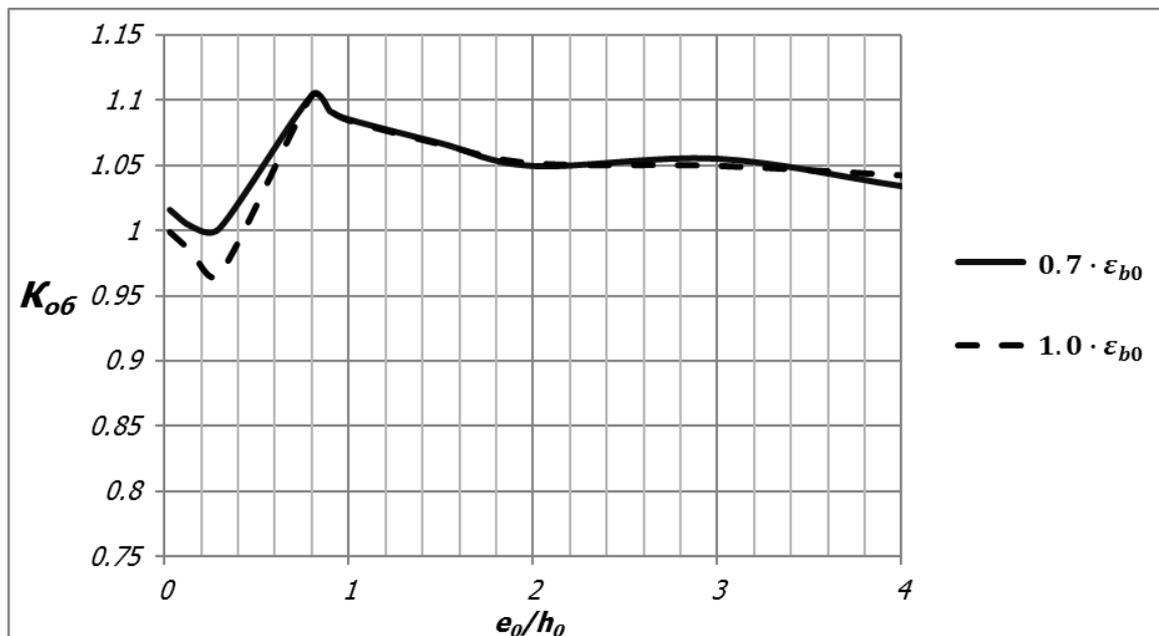


Рисунок 3.33. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\varepsilon_{b0} = 1,4\%$  и  $\varepsilon_{b0} = 2,0\%$  до ЦЗО, сечение 40x40 см,  $\mu = 0,25\%$

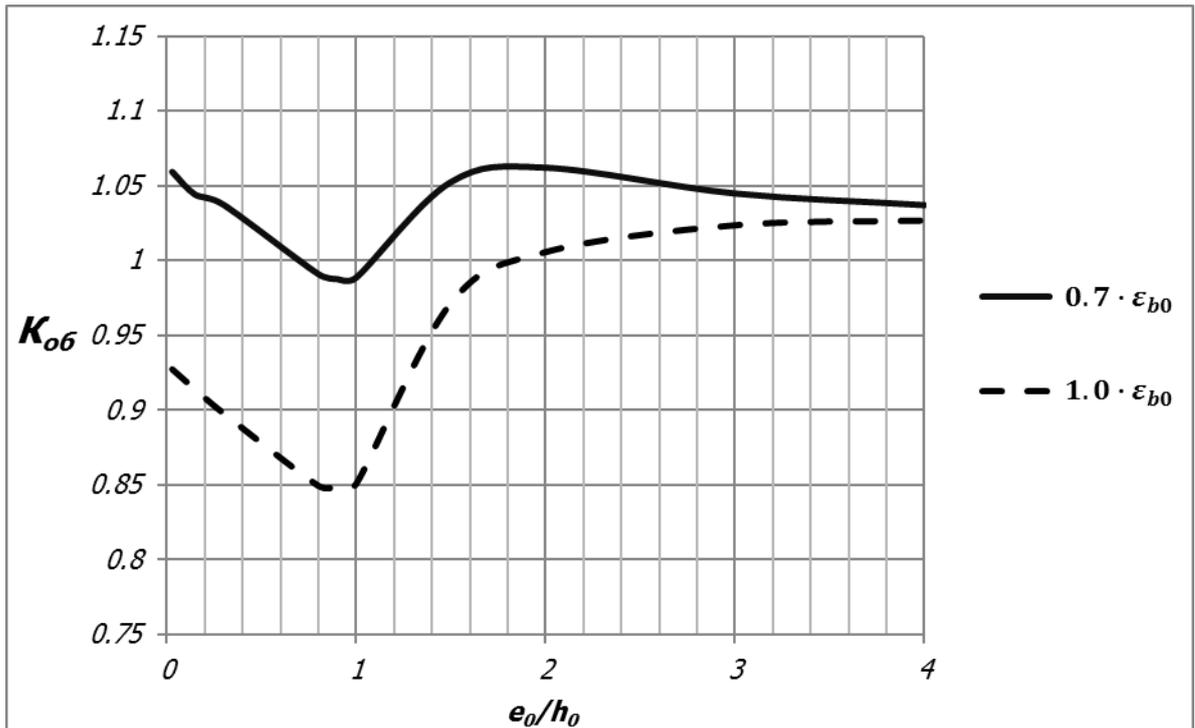


Рисунок 3.34. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\epsilon_{b0} = 1,4\%$  и  $\epsilon_{b0} = 2,0\%$  до ЦЗО, сечение 40x40 см,  $\mu = 3,00\%$

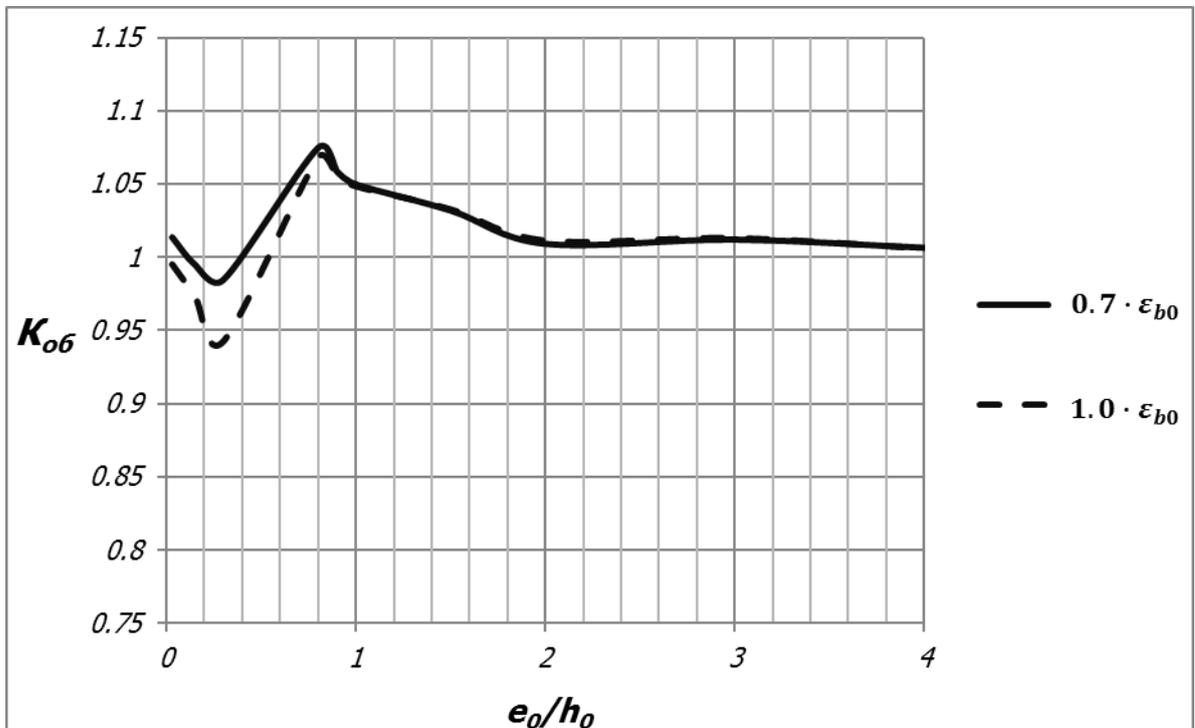


Рисунок 3.35. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\epsilon_{b0} = 1,4\%$  и  $\epsilon_{b0} = 2,0\%$  до ЦЗО, сечение 80x40 см,  $\mu = 0,25\%$

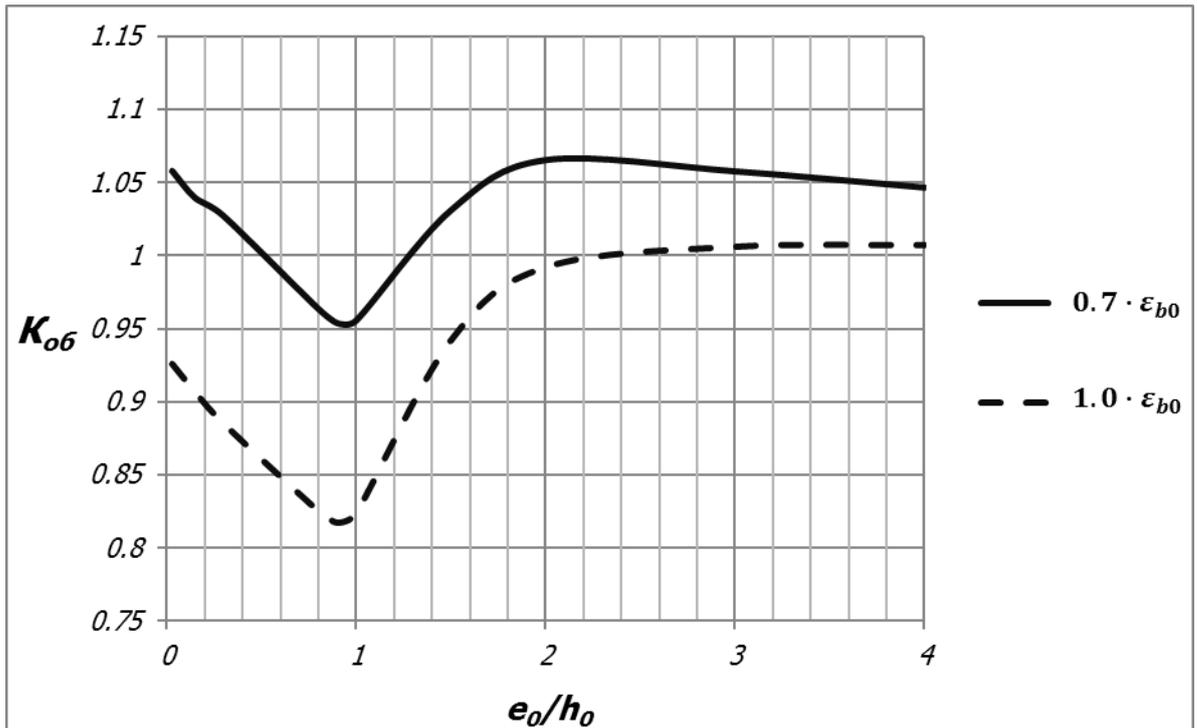


Рисунок 3.36. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\epsilon_{b0} = 1,4\%$  и  $\epsilon_{b0} = 2,0\%$  до ЦЗО, сечение 80x40 см,  $\mu = 3,00\%$

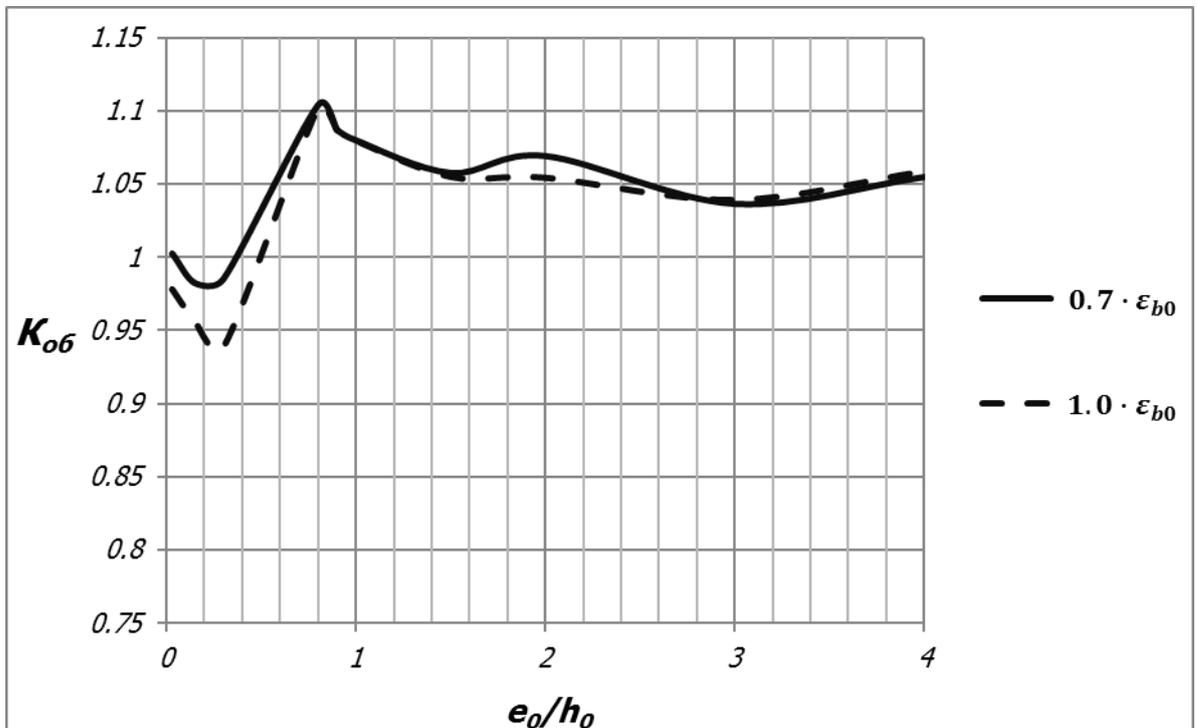


Рисунок 3.37. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\epsilon_{b0} = 1,2\%$  и  $\epsilon_{b0} = 2,0\%$  после ЦЗО, сечение 40x40 см,  $\mu = 0,25\%$

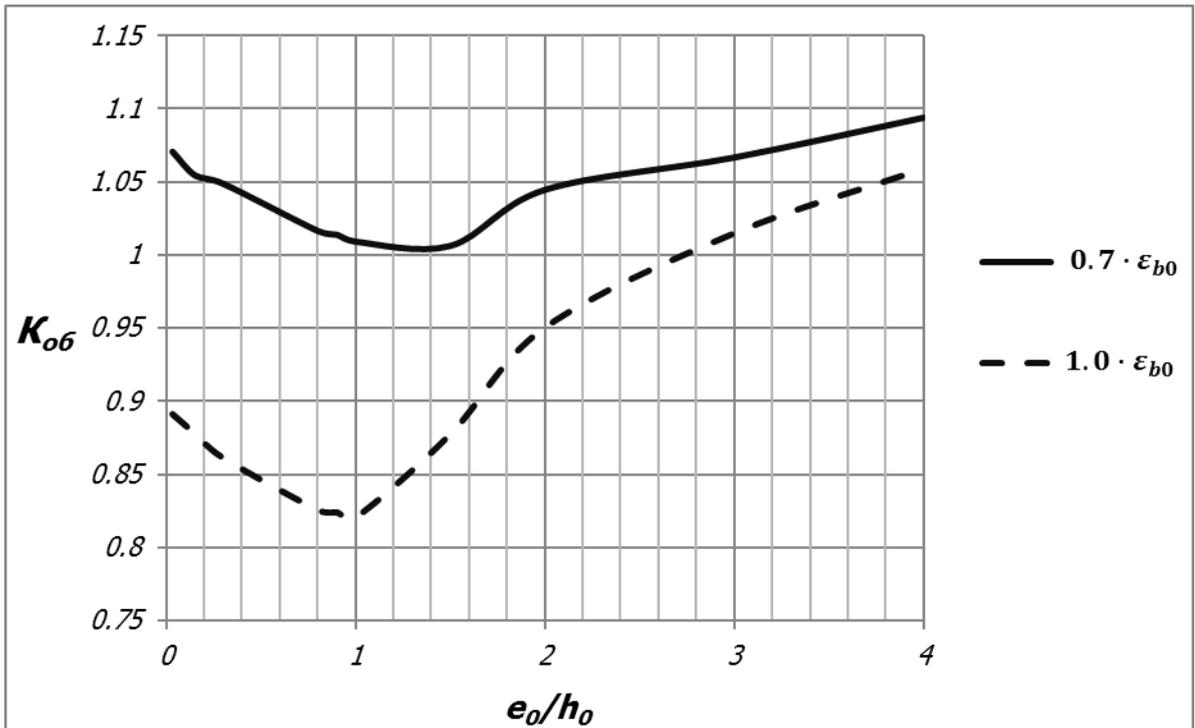


Рисунок 3.38. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\epsilon_{b0} = 1,2\%$  и  $\epsilon_{b0} = 2,0\%$  после ЦЗО, сечение 40x40 см,  $\mu = 3,00\%$

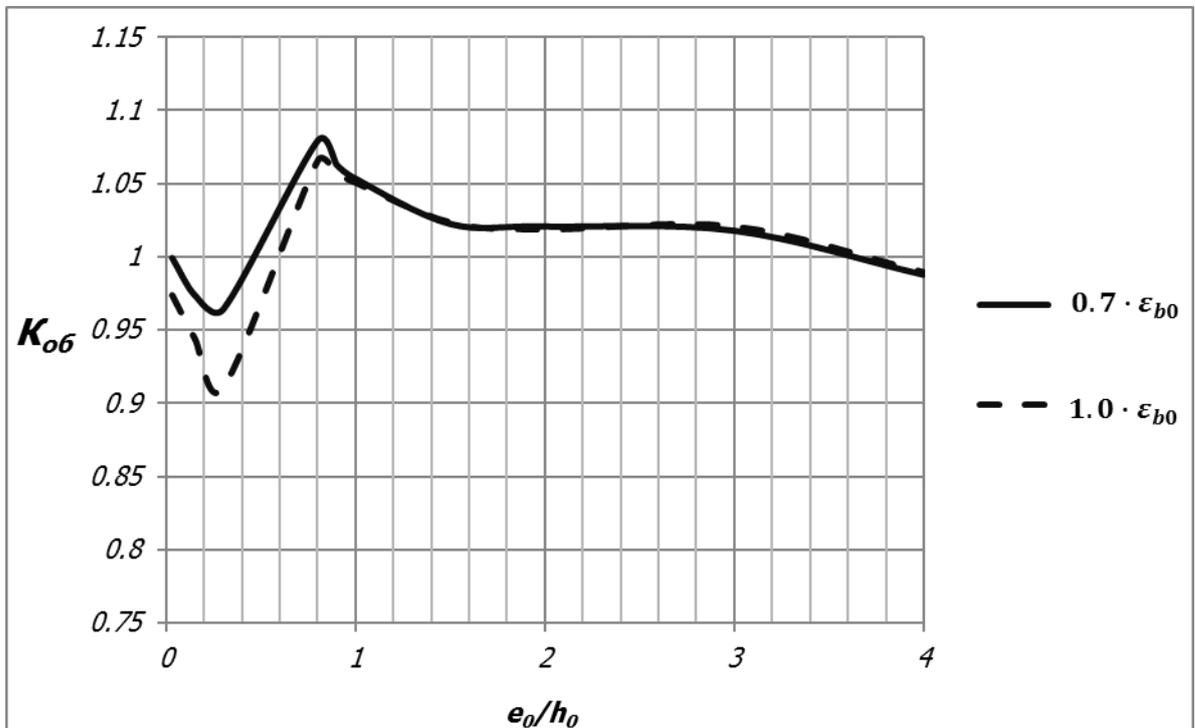


Рисунок 3.39. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\epsilon_{b0} = 1,2\%$  и  $\epsilon_{b0} = 2,0\%$  после ЦЗО, сечение 80x40 см,  $\mu = 0,25\%$

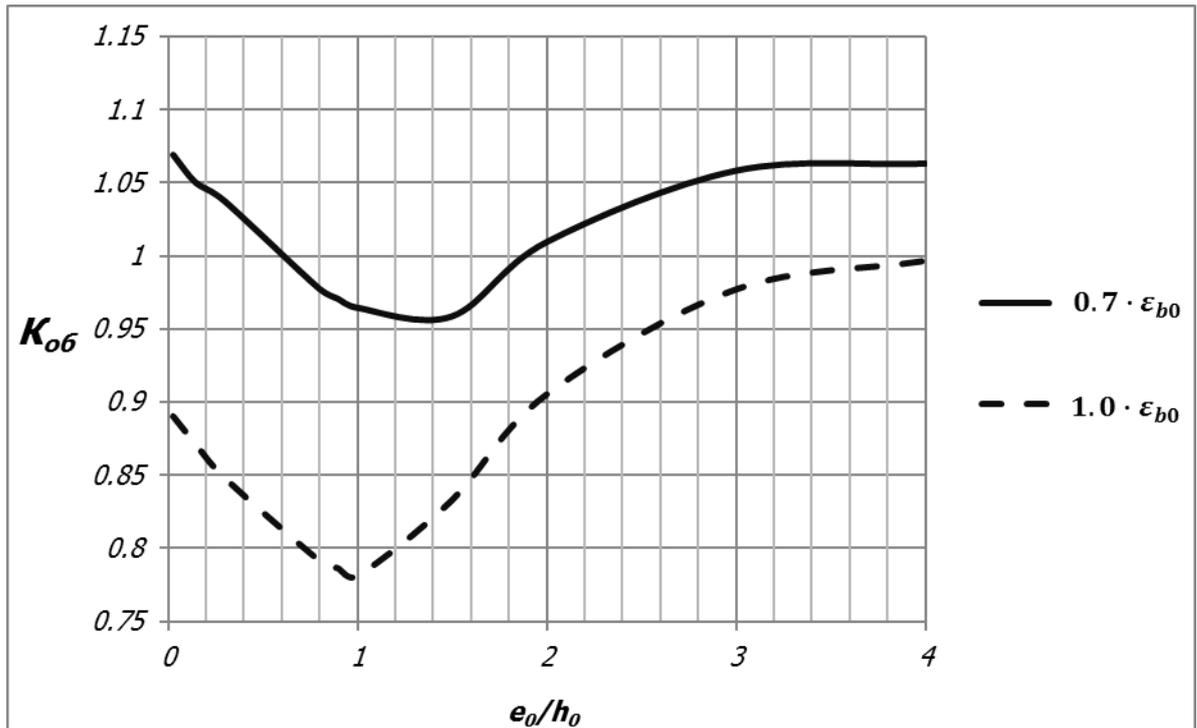


Рисунок 3.40. Зависимость коэффициента обеспеченности несущей способности при внецентренном сжатии от относительного эксцентриситета при  $\varepsilon_{b0} = 1,2\%$  и  $\varepsilon_{b0} = 2,0\%$  после ЦЗО, сечение 80x40 см,  $\mu = 3,00\%$

Анализ графиков, представленных на рисунках 3.30...3.40 показывает, что снижение расчётного значения предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии на 30% до 1,4‰ (до ЦЗО) и на 44% до 1,2‰ (после ЦЗО) позволило существенно увеличить обеспеченность результатов расчётов несущей способности в области малых эксцентриситетов при незначительном росте коэффициента обеспеченности в области больших эксцентриситетов. Для удобства сравнения таблице 3.7 показаны диапазоны и абсолютный размах значений коэффициента обеспеченности для рассмотренных случаев.

Таблица 3.7. Диапазоны коэффициентов обеспеченности несущей способности

№ пп	Поперечное сечение, процент армирования	$K_{об}$ , нормативное значение $\varepsilon_{b0}$	$K_{об}$ , скорректированное значение $\varepsilon_{b0}$
1	40x40, $\mu = 0,25\%$ , до ЦЗО	0,967...1,092 (0,125)	1,000...1,104 (0,104)
2	40x40, $\mu = 3,00\%$ , до ЦЗО	0,848...1,026 (0,178)	0,987...1,062 (0,075)
3	80x40, $\mu = 0,25\%$ , до ЦЗО	0,943...1,068 (0,125)	0,984...1,075 (0,091)

N пп	Поперечное сечение, процент армирования	$K_{об}$ , нормативное значение $\varepsilon_{b0}$	$K_{об}$ , скорректированное значение $\varepsilon_{b0}$
4	80x40, $\mu = 3,00\%$ , до ЦЗО	0,817...1,006 (0,189)	0,954...1,065 (0,111)
5	40x40, $\mu = 0,25\%$ , после ЦЗО	0,939...1,102 (0,163)	0,982...1,104 (0,122)
6	40x40, $\mu = 3,00\%$ , после ЦЗО	0,821...1,059 (0,238)	1,009...1,093 (0,084)
7	80x40, $\mu = 0,25\%$ , после ЦЗО	0,911...1,066 (0,155)	0,964...1,079 (0,115)
8	80x40, $\mu = 3,00\%$ , после ЦЗО	0,781...1,063 (0,282)	0,959...1,069 (0,11)

До корректировки нормативного значения  $\varepsilon_{b0}$  минимальное значение коэффициента обеспеченности находилось в диапазоне 0,781...0,967. В случае скорректированного значения  $\varepsilon_{b0}$  минимальное значение коэффициента обеспеченности увеличилось до 0,954...1,009. Таким образом, уменьшение величины расчётного значения предельных деформаций бетона при сжатии относительно её нормативной величины оказывает положительное влияние на уровень обеспеченности результатов расчёта несущей способности по нормальным сечениям при внецентренном сжатии.

Следует отметить, что фактическая изменчивость прочности бетона в реальных конструкциях может отличаться от нормативной как в меньшую, так и в большую сторону. Исходя из наличия корреляционной связи между прочностными и деформационными характеристиками бетона логично предположить, что и изменчивость деформационных характеристик бетона в реальных конструкциях может отличаться от значений, принятых в настоящей работе и базирующихся на нормативном значении коэффициента вариации прочности бетона. Соответственно, изменение фактических значений коэффициентов вариации прочностных и деформационных характеристик бетона в реальных конструкциях будет оказывать влияние на фактическую обеспеченность их несущей способности. При уменьшении изменчивости прочностных и деформационных характеристик материалов обеспеченность их несущей способности будет увеличиваться, а рост

значений коэффициентов вариации прочностных и деформационных характеристик материалов будет приводить к снижению обеспеченности несущей способности.

### 3.6 Особенности армирования внецентренно сжатых железобетонных элементов с учётом ЦЗО

Анализ графиков, показанных на рисунках 3.14...3.17 показывает, что при малых процентах армирования (в рассматриваемом случае при  $\mu = 0,25\%$ ) на снижение несущей способности в результате воздействия ЦЗО оказывает влияние уменьшение жёсткости сечения. При  $\mu = 3,00\%$  для рассмотренных значений расчётных длин  $l_0 = 3\text{м}$  и  $l_0 = 6\text{м}$  гибкость внецентренно сжатого стержня практически не влияет на его несущую способность. Как было показано ранее, под действием ЦЗО происходит снижение модуля упругости бетона (примерно на 20% для среднего значения в рассматриваемом случае). Соответственно, влияние данного фактора приводит к снижению вклада бетона в общую жёсткость сечения. В случае малого количества продольной арматуры суммарная жёсткость сечения заметно уменьшается. Это, в свою очередь, приводит к снижению несущей способности.

Исходя из вышесказанного, для внецентренно сжатых элементов, подвергающихся действию ЦЗО при малых эксцентриситетах, необходимо увеличивать нижнюю границу значения процента продольного армирования. С учётом выражений (3.26)...(3.28) и (8.14) СП [107] выражение для коэффициента продольной жёсткости можно представить как функцию продольной силы  $N$ , модуля упругости бетона  $E_b$ , процента армирования  $\mu$  и расчётной длины  $l_0$ :

$$\eta(N, E_b, \mu, l_0) = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}(E_b, \mu, l_0)}} \quad (3.30)$$

Тогда выражение для изменения коэффициента продольной жёсткости при воздействии ЦЗО запишется следующим образом:

$$\Delta\eta(N, E_b, E_{b,ЦЗО}, \mu, l_0) = \eta(N, E_{b,ЦЗО}, \mu, l_0) - \eta(N, E_b, \mu, l_0) \quad (3.31)$$

где  $E_{b,ЦЗО}$  и  $E_b$  значения модуля упругости бетона после ЦЗО и до ЦЗО соответственно.

Далее, задавшись значением изменения коэффициента жёсткости при котором не происходит существенного снижения несущей способности  $\Delta\eta_{гр}$  можно составить уравнение:

$$\Delta\eta(N, E_b, E_{b,ЦЗО}, \mu, l_0) = \Delta\eta_{гр} \quad (3.32)$$

Теперь для фиксированных значений  $N, E_b, E_{b,ЦЗО}, \mu$  можно решить это уравнение относительно значения расчётной длины  $l_0$  и, соответственно, получить такое значение расчётной длины при котором снижение жёсткости сечения в результате ЦЗО будет не более заданного. Так же, решение данного уравнения возможно относительно любой переменной, входящей в него. Для этого достаточно зафиксировать значения остальных переменных.

Аналитическое решение уравнения (3.32) громоздко, а численное решение требует наличия соответствующих алгоритмов и программных продуктов. Для практического инженерного расчёта минимального процента армирования внецентренно сжатых железобетонных элементов с учётом ЦЗО была разработана упрощённая методика. Для этого уравнение (3.32) было численно решено относительно расчётной длины  $l_0$  при  $\Delta\eta_{гр} = 0,05$  и  $E_{b,ЦЗО} = 0,8E_b$ . То есть, предполагалось, что при действии ЦЗО снижение несущей способности за счёт уменьшения жёсткости не должно превышать 5%. При этом варьировались значения процента армирования  $\mu$  и продольной силы  $N$ .

Очевидно, что значение максимально возможной для данного сечения продольной силы без учёта гибкости при значениях расчётных сопротивлений при сжатии бетона  $R_b$  и арматуры  $R_{sc}$  будет равно:

$$N_{max} = R_b \cdot b \cdot h + R_{sc} \cdot \mu \cdot b \cdot h_0 \quad (3.33)$$

Тогда, значения продольной силы в выражении (3.32) удобнее выражать в долях от  $N_{max}$  в виде  $N/N_{max}$ .

Далее была подобрана линейная функция, которая достаточно точно соответствует решению уравнения (3.32):

$$\mu = k \cdot l_0/h - 4.48; \quad k = 0.36 \cdot N/N_{max} + 0.25 \quad (3.34)$$

На рисунке 3.41 точками показаны результаты решения уравнения (3.32) в координатах  $l_0/h$  и  $\mu$  для  $N/N_{max}$  равного 0,5, 0,8 и 1,0. Прямые линии на данном рисунке являются графиками выражений (3.34) для соответствующего отношения  $N/N_{max}$ .

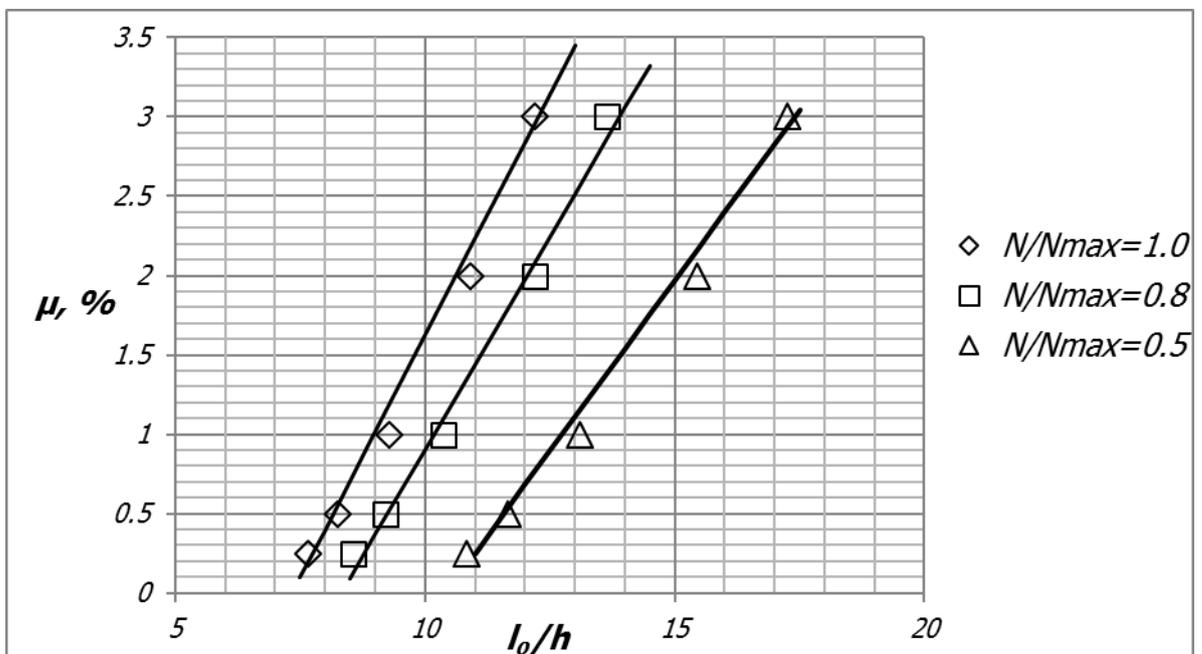


Рисунок 3.41. Решение уравнения (3.32) – точки, и соответствующие им прямые по выражению (3.34)

Выражение (3.34) позволяет с приемлемой для инженерных расчётов точностью определять минимальное армирование с учётом воздействия ЦЗО.

Таким образом, инженерная методика определения нижней границы значения процента продольного армирования внецентренно сжатого железобетонного элемента выглядит следующим образом:

1. Исходя из заданных геометрических характеристик элемента и результатов статического расчёта определяются относительная продольная сила  $N/N_{max}$  и гибкость  $l_0/h$ ;
2. По выражению (3.34) определяется значение процента армирования  $\mu$ ;
3. В случае  $\mu \leq \mu_{мин}$ , где  $\mu_{мин}$  – минимальный процент армирования по СП [107], принимается  $\mu = \mu_{мин}$ ;
4. В случае конструктивной сложности или экономической нецелесообразности реализации полученных по формуле (3.34) больших процентов армирования ( $\mu > 3,0 \dots 4,0\%$ ) необходима корректировка геометрии элемента.

#### **Выводы по главе:**

1. Численные исследования показали, что для рассмотренных сечений и класса бетона воздействие ЦЗО приводит к снижению среднего значения несущей способности ( $N$ ). Значение коэффициента вариации несущей способности как до, так и после ЦЗО, находится в зависимости от эксцентриситета продольной силы и количества продольной арматуры. Диапазон изменения значения коэффициента вариации при  $\mu = 0,25\%$  составляет  $7 \dots 13\%$ , а при  $\mu = 3,00\%$   $7 \dots 11\%$ . Большие значения коэффициента вариации несущей способности соответствуют области малых эксцентриситетов, а меньшие области больших эксцентриситетов. Степень воздействия ЦЗО на значение коэффициента вариации несущей способности зависит от процента армирования. При малых процентах армирования ( $\mu = 0,25\%$ ) значение коэффициента вариации под действием ЦЗО практически не меняется, с ростом процента армирование оно становится более существенным и при  $\mu = 3,00\%$  снижается на  $0,5 \dots 1,5\%$  (в абсолютных значениях) в зависимости от эксцентриситета и высоты поперечного сечения;
2. Наиболее существенное снижение расчётной несущей способности без учёта гибкости при ЦЗО происходит при малых эксцентриситетах и небольших процентах армирования – до  $15\%$  при  $\mu = 0,25\%$ . Увеличение количества продольной арматуры способствует уменьшению влияния ЦЗО на несущую

способность (2...3%). Для элементов с симметричным армированием снижение несущей способности по нормальному сечению при больших эксцентриситетах продольной силы в результате воздействия ЦЗО не существенно. Для учёта воздействия ЦЗО на несущую способность при внецентренном сжатии при диаграммных методах расчёта и детерминированном подходе необходимо совместное использование понижающих коэффициентов для расчётных значений прочности и предельных (пиковых) деформаций;

3. Для элементов большой гибкости (сочетание большой расчётной длины и малого процента армирования) и малых эксцентриситетах при воздействии ЦЗО становится заметно влияние снижения значений модуля упругости бетона на несущую способность за счёт снижения жёсткости (до 11%). Исходя из этого для внецентренно сжатых элементов железобетонных конструкций, работающих в условиях ЦЗО необходимо увеличивать нижнюю границу значения процента продольного армирования. Для расчёта процента армирования с учётом ЦЗО разработана инженерная методика, позволяющая с приемлемой точностью определять процент продольного армирования для внецентренно сжатого железобетонного элемента и, при необходимости, корректировать его геометрические характеристики;

4. Обеспеченность результатов детерминированных расчётов несущей способности по нормальному сечению при внецентренном сжатии с использованием расчётных значений прочностных и деформационных характеристик бетона в соответствии с действующими нормами зависит от эксцентриситета продольной силы для всех наиболее часто используемых расчётных диаграмм. В области малых эксцентриситетов обеспеченность результатов расчёта ниже обеспеченности расчётного сопротивления бетона, а при больших эксцентриситетах выше. Снижение коэффициента обеспеченности наиболее ощутимо при больших процентах армирования (до 21% при  $\mu = 3,00\%$ ) и менее заметно при малом количестве продольной арматуры (до 9% при  $\mu = 0,25\%$ ). В области больших эксцентриситетов обеспеченность несущей способности

превышает обеспеченность расчётного сопротивления бетона на 3...6% (с ростом количества продольной арматуры запас обеспеченности уменьшается);

5. Воздействие ЦЗО приводит к уменьшению обеспеченности несущей способности при малых эксцентриситетах и большой гибкости (до 15...18%) и практически не влияет на коэффициент обеспеченности при больших эксцентриситетах. При малой гибкости снижение обеспеченности несущей способности не существенно для малого количества арматуры и усиливается до 4...5% с ростом армирования. Так как воздействие ЦЗО аналогично уменьшению класса бетона по прочности на сжатие, то, с точки зрения надёжности, с увеличением армирования целесообразно увеличивать класс бетона по прочности на сжатие;

6. В результате проведённого анализа влияния значения предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии на результаты расчётов несущей способности по нормальному сечению с использованием нелинейной деформационной модели определено, что значение предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии существенно влияет на результаты расчётов на прочность при малых эксцентриситетах продольной силы и больших процентах армирования и практически не оказывают влияние на результаты расчёта при больших эксцентриситетах и малых процентах армирования. Таким образом, оптимальным способом повышения обеспеченности результатов расчётов на прочность по нормальному сечению при внецентренном сжатии будет корректировка (снижение) расчётного значения предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии;

7. Уменьшение значения предельных (пиковых) деформаций бетона при сжатии (до 1,4‰ до ЦЗО и 1,2‰ после ЦЗО), позволило сгладить влияние эксцентриситета продольной силы на коэффициент обеспеченности несущей способности по нормальному сечению при внецентренном сжатии и повысить обеспеченность результатов расчётов при малых эксцентриситетах. При указанном значении  $\varepsilon_{b0}$  диапазон изменения минимального значения коэффициента

обеспеченности составил  $0,954 \dots 1,009$ , в то время как при  $\varepsilon_{b0} = 2,0\%$  минимальное значение коэффициента обеспеченности менялось в диапазоне  $0,781 \dots 0,967$ .

Оценка обеспеченности результатов расчёта несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению выполнена исходя из ограниченного объёма экспериментальных данных. Для принятия окончательного решения о расчётном значении предельных деформаций бетона при сжатии необходимо проведение большого объёма экспериментальных исследований для уточнения характеристик их статистического распределения.

Фактическая изменчивость характеристик бетона в реальных конструкциях может отличаться от нормативной как в меньшую, так и в большую сторону. Соответственно, изменение фактических значений коэффициентов вариации прочностных и деформационных характеристик бетона в реальных конструкциях будет оказывать влияние на фактическую обеспеченность их несущей способности. За счёт обеспечения фактических значений коэффициентов вариации прочностных и деформационных характеристик менее нормативных возможно увеличение обеспеченности несущей способности железобетонной конструкции. И наоборот, при фактических значениях коэффициентов вариации прочностных и деформационных характеристик бетона менее их нормативных значений обеспеченность несущей способности снижается.

## Основные результаты и выводы

Результатом настоящей работы, включающей в себя экспериментальные и численные исследования, является следующее:

1. В рамках одного класса бетона по прочности на сжатие изменчивость прочностных и деформационных характеристик бетона сопоставима, а их значения взаимозависимы, что необходимо учитывать при построении расчётных диаграмм.

2. Воздействие ЦЗО приводит к трансформации диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона, которая проявляется в уменьшении значений прочностных и деформационных характеристик бетона и снижении его энергии разрушения. Для учёта воздействия ЦЗО при расчётах конструкций на прочность предложено совместное использование понижающих коэффициентов к значениям расчётного сопротивления бетона и предельных деформаций  $\varepsilon_{b0}$ .

3. На основе диаграммного метода разработан вероятностный алгоритм, позволяющий оценить статистические характеристики несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению.

4. Коэффициент вариации несущей способности по нормальному сечению при внецентренном сжатии максимален при малых эксцентриситетах продольной силы и снижается с их ростом. Диапазон изменения значения коэффициента вариации при  $\mu = 0,25\%$  составляет 7...13%, а при  $\mu = 3,00\%$  7...11%. Это приводит к снижению расчётной несущей способности при внецентренном сжатии в условиях ЦЗО при малых эксцентриситетах (до 15...25% при большой гибкости и малом проценте армирования).

5. При расчёте несущей способности по нормальному сечению в соответствии с действующими нормами обеспеченность их результатов зависит от эксцентриситета продольной силы, процента армирования и гибкости. При малых эксцентриситетах обеспеченность результатов расчёта ниже обеспеченности расчётного сопротивления бетона (до 21% при  $\mu = 3,00\%$  и до 9% при  $\mu = 0,25\%$ ). Воздействие ЦЗО приводит к уменьшению обеспеченности несущей способности

при малых эксцентриситетах и большой гибкости (до 15...18%), а при больших эксцентриситетах практически не оказывает на неё влияния.

6. Снижение расчётного значения  $\varepsilon_{b0}$  на 30% с 2,0‰ до 1,4‰ повышает обеспеченность результатов расчёта несущей способности при внецентренном сжатии с 0,781...0,967 до 0,954...1,009.

7. Разработана инженерная методика для определения процента продольного армирования внецентренно сжатых железобетонных элементов, подвергающихся ЦЗО.

Дальнейшие исследования целесообразно направить на накопление данных об изменчивости деформационных характеристик бетона с учётом воздействия различных факторов окружающей среды, усовершенствование имеющихся методик расчётов в вероятностной постановке и уточнение расчётных характеристик материалов для детерминированных расчётов.

### Список литературы

1. Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах под ред. Ф.М. Иванова М: / С.Н. Алексеев [и др]. М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
2. Алмазов В.О. Железобетонные конструкции сооружений для добычи нефти и газа на континентальном шельфе северных морей: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Алмазов Владлен Ованесович. – М., 1990 –331 с.
3. Алмазов В.О. Прогнозирование поведения железобетонных конструкций при сложных воздействиях природного и техногенного характера./ В.О. Алмазов, А.В. Забегаев, Н.Н. Поной, Б.С. Расторгуев, Л.М. Пухонто // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 1994. – № 11. С. – 10–15.
4. Алмазов В.О. Учёт климатических воздействий при проектировании и прогнозе долговечности железобетонных пролётных строений / В.О. Алмазов // Автомобильные дороги. 1997. – №10. – С. 11–21.
5. Андреев О.О. Оценка несущей способности железобетонных сечений с учетом вероятностной природы прочности бетона и стали / О.О. Андреев // Строительная механика и расчет сооружений. 1984, №6. – С. 16–19.
6. Бабич В.И. Расчёт элементов железобетонных конструкций деформационным методом / В.И. Бабич, Д.В. Кочкарев // Бетон и железобетон. – 2004. – №2. – С. 12–16.
7. Берг О. Я. Высокопрочный бетон / О. Я. Берг, Е. Н. Щербаков, Г. Н. Писанко // М.: Стройиздат, 1971. – 208 с
8. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг // М.: Госстройиздат. 1961. – 176 с.
9. Берг О.Я. О предельном состоянии железобетонных конструкций по долговечности бетона / О.Я. Берг // Бетон и железобетон. 1964. – №11– С.13–20.
10. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надёжности в расчётах сооружений / В.В. Болотин // М.: Стройиздат 1982, 351 с.

11. Бондаренко В.М. Коррозионные повреждения и ресурс силового сопротивления железобетонных конструкций / В.М. Бондаренко, С.В. Марков, В.И. Римшин // Бюллетень строительной техники. 2002. – №8 – С. 26-32.
12. Вернигорова В.Н. Коррозия строительных материалов: Монография / В.Н. Вернигорова, Е.В. Королев, А.И. Еремкин, Ю.А. Соколова. // М.: Изд-во «Палеотип», 2007. – 176 с.
13. Герфанова О.А. Особенности расчета момента трещинообразования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками / О.А. Герфанова, В.М. Попов // Труды Костромской государственной сельскохозяйственной академии. Первые шаги в науке. – Выпуск 75. – Кострома: КГСХА, 2011, С. 32–39
14. Голубых Н.Д. Методы оценки стойкости бетона в суровых климатических условиях и агрессивной среде: автореф. дис... канд. тех. наук: 05.23.08/ Голубых Николай Дмитриевич. – М., 1975, – 25 с.
15. Прогноз долговечности бетонных конструкций / С.С. Гордон // Бетон и железобетон. – 1992. – №6. – С. 23–25.
16. ГОСТ 10060-2012 Бетоны. Методы определения морозостойкости.
17. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.
18. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций Технические условия.
19. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
20. Гузеев Е.А. Интегральный метод оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силовой нагрузки. / Е.А. Гузеев, В.М. Бондаренко, Н.В. Савицкий // Труды НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1984, С.20–27.
21. Гузеев Е.А. Механика разрушения в оценке долговечности бетона / Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1997. – №5. – С. 36–38.

22. Гузеев Е.А. Оценка надёжности железобетонных конструкций при низких температурах / Е.А. Гузеев, Б.И. Пинус // Бетон и железобетон. – 1984. – №10. – С. 9–10.
23. Добромыслов А.Н. Оценка надёжности зданий и сооружений по внешним признакам. Справочное пособие. / А.Н. Добромыслов – М.: Издательство АСВ, 2004, – 72 с.
24. Еремеев Г.Г. Климатические условия и морозостойкость конструкций / Г.Г. Еремеев // Бетон и железобетон. – 1970. – №11. – С. 30-32.
25. Жарницкий В. И. Квазистатические испытания бетонных и армированных призм с целью изучения полных диаграмм сопротивления / В. И. Жарницкий, А. А. Беликов // «Бетон и железобетон — взгляд в будущее»: науч. тр. III Всерос. (II Междунар.) конф. по бетону и железобетону: в 7 т. М.: Нац. исслед. Московский гос. строит. ун-т, 2014, Т. 1. – С. 39–48.
26. Залесов А.С. Фактическое состояние и перспективные направления развития нормативной базы железобетона / А.С. Залесов, С.А. Зенин // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №1. – С. 55–57.
27. Зенин С.А. Формирование современной отечественной нормативной базы в области бетона и железобетона / С.А. Зенин, // Вестник НИЦ «Строительство». – 2016. – №1. – С. 76–91.
28. Зенин С.А. Исследование и анализ методов выполнения вероятностных расчетов строительных конструкций / С.А. Зенин, Д.В. Кузеванов, О.В. Кудинов, А.М. Петров // Вестник НИЦ «Строительство». – 2020. – №1. – С. 46–53.
29. Зулпуев А.М. Построение аппроксимирующей зависимости “напряжение-деформация” для бетона / А.М. Зулпуев // Бетон и железобетон. – 2002, №2. – С. 9–11.
30. Исайкин А. Я. «Оценка надёжности статически неопределимых железобетонных конструкций на основе метода предельного равновесия»: дис. ... д-ра техн. наук.: 05.23.01/ Исайкин Анатолий Яковлевич: М., 2000. 405 с.
31. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 348 с.

32. Карпенко, Н.И. Метод расчета расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах / Н.И. Карпенко, Е.В. Горшенина // Бетон и железобетон. – 2006, №5. – С. 13–15.
33. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры. Напряжённо-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Сб. научных трудов НИИЖБ. – Москва: НИИЖБ, 1986. – С. 7–25.
34. Карпенко, Н.И. Диаграммы деформирования бетона, их трансформация в зависимости от различных факторов и использование в расчётах конструкций / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений. – Л.: Энергоатомиздат, 1982. – С. 170–185.
35. Карпенко, Н.И. Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчёта железобетонных конструкций по деформационной модели / Н.И. Карпенко, Б.С. Соколов, О.В. Радайкин // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. - №1. – С. 28-30.
36. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм железобетонных конструкций. Перевод с фр. М., НИИЖБ, 1984 – 284с.
37. Козлов А.В. Модель деформирования бетона для расчёта с единых позиций, нормально армированных и перearмированных изгибаемых железобетонных элементов: дис... канд. тех. наук: 05.23.01/ Козлов Александр Вячеславович. – Самара, 2005. – 110 с.
38. Колчунов В.И. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях / В.И. Колчунов, В.И. Колчунов, Н.В. Фёдорова // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №8. – С. 54–60.
39. Колчунов В.И. Расчётная модель длительного деформирования плосконапряжённого состояния коррозионно повреждённого железобетонного элемента в зоне контакта двух бетонов / В.И. Колчунов, М.С. Губанова, Д.В.

Карпенко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2017. – № 1. – С. 49–57.

40. Кодыш, Э.Н. Расчёт железобетонных конструкций из тяжёлого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям / Э.Н. Кодыш, И.К. Никитин, Н.Н. Трекин. – Москва: Издательство АСВ, 2010. – 352с.

41. Кузеванов, Д.В. Надежность внецентренно сжатых железобетонных элементов при расчете по прочности нормальных сечений: автореф. дис... канд. тех. наук: 05.23.01/ Кузеванов Дмитрий Владимирович. – М., 2012. – 27 с.

42. Кузеванов, Д.В. Учёт снижения прочности внешних слоёв бетона при расчёте железобетонных колонн по нормальным сечениям / Д.В. Кузеванов // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №2. – С. 23–27.

43. Леонович С. Н. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях: монография: в 2 ч. / С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский, О. Ю. Чернякевич, А. Степанова. – Минск: БНТУ, 2016. – 393 с.

44. Лычев, А. С. Надежность строительных конструкций [Текст] : учеб. пособие по направлению 653500 "Стр-во" / А. С. Лычев. - Москва : АСВ, 2008. - 184 с.

45. Маилян Д.Р. Деформационные свойства и параметрические точки бетонов каркасной структуры / Д.Р. Маилян, Г.В. Несветаев, С.В. Халезин, А.А. Горцевской // Инженерный вестник Дона. – 2018. – № 2 (49). – С. 177.

46. Маилян Д.Р. О зависимости "напряжения-деформации" и "модуль деформаций-уровень нагружения" для бетонов с органо-минеральными модификаторами / Д.Р. Маилян, Г.В. Несветаев, Л.В. Постой // Инженерный вестник Дона. – 2019. – № 7 (58). – С. 27.

47. Махно А.С. Надёжность изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям, усиленных бетоном и арматурой. дис... канд. тех. наук : 05.23.01/ Махно Андрей Сергеевич. – М., 2005. – 174 с.

48. Межнякова А.В. Методы оценки долговечности армированных конструкций при действии нагрузок и агрессивных сред / А.В. Межнякова, И.Г.

Овчинников // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – №4. – С.44–45.

49. Милованов А.Ф. Железобетонные температуростойкие конструкции / А.Ф. Милованов ; М.: Изд-во: НИИЖБ, – 2005. – 234 с.

50. Милованов А.Ф. Учёт воздействия низких температур при расчёте конструкций / А.Ф. Милованов, В.Н. Самойленко // Бетон и железобетон. – 1980. – №3. – С. 25–26.

51. Миронов С.А. Основные виды разрушения бетона морозом / С.А. Миронов // Бетон и железобетон. – 1992. – №12. – С. 25–28.

52. Миронов С.А. Стойкость бетона при циклических колебаниях низких температур / С.А. Миронов, О.С. Иванов, Л.Е. Журавлёва // Бетон и железобетон. – 1982. – №3. – С. 42–43.

53. Мордовский С.С. Напряжённое состояние экспериментальных образцов при внецентренном нагружении / С.С. Мордовский, В.Г. Мурашкин // Современные проблемы науки и образования. – 2012. – №4. – С.137-141.

54. Москвин В.М. Коррозия бетона и железобетона. Методы их защиты / В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, Алексеев С.Н., Е.А. Гусев; М.: Стройиздат. 1980. – 536 с.

55. Мкртчян А.М. Особенности конструктивных свойств высокопрочных бетонов / А.М. Мкртчян, В.Н. Аксенов, Д.Р. Маилян, А.М. Блягоз, М.В. Сморгунова // Новые технологии. 2013. – № 3. – С. 135–143.

56. Мкртчян А.М. Аналитическое описание диаграммы деформирования высокопрочных бетонов [Электронный ресурс] / А.М. Мкртчян, В.Н. Аксенов // «Инженерный вестник Дона». – 2013. – №3. – Режим доступа: <http://www.ivdon.ru/magazine/archive/n3y2013/1818>

57. Муравьева Л.В., Оценка надежности трубопроводной конструкции с эксплуатационными повреждениями / Л. В. Муравьева, И. Г. Овчинников, В. А. Пшеничкина ; М-во образования Рос. Федерации. Саратов. гос. техн. ун-т. - Саратов : Саратов. гос. техн. ун-т, 2004. – 254 с.

58. Мурашкин Г.В. Моделирование диаграммы деформирования бетона и схемы напряженнодеформированного состояния / Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин // Изв. вузов. Строительство. – 1997. – № 10. – С. 4–6.
59. Мурашкин Г.В. Применение диаграмм деформирования для расчета несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов / Г.В. Мурашкин, С.С. Мордовский // Жилищное строительство. – 2013. – №3. – С. 38-40.
60. Мухамедиев, Т.А. Некоторые особенности расчета конструкций из высокопрочных бетонов / Т.А. Мухамедиев, Д.В. Кузеванов // Вестник НИЦ Строительство. – 2018. – №4. – С. 77-86.
61. Несветаев Г.В. К вопросу оценки морозостойкости бетонов по критерию прочности / Г.В. Несветаев, А.В. Догова, Л.В. Постой // Инженерный вестник Дона. – 2019. – № 7 (58). – С. 39.
62. Несветаев Г.В. Деформационные свойства бетонов классов В40 - В60 из высокоподвижных смесей на материалах Вьетнама / Г.В. Несветаев, Л.К. Ву // Интернет-журнал Науковедение. – 2015. – Т. 7. № 3 (28). – С. 114.
63. Никулин А. И. Энергетический подход к определению динамической прочности бетона при неоднородном импульсном растяжении / А. И. Никулин // Наука и инновации в строительстве: сборник докладов международной научно-практической конференции: БГТУ им. В.Г. Шухова. – 2017. – С. 76-81.
64. Никулин А. И. О динамической прочности бетона при неоднородном импульсном сжатии / А. И. Никулин // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. – №1. – С. 77-81.
65. Овчинников И.Г. Расчет элементов конструкций с наведенной неоднородностью при различных схемах воздействия хлоридсодержащих сред / И.Г. Овчинников, Н.С. Дядькин. - Саратов: Изд-во СГТУ, 2003. – 220 с.
66. Овчинников И.Г. Прочность и долговечность железобетонных конструкций в условиях сульфатной агрессии / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р.Б. Гарибов. – Саратов: Изд-во СГУ, 2001. – 163 с.

67. Овчинников И.Г., Кудайбергенов Н.Б., Шеин А.А. Эксплуатационная надежность и оценка состояния резервуарных конструкций / И.Г. Овчинников, Н.Б. Кудайбергенов, А.А. Шеин – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т., 1999. – 313 с.
68. Овчинников И.Г. Случайный характер деформаций и напряжений железобетонных конструктивных элементов мостов / И.Г. Овчинников, А.В. Межнякова, И.Н. Гришина // Вестник волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: строительство и архитектура. – 2006. – №6. – С.107-113.
69. Овчинников И. Г. Тонкостенные конструкции в условиях коррозионного износа. Расчет и оптимизация / И. Г. Овчинников, Ю. М. Почтман. – Днепропетровск : ДГУ, 1995. – 192 с.
70. Овчинников И.Г. Работоспособность сталежелезобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И. Г. Овчинников. В. В. Раткин, Р. Г. Гарибов; Саратов. гос. техн. ун-т. - Саратов : Изд-во сарат. ун-та, 2002. – 155 с.
71. Овчинников И.Г. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И. Г. Овчинников. В. В. Раткин, А. А. Землянский ; М-во образования Российской Федерации, Саратовский гос. техн. ун-т. - Саратов : Саратовский гос. техн. ун-т, 2000. – 229, [3] с.
72. Овчинников И.Г. Модель деформирования и расчет сжато-изогнутой железобетонной балки в условиях сульфатной агрессии / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р.Б Гарибов // Бетон и железобетон. – 1992. – №6. – С. 26-29.
73. Овчинников И.И. Вероятностное моделирование поведения армированных мостовых конструкций в агрессивных условиях эксплуатации / И.И. Овчинников Чэнь Тао, И.Г. Овчинников // Интернет-журнал «Транспортные сооружения», Том 4, №4 (2017) <https://t-s.today/PDF/03TS417.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/03TS417

74. Остапенко А.Ф. Тригонометрическая зависимость  $\sigma - \varepsilon$  для бетона к аналитическому определению деформированного состояния сечения / А.Ф. Остапенко // Материалы XXII Межд. Конф. Молодых учёных и специалистов в области бетона и железобетона. – Иркутск, 1990. – т.2. – С. 69 – 70.

75. Остапенко А.Ф. Универсальная зависимость для диаграмм деформирования бетона, арматуры и железобетонных элементов / А.Ф. Остапенко // Бетон и железобетон. – 1992. – №7. – С. 23-24.

76. Оськин К.В. Долговечность бетонов в ограждающих конструкциях при совместном действии влаги и знакопеременных температур. дис... канд. тех. наук : 05.23.05/ Оськин Константин Владимирович. – Саранск., 2007. – 232 с.

77. Отчёт о научно-исследовательской работе «Провести научно-исследовательские работы по прогнозированию долговечности бетонных и железобетонных фундаментных конструкций, работающих в условиях вечномерзлых грунтов, низких отрицательных температур и жидких агрессивных сред». ЗабайкалпромстройНИИпроект. Якутск. 1987г.

78. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надёжности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер. М.: АСВ. 2007 – 256с.

79. Петров В.В. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / В. В. Петров, И. Г. Овчинников, Ю. М. Шихов. - Саратов : Изд-во Сарат. ун-та, 1987. – 285 с.

80. Пинус Б.И. «Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при низкотемпературных воздействиях»: дис. ... д-ра техн. наук. 05.23.17. – Иркутск, 1986. – 495 с.

81. Пинус Б.И. Изменение конструктивных свойств бетонов при охлаждении и замораживании / Б.И. Пинус, Ж.Н. Пинус, И.В. Хомякова // Вестник Иркутского государственного технического университета. – 2015. – № 2 (97). – С. 111–116.

82. Пинус Б.И. О сопротивляемости деформированию бетона, подвергнутого циклическому замораживанию и оттаиванию / Б.И. Пинус, В.В.

Семёнов // Бетон и железобетон. В кн.: Проблемы совершенствования строительных конструкций на дальнем востоке. – Хабаровск: 1982. – С. 101–106.

83. Плевков В.С. Оценка прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / В. С. Плевков, А. П. Малиновский, И. В. Балдин // Вестник ТГАСУ. – № 2. – 2013. – С. 144–152.

84. Подвальный А.М. Вероятностная модель поведения бетона при циклическом воздействии среды / А.М. Подвальный, Ю.В. Осетинский // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1982. - №2 – с. 23–33.

85. Подвальный А.М. О классификации видов коррозии бетона / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2004. – №2. – С. 23–27.

86. Попеско А.И. Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями / А.И. Попеско, О.И. Анцыгин, А.А. Даилов // Бетон и железобетон. – 2002. – №2. – С.11–13.

87. Попов В.М. Оценка несущей способности железобетонных конструкций в естественных условиях холодного климата / В.М. Попов, М.Г. Плюснин // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 2 (43). – С. 42–47.

88. Попов В.М. Работа изгибаемых железобетонных конструкций в условиях знакопеременных температур. / В.М. Попов, С.Н. Унжаков // Вестник ТИ(ф) ЯГУ. Якутск. – 2004. – С.39–43.

89. Попов В.М. Влияние перепадов температур в отрицательном диапазоне на прочность бетона / В.М. Попов, И.В. Хомякова // Биосферные и средозащитные технологии при взаимодействии человека с окружающей средой. Сборник материалов VII-й Международной научно-практической конференции: г. Пенза. – 2002. – С.163–165.

90. Попов В. М. Учет уровня армирования на прочность изгибаемых железобетонных элементов / В.М. Попов, И.В. Хомякова // Горный информационно-аналитический бюллетень. Региональное приложение «Якутия». – 2006. – Вып. 1. – С. 215-217.

91. Попов В.М. Влияние замораживания на несущую способность изгибаемого железобетонного элемента» / В.М. Попов, И.В. Черных, Б.И. Пинус //

Актуальные проблемы современной науки. Технические науки. Части 18-20. Архитектура. Строительство. Транспорт. Труды 4-й Международной конференции молодых ученых и студентов. – Самара 2003. – С.56-58.

92. Попов В.П. Применение математического аппарата для описания процессов разрушения бетона при различных видах внешнего воздействия / В.П. Попов, А.Ю. Давиденко, Д.В. Попов // Математические методы и модели в строительстве, архитектуре и дизайне. Самарский государственный архитектурно-строительный университет. Самара, 2015. – С. 23-28.

93. Попов В.П. Особенности описания процессов разрушения бетона при различных видах внешнего воздействия / В.П. Попов, Д.В. Попов, А.Ю. Давиденко, // Научное обозрение. – 2015. – С. 162-164.

94. Пуханто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений / Л.М. Пуханто ; – М.: АСВ, 2004. – 422 с.

95. Радайкин О.В. Сравнительный анализ различных диаграмм деформирования бетона по критерию энергозатрат на деформирование и разрушение / О.В. Радайкин // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. – 2019, № 10. – С. 29-39.

96. Райзер В. Д. Теория надёжности в строительном проектировании / В. Д. Райзер ; М.: АСВ 1998г. – 304с.

97. Райзер В. Д. Теория надёжности сооружений / В. Д. Райзер ; М.: АСВ 2010г.

98. Римшин В.И. Построение диаграммы деформирования одноосно сжатого бетона / В.И. Римшин, А.Л. Кришан, А.И. Мухаметзянов // Вестник МГСУ. – 2015, № 6. – С. 23-31.

99. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / Ржаницын А.Р. ; М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

100. Савицкий Н.В. «Основы расчёта надёжности железобетонных конструкций в агрессивных средах» дис... докт. тех. наук : 05.23.01/ Савицкий Николай Васильевич Днепропетровск, 1994г. – 400 с.

101. Селяев В. П. Химическое сопротивление и долговечность строительных материалов изделий и конструкций : учеб. пособие / В. П. Селяев, Т. А. Низина, В. Н. Уткина. – Саранск : Изд-во Мордовского университета, 2003. – 48 с.
102. Селяев В.П. Расчёт долговечности железобетонных конструкций / В.П. Селяев // Вестник Мордовского университета. – 2008. – №4. – С. 140–149.
103. Селяев В.П. «Вероятностные методы оценки долговечности железобетонных изгибаемых элементов» / В.П. Селяев, П.В. Селяев, И.С. Петров // Academia. Архитектура и строительство. – 2009. – № 3. – С. 87–90.
104. Сорокин Е.В. Расчет и прогнозирование долговечности железобетонных конструкций. дис... канд. тех. наук : 05.23.01/ Сорокин, Евгений Вячеславович. Саранск, 2014 г. – 203 с.
105. Снаркис Б.И. К статико-экономическому обоснованию запасов несущей способности конструкций // Труды АН Литовской ССР. 1962. – №1(32). – 1963. – С.27–49.
106. СП 52-105-2009 Железобетонные конструкции в холодном климате и на вечномерзлых грунтах.
107. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
108. Степанова В.Ф. Новое в стандарте ГОСТ 10060-2012 «Бетоны, методы определения морозостойкости» / В.Ф. Степанова, Н.К. Розенталь, Г.В. Чехний // Бетон и железобетон. – 2013. – №5. – С. 18–21.
109. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений / Н. С. Стрелецкий, проф. д-р техн. наук. – Москва : Стройиздат, 1947. – 95 с.
110. Сухов Ю.Д. Некоторые особенности теории надёжности строительных конструкций / Ю.Д. Сухов // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1975. – №4. – С.13 – 16.

111. Тимашев С. А. Рекомендации по оценке надёжности строительных конструкций / С. А. Тимашев – Свердловск : Уральский Промстройпроект, 1974. – 103с.
112. Трекин Д. Н. Расчёт нелинейного деформирования и трещиностойкости железобетонных изгибаемых элементов. дис... канд. тех. наук : 05.23.01/ Трекин, Дмитрий Николаевич. Москва, 2020 г. – 170 с.
113. Хомякова И. В. Особенности работы железобетонных конструкций в условиях замораживания и оттаивания. дис... канд. тех. наук : 05.23.01/ Хомякова, Ирина Васильевна. Улан-Удэ, 2003 г. – 138 с.
114. Черных И. В. «Изменение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при глубоком замораживании». дис... канд. тех. наук : 05.23.01/ Черных Игорь Вячеславович. Улан-Удэ, 2003 г. – 148 с.
115. Чирков В.П. Прикладные методы теории надёжности в расчётах строительных конструкций : учебное пособие для вузов ж.-д. транспорта / В. П. Чирков. – М.: Маршрут 2006. – 620 с.
116. Шестопёров С.В. Долговечность бетона транспортных сооружений М: Транспорт 1966 – 503 с.
117. Шпете Г. Надёжность несущих строительных конструкций / Герхард Шпете, доктор технических наук, профессор; перевод с немецкого О. О. Андреева. – М: Стройиздат, 1994. – 288 с.
118. Штарк И., Вихт Б. Долговечность бетона / И. Штарк, Б. Вихт : пер. с нем. / Киев: Оранта, 2004 – 301 с.
119. Berto Luisa, Constitutive model of concrete damaged by freeze–thaw action for evaluation of structural performance of RC elements / Luisa Berto, Anna Saett, Diego Talledo // Construction and Building Materials. – Volume 98. – 15 November 2015. – Pages 559–569.
120. CEB-FIB Model Code for Concrete Structures 2010. edition 2013. – 402 p.
121. Cai H., Freeze-thaw durability of concrete: ice formation process in pores / H.Cai, X.Liu // Cement and Concrete Research. – Volume 28. – Issue 9. – September 1998. – Pages 1281-1287.

122. Chen Dingshi, Study on damage rules on concrete under corrosion of freeze-thaw and saline solution / Dingshi Chen, Yuang Deng, Jiyang Shen, Guorui Sun, Jun Shi // *Construction and Building Materials*. – Volume 304. – 18 October 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124617>
123. Duan A. Qian Effect of freeze-thaw cycles on the stress-strain curves of unconfined and confined concrete / A. Duan, W.L. Jin, J.W. Qian // *Mater Struct*. – 44 (7) (2011). – pp. 1309–1324 DOI:[10.1617/s11527-010-9702-9](https://doi.org/10.1617/s11527-010-9702-9)
124. Farooq Muhammad Aboubakar, Experimental investigation of monotonic behavior and stress-strain models of AE and non-AE high strength concrete with BFS fine aggregates under freezing and thawing / Muhammad Aboubakar Farooq, Yasuhiko Sato, Kyoji Niitani// *Construction and Building Materials*. – Volume 249. – 20 July 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118679>
125. Guan Xiao, Chenghua Zhang Stress–strain behaviour and acoustic emission characteristic of gangue concrete under axial compression in frost environment / Xiao Guan, Jisheng Qiu, Huitao Song, Qing Qin, Chenghua Zhang// *Construction and Building Materials*. – Volume 220. – 30 September 2019. – Pages 476-488. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.008>
126. Hamze Youssef, Concrete Durability in Harsh Environmental Conditions Exposed to Freeze Thaw Cycles / Youssef Hamze // *Physics Procedia*. – Volume 55. – 2014. – Pages 265-270
127. Hanjari K.Z. Experimental study of the material and bond properties of frost-damaged concrete / K.Z. Hanjari, P. Utgenannt, K. Lundgren // *Cem Concr Res*. – 41 (3) (2011). – pp. 244-254.
128. Hasan M. Stress-strain model of concrete damaged by freezing and thawing cycles / M. Hasan, H. Okuyama, Y. Sato, T. Ueda // *J Adv Concr Technol*. – 2 (1). – (2004) . – pp. 89-99.
129. Liu Guangyan, Influence of Crack on Concrete Damage in Salt-Freezing Environment / Guangyan Liu, Song Mu, Jingshun Cai, Deqing Xie, Ying Zhou, Xiaocheng Zhou // *Advances in Materials Science and Engineering*. – vol. 2021. – Article ID 5543286. – 13 pages, 2021. <https://doi.org/10.1155/2021/5543286>

130. Liu Zijian, Effects of Seawater Corrosion and Freeze-Thaw Cycles on Mechanical Properties of Fatigue Damaged Reinforced Concrete Beams / Zijian Liu, Bo Diao, Xiaoning Zheng // *Advances in Materials Science and Engineering*. – Volume 2015. –Article ID 536487. –15 pages. <http://dx.doi.org/10.1155/2015/536487>

131. Li Xiao, Stochastic Constitutive Relationship of Self-Compacting Concrete under Uniaxial Compression / Xiao Li, Zhi Shan, Zhiwu Yu, Jing Gao, Jianfeng Mao // *Advances in Civil Engineering*. – vol. 2018. – Article ID 3157414. – 14 pages, 2018. <https://doi.org/10.1155/2018/3157414>

132. Nesvetaev G. The influence of the E-modulus of coarse aggregate on the stress-strain diagram of the concrete with frame structure / G. Nesvetaev, Y. Koryanova, E. Ivanchuk, A. Gortsevskoy // *Materials Science Forum*. – 2020. – T. 974 MSF. – P. 299–304.

133. Peng Rong-Xin, Research on freeze-thaw damage to RC column based on incompatibility deformation from pores / Rong-Xin Peng, Wen-Liang Qiu // *Engineering Structures*. – Volume 241. – 15 August 2021. – 112462 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112462>

134. Qiao Yunfeng, Damage process of concrete subjected to coupling fatigue load and freeze/thaw cycles / Yunfeng Qiao, Wei Sun, Jinyang Jiang// *Construction and Building Materials*. – Volume 93. – 15 September 2015. – Pages 806–811 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.087>

135. Qin Qing, Experimental Study and Numerical Simulation of Seismic Behavior for RC Columns Subjected to Freeze-Thaw Cycles / Qing Qin, Shansuo Zheng, Lei Li, Liguang Dong, Yixin Zhang, Sha Ding // *Advances in Materials Science and Engineering*. – vol. 2017. – Article ID 7496345. – 13 pages. – 2017. <https://doi.org/10.1155/2017/7496345>

136. Šelih J. Performance of concrete exposed to freezing and thawing in different saline environments / Jana Šelih // *Journal of civil engineering and management*. – 2010 16(2): – P. 306–311.

137. Shang Huai-shuai, Effect of Fast Freeze-Thaw Cycles on Mechanical Properties of Ordinary-Air-Entrained Concrete / Huai-shuai Shang, Wei-qun Cao , Bin

Wang // The Scientific World Journal. – Volume 2014. – Article ID 923032. –7 pages.

<http://dx.doi.org/10.1155/2014/923032>

138. Shen Bei, Mechanical Performance and Chloride Diffusivity of Cracked RC Specimens Exposed to Freeze-Thaw Cycles and Intermittent Immersion in Seawater / Bei Shen, Yinghua Ye, Bo Diao, Xiaoning Zheng // Advances in Materials Science and Engineering. – vol. 2016. – Article ID 5973467. – 10 pages.

<https://doi.org/10.1155/2016/5973467>

139. Smith Scott H. Service-life of concrete in freeze-thaw environments: Critical degree of saturation and calcium oxychloride formation / Scott H. Smith, Chunyu Qiao, Prannoy Suraneni, Kimberly E. Kurtis, William J. Weiss // Cement and Concrete Research. – Volume 122. – August 2019. – Pages 93-106

<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.04.014>

140. Sun Ming, Damage evolution and plasticity development of concrete materials subjected to freeze-thaw during the load process / SunMing, XinDabo, Zou Chaoying // Mechanics of Materials. – Volume 139. – December 2019.

<https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2019.103192>

141. Suzuki Tetsuya, Damage estimation of concrete canal due to freeze and thawed effects by acoustic emission and X-ray CT methods / Tetsuya Suzuki, Saki Nishimura, Yuma Shimamoto, Tomoki Shiotani, Masayasu Ohtsu// Construction and Building Materials. – Volume. – 245. –10 June 2020.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118343>

142. Teng Fei, Experimental study on seismic performance of precast segmental concrete columns after seawater freeze-thaw cycles / Fei Teng, Wen-Liang Qiu, Sheng-Shan Pan, Ha-si Hu // Construction and Building Materials. – Volume 260. –10 November 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120482>

143. Verma Sanjeev Kumar, Probabilistic Evaluation of Service Life for Reinforced Concrete Structures / Sanjeev Kumar Verma, Sudhir Singh Bhadauria, Saleem Akhtar // Chinese Journal of Engineering. – vol. 2014. – Article ID 648438. – 8 pages. – 2014. <https://doi.org/10.1155/2014/648438>

144. Wan Zhi-Qiang, Pathways for Uncertainty Quantification through Stochastic Damage Constitutive Models of Concrete. / Zhi-Qiang Wan, Jian-Bing Chen, Michael Beer // 13th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering. – ICASP13 Seoul, South Korea. – May 26-30. – 2019. <https://www.researchgate.net/publication/333416348>
145. Wan-Wendner Roman Aging concrete structures: a review of mechanics and concepts / Roman Wan-Wendner // Journal of Land Management, Food and Environment. – Volume 69. – Issue 3. – P. 175–199.
146. Wang Boxin, Damage model of concrete subjected to coupling chemical attacks and freeze-thaw cycles in saline soil area / Boxin Wang, Jingjing Pan, Ruichang Fang, Qing Wang // Construction and Building Materials. – Volume 242. – 10 May 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118205> (I130)
147. Wu Jieqiong, Hysteretic Behavior of Eccentrically Loaded Reinforced Air-Entrained Concrete Columns under Combined Effects of Freeze-Thaw Cycles and Seawater Corrosion / Jieqiong Wu, Jian Zhang, Bo Diao, Shaohong Cheng, Yinghua Ye // Advances in Civil Engineering. – vol. 2018. – Article ID 3931791. – 10 pages. – 2018. <https://doi.org/10.1155/2018/3931791>
148. Xu Shanhua, Seismic performance of reinforced concrete columns after freeze–thaw cycles / Shanhua Xu, Anbang Li, Zengyang Ji, YanWang // Construction and Building Materials. – Volume 102. – Part 1. – 15 January 2016. – Pages 861-871. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.168>
149. Yafei Lou, A Simplified Uniaxial Stress-strain Curve of Concrete and Its Application in Numerical Simulation / Lou Yafei, Zou Tao, Yang Jie, Yang Tao, Zhang Qingfang, Hong Hexuan // E3S Web of Conferences 283. 01045 (2021). <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202128301045>.
150. Yang Xiaolin, Numerical Simulation of Static Stress-Strain Relationship and Failure Mode for Freeze-Thaw Concrete, / Xiaolin Yang, Genhui Wang, Hongzhao Li, Jiang Fan // Advances in Civil Engineering – vol. 2020 – Article ID 1921598 – 9 pages – 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/1921598>

151. Yang Xiaolin, Equation for the Degradation of Uniaxial Compression Stress of Concrete due to Freeze-Thaw Damage / Xiaolin Yang, Genhui Wang, Shiwu Gao, Min Song, Anqi Wang // *Advances in Materials Science and Engineering*. – vol. 2019. – Article ID 8603065. – 8 pages. – 2019. <https://doi.org/10.1155/2019/8603065>

152. Yan, X. Experimental study of full process variability of concrete under uniaxial compression / X. Yan, X. Ren, J. Li // *Tongji Daxue Xuebao/Journal of Tongji University*. – 2016 №44(5). – p. 664-670. DOI:10.11908/j.issn.0253-374x.2016.05.002

153. Zhang Wuman, Degradation of Roller-Compacted Concrete Subjected to Freeze-Thaw Cycles and Immersion in Potassium Acetate Solution / Wuman Zhang, Jingsong Zhang, Shuhang Chen, and Sheng Gong // *Advances in Materials Science and Engineering*. – Volume 2018. – Article ID 4282181. – 8 pages. <https://doi.org/10.1155/2018/4282181>

154. Zhang Xuhui, Mechanical behavior and chloride penetration of high strength concrete under freeze-thaw attack / Xuhui Zhang, LeiWang, JianrenZhang // *Cold Regions Science and Technology*. – Volume 142. –October 2017. – P 17–24. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2017.07.004>

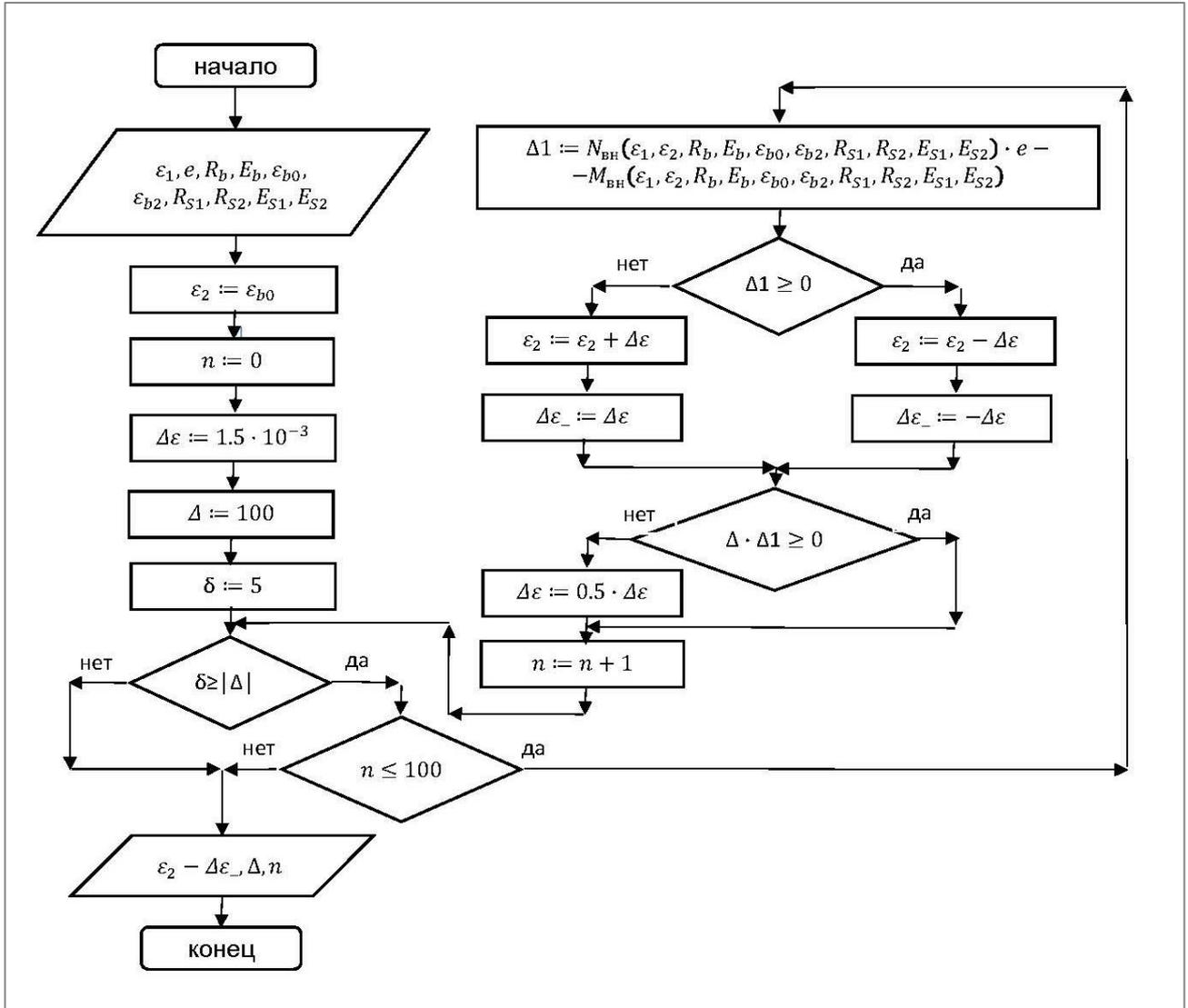
155. Zhao Peng, Impact of sustained load on damage characteristics of reinforced concrete beams under the combined action of salt freeze-thaw cycles and corrosion / Peng Zhao, Gang Xu, Qing Wang, Changcheng Wen // *Construction and Building Materials*. – Volume 273. –1 March 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121744>

156. Zeng Qiang, A study of freezing behavior of cementitious materials by poromechanical approach / Qiang Zeng, Teddy Fen-Chong, PatrickDangla, Kefei Li // *International Journal of Solids and Structures*. – Volume 48. – Issues 22–23. – November 2011. – Pages 3267-3273. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.07.018>

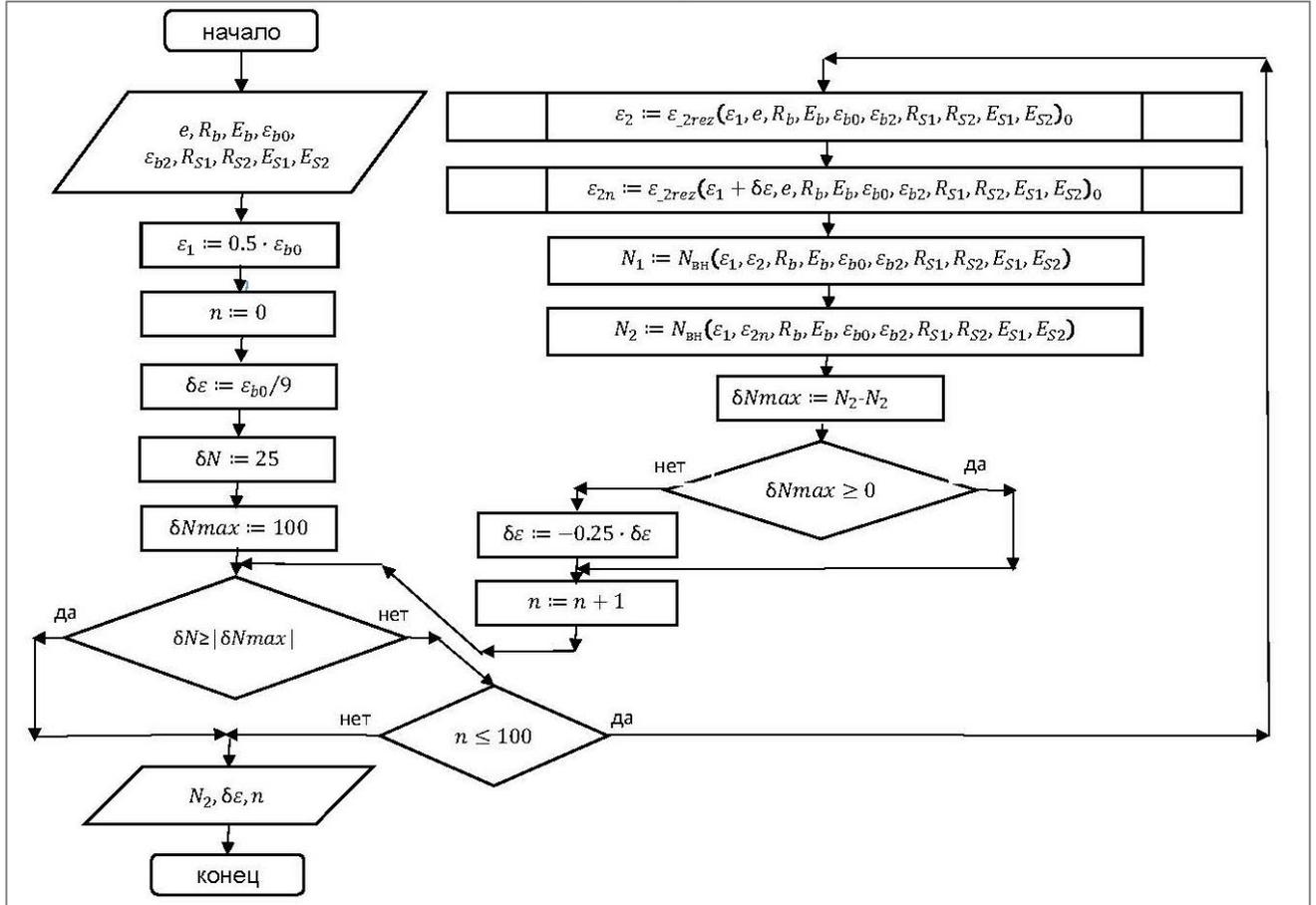
## ПРИЛОЖЕНИЕ 1

## Блок схемы алгоритма вероятностного расчёта

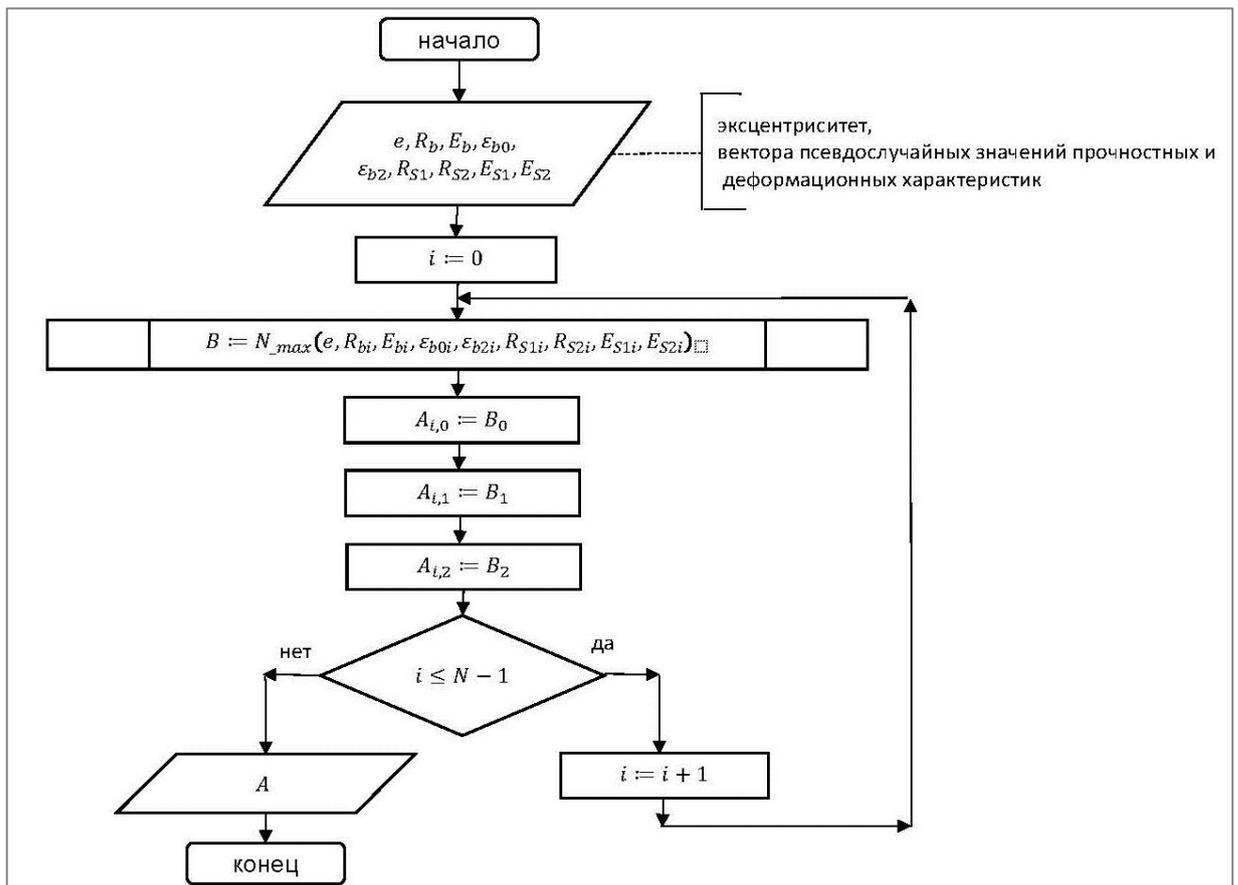
## Процедура 1



### Процедура 2



### Процедура 3



## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

### Внедрение результатов диссертационной работы



**ООО «БЕТОНОРАСТВОРНЫЙ ЗАВОД»**

ИНН 4401105520, КПП 760201001, ОГРН 1104401001132,  
156000, г. Кострома, ул. Индустриальная, д. 38А

Web: [www.beraz.ru](http://www.beraz.ru) e-mail: [brz44-212@mail.ru](mailto:brz44-212@mail.ru)

#### АКТ

#### о внедрении результатов научно – исследовательской работы

Настоящий акт составлен о том, что в период с 2021 по 2022 гг. на предприятии ООО «Бетонорастворный завод» (г. Кострома) были выпущены партии внецентренно сжатых и центрально сжатых колонн различной номенклатуры сечением 300\*300 мм и 400\*400 мм высотой до 8,6 м из бетонов класса В25 и В30 для строительства каркасных зданий, эксплуатируемых в сложных климатических условиях, агрессивных средах и при вибрационных воздействиях, в соответствии со следующими разделами проектной документации:

- РД 05.05-2021 – здание газовой котельной завода ЖБИ площадью 155 м<sup>2</sup>, расположенный по адресу: г. Кострома, ул. Юбилейная, 28/4;
- РД 20.06-2022 – здание торгового комплекса «Светофор» площадью 300 м<sup>2</sup>, расположенный по адресу: г. Кострома, ул. Заречная, 17;
- 03-2020-6.4-КР – молочно-товарный комплекс на 916 голов дойного стада, расположенный по адресу: Костромская область, Буйский район, д. Большой Дор.

При расчете, проектировании и изготовлении данных колонн учтены основные положения методики, учитывающей статистическую изменчивость и корреляцию прочностных и деформативных свойств бетона, разработанная соискателем ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» Плюсниным М.Г.

За счет обоснования влияния уровня армирования, эксцентриситета равнодействующей продольных сил на надежность внецентренно сжатых и центрально сжатых элементов, подвергаемых ЦЗО, применено увеличение диаметров арматуры наиболее нагруженных колонн и увеличение класса бетона по прочности при сжатии. При общем незначительном удорожании изделий экономический эффект достигается повышением их долговечности, эксплуатационной надежности и межремонтного ресурса.

Разработанные Плюсниным М.Г. вероятностный алгоритм, позволяющий оценить статистические характеристики несущей способности внецентренно сжатого железобетонного элемента по нормальному сечению, и понижающие коэффициенты к значениям расчетного сопротивления бетона и предельных деформаций  $\epsilon_{\text{б0}}$  предложены для анализа работы железобетонных изделий при различных эксцентриситетах на стадиях проектирования в проектных организациях ООО «Квартал-Проект» (г. Кострома, ул. Ленина, д. 45 литер а1) и ООО «Перспектива» (г. Кострома, ул. Стопани, д. 32, кв. 34).



Генеральный директор

Козырев А.П.

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
ДЕПАРТАМЕНТ НАУЧНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ПОЛИТИКИ И ОБРАЗОВАНИЯ  
ФГБОУ ВО «КОСТРОМСКАЯ ГСХА»  
АРХИТЕКТУРНО СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ  
ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО, член СРО Ассоциация «Союз Проектировщиков  
Верхней Волги» (СРО-П-102-23122009), рег. №22-П от 17 ноября 2015г

### АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы Плюснина Михаила Геннадиевича **«Обеспеченность несущей способности сжатых железобетонных элементов в условиях замораживания и оттаивания»**

Основные результаты экспериментальных и теоретических исследований, методика определения обеспеченности элементов железобетонных конструкций при сжатии практически, приведённые в диссертационной работе Плюснина М.Г. «Обеспеченность несущей способности сжатых железобетонных элементов в условиях замораживания и оттаивания» используются АС ПКБ ФГБОУ ВО Костромской ГСХА для проведения поверочных расчётов при обследовании строительных конструкций зданий и сооружений.

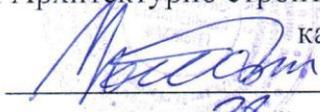
«10» июня 2022 г.

Руководитель АС ПКБ ФГБОУ ВО Костромской ГСХА



С.Г. Кудряшов

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
ДЕПАРТАМЕНТ НАУЧНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ПОЛИТИКИ И ОБРАЗОВАНИЯ  
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«КОСТРОМСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»  
АРХИТЕКТУРНО СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ

УТВЕРЖДАЮ  
декан Архитектурно строительного факультета  
канд. техн. наук, доц.  
  
С.В. Цыбакин  
«28» июня 2022 г.

**АКТ**

об использовании в учебном процессе результатов диссертационной работы старшего преподавателя кафедры Строительных конструкций Плюснина Михаила Геннадиевича **«Обеспеченность несущей способности сжатых железобетонных элементов в условиях замораживания и оттаивания»**

Основные результаты экспериментальных и теоретических исследований, полученные в диссертационной работе Плюснина М.Г. «Обеспеченность несущей способности сжатых железобетонных элементов в условиях замораживания и оттаивания» используются при подготовке специалистов по направлению 08.04.01 Строительство, направленности «Теория и проектирование зданий и сооружений» на кафедре Строительные конструкции.

«15» июня 2022 г.

Заведующий кафедрой СК канд. техн. наук, доц.

  
Т.М. Гуревич